SANTANDER 2026

12 SNIG

12 SIMPOSIO NACIONAL DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA

“Desafíos Geotécnicos del Siglo XXI”

9as JORNADAS HISPANO-PORTUGUESAS

“Modelización Numérica en la Ingeniería Geotécnica”
"Modelação Numérica na Engenharia Geotécnica".

SANTANDER, ESPAÑA
22-25 DE SEPTIEMBRE DE 2026

ENTIDADES ORGANIZADORAS

Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

UC Universidad de Cantabria

SEMR

AETOS Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas

igs Spain

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

12 SIMPOSIO NACIONAL DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA

“Desafíos Geotécnicos del Siglo XXI”

9as JORNADAS HISPANO-PORTUGUESAS

“Modelización Numérica en la Ingeniería Geotécnica”
"Modelação Numérica na Engenharia Geotécnica".

ENTIDADES ORGANIZADORAS

Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

UC | Universidad de Cantabria

SEMR

AETOS Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas

igs Spain

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

PATROCINADORES

PATROCINIO ORO

InGeAp

intermas®

ISCHEBECK TITAN

TYPSA

GEOSOPHIA

ferrovial construcción

SOLMAX

PATROCINIO PLATA

HUESKER
Ideas. Ingenieros. Innovación.

URETEK

Site

sando
Infraestructuras y Proyectos

eptisa 70th
1956 - 2026

DRACE GEOCISA

PATROCINIO EVENTOS

MXAN
MIX ● ANDALUCÍA, S.L.

Arlita
SAINT-GOBAIN

caminos
Cantabria

DYWIDAG

SOLUTIOMA

KELLER

SANTANDER
CIUDAD

SANTANDER
DESTINO

PALACIO
DE LA MAGDALENA

EXPOSICIÓN TÉCNICA

BIANCHINI INGENIERO
MACCAFERRI

KELLER

BRUGG
Geobrugg

Terratest

aginteco
Sistemas y Productos Geotécnicos

Naue

RODIO KRONSA

Esta publicación cuenta con la colaboración publicitaria de:



Edita y distribuye:
Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica
Laboratorio de Geotecnia – CEDEX. Alfonso XII, 3-5, 28014 Madrid.

Diseño de cubierta y maquetación:
Cocuna Marketing y Comunicación

ISBN:
DEPÓSITO LEGAL:

Prohibida su reproducción total o parcial, por cualquier medio o técnica, sin autorización escrita de los autores.

CON LA COLABORACIÓN DE:

Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y del Subsuelo (AETESS)
Autoridad Portuaria de Santander
Ayuntamiento de Santander
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)
Colegio de Caminos, Canales y Puertos de Cantabria
Colegio de Ingenieros Técnicos de Obras Públicas Zona de Cantabria
Colegio Oficial de Arquitectos de Cantabria
Ilustre Colegio Oficial de Ingeniería Geomática y Topografía Asturias - Cantabria
Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos de Minas y Grados en Minas y Energía de Castilla y León (Norte) y Cantabria
Federación de Municipios de Cantabria
Ilustre Colegio Oficial de Geólogos

PRESENTACIÓN:

EL SIMPOSIO

La Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) presenta las memorias del 12º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica (12 SNIG) celebrado en Santander, entre los días 22 y 25 de septiembre de 2026, en la emblemática península de la Magdalena.

El Simposio ha sido organizado conjuntamente con la Universidad de Cantabria (UC) y nuestras sociedades hermanas: la Sociedad Española de Mecánica de Rocas (SEMR), la Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas (AETOS) y el Capítulo Español de la Sociedad Internacional de Geosintéticos (IGS-Spain) a las que agradecemos su gran espíritu de colaboración. La participación de estas Sociedades aumenta notablemente el alcance del programa y el carácter interdisciplinar del evento.

EL LEMA DEL SIMPOSIO

El lema del Simposio: “Desafíos Geotécnicos del Siglo XXI” se ha elegido con la voluntad de abrir el espectro de contribuciones a todos los aspectos geotécnicos de los grandes temas que configuran el futuro de nuestro planeta tales como la sostenibilidad, el cambio climático, la transición energética, los nuevos sistemas de transportes, la mitigación de catástrofes naturales y la protección del medio ambiente.

La serie de Simposios Nacionales de Ingeniería Geotécnica constituye el conjunto de eventos más importantes en el ámbito geotécnico español. La decimosegunda edición pretende profundizar en esa tradición proporcionando un foro ideal para la presentación de novedades técnicas y científicas y el intercambio de conocimientos y experiencias, en un entorno distendido y favorable a la comunicación personal. Una Exposición Técnica, a cargo de las empresas interesadas, constituye un excelente complemento a las sesiones temáticas convencionales.

LAS JORNADAS HISPANO-PORTUGUESAS

Dentro de la programación del Simposio se incluyen las 9as Jornadas Hispano-Portuguesas de Geotecnia, organizadas conjuntamente con la Sociedad Portuguesa de Geotecnia (SPG), sobre el tema “Modelización numérica en la Ingeniería Geotécnica”. Estas Jornadas tienen ya una larga tradición y han jugado un papel fundamental en el fortalecimiento del conocimiento y la colaboración entre profesionales geotécnicos de ambos países.

Antonio Gens
Presidente de la SEMSIG y del Comité Organizador

COMITÉ ORGANIZADOR:

Almudena Da Costa

Antonio Gens
(Presidente)

Beatriz Mateo

Carlos Laína

Enrique Asanza

Enrique Rodríguez

Felipe Collazos

Fernando Pardo de Santayana

Goran Vukotic

Herminia Cano

Jorge Castro
(Vicepresidente)

José Estaire
(Vicepresidente)

José Luis Arcos

María Santana
(Secretaria-Tesorera)

Marina Miranda

Mauro Muñiz

Pablo Martín

Pedro Sola

Svetlana Melentijevic

COMITÉ CIENTÍFICO:

Almudena Da Costa

Ángel Leiro

Antonio Gens

Carlos Laína

Felipe Collazos

Gustavo Armijo

Ignacio Pérez

Javier Moreno

Jorge Castro

José Estaire

José María Echave

María Santana

Marina Miranda

Mauro Muñiz

Pedro Sola

Svetlana Melentijevic
(Presidenta)

COMITÉ ORGANIZADOR DE LAS 9AS JORNADAS HISPANO-PORTUGUESAS DE GEOTECNIA:

Antonio Gens
(Presidente)

António Topa

Fernando Pardo de Santayana

João Bilé

Paulo Venda
(Vicepresidente)

Svetlana Melentijevic

COMITÉ CIENTÍFICO DE LAS 9AS JORNADAS HISPANO-PORTUGUESAS DE GEOTECNIA:

Goran Vukotic

Joana Carreto

Mauro Muñiz

Rafaela Cardoso

LISTADO DE REVISORES

Adrián Riquelme
Alberto Ledesma
Almudena Da Costa
Amadeo Vilar
Amadeu Deu
Ana Paula García
Ángel Tijera
Anna Ramón
Antonio Gens
Antonio Prados
Carlos Laína
Cecilia Laskowski
Dani Tarragó
Diego Manzanal
Eduardo Martínez
Eduardo Salvador
Enrique Asanza
Enrique Rodríguez
Erik Tengblad
Felipe Collazos
Fernando Pardo
Francisco Javier González-Gallego
Gaia Di Carluccio
Gema Urraca
Goran Vukotic
Gustavo Armijo
Ignacio Pérez
Iván Puig
Javier Moreno
Jesús Gonzalez
Jorge Cañizal
Jorge Castro
Jordi Delgado
José Estaire
José Gregorio Gutiérrez
José Luis Arcos
José María Echave
José Ripoll
Leandro Alejano
Lluís Monforte
Manuel Alejandro González
Marco Rodríguez
Marcos Arroyo
María Elvira Garrido
María Santana
María Victoria Requena
Marina Miranda
Martina Inmaculada Álvarez
Mateu Maglia
Mauro Muñiz
Miguel Cano
Natalia Montero
Nieves Lantada
Núria Pinyol
Pablo Lapeña
Pablo Ruiz
Patricia Amo
Pedro Sola
Pere Prat
Pilar Rodríguez
Roberto Tomás Jover
Rubén Ruiz
Ruben Ángel Galindo
Salvador Senent
Svetlana Melentijevic

ÍNDICE

CONFERENCIAS ESPECIALES Y PONENCIAS INVITADAS **PÁG**

6.ª Conferencia Jiménez Salas
Claudio Olalla
Geotecnia de las presas de materiales sueltos…… 27

Conferencia especial
José Estaire
Los métodos numéricos en el Eurocódigo 7 de Segunda Generación…… 46

Ponencia invitada
Leandro L. Alejano
Comportamiento post-rotura de rocas y macizos rocosos…… 68

Ponencia invitada
Patricia Amo
Refuerzo geosintético en la ejecución de terraplenes pilotados…….. 89

Ponencia invitada
Jorge Castro
Cimentaciones para parques eólicos marinos…… 102

Ponencia invitada
Jordi Delgado
Nuevos desarrollos experimentales para la medida de la tenacidad de fractura en rocas…….. 121

Ponencia invitada
Ana Paula García
Modelo físico y numérico para analizar la socavación en pilas de geometría compleja. Aplicación en el nuevo puente sobre el río Danubio en Bratislava (Eslovaquia)…….. 132

Ponencia invitada
Rafael Jiménez
El hormigón proyectado como revestimiento definitivo en los túneles…… 151

Ponencia invitada
Teresa Mateos
El vertedero de Asland. Historia de un gran relleno sobre arcillas rápidas (quick clays) en Noruega…… 169

Ponencia invitada
Belén Peña
Impacto de la socavación en puentes y estructuras. Análisis forense del colapso de los puentes en Aldea del Fresno tras la DANA de septiembre de 2023…….. 191

Ponencia invitada
Iván Puig Damians
Desarrollos recientes en las estructuras de suelo reforzado con materiales poliméricos…… 220

Ponencia invitada
Pablo Ruiz Terán
Historia de la ejecución de los micropilotes en España…….. 243

PREMIOS BRIGHT SPARK

ARTÍCULOS PREMIADOS **PÁG**

Modelización hidromecánica de un concepto de sellado para un depósito geológico profundo de residuos radiactivos
Matias Alonso, Jean Vaunat, Minh-Ngoc Vu, Jean Talandier, Antonio Gens & Sebastià Olivella…….. 1345

Estado del Arte del Cálculo de la Carga de Hundimiento en Cimentaciones Superficiales. Determinación de los Factores de Capacidad de Carga: Deducción Analítica, Validación Numérica y Aproximaciones
Carlos Stenta Iannace y Carlos Laína Gómez…….…….. 1449

PREMIO AETESS

ARTÍCULO PREMIADO **PÁG**

Avances recientes en el diseño sísmico de grupos de pilotes
José Manuel Torres, Sandro Andrés & Rafael Jiménez…… 1757

SESIONES TÉCNICAS

TEMA 1. EUROCÓDIGO **PÁG**

1.1 *Bases del Anejo Nacional del Eurocódigo 7 de segunda generación: Parte 3 - Capítulo 8: Anclajes*
José Luis Arcos, José Estaire y María Santana…….. 295

1.2 *Cimentaciones pilotadas de acuerdo con la segunda generación del Eurocódigo EN 1997-3 y el Anejo Nacional español*
Alberto Blanco y José Estaire……. 305

1.3 *Bases del Anejo Nacional del Eurocódigo 7 de segunda generación: Parte 3-Capítulo 4: Laderas, desmontes y terraplenes*
José Estaire, María Santana y Álvaro Parrilla……. 315

1.4 *Bases del Anejo Nacional del Eurocódigo 7 de segunda generación: Capítulos 10 y 11*
Roberto Luis-Fonseca, Víctor Martínez-Ibáñez, Julio Prieto, José Estaire y Javier Gonzalez-Gallego…….. 325

1.5 *Bases del Anejo Nacional del Eurocódigo 7 de segunda generación: Parte 3-Capítulo 7: Estructuras de contención*
María Elvira Garrido, Irene Villegas Barranco y José Estaire……... 334

1.6 *Bases del Anejo Nacional del Eurocódigo 7 de segunda generación: Capítulo 12. Técnicas de mejora del terreno de la Parte 3*
Svetlana Melentijevic y Enmanuel Carvajal……. 344

1.7 *Bases del Anejo Nacional del Eurocódigo 7 de segunda generación: Anejo Nacional Parte 2*
Svetlana Melentijevic, Tomás Murillo y José Estaire…….. 354

1.8 *Criterios adoptados en el Anejo Nacional del Eurocódigo 7 de segunda generación: verificaciones de carácter hidráulico*
Joaquín Pérez-Romero y José Estaire Gepp…….. 363

1.9 *Modelos geológico-geotécnicos en el Eurocódigo 7 de segunda generación*
María Santana y José Estaire……. 372

TEMA 2. CARACTERIZACIÓN Y PROPIEDADES DEL TERRENO **PÁG**

2.1 *Modelo de deformación acumulada de suelos compactados bajo cargas cíclicas de tráfico*
Eduardo Alonso, Zhigang Cao y Anna Ramon…… 383

2.2 *Ensayos de penetración con medición directa de succión: avances preliminares experimentales y numéricos*
Kevin Bernardo, Joao Mendes, Lluís Monforte, Marcos Arroyo, Pere C. Prat y Alberto Ledesma…….. 393

2.3 *Determinación de valores representativos en geotecnia*
Manuel Beteta Arenas……. 403

2.4 *Validación del marco teórico del ensayo de percolación mediante modelización numérica*
Mario Caballero Ezquerro y Carlos Laína Gómez…….. 413

2.5 *Efecto de nanoaditivos en la respuesta mecánica de suelos expansivos de la región de Toledo, España*
Jorge Castro, Gloria Restrepo, Carlos Hidalgo-Signes y María Elvira Garrido…….. 423

2.6 *Modelización numérica de ensayos geomecánicos en rocas arcillosas*
Iván P. Damians, Sebastià Olivella, Sebastián Sandoval y Jean Vaunat.. 433

2.7 *Estrategias de mitigación del agrietamiento de suelos sometidos a desecación*
David Encalada, Alberto Ledesma y Pere C. Prat…….. 442

2.8 *Desarrollo de un nuevo ensayo a media escala para caracterizar la resistencia y deformabilidad de suelos*
Celestino González-Nicieza, María Inmaculada Álvarez-Fernández, Diego José Guerrero-Miguel, María Elvira Garrido y M. Belén Prendes-Gero…. 452

2.9 *Estudio del comportamiento expansivo de limos arcillosos de alta plasticidad en condiciones tropicales: caso Manabí, Ecuador*
Mariela Macías, Francisco Torrijo, Olegario Alonso y Gabriela Torres….. 459

2.10 *Aplicación de aprendizaje automático al registro de parámetros de perforación y obtención del perfil penetrométrico del suelo. De la investigación a la aplicación práctica*
Eduardo Martínez García, Marcos García Alberti y Antonio Alfonso Arcos Álvarez…… 469

2.11 *El intercambio de información geotécnica en el contexto BIM: avances hacia un consenso estatal basado en estándares abiertos*
Víctor Martínez Ibáñez, María Elvira Garrido, Christian Arnal Palacios, Francisco Javier Lledó Fuster y David Delgado Vendrell……. 477

2.12 *Evaluación del colapso de piroclastos de caída sometidos a cargas isotrópicas*
Fausto Molina-Gómez, Rubén Galindo-Aires, Miguel Ángel Millán, Luis Hernández-Gutiérrez y Mauro Muñiz-Menéndez…… 486

2.13 *Características geotécnicas y geoquímicas de un suelo alofánico chileno (trumao)*
José Miguel Montenegro Cooper, Pamela Valenzuela Toro, Robert Wallace King, Pablo Salgado Mendoza y Juan Humberto Palma González……. 492

2.14 *Velocidad de propagación de ondas de corte en terraplenes construidos con LECA*
Natalia Montero-Cubillo, Ángel Tijera y Alberto Santamaría Barragán…… 502

2.15 *Distribución de tensiones verticales en secciones viarias ejecutadas con arcilla expandida: mediciones experimentales*
Raúl Murciego y María Santana……. 512

2.16 *Valorización geotécnica de compuestos reciclados a base de pellets de plástico para aplicaciones sostenibles en ingeniería civil*
Eduardo Parra, Dani Tarrago y Enrique Romero……. 522

2.17 *Efectos de la velocidad de corte y la temperatura en la resistencia residual. Revisión y aplicación al caso de deslizamiento por desembalse*
Núria M. Pinyol, Eduardo Alonso, Luis Miguel Garcia, Antonio Lloret y Mauricio Alvarado…….. 531

2.18 *Caracterización geomecánica de bimrocks volcánicos no soldados en la Cordillera Occidental del Ecuador*
Marlon Ponce-Zambrano, Julio Garzón-Roca, Francisco Javier Torrijo y Andrés Jairo Muñoz…….. 541

2.19 *Estudio experimental del comportamiento en fluencia de la arcilla expandida*
Elías Antonio Roces, Natalia Montero-Cubillo y José Estaire……. 550

2.20 *Escalando propiedades en mecánica de suelos experimental. Desde la microescala hasta las propiedades de la ingeniería aplicada*
Enrique Romero y Juliana Knobelsdorf…..……. 560

2.21 *Residuos de construcción y demolición como alternativa geotécnica: resultados experimentales de compresibilidad*
Fernando Sossa, Enrique Romero y Daniel Tarragó.....…….. 569

2.22 *Clasificación y control experimental para explanaciones urbanas. Aplicación del ensayo de carga dinámico con placa*
Luis Tissera Bracamonte.....……. 575

223 *Metodología de Laboratorio, para detectar la incidencia de la Materia Orgánica, en terraplenes y cimiento de explanadas. Aplicación de ensayos normalizados*
Luis Tissera Bracamonte……. 584

2.24 *Modelización del colapso de agregados gruesos por efecto de la actividad del agua y la humedad relativa*
Joel Torres-Serra y Enrique Romero……. 594

TEMA 3. MECÁNICA E INGENIERÍA DE ROCAS **PÁG**

3.1 *Estudio experimental de la resistencia al corte de juntas de roca heterogéneas empleando materiales pétreos artificiales*
Miguel Cano, José Luis Pastor y Humberto Cabrera……. 596

3.2 *Estudio de problemática por desprendimiento de rocas en la N-536, en la provincia de León*
Alberto Fernández Eusebio, Javier González-Gallego y Eduardo Carrascosa Sánchez…… 604

3.3 *Caracterización geomecánica de una roca tipo bloque-en-matriz y modelos tentativos de explotación de una antigua mina romana*
Manuel A. González Fernández, Sifan Yuan, Ignacio Pérez Rey y Leandro R. Alejano…….. 614

3.4 *Determinación de valores representativos de propiedades geométricas de discontinuidades en roca según el Eurocódigo 7 de segunda generación*
Javier González-Gallego, José Estaire y Adrián Riquelme…….. 624

3.5 *Identificación y mitigación del riesgo de colapso y subsidencia en áreas kársticas: un caso de estudio en Utebo (España)*
Alberto Gracia, Francisco Javier Torrijo, Jorge Edo y Alberto García……. 634

3.6 *Testificación geofísica multiparamétrica del macizo rocoso en sondeo profundo en mina Cabanasses, Barcelona*
Martín Heredia Bilbao, Carlos Saavedra, Carles Fàbrega, Albert Ribalta, Domenec Torrades, David Roca, Rubén Sánchez Marín y Amadeu Deu Lozano…….. 644

3.7 *Influencia de los métodos de ensayo de la resistencia a tracción en las predicciones de fractura de roca mediante la Teoría de las Distancias Críticas*
Jon Justo, Marina Miranda, Enrique Rodríguez-Fernández, Pablo Martín y Jorge Castro…….. 654

3.8 *Determinación de la tenacidad a la fractura en Modo I a alta temperatura utilizando el método de tensión pseudo-compacta*
Yan Li, Miguel Herbón-Penabad, Andrea Muñoz-Ibáñez y Jordi Delgado-Martín……. 664

3.9 *Caracterización de la rugosidad en juntas de roca a través de los descriptores de la Transformada Discreta de Fourier*
María Laura Monsalve, José Gutierrez-Ch y Salvador Senent…… 673

3.10 *Caracterización estadística y geométrica de discontinuidades en macizos rocosos mediante técnicas de teledetección: avances recientes y aplicaciones*
Adrián Riquelme, Antonio Abellán, José Luis Pastor, Roberto Tomás y Miguel Cano…….. 683

3.11 *Caracterización petrofísica y mecánica de litotipos andesíticos de la Cordillera de los Andes de Ecuador*
Ángel Tamayo, Roberto Tomás y Miguel Cano…….. 692

3.12 *La utilidad del ensayo HVSR en la determinación del basamento rocoso. Análisis de casos en Ecuador relacionados con presas de tierra*
Gabriela Torres Galárraga, Olegario Alonso-Pandavenes, Francisco Javier Torrijo Echarri y Mariela Macías-Párraga…… 702

TEMA 4. TÚNELES Y EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS **PÁG**

4.1 *Estudios de afección a infraestructuras del Metro de Madrid*
Gustavo Armijo Palacio y Javier Alonso Vázquez…… 713

4.2 *Energía de distorsión en función basada en criterio de rotura y su aplicación en excavación de túneles circulares*
Norly Belandria, Fco. Javier Torrijo, Luis Arlegui y Roberto Úcar…….. 722

4.3 *Excavación en cuarcitas duras, con un plan especial de voladuras y medidas adicionales de mitigación, de la galería para interconectar ambos tubos del túnel El Fabar, en la autovía A-8 en Asturias*
Juan Blanco, Pedro R. Sola y Raúl Gutiérrez…… 731

4.4 *Excavación y revestimiento definitivo, con membrana sintética y hormigón proyectado, del túnel El Jorado en terrenos volcánicos muy poco competentes*
Desiderio David Campos Recio, Rafael Navas Rodríguez, Jorge Antonio Caffer Cavaglia y Antonio Machuca Navas……... 740

4.5 *Diseño y construcción de una caverna de 30 m de anchura en gravas aluviales y en un ambiente urbano, mediante el método alemán modificado*
José Miguel Galera y Manuel De Cabo……. 750

4.6 *Ejecución de las pantallas atravesando costra rocosa cuaternaria, con métodos especiales de excavación y auscultación de movimientos y vibraciones originados, en el túnel del tramo Guadalmedina-Hilera de Línea 2 a Hospital del Metro de Málaga*
Mario García Ramírez, Pedro Sola Casado, Javier Solana Moreno y Alejandro Villalba González……. 760

4.7 *Integración geotécnica e hidrogeológica en el diseño sostenible de un falso túnel en depósitos lacustres de origen volcánico (Les Preses-Olot, Girona)*
Xavier Gost y Laura Baró……. 770

4.8 *Singularidades geotécnicas de los materiales volcánicos en las obras subterráneas de Canarias*
Luis E. Hernández Gutiérrez y Juan José Campos López……. 780

4.9 *Digitalización de la inspección de obras subterráneas mediante mobile mapping, inteligencia artificial y gestión integrada en el SGAG de la red viaria de Cataluña*
Illán Paniagua, Eugenia Álvarez y Eneko Leukona…….. 790

4.10 *El túnel de Santa María II: reparación del túnel durante operación frente a problemas de expansividad*
Ero Vinicius Silva Espiña, José Miguel Galera, Irene Croche y Hannan Peñalver…….. 799

4.11 *Servicio Europeo de Monitoreo del Terreno (EGMS): potencial, aplicaciones y limitaciones en Ingeniería Geotécnica*
Roberto Tomás, María Inés Navarro-Hernández, Juan Manuel Lopez-Sanchez, Miguel Cano, Adrián Riquelme y José Luis Pastor……. 809

4.12 *Excavaciones profundas urbanas entre medianerías. Ponderación de riesgos en construcciones vecinas*
Luis Tissera Bracamonte…….. 819

TEMA 5. GEOSINTÉTICOS **PÁG**

5.1 *Bases del Anejo Nacional del Eurocódigo 7 de segunda generación: Capítulo 9. Estructuras de suelo reforzado*
Iván P. Damians, Roberto Luis-Fonseca, Ignacio Diego, Pedro Fernández, Laura Molano, José Luis Cuenca, Juan Antonio Rodríguez y José Estaire.. 830

5.2 *Interpretación experimental de la interacción suelo-refuerzo en el marco de la segunda generación del Eurocódigo 7*
Laura Molano, Ginna Torres y Diego García……. 838

5.3 *Coeficiente de interacción suelo-refuerzo para bandas de refuerzo poliméricas*
Aníbal Moncada, Iván P. Damians, Sebastià Olivella y Richard J. Bathurst. 847

5.4 *Evaluación de la sostenibilidad de geo-estructuras utilizando metodologías multicriterio*
Aníbal Moncada, Iván P. Damians, Sebastià Olivella y Richard J. Bathurst. 853

5.5 *Modelado numérico bidimensional del comportamiento estructural de tubos geosintéticos sobre suelos blandos*
Marco T. Rodríguez, José M. Ceballos y Jesús A. Torrecilla……. 862

5.6 *Tipos de Barrera Geosintética Arcillosa (GBR-C) y su aplicación en obra civil*
Sergio Sanz…… 872

TEMA 6. PRESAS **PÁG**

6.1 *Simulación de Desaturación de Relaves con Tecnología HDS*
Alex Aburto, Marcos Arroyo y Jean Vaunat…….. 879

6.2 *Proyecto, construcción, auscultación y modelización de la presa de materiales sueltos de Albagés*
Eduardo Alonso, Núria M. Pinyol, Miguel Alonso y Josep M. Serra…… 889

6.3 *Pantalla de hormigón plástico en la presa de Gasset*
José Luis Arcos, Antonio Arcos y Juan Montero……. 899

6.4 *Ensayo de corte in situ en la presa de Amadorio*
Enrique Asanza Izquierdo, Carlos Laína Gómez, Diego Escudero Merino y Juan Antonio Díez Torres…… 909

6.5 *Filtraciones profundas a través de un collado del vaso del embalse de La Breña II. Análisis de estabilidad*
Juan Antonio Diaz Torres, Diego Escudero Merino, Enrique Asanza Izquierdo y Carlos Laína Gómez…… 919

6.6 *Intervenciones del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en las dos últimas décadas relacionadas con problemas geotécnicos de presas españolas*
Fernando Pardo de Santayana, Juan Carlos De Cea, Enrique Asanza y Juan Antonio Díez……. 929

6.7 *Control de flujo en presas: ¿dónde estamos?*
Josep Raventós y Guillem Viñolas……. 939

6.8 *¿Estos piezómetros funcionan correctamente?*
Josep Raventós……. 946

TEMA 7. TALUDES **PÁG**

7.1 *Efecto de incendios forestales en la estabilidad de un suelo*
Laura Alegria, Yamile Valencia-González, Luis Lara-Valencia y André Luis Cavalcante……. 953

7.2 *Efecto de las quemas forestales en el potencial erosivo de un suelo tropical*
Laura Natalia Alegria, Yamile Valencia González, Ángela Patricia Barreto y André Luis Cavalcante……. 959

7.3 *Análisis numérico de los procesos acoplados suelo-vegetación-atmósfera en la estabilidad de taludes*
Ehsan Badakhshan y Jean Vaunat…… 966

7.4 *Identificación de inestabilidades terrestres en depósitos de till glaciar combinando instrumentación in situ y tecnologías avanzadas de teledetección (LIDAR, RGB, multiespectral en plataformas RPAS)*
Mercy Eras-Galarza, Carles Raimaït, Jonathan Trujillo, Adrián Riquelme y Roberto Sarro…… 976

7.5 *El barranco de Portainé (Pirineo Central): evaluación geomorfológica y funcional del sistema de diques flexibles tras casi dos décadas*
Carles Fañanas-Aguilera, Carles Raïmat-Quintana, Jona Trujillo Moreno, Arabela Vega-Aguilar y Mercy Eras Galarza…… 986

7.6 *Barreras flexibles frente a flujos de detritos: criterios de diseño y consideraciones prácticas*
Diego García, Laura Molano y Jordi Coll…….. 996

7.7 *Análisis multicriterio de desmontes en obras lineales. Empleo de algoritmos SHAIMDRONE y combinación con sistemas GIS*
Marlén García-Molina, Mateo Andrés Cotrino, Silvia Varas y Jesús David Fernández-Gutiérrez…… 1004

7.8 *Modelización del comportamiento hidráulico de un talud de suelo reforzado en presencia de barrera capilar*
Juan Carlos Guzman-Martinez, Iván Puig Damians y Sebastià Olivella…. 1014

7.9 *Funciones de transferencia para el escalado regional de modelos de taludes*
Andrés Macias-Gutierrez, Yeudy Vargas Alzate y Jean Vaunat…….... 1023

7.10 *Efectos de los incendios forestales en las propiedades mecánicas de las rocas y la ocurrencia de inestabilidades del terreno: caso de estudio en Las Médulas (León)*
Mónica Martínez-Corbella, Francisco Javier Fernandez Naranjo, Pablo Miranda, Javier Madrigal, Lisa Ahlers, Jorge Jiménez Sánchez y Roberto Sarro…… 1033

7.11 *Seguimiento automático a largo plazo de taludes del RER B mediante instrumentación IOT*
Thomas Mauroux, Matthieu Rudinger, Mohamed Nabil Fatoumbi y Aurèle Collard…… 1043

7.12 *Estabilidad de taludes heterogéneos en rocas volcánicas incluyendo colapso usando el método Monte Carlo*
Miguel A. Millán, Rubén A. Galindo y Fausto Molina…….. 1051

7.13 *Detección temprana y monitorización de la erosión por escorrentía como estrategia de prevención de cárcavas en suelos tropicales arenosos para el desarrollo de infraestructuras en Kananga, República Democrática del Congo*
Carles Raimat-Quintana y Arabela Vega-Aguilar…… 1056

7.14 *Estudio exploratorio sobre la integración de índices geomecánicos en un entorno SIG para la elaboración de mapas de susceptibilidad a remociones en masa*
Claudia Sepúlveda Pérez, José Miguel Montenegro-Cooper, Robert W. King y Roberto Ponce Abarca…….. 1064

7.15 *Control y corrección del deslizamiento de un talud de explotación en una cantera de áridos. Escombreras Cartagena*
Emilio Trigueros, Iván Alhama, Manuel Alcaraz y Manuel Cánovas…… 1074

TEMA 8. GEOTECNIA DE LAS INFRAESTRUCTURAS **PÁG**

8.1 *Intervención de consolidación del terreno en carretera C.P. HU-3107*
Iván Arrieta Carril…….. 1084

8.2 *Herramientas para mejorar la resiliencia de las infraestructuras frente a los riesgos geológicos*
Josep Ma. Caba y Josep Farré…… 1091

8.3 *Retos y aspectos geotécnicos en obras de emergencia de reconstrucción de infraestructuras tras la DANA del 29 de octubre de 2024 en Valencia: Puente de la A-7 sobre barranco del Gállego, puentes y pasarelas en municipios de Sot de Chera y Chiva*
Alberto Cazcarro, Amparo Durá e Iván Reig…… 1098

8.4 *Aprovechamiento de Muros de Mampostería para Apoyo de Voladizos en la Mejora de la Carretera N-621 (Desfiladero de La Hermida)*
Felipe Collazos, Tomás Murillo, Roberto Villegas, Rosendo Martínez, Jorge Buesa y Jaime Tejeiro…….. 1108

8.5 *Estudio de las patologías geotécnicas y actuaciones de estabilización en la carretera N-211 en Anquela del Ducado, provincia de Guadalajara (España)*
Alberto Fernández Eusebio, Álvaro Parrilla Alcaide, Begoña Aguilar Aguilar, Rafael Moreno Ramírez y José Javier Lastra del Prado……. 1119

8.6 *Apéndice sobre bulones en la actualización de la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*
Miguel Ángel Gómez Maqueda y José Estaire Gepp……. 1129

8.7 *Acondicionamiento de la N-260. Preservando un entorno natural*
Diego Gómez Santiago, Manuel Pita Olalla, Gabriel Sola Munárriz, Alberto Ortega Giménez e Ignacio García Cavero…….. 1139

8.8 *Medidas de control y protección del acuífero de Sierra Gorda en la plataforma LAV. Variante de Loja-A92*
Eloy Jiménez Ontiveros, María González Giménez y Francisco José Molina Sánchez…… 1149

8.9 *Medidas de presión bajo una sección de traviesa sometida a cargas verticales*
Sagrario Merino y Karima Bendahman……. 1159

8.10 *Repiés de escollera: solución eficiente para pequeños ensanches de rellenos desde calzada. Aplicación en el Desfiladero de La Hermida*
Tomás Murillo, Jorge Buesa, Felipe Collazos, Roberto Villegas, Rosendo Martínez y Luis García…… 1169

8.11 *Uso del Método de Elementos Discretos y la Teoría Cinética de los Procesos de Deformación para simular ensayos de tracción en anclajes bajo condición de fluencia*
Weixing Qiu, José Gutiérrez-Ch, Salvador Senent y Rafael Jiménez……. 1179

8.12 *Análisis comparativo entre monitorización manual y remota/automática*
Juan Carlos Sánchez y Enrique Tovar…….. 1188

8.13 *Ensayos y criterios de verificación mecánica y geotécnica en sistemas de apantallamiento acústico con estructuras estabilizadas*
Ginna Torres, Laura Molano y Jordi Coll…….. 1196

TEMA 9. GEOTECNIA MARINA **PÁG**

9.1 *Interpretación y análisis de la caracterización de suelos marinos someros mediante datos de CPTu y de laboratorio*
María Álvarez, José Nespereira, Mariano Yenes y David Casas……. 1207

9.2 *Anclas planas offshore para eólica marina flotante: análisis numérico del comportamiento carga-desplazamiento*
Borja Bolado, Jorge Castro y Raúl Guanche…….. 1217

9.3 *Caracterización geotécnica del fondo marino rocoso en el Mar Mediterráneo mediante un sistema de perforación sumergible remotamente operado*
Amadeu Deu y Miquel Pérez……. 1225

9.4 *Mediciones de velocidad de ondas de corte para la evaluación de la calidad de muestras de sedimentos deltaicos blandos del Puerto de Barcelona*
Amadeu Deu, Dani Tarragó, Antonio Gens, Diego Marchetti y António Viana Da Fonseca…… 1235

9.5 *Panorama general de los retos de la Ingeniería Geotécnica para energías renovables «offshore» en España*
Romain Goumy Petit…… 1245

9.6 Caracterización geofísica y geotécnica del subsuelo marino para el desarrollo de infraestructuras de generación de energías renovables marinas en el área de PLEMCAT (Bahía de Roses, Catalunya)
Amadeu Deu, Juan Espliego, Patricia Martínez y Analidia Navarro…… 1255

9.7 *Análisis numérico de la capacidad frente a tiro vertical de anclas planas cuadradas y circulares en arcilla*
Reza Jahanshahi, Marina Miranda y Jorge Castro……. 1265

9.8 *Comparación de la resistencia a la penetración de elementos de cimentación en grava caliza y grava de alta densidad*
Reza Jahanshahi, Marina Miranda, Enrique Rodriguez-Fernandez y Jorge Castro……. 1275

9.9 *Análisis experimental de la hinca de monopilotes en sistemas de protección anti-socavación sobre lecho arenoso*
Marina Miranda, Jorge Castro, Reza Jahanshahi y Pablo Martín…… 1284

9.10 *Diseño de protección a la socavación en monopilotes de eólica marina instalados en lechos marinos arenosos*
Antonio Javier Prados Sáez…… 1294

9.11 *Análisis hidromorfodinámico a largo plazo de la vida útil del cable submarino de exportación de potencia del proyecto PLEMCAT*
Tamara Rodriguez-Castillo, Javier Garcia-Alba y Fernando Sacristan Virseda…… 1304

9.12 *Análisis de la influencia de precargas en el comportamiento de los apoyos para estructuras offshore sobre rellenos mejorados con columnas de hormigón en Puerto Real (Cádiz)*
Rafael Salado Sáez, Pedro R. Sola Casado, Rafael Jiménez Rodríguez e Ignacio Díaz Ochoa……. 1314

9.13 *Generación de CPTU sintéticos mediante Redes Neuronales Artificiales (ANN) para proyectos de energía eólica marina flotante*
Yadu Krishnan Sukumarapillai y Amadeu Deu…… 1324

9.14 *Caracterización geotécnica de suelos deltaicos submarinos con presencia de gas: desarrollo preliminar de una metodología de cuantificación*
Dani Tarragó, Enrique Romero y Antonio Gens……. 1334

TEMA 10. GEOTECNIA DE LA ENERGÍA **PÁG**

10.1 *Modelización hidromecánica de un concepto de sellado para un depósito geológico profundo de residuos radiactivos*
Matias Alonso, Jean Vaunat, Minh-Ngoc Vu, Jean Talandier, Antonio Gens y Sebastià Olivella……. 1345

10.2 *Tratamiento térmico a temperaturas moderadas como método para incrementar porosidad y microfisuración en macizos rocosos aplicado a sistemas geotérmicos*
María Elvira Garrido, Carlos Valentín Cedeño, Chamran Kazemi, Víctor Martínez-Ibáñez, Diego José Guerrero-Miguel y Carlos Hidalgo-Signes… 1355

10.3 *Estudio experimental del transporte de gas en arcillas de muy baja permeabilidad con implicaciones en sellos y barreras*
Laura González-Blanco y Enrique Romero…….. 1365

10.4 *Rendimiento de una losa termoactiva para aplicaciones en túneles geotérmicos*
Ignacio González Tejada, Jesús González Galindo y Javier Muñoz Antón.. 1375

10.5 *Efecto de las variaciones cíclicas de presión sobre la presión de fuga de H_2 y CH_4 a través de una formación de margas*
Miguel Herbón-Penabad, Yan Li, Andrea Muñoz-Ibáñez, Jordi Delgado-Martín y Santiago Ledesma-Mateo…… 1382

10.6 *Geotecnia y gestión de riesgos en el desarrollo de proyectos de energía fotovoltaica*
Eloy Jiménez Ontiveros y Temis Amor Quiroz Lozano…… 1391

10.7 *Evaluación de la discontinuidad pozo de inyección-roca de reservorio: ensayos de corte directo bajo altos esfuerzos de confinamiento para el almacenamiento geológico de dióxido de carbono*
Cecilia B. Laskowski, Diego Manzanal, Sandra Orlandi y Mauro Muñiz-Menéndez…….. 1401

10.8 *Correlación entre la porosidad y las velocidades de ondas elásticas en rocas expuestas a CO_2 supercrítico: estudio dependiente de la litología*
Diego Manzanal, Maximiliano Cortés, Cecilia B. Laskowski, Pablo Vidal, Gimena Biene, Mauro Muñiz-Menéndez, Sandra Orlandi y José Allard…. 1410

10.9 *Almacenamiento de residuos exotérmicos en una roca arcillosa*
Sebastián Sandoval, Jean Vaunat, Antonio Gens, Minh Vu y Gilles Armand…….. 1420

10.10 *Evaluación Geomecánica integral y optimización de revestimientos para el almacenamiento energético en minería profunda (A-CAES)*
Falko Schmidt, Javier Menéndez y Jorge Castro…… 1430

TEMA 11. CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN PÁG

11.1 *Efecto émbolo durante el izado del útil de perforación en pilotes: cuantificación y consecuencias*
Enrique Asanza Izquierdo, Carlos Laína Gómez, Dani Tarragó Munté, Miguel Ángel Pindado y Albert López Asensio…… 1439

11.2 *Un recorrido histórico sobre la distribución de la tensión vertical bajo una cimentación flexible rectangular*
Manuel Beteta Arenas……. 1449

11.3 *Nuevo método constructivo para construcción de sótanos mediante bataches: ábacos de diseño*
Miguel Cano, José Luis Pastor, Adrián Riquelme, Robert Tomás y Tiago Miranda…….. 1459

11.4 *Tecnologías innovadoras de pilotes (3TER®, INSER®) frente a pilotes CFA convencionales: estimaciones de resistencia frente al hundimiento en un contexto geotécnico real en Portugal*
Joel Costa y David González……. 1469

11.5 *Estudio de la cimentación de un terraplén de carretera sobre un vertedero de residuos mediante el método de los arcos concéntricos*
Alberto Fernández Eusebio y Eduardo Carrascosa Sánchez…….. 1479

11.6 *Efecto de la excavación de un túnel de metro sobre el comportamiento resistente de un pilote sometido a carga axial*
Eliana Graterol, José Gutiérrez-Ch, Salvador Senent y Rafael Jiménez… 1489

11.7 *Reducción del riesgo mediante estructuras de revestimiento modulares, flexibles y eficientes*
Roberto Luis-Fonseca, Mohammad Heidarzadeh, Daniel Rojas, Felix Nowak, Helene Ittner y Julio Prieto…… 1499

11.8 *Uso de micropilotes para alcanzar el empotramiento necesario en pantallas ejecutadas en terrenos duros y rocosos*
Sergio Martínez Alfaro y Román Martín Martín…… 1509

11.9 *Excavación y cimentación de la nueva sede del MUPAC en Santander*
Ignacio Muñoz Sota, Ignacio Costales Calvo, Rafael Arroyo Velasco y Rubén Fernández López…….. 1519

11.10 *Análise Integrada de Métodos Semiempíricos e Resultados de Prova de Carga em Estacas Hélice Contínua: Reflexos no Projeto e na Estimativa de Custos*
Luis Henrique Rambo, Paulo José Rocha de Albuquerque, Fernando Feitosa Monteiro, Pedro Antonaglia, José Guilherme Sacilotto y Leonardo Haick Matias…….. 1529

11.11 *Análisis comparativo de los criterios de interpretación de pruebas de carga estáticas a compresión en pilotes. Aplicación a diferentes casos prácticos*
Pablo Ruiz-Terán, Eduardo Laborda Galaviz y Ana Belén Martínez Bacas. 1539

11.12 *Estado del Arte del Cálculo de la Carga de Hundimiento en Cimentaciones Superficiales. Determinación de los Factores de Capacidad de Carga: Deducción Analítica, Validación Numérica y Aproximaciones*
Carlos Stenta Iannace y Carlos Laína Gómez……. 1549

TEMA 12. REFUERZO Y MEJORA DEL TERRENO **PÁG**

12.1 *Micropilotes encamisados en geotextil tejido para terrenos con oquedades*
Patricia Amo y Marco T. Rodríguez…….. 1560

12.2 *Mejora de suelos para cimentación de tanques: diseño y casos prácticos*
Enmanuel Carvajal, Enrique Tovar y Pedro Barros……. 1568

12.3 *Asentamiento a largo plazo de un silo en terreno portuario mejorado con columnas de grava flotantes*
Khaoula Chenche, Jorge Castro González y Meriem Fakhreddine Bouali. 1576

12.4 *Diseño Optimizado de Columnas de Grava Flotantes: Consideraciones sobre Asentamiento y Carga en el Puerto de Argel*
Khaoula Chenche, Jorge Castro González y Meriem Fakhreddine Bouali. 1584

12.5 *Solución de mejora del terreno mediante inclusiones rígidas para una nave de almacenamiento de graneles en Cádiz……..*
Antonio Cristóvão, Carlos Noguero, David Gonzalez y Enmanuel Carvajal 1594

12.6 *Metodología de análisis y diseño para la mejora del terreno bajo losas de cimentación mediante inclusiones de soil mixing*
Jhomayra Herrera y Jesús González…… 1603

12.7 *25 años de aplicación de las Columnas de Módulo Controlado en España*
Juan Carlos Montejano Sanz y Eduardo Martínez García……. 1613

12.8 *Micropilotes con Tecnología Sonic Drilling en la Terminal G del Puerto de Barcelona*
Manuel Pita Olalla y Diego Gómez Santiago…….. 1621

12.9 *Integración de técnicas avanzadas de control en Jet Grouting: aplicación práctica en la ejecución de un tapón de fondo y mejora del terreno para la cimentación de un puente sobre el río Ebro*
Belén Rodríguez Caballero, José Sabido Falcao y Goran Vukotic…….. 1630

12.10 *Módulo resiliente de suelos estabilizados con escorias de acería de acero inoxidable frente a otras soluciones*
Rubén Ruiz-Bravo, María Santana, Francisco Agrela y José Luis Díaz…. 1640

12.11 *Ejecución de columnas de Jet Grouting mediante barra autoperforante Titan. Aplicación para barrera de impermeabilización*
Pablo Ruiz-Terán, Joaquín Luis López Jiménez, Rodrigo Malo Gómez y Joan Alcocer Grau…… 1650

12.12 *Tratamientos del terreno para una laguna de olas en el entorno del Estadio Metropolitano (Madrid)*
Francisco Javier Samper Urbano y José Luis Abia Pascual……. 1657

12.13 *Imagen no destructiva de la permeación de sílice coloidal en materiales finos granulares compactados para mejora del terreno*
Núria Sau, Roberto Quispe-Rojo, Enrique Romero y Marcos Arroyo……. 1667

12.14 *Evaluación mediante métodos de ondas superficiales de tratamientos de mejora del terreno y su influencia en la velocidad crítica en una línea de alta velocidad*
Ángel Tijera, José Estaire, María Santana y Miguel Rodríguez-Plaza…… 1677

12.15 *Mejoramiento del terreno mediante inclusiones rígidas de compactación (IRC) para el aumento de la capacidad portante y mitigación de la licuación en la cimentación de tanques de almacenamiento*
Enrique Tovar y Enmanuel Carvajal…….. 1687

12.16 *Ingeniería Geotécnica e Inteligencia Artificial: potenciales y aplicaciones con un enfoque en la ingeniería de cimentaciones especializadas*
Wolfgang Jimmy Wehr y Enmanuel Carvajal…….. 1697

TEMA 13. INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS **PÁG**

13.1 *Análisis pseudoestático y dinámico de grandes deslizamientos cosísmicos (Jiboa y Veracruz) en el río Jiboa, El Salvador*
Alonso Armando Alfaro Navarrete, Julio Garzón-Roca, Martín Jesús Rodríguez-Peces y Meaza Tsige…….. 1708

13.2 *Análisis de la reactivación sísmica de grandes deslizamientos coherentes: el caso de Güevéjar, Granada*
Icíar Esteban Sánchez de Pazos, Martín Jesús Rodríguez-Peces y Julio Garzón-Roca……. 1718

13.3 *Presión de hundimiento portante de una zapata bajo carga inclinada cíclica en una arena susceptible a licuefacción*
José Luis Pastor, Rubén A. Galindo y Fausto Molina-Gómez…… 1728

13.4 *Evaluación de las propiedades dinámicas de geomateriales mediante la integración de tres ensayos avanzados de laboratorio*
Hernán Patiño, Fausto Molina-Gómez y Rubén A. Galindo-Aires…… 1737

13.5 *Comportamiento dinámico de arenas de origen volcánico*
Rubén Ruiz-Bravo, Svetlana Melentijevic, José Estaire Gepp y Sol López-Andrés…… 1747

13.6 *Avances recientes en el diseño sísmico de grupos de pilotes: del diseño elástico al basculamiento controlado*
José Manuel Torres, Sandro Andrés y Rafael Jiménez……. 1757

13.7 *Caracterización de la amenaza sísmica considerando espectros de diseño generales y particulares de sitio*
Yeudy Felipe Vargas-Alzate y Ana María Zapata-Franco…….. 1767

13.8 *Estudio de la cimentación del edificio principal de IFMIF-DONES*
Anderson Viviescas Pico, Manuel García Santos y Amador Fernández Fernández…….. 1777

13.9 *Respuesta sísmica de taludes considerando incertidumbres en las variables geotécnicas*
Ana María Zapata-Franco, Yeudy Felipe Vargas-Alzate, Juan Sebastián González-Muñoz y Núria Pinyo…….. 1787

TEMA 14. 9as JORNADAS HISPANO-PORTUGUESAS DE GEOTECNIA: MODELIZACIÓN NUMÉRICA EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA **PÁG**

14.1 *Modelización numérica para muros de soil-mixing y jet-grouting reforzado con armado de barras de acero*
José Luis Arcos, Álvaro Villarino y Antonio A. Arcos…….. 1798

14.2 *El enfoque MFA y los modelos constitutivos avanzados, para problemas de interacción terreno-estructura*
Paula V. Blanc, Pedro M. Fernández y Alejo O. Sfriso…….. 1808

14.3 *Análisis del comportamiento geotécnico de túneles sumergidos mediante elementos finitos en 2D*
Andrea Inés, César Torrero y Svetlana Melentijevic…….. 1817

14.4 *Modelización de la interacción tubería/cable-suelo mediante el Método del Punto Material*
Mateu Maglia, Núria M. Pinyol y Christian Hoffmann……. 1827

14.5 *Interpretación del parámetro de estado mediante CPTu no drenado: comparación de distintas técnicas*
Lluís Monforte, Stefano Collico, Marcos Arroyo y Antonio Gens…….. 1836

14.6 *Definición de un criterio de parada universal para el modelado de suelos granulares basado en simulaciones de elementos discretos en aplicaciones geotécnicas*
Enrique Rodríguez Fernández, Pablo Martín y Jorge Castro……. 1846

TEMA 15. CÁPSULA DEL TIEMPO **PÁG**

15.1 *La cápsula del tiempo de la Geotecnia Española desarrollada por la SEMSIG*
José Estaire, María Santana y Antonio Gens…….. 1853

6ª Conferencia Jiménez Salas

Geotecnia de las presas de materiales sueltos

Claudio Olalla
Catedrático Emérito de la Universidad Politécnica de Madrid

GEOTECNIA DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Claudio OLALLA MARAÑÓN

Catedrático Emérito
ETSICCP-UPM
claudio.olalla@upm.es

RESUMEN

El presente documento muestra de manera sucinta los diferentes problemas de índole geotécnico que conlleva el proyecto, la ejecución y el control de presas de materiales sueltos. Teniendo como base la amplia experiencia profesional adquirida a lo largo de más de 50 años, se contemplan los conceptos básicos que se tienen que tener en cuenta, así como se analiza un amplio abanico de problemas que se presentan, tales como; los fenómenos de erosión interna, la cuantificación de la resistencia al corte de las escolleras, el posible uso de arcillas expansivas, el colapso hidráulico o el uso de los materiales poco plásticos o heterogéneos, entre otros. De manera resumida se apuntan las herramientas de cálculo hoy en día disponibles.

1. ABSTRACT

This document succinctly outlines the various geotechnical challenges involved in the design, construction, and monitoring of earthfill dams. Drawing on over 50 years of professional experience, it covers the fundamental concepts that must be considered. It analyzes a wide range of problems that arise, such as internal erosion, quantifying the shear strength of rockfill, the possible use of expansive clays, hydraulic collapse, and the use of non-plastic or heterogeneous materials, among others. Currently available calculation tools are also summarized.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Terraplén (Embankment), Estabilidad (Stability), Erosión interna (Internal erosion).*

2. INTRODUCCIÓN

En primer lugar, quiero agradecer la Junta Directiva de la SEMSIG la posibilidad que me ofrece de impartir esta conferencia tan relevante y tan prestigiada en el ámbito geotécnico. Espero despertar la ilusión, atrayendo al colectivo de los "geotécnicos especialistas" al mundo de las presas.

El segundo lugar, quiero manifestar que mi intención es ofrecer un panorama amplio sobre los aspectos geotécnicos que rigen el diseño y el comportamiento de las presas de materiales sueltos, para un público tan amplio y diverso aquí presente que por un lado conoce muy bien la ingeniería geotécnica, pero que muy probablemente ha permanecido ajeno al mundo de las presas de materiales sueltos. Por ello a la vez que deseo ofrecer aspectos generales, quiero poner de manifiesto algunos temas propios de especialistas.

En cualquier caso, quiero suscitar en este 12 Simposio el interés y la atracción por unas estructuras verdaderamente desafiantes, donde la sociedad descarga en nosotros la garantía de su seguridad. Reto inevitable, para el que sólo podemos hacerle frente con el grado de conocimiento disponible.

Para ello traigo aquí la experiencia tenida durante buena parte de mis casi 55 años de ejercicio profesional. Todo empezó con una beca en el "Dienst der Zuiderzeewerken", en el verano del 71, para conocer la ejecución de diques marinos holandeses, pensados para ganar terreno al mar ("polders" del lago Ysel), y ha terminado recientemente con un intento fallido de construir una "presa-puente" sobre el río Nakua, que hace frontera entre el sur de Etiopía y Sudán del sur.

Experiencia profesional que me ha llevado a los cinco continentes y que me ha enfrentado junto con otros especialistas a desafiar a la naturaleza, con obras tan importantes como la presa de Ituango, en el río Cauca, en la región colombiana de Antioquia, donde se encuentra con 225 metros de altura, (Figura 1); hasta las decenas de balsas agrícolas que construyen los misioneros de la MCSPA en la región keniana semidesértica de Turkana.



Figura 1. a y b, presa de Ituango, Colombia, 225 m de altura



Figura 2 a y b. Balsas de agua en Turkana norte, Kenia.

Para dar respuesta a la curiosidad de las personas alejadas de este tipo de estructuras, y para conocer los órdenes de magnitud en los que nos manejamos, cabe señalar que las presas de mayor altura son las siguientes:

- Del mundo: 314 m, Shuangjiangkou (China); río Dadu – Yangtsé.
- De Latinoamérica: Chicoasén 261 m (México); río Grijalva.
- De Europa: Kárahnjúkar 198 m (Islandia); río Jökulsa á Dal.

En España:

- Hay unas 470, del orden del 35% del total. En el año 2005 había 10 presas de materiales sueltos en construcción (Olalla y de Cea; 2008).
- La más alta: Canales. En la localidad de Güéjar Sierra, en la provincia de Granada, sobre el río Genil,

con 165 m de altura.

3. IDEAS BÁSICAS PREVIAS

3.1. USO DE MATERIALES PRÓXIMOS (ARCILLAS, ARENAS, GRAVAS, ESCOLLERAS)

Se trata de diseñar y construir un "traje a la medida"; individual, singular, específico, único, distinto a cualquier otro, puesto que los condicionantes topográficos, geológicos, geotécnicos e hidráulicos determinan la mejor solución para cada caso en particular.

El que fue mi maestro en este ámbito del conocimiento, el tristemente ya fallecido Prof. Santiago Uriel, decía siempre que, en Rusia, a este tipo de presas se las denominaba "presas de materiales del lugar". Hace unos quince años, tuve la ocasión de corroborar esta información, con dos ingenieros bolivianos, con motivo del proyecto de la presa de Rositas, en la selva boliviana, que habían sido formados en la ya extinta Unión Soviética. Al formularles la pregunta, después de un breve intercambio de opiniones y de un debate entre ellos me dijeron: "no exactamente, en realidad las llaman presas de materiales próximos".

En definitiva, la idea básica y fundamental, donde subyace un concepto ingenieril más que notable, es que se trata de utilizar los materiales que la naturaleza nos ofrece en las inmediaciones de la cerrada elegida.

3.2. LA PRESA ES LA PRESA Y SU CIMIENTO

La estructura ejecutada junto con el terreno que la circunda constituyen una única unidad, indivisible, que obliga a tener en cuenta los dos elementos de manera "indisociada".

Al hablar de la presa deberíamos decir siempre presa y su cimiento, pero por economía de esfuerzos, por sencillez terminológica, solemos decir únicamente la presa. Esta afirmación es válida tanto desde el punto de vista resistente, como de deformaciones y como de permeabilidades.

3.3. (CASI) TODOS LOS MATERIALES PUEDEN SER UTILIZADOS

En el mundo de la geotecnia no se pueden realizar afirmaciones apodícticas, pues la realidad es siempre compleja y siempre hay matices, aspectos, singularidades, etcétera, que impiden la contundencia.

En este caso, si bien podemos afirmar que todo material puede ser utilizado, lo cierto es que existe un amplio abanico de posibilidades de materiales que claramente no pueden ser llevados a la obra.

Fundamentalmente son los materiales no controlables, aquellos que no se puede conocer, los que, de una manera radical se puede afirmar que no se pueden utilizar, porque no podemos asignarle sus propiedades geotécnicas. Estos son los materiales heterogéneos, por ejemplo, los rellenos antrópicos como escombreras, vertederos o similares. Pero también materiales naturales heterogéneos. No obstante, más adelante, veremos en qué medida esta afirmación se puede matizar. De la misma forma más adelante analizaremos los materiales colapsables, que tampoco representan una amenaza, pero dependiendo de las circunstancias; se pueden utilizar.

A continuación, analizaremos de manera somera algunos de los suelos que, dependiendo de sus propiedades y del tipo de obra, su uso está posibilitado o resulta prohibitivo.

Para constituir las escolleras, no se permiten obviamente los materiales evolutivos (degradables, alterables, meteorizables, …). No hay un tipo único de ensayo que se pueda considerar idóneo para efectuar el discernimiento, pero sí existe una panoplia amplia de posibilidades que consideradas en su conjunto ilustran de la bondad del material: Absorción del agua; entumecimiento por inmersión (Lutton); ciclos de humedad-sequedad; ciclos de hielo-deshielo; ciclos de calentamiento-enfriamiento; ciclos de sequedad-humedad-desmoronamiento (Slake Durability Test); Deval y Micro Deval; ataque por sulfatos; de "Los Ángeles" (abrasión); inmersión en agua oxigenada; porosidad; variación de la resistencia después de un envejecimiento acelerado ; etcétera.
En general, en las obras, para su contratación, se suelen exigir valores máximos del desgaste obtenidos en resultados del ensayo de "Los Ángeles", acompañados de una resistencia a compresión simple de las fracciones sanas de la roca mínima y/o de una porosidad máxima.
Los materiales solubles tampoco se pueden utilizar (yesos, sulfatos, con sales solubles, …), pero si su contenido es reducido sí es posible. Un rango de valores máximos generalmente aceptado puede estar en el

entorno del 1-3%.
Los suelos con materia orgánica. De la misma forma, un valor máximo tolerable puede rondar el propio nivel de precisión de este tipo de ensayos, es decir en el entorno del 1%.
Las arcillas y limos expansivos tampoco son aceptables. No obstante, en función de la altura del núcleo, es decir en función de las presiones de confinamiento a las que se va a ver sometido el material y dependiendo de los resultados que se obtengan en amplias campañas de laboratorio, particularmente con el ensayo de presión máxima hinchamiento, un adecuado estudio puede posibilitar su uso.
No conozco que se hayan utilizado técnicas de estabilización con cal (y otros productos), para eliminar este riesgo y posibilitar el uso de arcillas expansivas, pero es una opción que en el futuro muy probablemente sea una alternativa viable.
En este sentido la tesis de Sánchez Caro (2007), proporciona soporte técnico y experimental respecto de sus posibilidades de uso, en función de los resultados que se obtengan con pequeñas adiciones de cal.
Materiales lutíticos y margosos. Dentro de la investigación comentada en el punto anterior, se hace también referencia a los riesgos que tiene el uso de materiales carbonatados como elemento constitutivo del núcleo, indicando qué tipo de precauciones constructivas deben adoptarse y recomendando los criterios adecuados para el control de su puesta en obra.
Suelos potencialmente licuables. Esta amenaza es importante, dependiendo naturalmente de la sismicidad del emplazamiento, muy en particular en presas de residuos mineros, pero también en las cimentaciones de los espaldones situados aguas arriba del núcleo (en suelos aluviales), es muy factible que existan niveles arenosos e incluso bolsadas singulares de arenas limpias. Lógicamente, la densidad en la que se encuentran puede ser muy reducida y consecuentemente sea material fácilmente licuable.
Las arcillas dispersivas sí se pueden utilizar, pero obviamente es un riesgo que debe ser cuidadosamente analizado y ensayado, para exigir sin paliativos un filtro potente que haga frente a esta situación crítica.
En definitiva, todos materiales pueden ser utilizados siempre que se conozcan sus propiedades y sean las adecuadas para la finalidad que están previstos y se analice su comportamiento, a corto, medio y largo plazo.

3.4. CONTEMPLA (CASI) TODOS LOS PROBLEMAS DE LA GEOTECNIA

En efecto, la práctica totalidad de los aspectos que contempla la geotecnia, aquí se ponen a disposición del ingeniero. Sin la pretensión de ser exhaustivo, pero con el ánimo de poner de manifiesto las peculiaridades geotécnicas implicadas, una primera relación es la siguiente:

- Técnicas de reconocimiento de:
    - Campo; catas, sondeos mecánicos a rotación con extracción continua de testigo, pozos, trincheras, galerías, técnicas geofísicas varias (sísmica de refracción, ondas superficiales (MASW), eléctrica, etcétera).
      En particular se recomienda muy encarecidamente la ejecución de un terraplén experimental, inmediatamente antes de empezar la obra, con el equipo humano y material del contratista, para definir los procedimientos de colocación, compactación y control, con todo el detalle que sea posible (Comité Español de Grandes Presas, 1999).
    - Laboratorio; identificación, resistencia y deformabilidad, bajo diferentes condiciones estáticas y dinámicas.
- Se trabaja con materiales alterados (remoldeados), pero los suelos del cimiento se comportan obviamente como inalterados.
- Procedimientos, técnicas y metodologías para el control de obra.
- Estabilidad de taludes naturales, con lo que implica de cálculo y en ocasiones de proyectar y ejecutar procedimientos de refuerzo, tanto en roca (como suelen ser los encajonamientos en desmonte para el aliviadero) como en suelos (por ejemplo, en las laderas del embalse).
- Estabilidad de taludes antrópicos, como el propio dique, en su doble vertiente; aguas arriba como aguas abajo, donde la respuesta que tienen es diferente.
- Técnicas de tratamiento y de mejora del terreno.
- Suelos saturados y semisaturados.
- Modelos matemáticos para reproducir el comportamiento de los distintos suelos implicados y en los distintos momentos de la obra, esquematizados en; la construcción, el primer llenado, el desembalse rápido y el periodo de servicio.
- Teorías de equilibrio límite para cálculo de la estabilidad.
- Modelos en tensiones y deformaciones para pronosticar los efectos de los distintos campos de solicitaciones que la presa va a recibir. Normalmente bajo hipótesis de no linealidad.

- Redes de flujo transitorias y permanentes, en un medio isotrópico o anisotrópico.
- Comportamiento:
  - A corto y a largo plazo.
  - Bajo solicitaciones estáticas y dinámicas.
- Colapso de suelos y escolleras (por humectación).
- Expansividad de suelos.
- Auscultación: del terraplén, del cimiento, de las laderas del embalse, etc.
- Túneles y galerías (temporales y definitivos). En particular las grandes cavernas que alojan las instalaciones hidroeléctricas. Los túneles pueden ir en carga (hidráulica), motivo por el cual su diseño y su comportamiento es radicalmente distinto a los túneles ferroviarios y carreteros.
- Muros, por ejemplo, de los cajeros del aliviadero, entre otras posibilidades.
- Comportamiento reológico.
- Cómo hacer frente al oleaje generado por el viento en el embalse o por un sismo.
- Otros muchos ….

3.5. LA SEGURIDAD ESTÁ DIRECTAMENTE ASOCIADA CON EL NIVEL DE CONOCIMIENTO DISPONIBLE

En efecto: la única pero verdadera herramienta que disponemos para hacer frente a los riesgos que estas estructuras someten a la sociedad, es consecuencia directa del nivel de conocimiento que se dispone al respecto. Nivel de conocimiento que se va incrementando desde los primeros estudios básicos hasta aquellos que pretenden abarcar la vida entera de la obra. Incluso después de la terminación, el control y seguimiento de la estructura durante su explotación, proporcionará una información muy válida para identificar los aspectos más controvertidos, delimitar los riesgos en su importancia y, en definitiva, identificar las tareas por acometer para aumentar permanentemente el conocimiento de la estructura. Y por lo tanto, consecuentemente, su seguridad.

4. SITUACIONES LÍMITE: SINGULARIDADES GEOTÉCNICAS

A continuación, se describen algunos de los problemas típicamente geotécnicos, de estas estructuras.

4.1. FENÓMENO DEL “COLAPSO” Y EL AGRIETAMIENTO LONGITUDINAL

En realidad, debería hablarse de asientos por humectación, pues el término “colapso” resulta obviamente impactante. Lo cierto es que entendemos por “colapso” el fenómeno por el cual a un suelo que se encuentra parcialmente saturado y sometido a cargas se le inunda, sufre un asiento que en general puede suponerse inmediato, al menos en su magnitud principal. Este proceso es enormemente complejo de reproducir si se considera rigurosamente la totalidad de factores que intervienen. En los años 80 la herramienta más poderosa que teníamos era el modelo de Nobari y Duncan (1972). Tiene en cuenta el acoplamiento en los procesos que acontecen de manera simultánea con el primer llenado;

- por un lado, la disminución de las presiones de confinamiento, y
- por otro lado, un aumento del asiento.

La figura adjunta nº 3a muestra un esquema representativo del fenómeno de “colapso”.
La presa de Canales, figura nº 3b, sufrió durante el proceso de primer llenado unos asientos diferenciales de gran magnitud, en la coronación de la presa. Se produjo un notable escalón entre la zona afectada por el núcleo y el espaldón de aguas arriba, con respecto a la zona afectada por el espaldón de aguas abajo. Manifestaba las diferencias de asiento entre el espaldón que permanecía en seco, aguas abajo, y el espaldón que se saturaba, aguas arriba, junto con el núcleo. En función de la altura de la presa se producirían unos asientos (longitudinales, afortunadamente), en toda la coronación de la presa que llegaban alcanzar y superar el orden de 1,0-1,5 metros. Se llevaba un control riguroso y redundante de los movimientos y su vínculo con el nivel del embalse, que confirmaban las hipótesis efectuadas en este sentido. Téngase en cuenta que para la altura de la presa este fenómeno representa escasamente el 1% de la altura del terraplén.

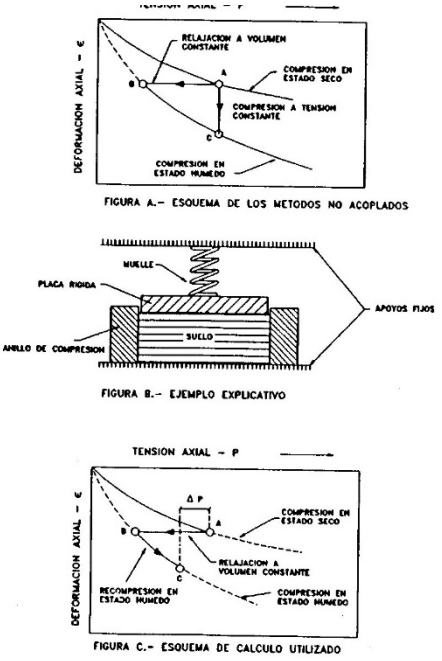


Figura 3a. Esquema gráfico del fenómeno de "colapso"



Figura 3b. Presa de Canales (165 m), Granada, vertiendo por el aliviadero de coronación

Fueron múltiples los modelos de simplificados que en aquellas fechas llevamos a cabo parametrizando los distintos factores que intervenían y que en cualquier caso permitían pronosticar los asientos "por acontecer", cuando se alcanzase la cota del máximo embalse (Olalla et al. 1993, Uriel et al. 1993; Bravo et al. 1994; Estaire et al. 1999). En la figura 4 adjunta pueden apreciarse los asientos medidos y los asientos obtenidos como consecuencia de reproducir numéricamente el fenómeno, bajo distintas hipótesis muy simplificadas y también la propuesta por Nobari y Duncan.

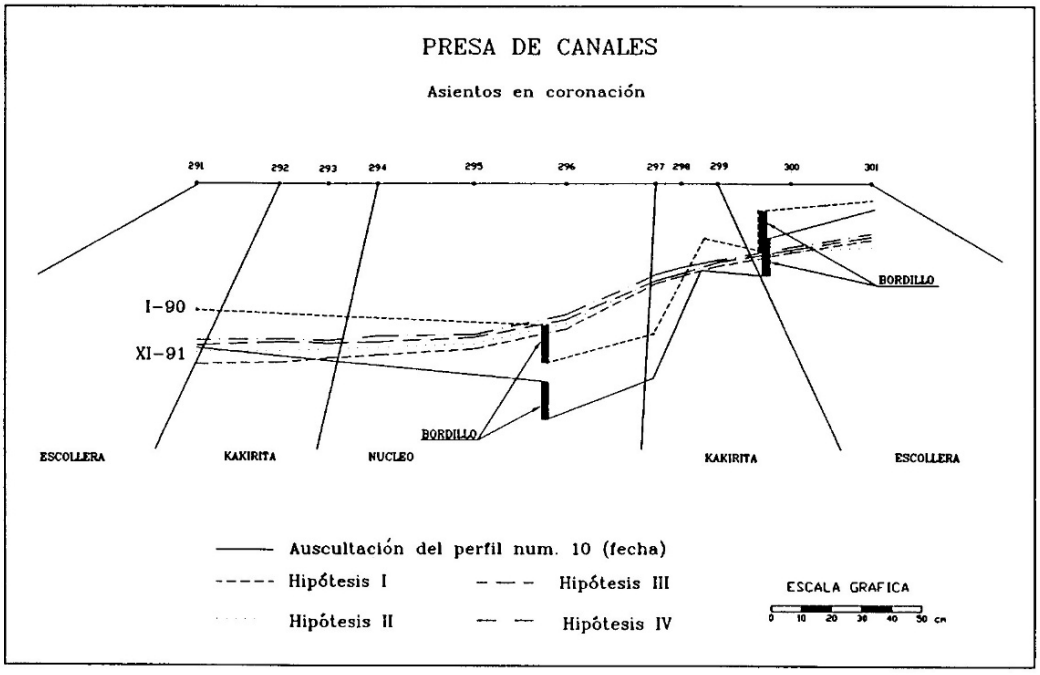


Figura 4. Contraste entre los asientos obtenidos de los cálculos por elementos finitos y las mediciones efectuadas.

Con todas ellas se disponía de un abanico de resultados, en general similares y redundantes, que en definitiva proporcionaban una cierta tranquilidad, al estar todo el proceso controlado.

La tendencia actual obliga a compactar adecuadamente las escolleras, no sólo incorporando energías importantes, aplicadas mediante rodillos lisos y vibratorios, si no también mediante el uso previo de agua a presión para adelantar estos procesos.

Me atrevo a afirmar que, con motivo de la construcción de la presa de Canales, mi difunto maestro Santiago Uriel tuvo, entre otras actuaciones, varias intervenciones que puedo calificar de "geniales" como, por ejemplo:

- Incorporación de bentonita a las arcillas del núcleo, en las zonas de contacto con el estribo izquierdo fuertemente verticalizado, para aumentar su plasticidad. Esta misma idea se utilizó en el contacto del núcleo con los bloques de hormigón preexistentes en la presa de Tous.
- Ejecución de una precarga, que todavía persiste por su vegetación y belleza, para provocar movimientos del núcleo en su contacto con la pared del mencionado estribo izquierdo (Figura 5).

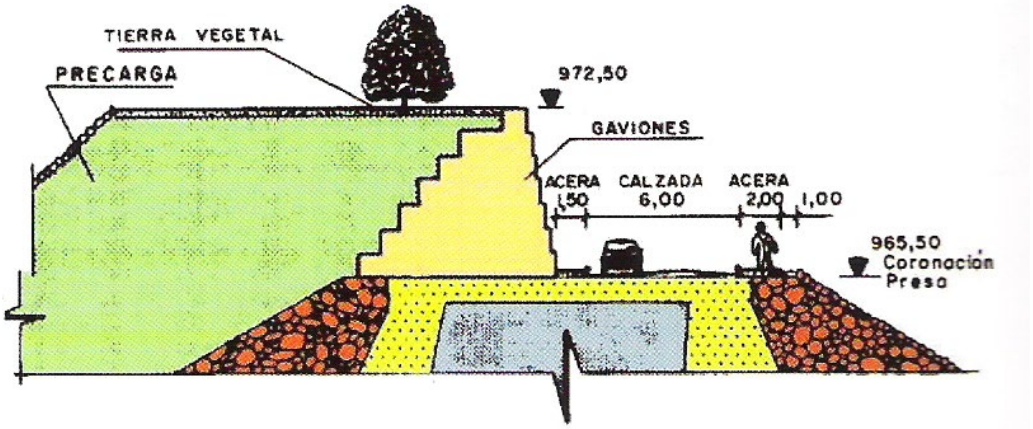


Figura 5. Esquema de la precarga en la presa de Canales.

- Incorporación de una geomalla en las zonas del núcleo susceptibles de sufrir tracciones, como consecuencia de estudios tenso - deformacionales del perfil longitudinal (Figura 6).

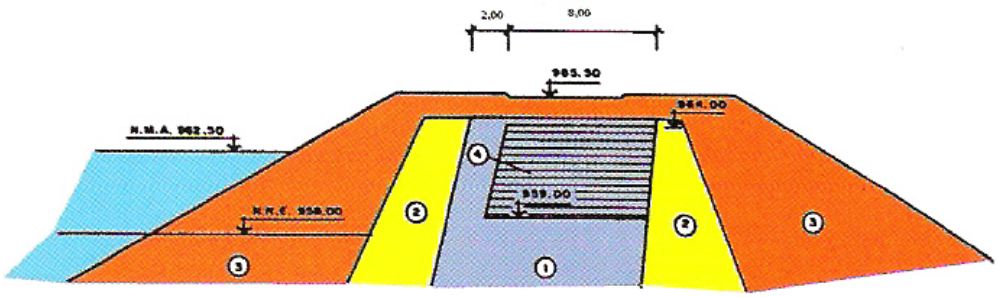


Figura 6. Esquema del refuerzo mediante geomalla en la presa de Canales (Granada)

Todo ello como consecuencia de los estudios que hoy contemplamos como muy "burdos y someros", pero que informaban de las zonas de la presa potencialmente traccionadas con posibles fisuras transversales, lógicamente muy nocivas (Figura 7).

- Ejecución de ensayos de:
    - "empuje pasivo" para determinar la resistencia al corte de la escollera, mediante análisis retrospectivo del terraplén construido a tal efecto (Comité Español de Grandes Presas, 1999).
    - Determinación de la posibilidad de fracturas en las arcillas del núcleo, mediante ensayos a escala real de un terraplén arcilloso, específicamente construido para tal fin (Comité Español de Grandes Presas, 1999).

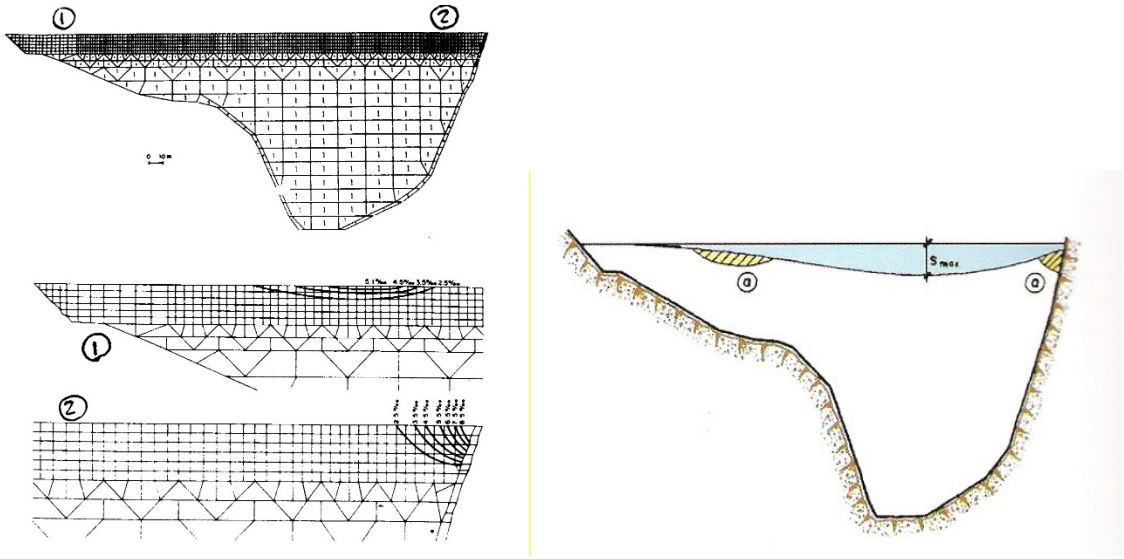


Figura 7. Zonas potencialmente agrietables en la coronación de la presa. Sección longitudinal.

4.2. PROBLEMAS DE EROSIÓN INTERNA

Es un concepto general que engloba mecanismos distintos y que se refiere a la retirada y arrastre por transporte de partículas del suelo, a través del cuerpo de la presa o por su cimiento, bajo la acción del flujo de agua. En realidad engloban mecanismos y fenómenos distintos. De manera específica se puede hablar de; erosión interna regresiva, sufusión y erosión concentrada. También son fenómenos parecidos, pero distintos, y se deben tratar de manera diferenciada a la dispersabilidad y el sifonamiento.

- Erosión interna regresiva (“piping”)

Se inicia con la salida del flujo hacia el exterior, hacia aguas abajo, de manera progresiva. Lo inicia una galería o un conducto que progresa hacia aguas arriba. Es uno de los mecanismos más importantes y amenazantes, pues puede provocar la rotura de la presa. En general es un proceso que se anuncia, pero también puede terminar de manera súbita. También se conoce bajo el término de tubificación. Véanse figuras 8 y 9.



Figuras 8 a y b. Ejemplos de estados avanzados de erosión interna



Figura 9. Presa de Teton. Proceso avanzado de rotura por erosión interna en el cimiento

- Sufusión

Se produce cuando el gradiente hidráulico actuando bien sobre un suelo mal graduado o bien en el contacto entre dos materiales, provoca que las partículas finas se arrastren a través del esqueleto granular más grueso. No necesariamente produce el colapso estructural, pero sí aumenta su permeabilidad, su deformabilidad y debilita progresivamente el material.

En este sentido, es fundamental tanto la adopción de suelos bien graduados (autoestables) como el cumplimiento de las condiciones de filtro entre las transiciones entre el núcleo y el espaldón (elementos filtro-dren, especialmente el situado aguas abajo que es el verdadero "airbag" de las presas de tierra).

- Erosión concentrada

Como su propio nombre indica, se produce cuando el flujo se concentra a través de zonas de debilidad, juntas mal selladas, contactos entre estructuras rígidas y el terreno, grietas por retracción, asientos diferenciales, defectos de compactación localizados, etcétera. Da lugar al arrastre de partículas y consecuentemente a la generación de accidentes, incidentes e incluso la rotura.

- El sifonamiento o levantamiento hidráulico ("heave")

Se produce cuando se produce un gradiente hidráulico ascendente que elimina las tensiones efectivas. Provoca la pérdida de resistencia al corte y también da lugar a la pérdida de material.

4.3. MATERIALES DISPERSIVOS

Se trata de una patología geotécnica vinculada con las arcillas del núcleo, en la que el suelo se diluye al entrar en contacto con el agua. Se podría definir como la susceptibilidad que tiene una arcilla de que sus partículas se separen, de forma espontánea, natural, como consecuencia de una defloculación química y una repulsión electrostática, pudiendo pasar a un estado de suspensión coloidal. Todo ello bajo la acción de un gradiente hidráulico.

Es un fenómeno distinto a la erosión mecánica clásica, convencional, donde el agua arrastra los granos por fricción. El contenido y el tipo de iones de la fracción fina participan en todo este proceso.

Si bien es un mecanismo que puede arruinar la estructura, lo cierto es que se pueden utilizar con un diseño adecuado del filtro que contrarreste sus efectos, evitando la migración de las partículas finas implicadas.

Se pueden experimentar en laboratorio mediante los siguientes ensayos:

- Históricos, iniciales: El "crumb test" o ensayo de la "canica"; el doble hidrómetro; la determinación de los iones sodio; y sobre todo en ensayo de la aguja, conocido en el mundo anglosajón como ensayo "pin-hole". En esta prueba se somete a una probeta de arcilla, compactada en las condiciones que va a tener en obra, al flujo del agua con distintos gradientes a través del orificio provocado artificialmente mediante una aguja. En función del caudal del agua y la turbidez, se califican los resultados obtenidos en distintos grados.
- HET: Hole Erosion Test (Wan y Fell; 2002), es una evolución del "pin-hole" pues mide el caudal y la evolución del diámetro del agujero durante el ensayo, para determinar el coeficiente de erosión y la tensión crítica de erosión, respectivamente.
- SET: Slot Erosion Test (Wan y Fell; 2004), en este caso se hace circular agua sobre una ranura ("slot") tallada en la superficie de una muestra de suelo; la erosión progresiva de la ranura permite estimar la tensión crítica y la tasa de erosión respectivamente.
- MHET: Modified Hole Erosion Test (ETSICCP-UPM). Representa una mejora de los ensayos anteriores. Está dotado de un mayor rango de gradientes hidráulicos aplicables, donde la construcción de la célula de tipo modular permite ensayar no solo suelo base sino también el suelo base y el filtro. Utiliza directamente un molde Proctor Normal, en donde se compacta la muestra. Además, dispone de un sistema de adquisición de datos automatizado, donde se registra no solo el diferencial de carga hidráulica aplicada y el caudal correspondiente, sino también la turbidez, de tal manera que permite conocer la evolución en tiempo real del diámetro del orificio y obtener así la tasa de erosión instantánea durante el ensayo. La figura 10 adjunta muestra un aspecto del equipo desarrollado.



Figura 10. Equipo Modified Hole Erosion Test (ETSICCP-UPM).

4.4. RESISTENCIA AL CORTE DE LAS ESCOLLERAS

La resistencia al corte de las escolleras desempeña un papel clave en el diseño de los espaldones de las presas. En presas de escollera, en la mayor parte de los casos, el volumen del cuerpo del dique está condicionado casi exclusivamente por la resistencia al corte del material.

Históricamente se ha supuesto un criterio lineal de rotura, sin componente cohesiva y con un ángulo de rozamiento interno de; 40° para escolleras poco compactadas y 45º para escolleras debidamente compactadas. Desde hace ya varios lustros, está enteramente aceptado un comportamiento no lineal en la rotura de tipo parabólico (Leps; 1970 Matsumoto y Wanatabe; 1987). Incluso, así se recoge en alguna normativa española (ROM 05.05).

La dificultad que existe para cuantificar experimentalmente los parámetros que rigen el criterio de rotura proviene, si se desea representatividad de la muestra, del gran tamaño de los granos por incorporar. Ello exige disponer tanto de equipos de ensayo de grandes dimensiones, como de muestras de gran peso. Un equipo que cumple los requisitos necesarios es el ensayo de corte directo con cajón de $1 \cdot 1 \cdot 1$ m^3, perteneciente al CEDEX. Ver figura 11 adjunta.

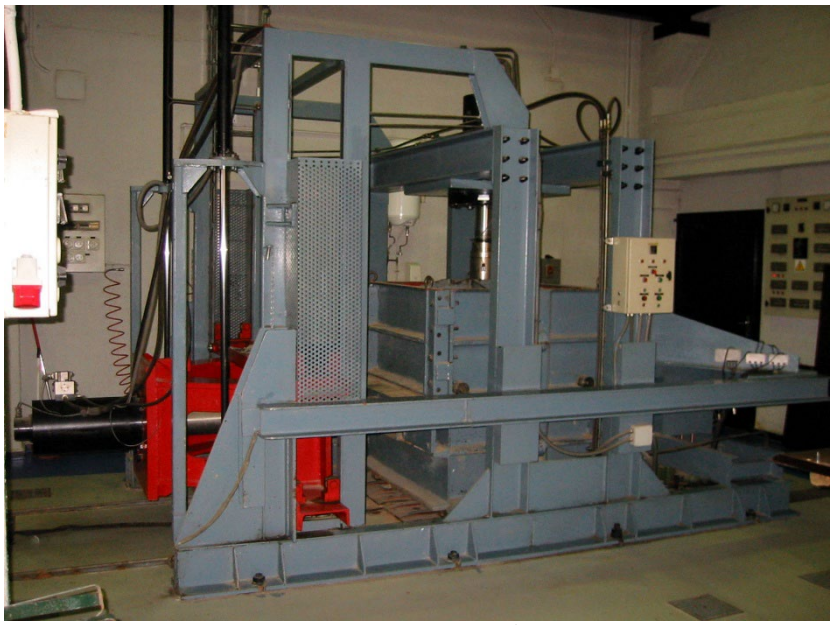


Figura 11. Equipo de corte directo de 1 m^3 propiedad del CEDEX

Los resultados de los ensayos deben interpretarse utilizando expresiones parabólicas, tales como $\tau = a \cdot \sigma^{b}$, debidamente adimensionalizadas. Los valores de los parámetros (a y b) obtenidos para estas expresiones se representan en la Figura 12 (Estaire y Olalla, 2006). Representan 20 ensayos de corte directo con 87 muestras ensayadas, en un caso con estados de compactación prácticamente nulos y en el otro caso con muestras relativamente compactadas, de manera manual.

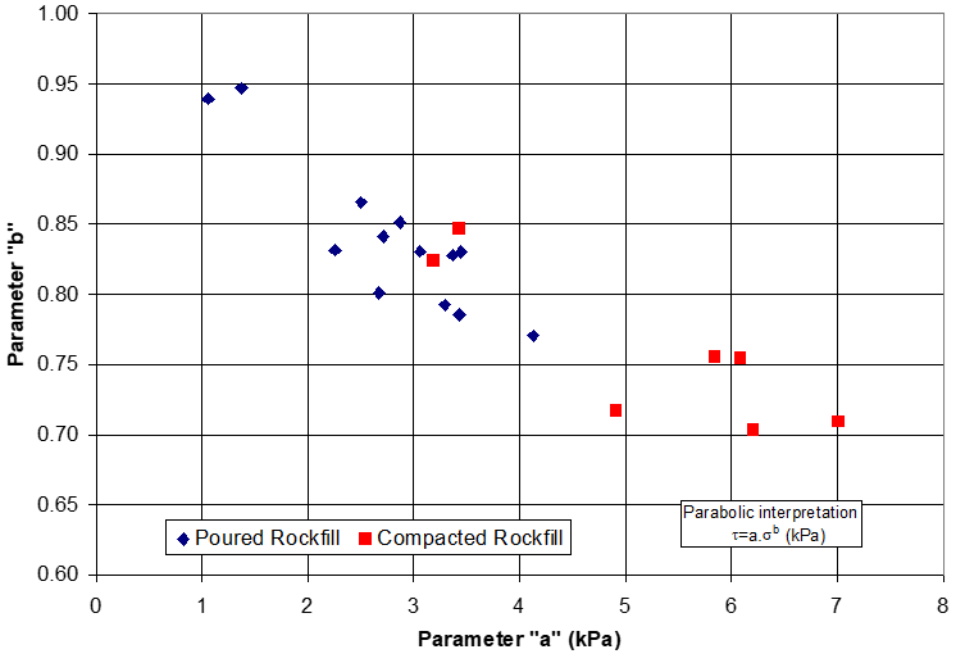


Figura 12. Valores de los parámetros obtenidos mediante interpretación parabólica de los resultados de los ensayos de laboratorio en cajón de 1 m^3.

Pueden servir de referencia para poder ser utilizados en ausencia de ensayos específicos.

4.5. USO DE MATERIALES IMPERMEABLES POCO PLÁSTICOS:

Resulta intuitivo aceptar que la escasa plasticidad de una arcilla la hace más susceptible de sufrir procesos de erosión interna. En cierta forma, de manera gráfica, podemos entender que la ausencia de plasticidad limita drásticamente la adhesión entre partículas y minerales de una misma arcilla o limo, y por lo tanto la hace más susceptible de ser arrastrada.

Fuera de España no se suelen utilizar. Así, por ejemplo, en la isla norte de Nueva Zelanda, una importante empresa constructora española ganó el concurso de una presa de materiales sueltos, con una solución de presa heterogénea, con un núcleo central constituido por un material poco plástico, que se encontraba muy próximo a la cerrada. Fue necesario convencer a las autoridades implicadas de la bondad de esta solución.

Adicionalmente, se demostró que esta solución representa una mayor garantía de respuesta frente a la presencia, en este caso por impositivo contractual, de un notable "escalón" ubicuo, de origen sísmico, vinculado con una potencial falla activa (Olalla, 2014).

En España tenemos varios ejemplos, del orden de una docena de presas, en las cuales el núcleo está constituido por materiales de baja plasticidad, (IP<10-15) y que se han comportado adecuadamente desde hace ya varias décadas. Internacionalmente se han detectado un mínimo de 36 ejemplos, con presencia en casi todos los continentes (Escudero et al. 2015, 2018). El caso más llamativo y extremo es quizás el de la presa de Andong en Corea del Sur, donde el núcleo se realizó con un granito muy meteorizado con plasticidad nula, si bien se adoptaron medidas adicionales para hacer frente a esta situación límite: ejecución de un terraplén experimental previo, exigencia de un mínimo porcentaje de finos, etcétera (Andong Dam Construction Office, 1976; Kim. J.C., 1976).

Hay dos casos españoles relativamente recientes y en cierta medida muy bien documentados, que sirven de referencia:

- La presa denominada "Arenoso", donde su propio nombre nos ilustra al respecto. Tiene la particularidad de que el núcleo está diseñado zonificado; con una parte central vertical más impermeable arropada por otras dos zonas también impermeables, pero con menores requerimientos (Romero et al. 2007).
- La presa de Albagés, en Lérida, de 90 m de altura, en donde la colocación de material con un índice de plasticidad de 10 o de 12 tenía su importancia, de manera diferenciada. (Alonso Pérez de Agreda, 2018).

4.6. USO DE MATERIALES HETEROGÉNEOS

Estos materiales no se pueden utilizar pues no se pueden conocer (identificar) sus propiedades geotécnicas.

Las posibilidades que ofrece la naturaleza son muy amplias, por ejemplo: de origen natural (materiales coluvionares, depósitos aluviales, suelos residuales y saprolíticos, morrenas glaciares, etc.), pero también de origen antrópico (escombreras, rellenos, etcétera).

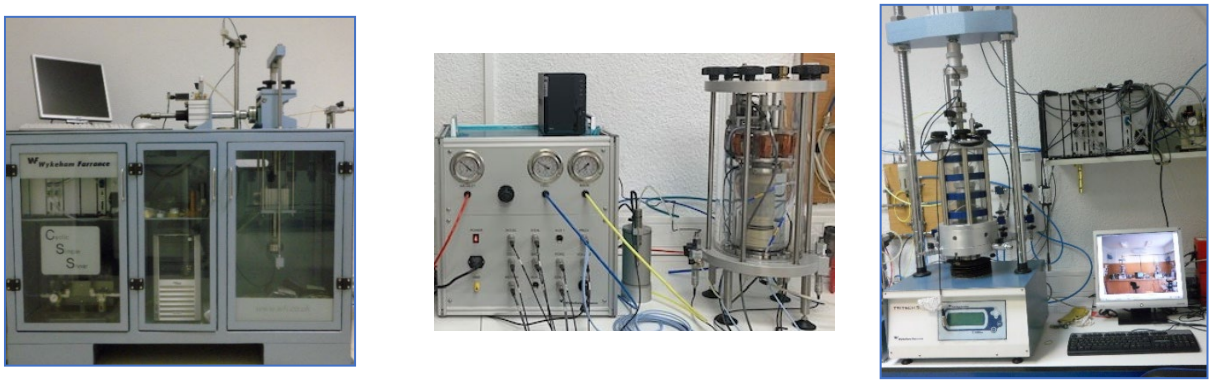
Pero ¿por qué no utilizar las morrenas glaciares? Es cierto que estos materiales suelen ser muy heterogéneos y por lo tanto resultan muy difíciles de explotar adecuadamente para ser colocados. Pero también es cierto que hay una experiencia mundial de presas de materiales sueltos construidas con materiales de origen glaciar y que se están comportando correctamente (ICOLD, 1989). Hoy día, su aprovechamiento está ampliamente extendido, especialmente en zonas andinas de Sudamérica. En definitiva, la respuesta una vez más no es contundente.

En este sentido, la tesis doctoral leída en la Escuela de Caminos de Madrid de José Sánchez Martín, (Sánchez, 2021), denominada "Materiales heterogéneos para su utilización en núcleos de presas de materiales sueltos", da un paso adelante. Ofrece una metodología numérica, para acotar su uso, en función de las probabilidades de riesgo asumibles y de las variaciones intrínsecas de los materiales. Identificar qué tipos de formaciones se pueden considerar como homogéneas y por lo tanto utilizables y cuales no, depende del coeficiente de variación de las variaciones estadísticas de sus propiedades. Efectúa los cálculos, entre otras herramientas, utilizando el método de Montecarlo, de tal manera que el riesgo lo hace depender del gradiente hidráulico máximo asumible y de los caudales máximos aceptables.

4.7. CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE MATERIALES EN EL LABORATORIO

Uno de los aspectos que suscita mayor interés es la respuesta que estas estructuras van a tener como consecuencia de la afectación por un movimiento sísmico importante. En general, desde hace varias décadas, se suele aceptar que son estructuras seguras frente al terremoto, por ejemplo, mientras no se superen aceleraciones pico superiores al 20% de la gravedad. Pero lo cierto es que cuando se da la presencia de un material arenoso con escasa densidad, con un contenido en finos reducido o muy reducido, y poco plástico o no plástico, se puede dar el conocido fenómeno de licuación (por utilizar un término general) que puede dar

con el fallo total de la estructura.
Su estudio riguroso es todo un proceso, que debe partir de un buen conocimiento de la peligrosidad sísmica del lugar, continuar con un buen reconocimiento geotécnico de campo de los materiales implicados, una buena herramienta de cálculo, etc. Es decir, todo un protocolo en el que resulta obligado la experimentación el laboratorio de los materiales finos implicados. En este sentido, en España se dispone, al menos en los laboratorios del CEDEX y de la Escuela de Caminos de Madrid, de los equipos de laboratorio necesarios para una buena caracterización. Así, por ejemplo, en las tres figuras 13 adjuntas se muestran los tres equipos normalmente utilizados, (corte simple cíclico, columna resonante y triaxial cíclico, respectivamente) que a fecha de hoy se disponen en el Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno de la Escuela citada.



a) Corte Simple Cíclico b) Columna Resonante c) Triaxial Cíclico

Figura 13. Equipos dinámicos en activo disponibles en el Laboratorio de Geotecnia de la ETSICCP-UPM.

Obviamente, no tiene sentido hacer todo el proceso de cálculo dinámico de una manera rigurosa y actualizado, si los aspectos correspondientes a la caracterización sísmica de los materiales finos implicados (arenas, arcillas, limos, etc) adolece de ensayos de laboratorio propios.

4.8. PROBLEMÁTICA DE LA GALERÍA DE INSPECCIÓN EN EL CIMIENTO

Están concebidas para el control del cimiento y de las partes más bajas de la presa, así como para la posible intervención en el apoyo del terreno, si fuese necesario. Es un tema controvertido, que se debate desde los primeros trabajos y acercamientos al problema y se cuestiona incluso con la obra ya adjudicada.

En este sentido hay sensibilidades distintas, pues algunos de los técnicos implicados están a favor, pero siempre hay otro colectivo que está en contra. Esta afirmación que se puede aplicar individualmente también se puede extender al ámbito de naciones, donde hay países que no se ejecutan casi ninguna galería de inspección y hay otros países en los que la opinión dominante resulta proclive a la ejecución de ésta.

Se trata de un elemento rígido que obviamente provoca concentración de tensiones en su entorno y dificultades para la compactación. Para hacer frente a esta anomalía, la galería debe ser siempre hormigonada en una trinchera excavada y empotrada en el terreno, normalmente a lo largo del eje de la presa, dando siempre formas suaves y redondeadas.

La razón de ser de la misma reside en las enormes posibilidades que tiene de inspección y control, del cuerpo de presa pero sobre todo del cimiento. Facilita, en su caso enormemente, las posibilidades de actuación en un cimiento que pudiera calificarse como de “amenazante”, para el que durante las labores de proyecto se plantean dudas de su impermeabilidad y homogeneidad.

Por lo tanto, una vez más, la decisión definitiva depende de las particularidades propias, tanto del cuerpo de presa como sobre todo del terreno en el que irá alojada. Al menos, en España, es la “calidad” del cimiento, (entendiendo como tal a un concepto amplio vinculado con la impermeabilidad, homogeneidad, deformabilidad, consistencia, etcétera), la que finalmente suele decidir la oportunidad de su instalación.

5. HERRAMIENTAS DE CÁLCULO DISPONIBLES

A finales de los años 70 éramos enormemente felices con la posibilidad de utilizar el método de los elementos finitos, junto con el modelo hiperbólico, para reproducir las tensiones y deformaciones en el cuerpo de una

presa (Olalla, 1985). Éramos capaces de incorporar el proceso constructivo, con sus fases, el primer llenado, también con sus fases y pronosticar la respuesta durante el periodo servicio. Incluso nos atrevíamos a hacer cálculos en tres dimensiones, aunque para poder disponer de una malla, fue necesario el trabajo permanente durante un mes. Hacía poco que habíamos dejado de calcular los "círculos de Bishop" a mano.

Hoy en día las herramientas de cálculo, los modelos que existen son mucho más potentes y en general los parámetros que se utilizan están suficientemente contrastados como para ser utilizados de manera rigurosa. Además, en algunos casos se conocen también los detalles a incorporar en los cálculos, para optimizar los resultados obtenidos (Moreno et al., 2015).

A continuación, se efectúa una pequeña reseña de las distintas posibilidades disponibles en nuestro entorno.

5.1. MÉTODOS CONVENCIONALES

Las teorías de equilibrio límite, o métodos de dovelas, siguen siendo unas herramientas muy útiles y asequibles, donde los pequeños márgenes de error vinculados con el método son conocidos y están acotados. Su precisión en el factor de seguridad es muy similar a la de los métodos tensodeformacionales, pero son notablemente menos complejos.

De la misma manera, los métodos tensodeformacionales, con malla de cálculo, resuelven numéricamente un problema de contorno en el que se acoplan las tensiones y los flujos de agua que se producen como consecuencia de la red de filtración. Los más clásicos, elementos y diferencias finitas, se utilizan para estimar el estado tensodeformacional de la presa en situaciones previas al fallo. Asumen la teoría de pequeñas deformaciones. Cuando estas no son realmente tales, se recurre a un remallado o a una restitución de las deformaciones al final de una etapa (por ejemplo, para reproducir un proceso constructivo).

Para obtener el factor de seguridad se reducen las resistencias hasta que el modelo de la presa no puede mantener el equilibrio con las condiciones de contorno impuestas. Permiten realizar cálculos estáticos, cuasi-estáticos y dinámicos, normalmente en el dominio del tiempo. El modelo constitutivo más básico es el elástico y lineal, o no lineal, con criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Un segundo grupo de modelos tienen un enfoque más adecuado para suelos blandos que endurecen y se vuelven más elásticos con la deformación. Aquí entrarían desde el modelo hiperbólico y sus derivados (Hardening Soil, HSS, etc.) hasta los modelos de estado crítico (Cam-Clay, Norsand, CASM, etc.).

Sin embargo, cuando se trata de reproducir el comportamiento de la presa ante un sismo, es necesario incluir relaciones constitutivas que sean capaces de reproducir las deformaciones plásticas permanentes lejos del fallo ante cargas cíclicas y, en su caso, la licuación. Con este objetivo existen relaciones como UCBSand, PM4Sand y PM4Silt, basadas en las teorías de estado crítico, que tienen capacidad para replicar todos estos fenómenos. Su principal dificultad es la asignación de parámetros. De una manera mucho más artificiosa, modelos como el Finn y Byrne añaden presiones intersticiales en exceso, que crecen con los ciclos de carga y que pueden reproducir la licuación. Con respecto a los parámetros hidráulicos, muchos modelos permiten tener en cuenta las leyes de retención de agua, los cambios de permeabilidad, las presiones de poro negativas y el flujo en la zona parcialmente saturada.

5.2. MÉTODOS MENOS CONVENCIONALES (DESPUÉS DEL FALLO, INTERACCIONES MICROMECÁNICAS)

Si se quieren modelar situaciones que implican grandes deformaciones, discontinuidades importantes o interacciones complejas entre fluido y estructura, los métodos con malla están muy limitados. Estas situaciones, típicamente después de un fallo, incluyen, por ejemplo, la formación de brechas, el colapso por sobrevertido o los deslizamientos de laderas en el vaso.

- a. Métodos de cálculo con base física sin malla, híbridos y de partículas

Un grupo de modelos numéricos útiles son los llamados modelos sin malla y modelos híbridos. El método SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) representa los materiales del modelo mediante partículas que transportan propiedades e interactúan entre ellas dentro de un rango controlado por una función de peso. La discretización de las ecuaciones que gobiernan el movimiento se basa en este sistema de partículas discretas. El PFEM (Particle Finite Element Method) en formulación euleriana se basa en el método de los elementos finitos, pero utiliza un remallado continuo que es controlado por unas partículas que representan al material. El MPM (Material Point Method) es otro método híbrido partícula–malla en el que las partículas transportan

variables y la malla se usa temporalmente para resolver ecuaciones. En cada paso las partículas se proyectan sobre la malla, se resuelve ahí el problema y esa solución se traslada hacia las partículas.

Un enfoque totalmente diferente de los modelos directamente basados en la mecánica de los medios continuos para abordar situaciones de grandes deformaciones, es el uso de autómatas celulares. Esta es una familia de métodos numéricos que incorpora leyes basadas en soluciones cerradas a problemas geotécnicos e hidráulicos clásicos y permiten reproducir fenómenos como la formación de brechas, la desprotección del núcleo o la evolución del espaldón de aguas abajo (Tejada et al., 2021 y Yang et al., 2026).

A nivel micromecánico, hay métodos numéricos que permiten modelar procesos como la erosión interna de tipo localizado (Tejada et al. 2017b) o por sufusión (Tejada et al., 2016; Tejada et al., 2017a). Por ejemplo, el método de los elementos discretos se puede combinar con métodos de mecánica de fluidos (CFD, Lattice-Boltzmann, Volúmenes finitos) para reproducir la compleja interacción entre fluido y suelo que ocurre a esas escalas. Para alcanzar las escalas temporal y espacial deseadas en una presa, todavía están limitados, pero ayudan a entender las fases de iniciación y progresión de la erosión interna. Además, pueden ser combinados con otros modelos continuos en enfoques multiescala, en los que, por ejemplo, se combinan modelos de partículas en las zonas donde se produce la erosión o el fallo y modelos continuos en las zonas menos alteradas.

- b. Modelos basados en datos

La enorme capacidad de adquisición de datos, la potencia de computación (en ordenadores personales y superordenadores) y el gran interés que existe en todos los sectores de la ingeniería y la ciencia, están posibilitando avances significativos y generalización de la ciencia de datos, particularmente en modelos predictivos (estadística computacional, aprendizaje automático y aprendizaje profundo).

El mundo de las presas no es ajeno a esta revolución. Técnicas como la telemetría por inSAR permiten una adquisición de datos casi continua, masiva y de bajo coste, que se puede combinar con los sistemas tradicionales de auscultación y topografía donde las mediciones se transmiten en tiempo real a cualquier distancia para conocer los movimientos de la presa (Marchamalo et al. 2024). Los cálculos se pueden realizar en la nube, centralizados o en borde ("edge computing").

En muchos casos se pueden llevar a cabo en tiempo real o cuasi-real, lo cual permite un calibrado fiel de los modelos muy útil para evaluar escenarios hipotéticos de cálculo o para anticipar anomalías. Los primeros usos que se están utilizando tienen más que ver con la auscultación de la presa que con su diseño, o con la evaluación de los factores de seguridad asociados a modos de fallo. Pero ya existen tecnologías que permiten resolver problemas de contorno con ciencia de datos y que por tanto se podrían utilizar con estos fines.

La IA generativa puede ser utilizada también para otros aspectos con aplicación en presas: Por ejemplo, para la exploración de superficies de fallo con métodos de equilibrio límite (Millán y Galindo, 2025) o para la obtención de parámetros geotécnicos en base a propiedades índice o de estado, desde bases de datos obtenidos de ensayos de laboratorio, campo o de experimentos numéricos (Tejada y Antolín, 2022).

6. COMENTARIOS FINALES

- Con el desarrollo tecnológico que se dispone hoy en día, se puede afirmar que son estructuras muy seguras. El nivel de riesgo asociado es muy difícil de cuantificar, pero se estima que es del orden de $< 10^{-4}$ - 10^{-6} o similar. El este sentido, sobre todo en el ámbito de las presas de estériles mineros, se maneja el concepto de ALARP (As Low As Reasonable Practicable), por sus iniciales en inglés. Es decir, tan bajo como sea razonablemente factible. Su superación implica adoptar e implementar medidas adicionales de seguridad. Es un concepto que busca el equilibrio entre la seguridad absoluta (el riesgo cero no existe) y la viabilidad económica, entendiendo que siempre se llevan a cabo todas las medidas posibles, (a menos que el esfuerzo para lograrlo sea excesivo e irracional), frente a la reducción real del riesgo conseguido.
- Esta afirmación, "disponer como sociedad de una seguridad en las presas construidas calificable como de aceptable" es así porque:
    a. Son múltiples y variados los profesionales implicados en todo el proceso.
    b. Hasta obtener el producto final se produce un proceso lento y progresivo de estudio y de debate, de experimentación, de contraste profundo, de análisis riguroso, … donde finalmente se suele alcanzar un consenso que, basándose en el razonamiento y en la lógica, tranquiliza a todos los implicados.

c. Las estadísticas de patologías (daños de todo tipo y alcance) han disminuido notablemente con el paso de los años. El comité internacional (ICOLD) publica estadísticas al respecto que sustentan esta afirmación. Así, por ejemplo, los últimos boletines en este sentido son los números 188 (2025), 99 (1995) y el ya histórico documento del año 1983 que informaba sobre 1105 casos de deterioro, de los cuales 107 eran fallos totales.
d. Los controles y los estudios de seguridad se han incrementado, tanto en nuestro país como en otros países y afectando a presas de titularidad tanto pública como privada.
e. Las técnicas de análisis y auscultación, así como los modelos numéricos que se utilizan para interpretar sus resultados, han mejorado enormemente con el paso de los años.

- El elemento clave son los filtros y drenes.
- Desde el punto de vista estadístico, la gran amenaza de las presas de materiales sueltos es el desbordamiento por coronación, aproximadamente en 1/3 de las ocasiones. Por ejemplo, Tous en 1982. Otro tercio son los fenómenos vinculados con la erosión interna. El tercio restante se debe a causas varias, siendo una de las más notables el deslizamiento por el cimiento, como el que se produjo en Aznalcollar, en 1998. (Olalla y Cuellar, 2001).
- El "mundo" de las presas de estériles mineros es una realidad apasionante, donde los retos que se producen, entre otros argumentos por las dimensiones que están alcanzando estas estructuras, están obligando a ser objeto cada vez más de la aplicación de un conocimiento geotécnico riguroso y extenso. No solo por los fracasos acontecidos recientemente en todo el mundo, sino también por las exigencias que la sociedad nos plantea de construir estructuras cada vez más seguras. En este sentido la publicación del GISTM (UNEP, ICMM, and PRI; 2020) ha elevado sustancialmente los métodos de control de estas obras.
- No obstante, como toda estructura viva, se considera "normal" que, en las presas de materiales sueltos, a lo largo de la vida de la obra, se produzcan incidencias, daños menores, accidentes, anomalías puntuales, etcétera, tales que exigen obviamente de un permanente mantenimiento y de unas observaciones constantes y cualificadas. En términos coloquiales, pero pedagógicos, se hace necesario hablar de: control, control y control.

REFERENCIAS

Alonso - Pérez de Ágreda, M. (2018). El proyecto de la presa de Albagés. Jornada Técnica del SEPREM. Abril. Madrid.

Andong Dam Construction Office. (1976). Development of new core material in zone fill dam, use of decomposed granite in Andong dam. Proceedings of the 12th International Congress on Large Dams Vol 5. México. (ICOLD-CIGB; Q44. R38).

Bravo, G., Girón, F. and Olalla, C. (1994). "Behaviour models and actual behaviour of the Canales Dam". Q70 – R20. Proceedings of the 18th International Congress on Large Dams XVIII. Durban, Southafrica.

Bravo, G., Uriel, S., Olalla, C. y Perucho, A. (1993). "Análisis de los asientos postconstructivos de la coronación de una presa durante el llenado del embalse". Simposio Nacional sobre Presas de Materiales Sueltos. Zaragoza. Octubre.

Comité Español de Grandes Presas. (1999). Estudios geológico-geotécnicos y de prospección de materiales. P-3. Guías Técnicas de Seguridad de Presas.

Escudero, D., González-Tejada, I., Olalla, C., Delgado, F. y Portal, V. (2015). Presas de materiales sueltos con arcillas poco plásticas. X Jornadas Españolas de Presas. SPANCOLD. Feb. Sevilla.

Escudero, D., González-Tejada, I., Olalla, C., Delgado, F. y Portal, V. (2018). The use of low plasticiity soils for impervious zone of earth fill dams. Proceedings of the 26th International Congress on Large Dams (ICOLD-CIGB). Viena, Austria.

Estaire, J., Olalla, C. y Uriel, S. (1999). Pronóstico de deformaciones diferidas y contraste con mediciones en el primer llenado de la Presa de Canales. VI Jornadas Nacionales de Presas. Málaga. vol. 1. Sesión 2.1. Junio.

Estaire, J. and Olalla, C. (2006). Analysis of the strength of rockfills based on direct shear tests made in 1 m^3 box. ICOLD-CIGB. XXII International Congress of Large Dams. Barcelona, Spain.

ICOLD (International Commission on Large Dams). (1983). Deterioration of Dams and Reservoirs – Examples and their Analysis. Paris: International Commission on Large Dams (ICOLD).

ICOLD (International Commission on Large Dams). (1989). Morraine as embankment material - State of the Art. Bulletin nº 69. ICOLD. Paris.

ICOLD (International Commission on Large Dams). (1995). Bulletin 99: Dam Failures – Statistical Analysis. Paris: ICOLD.

ICOLD (International Commission on Large Dams). (2025). Bulletin 188: ICOLD Incident Database – Bulletin 99 Update. Statistical Analysis of Dam Failures. Paris: ICOLD / CRC Press.

Kim, J. K. (1976). Discussion. Technical Sessions- Question 44. Proceedings of the 12th International Congress on Large Dams, Vol. V. México. (ICOLD-CIGB; Q44. R38).

Leps, T.M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. J. Soil Mech.ans Found. Div. ASCE, Vol. 96, No. SM4, pp. 1159-1170.

Marchamalo, M. Fernández Landa, M. A., Sancho, C., Hernández Cabezudo, A., Krishnakuma, V. García Canchares, C., Sánchez, J., Martínez Marín, R., Rejas, J. G., Tejada, I. G., Jordá, L., Ruiz Armenteros, A., and Fernández Lamas, F. EyeRADAR- Dam: Integration of MT-InSAR with monitoring technologies in a pilot monito- ring system for embankment dams. Procedia Computer Science. 239, pp. 2286 - 2292. Elsevier, 2024. DOI: 10.1016/j.procs.2024.06.420

Matsumoto, N. and Wanatabe, K. (1987). The Shear Strength of Rockfill Materials. Tsuchi-to-Kiso. ISSMFE. 35, No. 12, (in Japanese).

Millán, M. A. and Galindo, R. (2025). Stability analysis of a homogeneous rock slope under steady-state seepage using artificial neural networks. Engineering Applications of Artificial Intelligence. Volume 159 (A), DOI: 10.1016/j.engappai.2025.111556

Moreno, J., Senís, M. y Olalla, C. (2015). Aspectos necesarios a introducir en la modelización numérica 3D de las presas de escollera con pantalla de hormigón para reproducir correctamente las tensiones en el elemento de impermeabilización. SPANCOLD. X Jornadas Españolas de Presas. Sevilla.

Nobari, E. S. and Duncan, J. M. (1972). Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams. Report nº TE-72-1- Office of Research Services. University of California. Berkeley. USA.

Olalla, C. (1985). Introducción al ISBILD: programa para el cálculo de tensiones y deformaciones en presas de materiales sueltos". Monografía CEDEX D-13.

Olalla, C. (2014). Study of the behaviour of CFRDs founded on active faults. Hydropower and dams. Issue one.

Olalla, C. and Cuellar, V. (2001). Failure mechanism of the Aznalcollar Dam, Seville, Spain. Geotechnique, Vol. 51, nº 5. 399-406.

Olalla, C. y de Cea, J. C. (2008). Tecnología de presas españolas de materiales sueltos (1996-2006). Las presas en España. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Ciencias, Humanidades e Ingeniería. Nº 81. Capítulo 15. Madrid.

Olalla, C., Estaire, J. y Uriel, S. (1993). Reproducción numérica del fenómeno de colapso mediante el acoplamiento de tensiones y deformaciones. Simposio Nacional sobre Presas de Materiales Sueltos. Zaragoza. Octubre.

Romero Alcón, F., Bobis, A., García J.J. y Cruz, D. (2007). La Presa del Arenoso. Revista de Obras Públicas. Marzo. Nº 3.475

Sánchez, J., (2021). Materiales heterogéneos para su utilización en núcleos de presas de materiales sueltos. Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

Sánchez Caro, F. (2007). Seguridad de presas: aportación al análisis y control de deformaciones como elemento de prevención de patologías de origen geotécnico. Tesis doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

Tejada, I. G. and Antolín, P. (2022). Use of machine learning for unraveling hidden correla- tions between particle size distributions and the mechanical behavior of granular materials. Acta Geotechnica. 7, pap. 1443-1461, 2022. DOI: 10.1007/s11440-021-01420-5

Tejada, I. G., Monteiro-Alves, R., Morán R. and Toledo M. A. (2021). Cellular automata modeling of rockfill dam failure caused by overtopping or any other extreme throughflow. Engineering Structures. Vol 245. 2021. DOI:10.1016/j.engstruct.112933

Tejada, I. G., Sibille, L., Chareyre, B. Zhong C. and Marot, D. (2017a). Multiscale modeling of transport of grains through granular assemblies. EPJ Web Conf. Vol. 140. DOI:10.1051/epjconf/201714015019

Tejada, I. G., Portal, V., Escudero D. and Olalla, C. (2017b). Micro-hydromechanical modeling of piping erosion processes. 6th Int. Young Geotechnical. Engineering Conference. Seúl.

Tejada, I. G., Sibille, L. and Chareyre, B. (2016). Role of blockages in particle transport through homogeneous granular assemblies. Europhysics Letters, 115 (5). DOI: 10.1209/0295- 5075/115/54005.

United Nations Environment Programme (UNEP), International Council on Mining and Metals (ICMM), & Principles for Responsible Investment (PRI). (2020). Global Industry Standard on Tailings Management.

UNEP. https://wedocs.unep.org/20.500.11822/361

Uriel, S., Estaire, J. y Olalla, C. (1993). Aplicación del modelo hiperbólico para reproducir el fenómeno de colapso en presas de materiales sueltos. Simposio Nacional sobre Presas de Materiales Sueltos. Zaragoza. Octubre.

Wan, C. F., and Fell, R. (2002). Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test. (UNICIV Report No. R-412). University of New South Wales.

Wan, C. F., and Fell, R. (2004). Investigation of erosion of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(4), 373–380.

Yang, M., Morán, R., González Tejada, I, Toledo, M. A., Zhong, Q., Hu and Zhang, L. (2026). Cellular automata modelling of the erosion overtop-induced asphalt concrete core dam breach. En revisión.

Conferencia especial

Los métodos numéricos en el Eurocódigo 7 de Segunda Generación

PONENTE
José Estaire
Laboratorio de Geotecnia - CEDEX

MODELOS NUMÉRICOS EN EL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN

José ESTAIRE [(1)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia – CEDEX
jose.estaire@cedex.es

RESUMEN

El Eurocódigo 7 (EC-7) es el principal documento normativo a nivel europeo para el proyecto geotécnico de obras de ingeniería civil y edificación. En su Segunda Generación, el EC7 establece un procedimiento para la verificación de los Estados Límite Ultimo mediante modelos numéricos. El procedimiento desarrollado se sintetiza y resume en la Tabla 8.1 de EN 1997-1. Las verificaciones deberían hacerse mediante dos formas diferentes de introducir la seguridad: en el "Enfoque de Output Factoring", la verificación estructural se realiza aplicando factores parciales a los efectos de las acciones una vez realizado el cálculo, mientras que en el "Enfoque de Input Factoring", la verificación tanto estructural como geotécnica se realiza aplicando factores parciales a las propiedades de los materiales. Una vez desarrollado lo establecido en el EC- 7, el artículo se centra en el Anejo Nacional Español del EC-7 en el que se ha transformado la Tabla 8.1 en tres diagramas de flujo, aplicables consecutivamente, para facilitar el uso del procedimiento de verificación y la interpretación de los resultados. Asimismo, se indican las diferentes modificaciones realizadas a la Tabla 8.1 en los Anejos Nacionales de otros países, destacándose el caso del Reino Unido, por su relevancia conceptual. Por último, se muestran dos ejemplos de cálculo relativos a pantallas que ilustra los diferentes resultados que se obtienen por los "Enfoques de Output e Input Factoring".

ABSTRACT

Eurocode 7 (EC-7) is the main regulatory document at European level for the geotechnical design of civil engineering and building works. In its Second Generation, EC-7 establishes a procedure for verifying Ultimate Limit States using numerical models. The procedure developed is summarised in EN 1997-1/Table 8.1. Verifications should be carried out using two different methods of introducing safety: in the 'Output Factoring Approach', structural verification is performed by applying partial factors to the effects of the actions once the calculation has been carried out, whilst in the 'Input Factoring Approach', both structural and geotechnical verifications are performed by applying partial factors to the material properties. Having outlined the provisions of EC-7, the article focuses on the Spanish National Annex to EC-7, in which Table 8.1 has been transformed into three flowcharts to be applied consecutively, to facilitate use of the verification procedure and the result interpretation. Likewise, the various modifications made to Table 8.1 in the National Annexes of other countries are indicated, with the case of the United Kingdom being highlighted due to its conceptual relevance. Finally, two calculation examples are provided that illustrates the different results obtained by the "Output and Input Factoring Approaches".

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Eurocódigo 7 (Eurocode 7), Modelos numéricos (Numerical models*

1. INTRODUCCIÓN

El Eurocódigo 7 constituye el marco normativo de referencia en Europa para el proyecto geotécnico de obras de ingeniería civil y edificación. Desde la publicación de su primera generación en 2004, y su posterior adopción en España mediante la UNE-EN 1997-1 y su Anejo Nacional, el EC-7 ha supuesto un cambio sustancial en la forma de abordar el proyecto geotécnico, al introducir un enfoque basado en estados límite (Bond et al., 2019a), en el uso de valores representativos de las propiedades del terreno y en la aplicación sistemática del método de los factores parciales.

Como consecuencia de la experiencia acumulada durante más de una década de aplicación práctica, así como de la necesidad de armonizar criterios, simplificar procedimientos y ampliar el ámbito cubierto por la normativa, en 2015 la Comisión Europea emitió un mandato al Comité Europeo de Normalización (CEN) para que comenzara el proceso de revisión de este sistema de normas, dando lugar a la denominada Segunda Generación de Eurocódigos.

En el caso del Eurocódigo 7, esta revisión ha cristalizado en una nueva estructura normativa compuesta por tres partes: Parte 1 (Reglas generales), Parte 2 (Propiedades del terreno) y Parte 3 (Estructuras geotécnicas). Esta última introduce un enfoque claramente orientado a las tipologías estructurales geotécnicas (Bond et al., 2019b), desarrollando de forma específica los requisitos de proyecto para taludes, terraplenes, cimentaciones tanto superficiales como pilotadas, estructuras de contención, anclajes, estructuras de suelo reforzado, estructuras de suelo claveteado, técnicas de mejora del terreno y medidas de control del agua subterránea.

Una de las novedades más significativas del Eurocódigo 7 de Segunda Generación (EC7-2G) es la consolidación normativa del concepto de "Modelo del Terreno (Ground Model)" y de "Modelo para el Proyecto Geotécnico (Geotechnical Design Model)" como herramientas conceptuales clave para la interpretación y utilización de la información geotécnica en el proyecto (Franzén et al., 2019; Santana y Estaire, 2026). El Modelo del Terreno integra la información geológica y geotécnica obtenida durante la fase de investigación, incluyendo la definición de las unidades geotécnicas y la caracterización de sus propiedades a partir de los ensayos realizados, dando lugar a los denominados valores derivados. A partir de este, el Modelo para el Proyecto Geotécnico se configura como una idealización del Modelo del Terreno, realizada por el proyectista para el análisis y verificación de las distintas situaciones de cálculo, en función de las acciones consideradas y de los estados límite aplicables.

El proyecto de una estructura geotécnica según el EC7-2G comprende un total de cinco tareas fundamentales (Figura 1), que van desde los procedimientos iniciales de fiabilidad hasta la implementación del proyecto durante la ejecución, pasando por la modelización del terreno y las verificaciones de proyecto. Este enfoque estructurado garantiza que el proyectista disponga de datos suficientes para realizar un proyecto seguro, aspecto especialmente relevante en la definición del alcance mínimo de la investigación del terreno (Melentijevic et al., 2026).

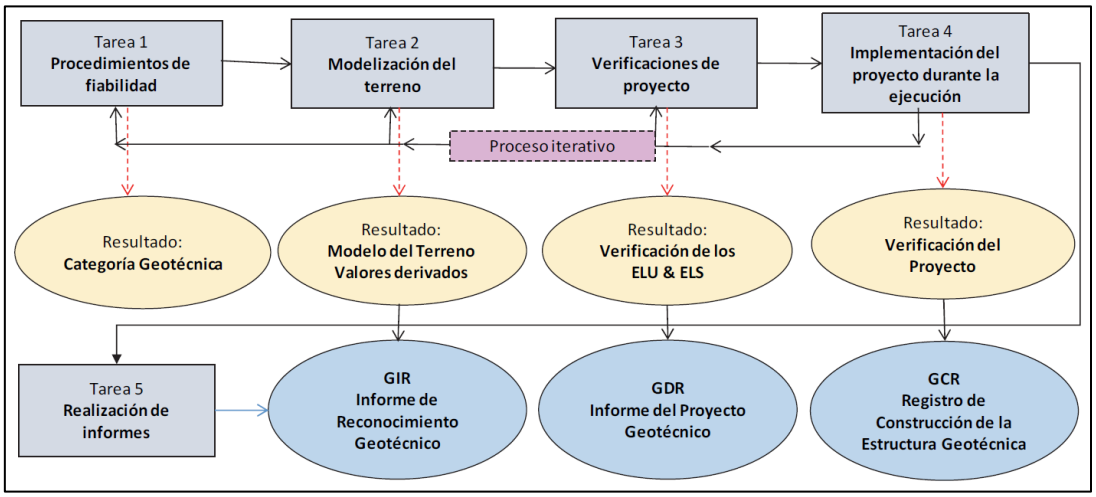


Figura 1. Tareas del proyecto de una estructura geotécnica. *Fuente: Estaire y Bond (2020)*

Un elemento central en el planteamiento del EC7-2G es la determinación de la Categoría Geotécnica (GC),

que resulta de la combinación de la complejidad geotécnica del terreno del emplazamiento, mediante la Clase de Complejidad Geotécnica (GCC), de la consecuencia de fallo de la estructura, mediante la Clase de Consecuencia (CC). Esta categorización condiciona de manera determinante el alcance de la investigación geotécnica, el nivel de detalle del Modelo del Terreno y del Modelo para el Proyecto Geotécnico, la sofisticación de los métodos de cálculo y el rigor del control durante la ejecución (Estaire y Parrilla, 2026; Garrido et al., 2026).

El EC7-2G establece procedimientos específicos para las verificaciones de proyecto, distinguiendo entre:

- Estados Límite Último (ELU): asociados al colapso o fallo de la estructura, incluyendo roturas por agotamiento de la resistencia del terreno, pérdida de equilibrio estático y fallos hidráulicos.
- Estados Límite de Servicio (ELS): relacionados con movimientos del terreno y condiciones de funcionalidad que, sin alcanzar el colapso, pueden resultar incompatibles con los requisitos de la obra.

La segunda generación del EC7 introduce además verificaciones específicas de carácter hidráulico (Pérez-Romero y Estaire, 2026), como la rotura por flotación (*"uplift"*, en su acepción inglesa) y el levantamiento hidráulico (*"hydraulic heave"*), que requieren especial atención en la definición de los niveles piezométricos y las presiones del agua subterránea existentes en el emplazamiento, adoptando valores representativos y de proyecto mediante procedimientos que garantizan un nivel de confianza del 95%.

El EC7-2G contempla diferentes modelos de cálculo para el análisis y dimensionamiento de estructuras geotécnicas, desde modelos analíticos y de equilibrio límite hasta modelos numéricos basados en el Método de los Elementos Finitos o de las Diferencias Finitas. La selección del modelo de cálculo debe ser coherente con los objetivos del proyecto, el estado límite analizado y la Categoría Geotécnica de la obra. Los modelos numéricos permiten reproducir de forma más realista la geometría de la estructura, la interacción terreno-estructura, la evolución de tensiones y deformaciones durante las fases constructivas, la no linealidad del comportamiento del terreno y la redistribución de tensiones (Lees, 2019). Su aplicación resulta especialmente relevante en:

- estructuras de contención con geometrías complejas o sistemas de arriostramiento múltiple;
- análisis de estabilidad global considerando efectos tridimensionales;
- evaluación de movimientos y deformaciones en estados límite de servicio; y
- situaciones con condiciones hidráulicas transitorias o complejas.

Sin embargo, su utilización requiere, por una parte, una validación adecuada según los criterios establecidos en el Apartado 7.1 de EN 1997-1, que define las medidas necesarias para validar los modelos de cálculo en función de la Categoría Geotécnica (como se establece en el Apartado 3.1 de este texto) y, por otra parte, seguir el procedimiento especificado en el Apartado 8.2 de EN 1997-1, desarrollado en el Apartado 3.2 de este texto.

Por otra parte, para que el EC-7 pueda ser aplicado en cada país miembro, resulta imprescindible la elaboración de los correspondientes Anejos Nacionales, en los que se definen los Parámetros de Determinación Nacional (NDP), se establecen valores numéricos de los factores parciales y se concretan determinados criterios de proyecto, teniendo en cuenta las condiciones geotécnicas, constructivas y normativas propias de cada país.

En España, esta labor está siendo desarrollada desde septiembre de 2023 por el Subcomité UNE/CTN 140/SC7, perteneciente a UNE, el organismo nacional español de normalización. En este subcomité participan expertos procedentes de todos los ámbitos profesionales de la comunidad geotécnica nacional: administraciones públicas, universidades, consultoras y empresas constructoras generalistas y especializadas en trabajos geotécnicos, dedicadas a disciplinas como edificación, carreteras, presas, puertos y aeropuertos, lo que garantiza un enfoque plural y representativo del sector.

El trabajo desarrollado en los diferentes capítulos del Anejo Nacional ha permitido consensuar criterios sobre aspectos tan diversos como:

- el alcance mínimo de las investigaciones geotécnicas para diferentes tipologías de obra;
- los procedimientos para la determinación de valores representativos de propiedades geotécnicas, incluyendo casos especiales como las propiedades geométricas de discontinuidades en macizos rocosos (González-Gallego et al., 2026);
- los factores parciales aplicables a cada tipo de verificación y estructura geotécnica; y
- los criterios específicos para verificaciones hidráulicas, entre otros.

En particular, uno de los aspectos más debatidos ha sido la adopción del Enfoque de Factor de Materiales (Material Factor Approach, MFA) o del Enfoque de Factor de Resistencia (Resistance Factor Approach, RFA) para los varios Estados Límite Último de las diferentes estructuras geotécnicas. Mientras que el primero resulta

más compatible con métodos de equilibrio límite tradicionales, el segundo se adapta mejor a los procedimientos usados habitualmente en la geotecnia española (Arcos et al., 2026).

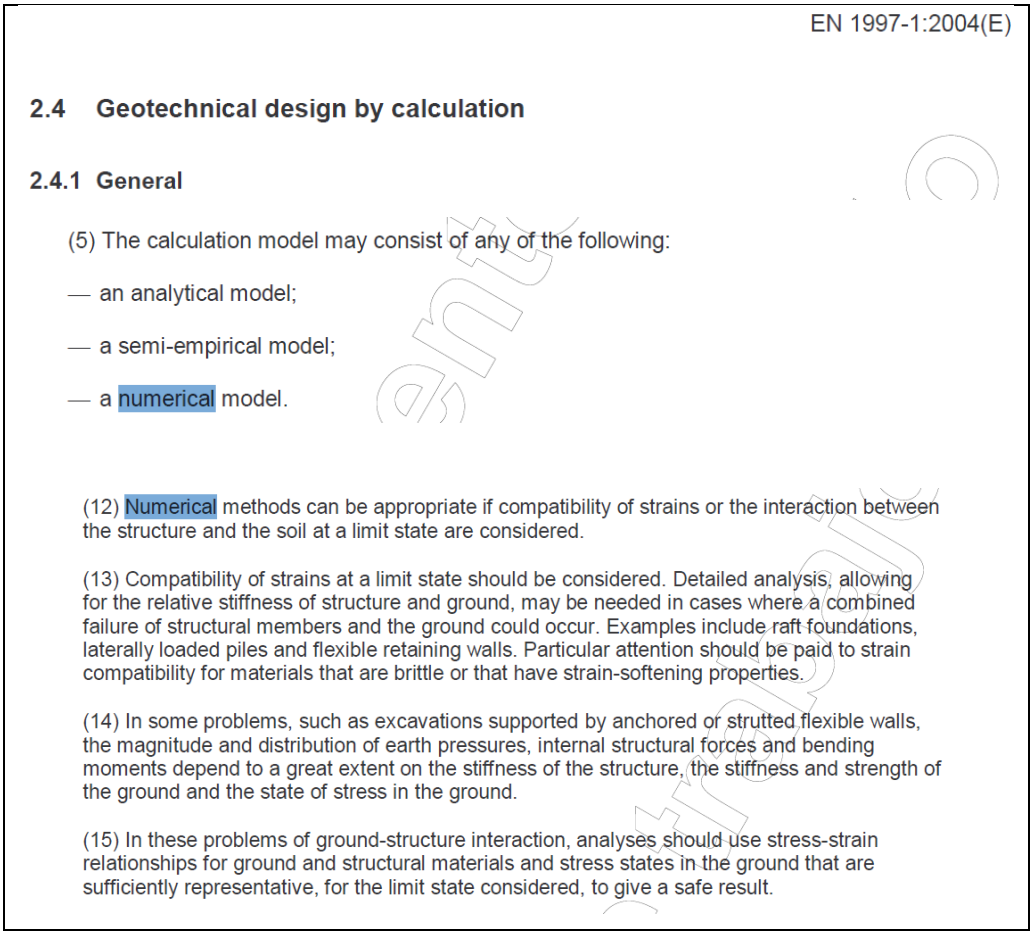
2. LOS MODELOS NUMÉRICOS EN EL EUROCÓDIGO 7 DE PRIMERA GENERACIÓN

El Eurocódigo 7 de Primera Generación (cuya norma oficialmente es la EN 1997-1:2004 y que en este documento se nombrará como EC7-1G) indica en 2.4.1 (5) que las verificaciones de los estados límite se pueden realizar utilizando modelos de cálculo analíticos, semi-empíricos y numéricos. Sin embargo, no aparece en el texto ningún desarrollo posterior y más pormenorizado de estas posibles verificaciones mediante los "modelos numéricos". Tanto es así que ni siquiera la terminología es precisa ya que con el mismo significado se habla de "métodos numéricos" y "procedimientos numéricos", como puede verse en la Figura 2.

En EC7-1G realmente sólo se menciona, como se indica en 2.4.1 (12), que los modelos numéricos pueden ser apropiados cuando se deban tener en cuenta, en la verificación de un estado límite, la compatibilidad de deformaciones o la interacción entre la estructura y el terreno.

Adicionalmente en 2.4.1 (13) a (15), se indican ejemplos de estas situaciones de compatibilidad o interacción especiales: las losas pilotadas, los pilotes sometidos a carga lateral o las pantallas de contención, en los que puede ocurrir un fallo conjunto de las partes estructurales y del terreno. También se mencionan las excavaciones al abrigo de pantallas con anclajes o puntales, en las que la magnitud y distribución de los empujes del terreno y las leyes de cortantes y momentos en la estructura dependen en gran medida de la rigidez de la estructura y de la rigidez, resistencia y estado tensional del terreno. El último comentario que se hace es que en estos casos de interacción terreno-estructura se deberían emplear unas relaciones tensión-deformación para el terreno y los materiales estructurales suficientemente representativos para proporcionar resultados del lado de la seguridad en el estado límite considerado.

Por tanto, como resumen, se puede decir que en el Eurocódigo 7 de Primera Generación se permitía el uso de los modelos numéricos para las verificaciones de los estados límite, pero no se especificaban requisitos, recomendaciones o permisos para dichos procedimientos de verificación.



EN 1997-1:2004(E)

2.4 Geotechnical design by calculation

2.4.1 General

(5) The calculation model may consist of any of the following:

— an analytical model;

— a semi-empirical model;

— a numerical model.

(12) Numerical methods can be appropriate if compatibility of strains or the interaction between the structure and the soil at a limit state are considered.

(13) Compatibility of strains at a limit state should be considered. Detailed analysis, allowing for the relative stiffness of structure and ground, may be needed in cases where a combined failure of structural members and the ground could occur. Examples include raft foundations, laterally loaded piles and flexible retaining walls. Particular attention should be paid to strain compatibility for materials that are brittle or that have strain-softening properties.

(14) In some problems, such as excavations supported by anchored or strutted flexible walls, the magnitude and distribution of earth pressures, internal structural forces and bending moments depend to a great extent on the stiffness of the structure, the stiffness and strength of the ground and the state of stress in the ground.

(15) In these problems of ground-structure interaction, analyses should use stress-strain relationships for ground and structural materials and stress states in the ground that are sufficiently representative, for the limit state considered, to give a safe result.

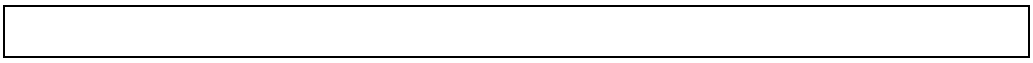


Figura 2. Párrafos sobre los modelos numéricos en el Eurocódigo 7 de Primera Generación (EN 1997-1:2004)

3. LOS MODELOS NUMÉRICOS EN EL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN

3.1. IDEAS PREVIAS

La parte 1 del Eurocódigo 7 de Segunda Generación (EN 1997-1:2024) indica en su preámbulo que uno de los cambios técnicos más significativos es la inclusión de "un nuevo procedimiento para la verificación de los estados límite último utilizando modelos numéricos", lo cual se hace en el Apartado 8.2 "Procedimiento para los modelos numéricos".

A este respecto, en EN 1997-1/3.1.6.7 se incluye la definición de modelos numéricos como *"modelos de cálculo que incluyen aproximaciones numéricas con las que se obtienen soluciones"*, estando la clave de la definición en el concepto de "aproximaciones numéricas". La definición está acompañada de una nota en la que se dice que "*los modelos numéricos incluyen, entre otros, a los métodos de elementos finitos, de diferencias finitas, elementos de contorno, elementos discretos y los métodos de tipo Winkler"* (subgrade reaction methods, en su terminología inglesa).

Al igual que se indicaba en el EC7-1G, los modelos numéricos son, junto con los modelos empíricos y los analíticos, uno de los tres tipos de modelos que se pueden utilizar para la verificación de los estados límite, de acuerdo con lo indicado en EN 1997-1/7.1.

Adicionalmente, en 7.1.4 (4) se menciona un aspecto, un tanto novedoso y ciertamente muy importante, como es la necesidad de validar los modelos de cálculo que se vayan a emplear en la verificación de los estados límite. Así, en 7.1.1 (6) se establece con carácter obligatorio que los "*modelos de cálculo se deben validar para asegurar que son apropiados para la situación de cálculo específica que se esté analizando y que se aplican teniendo en cuenta sus limitaciones*". Para realizar dicha validación EN 1997-1 incluye la Tabla 7.1 (copiada como imagen en la Figura 3) que establece una gradación de medidas en función de la Categoría Geotécnica de la estructura en estudio.

Esta validación es particularmente importante cuando se está trabajando con modelos numéricos para asegurar que el proyectista conoce las posibilidades y los límites de los programas informáticos que esté usando a tal fin, quedando en sus manos la responsabilidad última de su uso para la verificación de los estados límite de la estructura geotécnica en estudio. Además, en estos casos, la validación debería ser consistente con la complejidad de los modelos numéricos en uso, como ciertamente se indica en EN 1997-1/7.1.4 (4).

Table 7.1 (NDP) — Measures to validate calculation models

Geotechnical Category	Level of validation	Measures
GC3	High	All the measures given below for GC2 and, in addition: — calibrate the calculation model for all relevant design situations against another suitable calculation model or site observations.
GC2	Normal	All the measures given below: — confirm that the assumptions underlying the calculation model are relevant for all relevant design situations; — document the assumptions made in the calculation model; — document literature reference that the calculation model has been used for comparable design situations; and — confirm that any calculation model used falls within the limits of application stated in EN 1997-3.
GC1	Low	All the measures given below: — confirm that comparable experience exists showing that the calculation model is suitable for the local conditions; — confirm that any calculation model used falls within the limits of application stated in EN 1997-3.

commercial use only

Figura 3. Medidas para validar modelos de cálculo (copia de EN 1997-1/Tabla 7.1)

3.2. EL PROCEDIMIENTO ESTABLECIDO PARA LOS MODELOS NUMÉRICOS

3.2.1. ETAPAS Y PASOS DE CÁLCULO

El Apartado 8.2 de EN 1997-1 está dedicado íntegramente al "Procedimiento para los modelos numéricos", desarrollado fundamentalmente para la realización de las verificaciones de estado límite último, aunque también puede utilizarse para la verificación de los estados límite de servicio, si el proyectista así lo considera. El procedimiento desarrollado se recoge en la Tabla 8.1 (copiada como imagen en la Figura 4) que se configura como síntesis y resumen de todo lo indicado en dicho Apartado 8.2.

Table 8.1 (NDP) — Procedure for verification of ultimate limit states with numerical models

			Factoring approach - See 8.2(1)		
			Output VC4 + M1	Input VC3 + M2 (Recommended)	Input VC3 + M2 (Alternative)
			See 8.2 (1), (9), (10)	See 8.2 (1) and (6)	See 8.2 (1) and (7)
Construction Stage 1 (CS1)			Step 1[c] Representative Step	Step 1[c] Representative Step	Step 1[c] --
	Input	Piezometric level or groundwater pressure	Representative values		Not applicable Go directly to Step 2
		Ground properties	Representative Values		
		Structural element properties	Representative Values		
		External actions	Representative Values		
	Output	Movements	a		
		Structural forces	a		
			Step 2 ULS Verification Step	Step 2 ULS Verification Step	Step 2 ULS Verification Step
	Input	Piezometric level or groundwater pressure	Design level[b]	Design level [b]	Design level [b]
		Ground properties	Design values by M1 combination	Partial factors M2[d]	Design values by M2 combination
		Structural element properties	Representative values	Representative values	Representative values
		External actions	Design values by VC4 combination	Design values by VC3 combination	Design values by VC3 combination
	Output	Verification of ground failure	See 8.2(9) and (10)	ULS verified if equilibrium is attained in the ground with no failure of the structure	ULS verified if equilibrium is attained in the ground with no failure of the structure
		Verification of structural failure	Design values (E_d) obtained by applying γ_E to calculation results See 8.2(9) and (10)	Design values (E_d) obtained directly from calculation results See 8.2(8)	Design values (E_d) obtained directly from calculation results
CS2			Continue in the same way through any subsequent stage (CS2, CS3, etc.)		

[a] These output values can be used for SLS verifications.

[b] "The design piezometric level" can be obtained by applying a deviation to the representative piezometric level as stated in 6.5.1 (1), second bullet.

[c] The start of Step 1 of any given Construction Stage continues from the end of Step 1 of the preceding Construction Stage.

[d] Usually in this step, a strength reduction procedure is performed and the ULS verification is checked, as set in 8.2 (6). If a strength reduction procedure cannot be performed, or if different material factors cannot be applied to different geotechnical units, then Step 2 also continues from Step 1 of the preceding Construction Stage using design material properties determined with partial factors from Set M2.

For commission use only

Figura 4. Procedimiento para la verificación de estados límite último mediante modelos numéricos (copia de EN 1997- 1/Tabla 8.1)

El procedimiento establecido en la Tabla 8.1 se puede interpretar de acuerdo con las siguientes ideas:

a) Las verificaciones deben hacerse para cada una de las etapas de cálculo o construcción ("Construction Stage" - CS1, CS2, CS3 y siguientes, si hubiera – etapas marcadas en azul en la Figura 4) que se hayan establecido por el proyectista en el modelo numérico.

b) En cada etapa de cálculo "CSi" se deben realizar dos pasos:
   i. Paso de cálculo con valores representativos (marcado en verde en la Figura 4) de las condiciones hidráulicas, de las propiedades del terreno, de las propiedades de los elementos estructurales y de las acciones externas, como se indica posteriormente en el Epígrafe 3.2.2.
   ii. Paso de verificación del estado límite último (marcado en rojo en la Figura 4), si se considera necesario por parte del proyectista o si es un requisito del caso en estudio. Estas verificaciones deberían realizarse mediante las pautas indicadas para el "Enfoque de *Output Factoring*" y el "Enfoque de *Input Factoring*" (con sus dos variantes: la "Recomendada" y la "Alternativa", como se indica posteriormente en el Epígrafe 3.2.3). [Se ha preferido no traducir estos términos al español para una fácil identificación de los mismos cuando se coteje este texto con los documentos que constituyen la Segunda Generación del Eurocódigo 7].

Con objeto de hacer un poco de historia sobre la génesis de esta tabla, se debe tener en cuenta que, en los primeros borradores de EN 1997-1, esta tabla tenía forma de diagrama de flujo, como se muestra en la Figura 5, lo que facilitaba su comprensión. Sin embargo, siguiendo los requisitos de redacción de CEN, tuvo que ser transformada en una tabla al ser considerada todo ella como NDP (Párametro de Determinación Nacional, en su acrónimo inglés) En esa transformación, a la nueva Tabla 8.1 se le añadió información complementaria que permitiera definir con más precisión el procedimiento descrito.

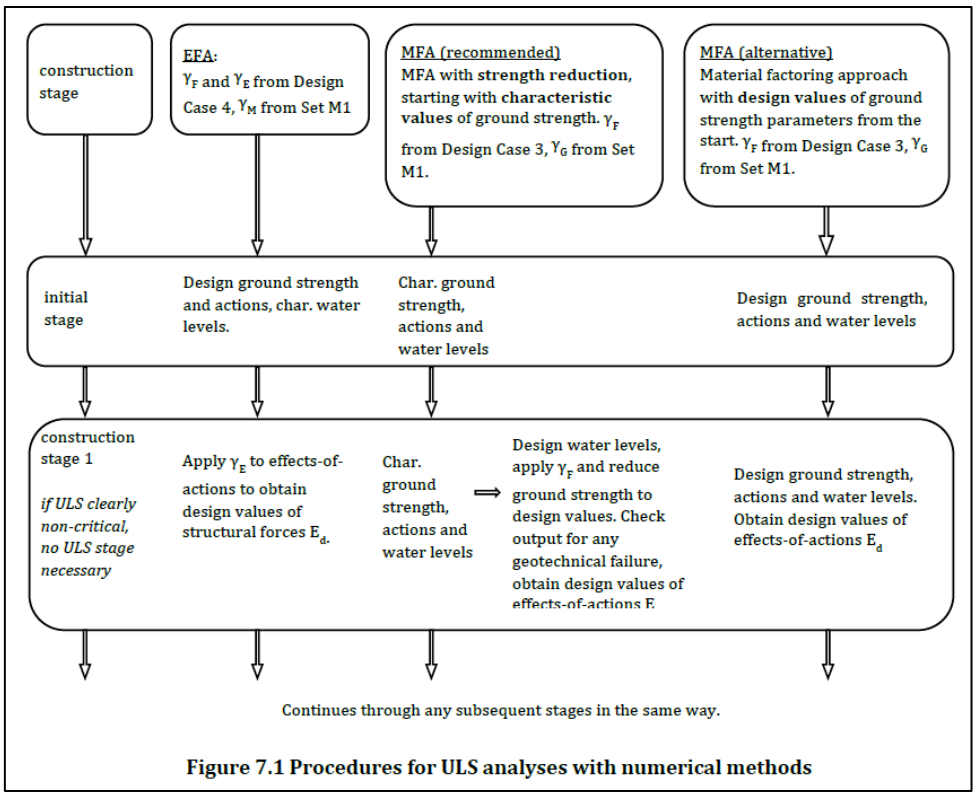


Figura 5. Medidas para validar modelos de cálculo (tomada de CEN, 2019)

3.2.2. PASO DE CÁLCULO CON VALORES REPRESENTATIVOS

Datos de entrada

En este primer paso de cálculo, de cada etapa de cálculo o construcción, los datos que se deben introducir en los modelos numéricos son los indicados en la Figura 6, independientemente del Enfoque (Output o Input Factoring) que se esté utilizando:

- los valores representativos de las condiciones hidráulicas, establecidas en términos de nivel piezométrico o de presiones de agua. Sin embargo, hay que tener en cuenta que en los cálculos mediante el método de los elementos finitos o de las diferencias finitas, en los que se modeliza totalmente la geometría del caso en estudio, las condiciones hidráulicas se representan usualmente mediante una línea que representa el nivel piezométrico existente en el terreno;
- los valores representativos de las propiedades de los materiales (Estaire y Santana, 2022);
- los valores representativos de las propiedades de los elementos estructurales; y
- los valores representativos de las acciones externas.

		Output VC4 + M1	Input VC3 + M2 (Recommended)
		See 8.2 (1), (9), (10)	See 8.2 (1) and (6)
		Step 1[c] Representative Step	Step 1[c] Representative Step
Input	Piezometric level or groundwater pressure	Representative values	
	Ground properties	Representative Values	
	Structural element properties	Representative Values	
	External actions	Representative Values	

Figura 6. Datos de entrada en el paso de cálculo con valores representativos dentro del procedimiento para la verificación de estados límite último mediante modelos numéricos (recorte de la Figura 4)

Resultados de los cálculos

Una vez realizados los cálculos con los valores representativos, los resultados de dichos cálculos, tanto en lo que se refiere a los movimientos de cualquier punto como a las acciones estructurales, pueden ser utilizados para verificaciones de estado límite de servicio, como se indica en la Figura 7.

		Output VC4 + M1	Input VC3 + M2 (Recommended)
		See 8.2 (1), (9), (10)	See 8.2 (1) and (6)
		Step 1[c] Representative Step	Step 1[c] Representative Step
Output	Movements	a	
	Structural forces	a	

[a] These output values can be used for SLS verifications.

Figura 7. Resultados del paso de cálculo con valores representativos dentro del "Procedimiento para la verificación de estados límite último mediante modelos numéricos" (recorte de la Figura 4)

3.2.3. PASO DE VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO

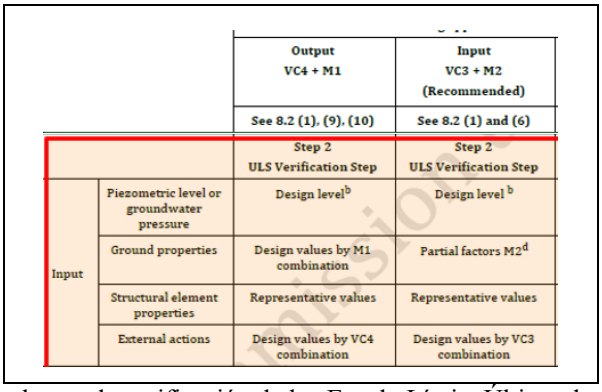
Enfoques de aplicación de factores parciales

El paso de verificación del estado límite último se debe realizar teniendo en cuenta que EN 1997- 1/8.2 (1) establece que "*la verificación de los estados límite último (ELU) mediante modelos numéricos se debería hacer por los dos enfoques siguientes*": "Enfoque de *Output Factoring*" y "Enfoque de *Input Factoring*".

A este respecto, conviene hacer notar que dicho párrafo 8.2 (1) está escrito en inglés utilizando la forma verbal "should", por lo que la verificación por los dos enfoques se debe entender, en el contexto de escritura de CEN, como una recomendación. De forma adicional, EN 1997-1/8.2 (1)-Nota 6 establece que "*el Anejo Nacional puede especificar casos cuyos estados límite último puede verificarse únicamente por uno solo de los enfoques*". Por tanto, a no ser que el Anejo Nacional establezca casos concretos, la verificación por los dos enfoques no es obligatoria, quedando en manos del proyectista la responsabilidad en caso de que se haga únicamente por un solo enfoque y, por tanto, haciendo caso omiso de la recomendación incluida en EN 1997- 1/8.2 (1).

Datos de entrada

Los datos que se deben introducir en los modelos numéricos en el paso de verificación de los estados límite último (ELU) son los indicados en la Figura 8, en función del Enfoque que se esté utilizando, y comentados a continuación:



		Output VC4 + M1	Input VC3 + M2 (Recommended)
		See 8.2 (1), (9), (10)	See 8.2 (1) and (6)
		Step 2 ULS Verification Step	Step 2 ULS Verification Step
Input	Piezometric level or groundwater pressure	Design level[b]	Design level[b]
	Ground properties	Design values by M1 combination	Partial factors M2[d]
	Structural element properties	Representative values	Representative values
	External actions	Design values by VC4 combination	Design values by VC3 combination

Figura 8. Datos de entrada en el paso de verificación de los Estado Límite Último dentro del procedimiento para la verificación de estados límite último mediante modelos numéricos (recorte de la Figura 4)

- Las verificaciones de los ELUs mediante el "Enfoque de *Output Factoring*" se deben realizar utilizando en el cálculo los siguientes elementos:
  - los valores de proyecto de las condiciones hidráulicas, establecidas en términos de nivel piezométrico o de presiones de agua, que se determinan de acuerdo con lo indicado en EN 1997-1/6.5.1. A este respecto, el nivel piezométrico de proyecto puede determinarse directamente aplicando una cierta elevación al nivel piezométrico representativo; el valor de dicho aumento queda en manos del proyectista en función del caso en estudio, de los datos disponibles y de la experiencia en casos comparables.
  - los valores de proyecto de las propiedades de los materiales, que se obtienen minorando dichas propiedades mediante los factores parciales de materiales (γ_M) del conjunto M1, recogidos en la Tabla 4.8 de EN 1997-1 (copiada como imagen en la Figura 9), para diferentes propiedades. Los valores parciales del conjunto M1 son todos 1,0 por lo que, en este caso, los valores de proyecto coinciden numéricamente con los valores representativos;
  - los valores representativos de las propiedades de los elementos estructurales; y
  - los valores de proyecto de las acciones externas, que se obtienen mayorando dichas acciones mediante los factores parciales de acciones (γ_F) del conjunto VC4, recogidos en la Tabla A.1.8 de EN 1990-1 (copiada como imagen en la Figura 10). Para este caso VC4, puede verse que las acciones permanentes no se mayoran y las acciones variables se mayoran usando el factor $\gamma_{Q,red}$ que toma un valor de 1,10, como cociente de 1,50/1,35.

- Las verificaciones de los ELUs mediante el "Enfoque de *Input Factoring*" se deben realizar utilizando en el cálculo los siguientes elementos:
  - los valores de proyecto de las condiciones hidráulicas (lo indicado en el "Enfoque de *Output Factoring*", relativo a las condiciones hidráulicas, es de aplicación en este enfoque, por lo que no se repite aquí);
  - los valores de proyecto de las propiedades de los materiales, que se obtienen minorando dichas propiedades mediante los factores parciales de materiales (γ_M) del conjunto M2, recogidos en la Tabla 4.8 de EN 1997-1 (copiada como imagen en la Figura 6), para diferentes propiedades;
  - los valores representativos de las propiedades de los elementos estructurales; y
  - los valores de proyecto de las acciones externas, que se obtienen mayorando dichas acciones mediante los factores parciales de acciones (γ_F) del conjunto VC3, recogidos en la Tabla A.1.8 de EN 1990-1 (copiada como imagen en la Figura 7). Para este caso VC3, puede verse que las acciones permanentes se mayoran por 1,0 y las acciones variables por 1,30.

Table 4.8 (NDP) — Partial factors on ground properties for persistent and transient design situations

Ground property	Symbol	M1[a]	M2[a]
Soil and fill			
Shear strength in effective stress analysis[b] (τ_f)	$\gamma_{\tau f}$	1,0	1,25 k_M
Coefficient of peak friction (tan φ'_p)[d]	$\gamma_{\tan\varphi,p}$	1,0	1,25 k_M
Peak effective cohesion (c'_p)	$\gamma_{c,p}$	1,0	1,25 k_M
Coefficient of friction at critical state (tan φ'_{cs})[d]	$\gamma_{\tan\varphi,cs}$	1,0	1,1 k_M
Coefficient of residual friction (tan φ'_r)[d]	$\gamma_{\tan\varphi,r}$	1,0	1,1 k_M
Residual effective cohesion (c'_r)	$\gamma_{c,r}$	1,0	1,1 k_M
Shear strength in total stress analysis[b] (c_u)	γ_{cu}	1,0	1,4 k_M
Unconfined compressive strength (q_u)	γ_{qu}	Same as γ_{cu}	
Rock material and rock mass[f]			
Shear strength (τ_r)	$\gamma_{\tau r}$	1,0	1,25 k_M
Unconfined compressive strength[c] (q_u)	γ_{qu}	1,0	1,4 k_M
Rock discontinuities			
Shear strength (τ_{dis})	$\gamma_{\tau dis}$	1,0	1,25 k_M
Coefficient of residual friction[e] (tan φ'_{dis})	$\gamma_{\tan\varphi dis,r}$	1,0	1,1 k_M
Interface			
Coefficient of ground/structure interface friction (tan δ)	$\gamma_{\tan\delta}$	1,0	1,25 k_M

[a] M1 and M2 are alternative sets of material factors. EN 1997-3 specifies which set to use for specific geotechnical structures.
[b] Intended to be used for numerical models.
[c] Used for foundation purposes only.
[d] Partial factor is applied to tanφ.
[e] Used when roughness component is neglected.
[f] Values of partial factors shown for soil and fill can be used for weak, highly fractured rock masses, in cases when soil mechanics concepts are found to apply.

Non-commercial use only

Figura 9. Factores parciales aplicables a las propiedades de los materiales (tomado de EN 1997-1/Tabla 4.8)

Table A.1.8 (NDP) — Partial factors on actions and effects for verification cases VC1 to VC4 for persistent and transient (fundamental) design situations

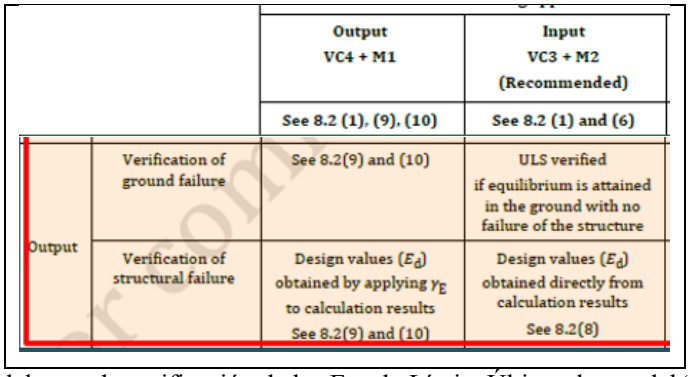
Action or effect				Partial factors γ_F and γ_E for verification cases				
Type	Group	Symbol	Resulting effect	Structural resistance[a]	Static equilibrium and uplift[b]		Geotechnical design	
Verification case				VC1[a]	VC2(a)[b]	VC2(b)[b]	VC3[c]	VC4[d]
Permanent action (G_k)	All[f]	γ_G	unfavourable /destabilizing	1,35k_F	1,35k_F	1,0	1,0	G_k is not factored
	Water[l]	γ_{Gw}		1,2k_F	1,2k_F	1,0	1,0	
	All[f]	$\gamma_{G,stb}$	stabilizing[g]	not used	1,15[e]	1,0	not used	
	Water[l]	$\gamma_{Gw,stb}$			1,0[e]	1,0		
	All	$\gamma_{G,fav}$	favourable[h]	1,0	1,0	1,0	1,0	
Prestressing (P_k)		γ_P[k]						
Variable action (Q_k)	All[f]	γ_Q	unfavourable	1,5k_F	1,5k_F	1,5k_F	1,3	$\gamma_{Q,red}$[j]
	Water[l]	γ_{Qw}		1,35k_F	1,35k_F	1,35k_F	1,15	1,0
	All	$\gamma_{Q,fav}$	favourable	0				
Effects of actions (E)		γ_E	unfavourable	γ_E is not applied				1,35k_F
		$\gamma_{E,fav}$	favourable					1,0

[a] Verification case VC1 is used both for structural and geotechnical design. Formula (8.4) is used for VC1.
[b] Verification case VC2 is used for the combined verification of strength and static equilibrium, when the structure is sensitive to variations in permanent action arising from a single-source. Values of γ_F are taken from VC2(a) or VC2(b), whichever gives the less favourable outcome. See 8.3.3.1(5). Formula (8.4) is used for VC2.
[c] Verification case VC3 is typically used for the design of slopes and embankments, spread foundations, and gravity retaining structures. See the relevant part of EN 1997 for details. Formula (8.4) is used for VC3.
[d] Verification case VC4 is typically used for the design of transversally loaded piles and embedded retaining walls and (in some countries) gravity retaining structures. See EN 1997 (all parts) for details. Formula (8.5) is used for VC4.
[e] The values of $\gamma_{G,stb}$ = 1,15 and 1,0 are based on $\gamma_{G,inf}$ = 1,35 ρ and 1,2 ρ with ρ = 0,85.
[f] Applied to all actions except water actions.
[g] Applied to the stabilizing part of an action originating from a single source.
[h] Applied to actions whose entire effect is favourable and independent of the unfavourable action.
[j] $\gamma_{Q,red} = \gamma_{Q,1} / \gamma_{G,1}$ where $\gamma_{Q,1}$ = corresponding value of γ_Q from VC1 and $\gamma_{G,1}$ = corresponding value of γ_G from VC1.
[k] For the definition of γ_P where γ_P is materially dependent, see other relevant Eurocodes.
[l] For water actions induced by waves and currents, see Clause A.6.

Figura 10. Factores parciales aplicables a las acciones o a los efectos de las acciones para los Casos de Verificación VC1 a VC4 para situaciones de proyecto persistentes y transitorias (tomado de EN 1990-1/Tabla A.1.8).

Resultados de los cálculos

Una vez realizados los cálculos, el ELU en estudio se considera verificado de forma global si se cumplen simultáneamente las verificaciones geotécnicas y estructurales, de acuerdo con las indicaciones mostradas en la Figura 11 y desarrolladas a continuación.



		Output VC4 + M1	Input VC3 + M2 (Recommended)
		See 8.2 (1), (9), (10)	See 8.2 (1) and (6)
Output	Verification of ground failure	See 8.2(9) and (10)	ULS verified if equilibrium is attained in the ground with no failure of the structure
	Verification of structural failure	Design values (E_d) obtained by applying γ_E to calculation results See 8.2(9) and (10)	Design values (E_d) obtained directly from calculation results See 8.2(8)

Figura 11. Resultados del paso de verificación de los Estado Límite Último dentro del "Procedimiento para la verificación de estados límite último mediante modelos numéricos" (recorte de la Figura 4)

- En los cálculos realizados mediante el "Enfoque de *Output Factoring*"
  - La verificación geotécnica se debería realizar de acuerdo con lo establecido en EN 1997- 1/8.2(9) y (10). Sin embargo, dichos párrafos se refieren a la verificación estructural, por lo que se puede considerar que hay una cierta ambigüedad al respecto. Dicha ambigüedad ha quedado solventada, para los proyectos en el ámbito español, en el Anejo Nacional de la Parte 1 del EC7-2G, como se indica en el Capítulo 4 de este texto.
  - La verificación estructural se realiza realmente en un paso posterior en el que se dimensionan y verifican los elementos estructurales a partir de los valores de proyecto de los efectos de las acciones que se han obtenido de los cálculos. Estos efectos de las acciones se refieren generalmente a las leyes de axiles, esfuerzos cortantes y momentos flectores actuantes en la estructura.
    En este enfoque, los valores de proyecto de los efectos de las acciones se obtienen mayorando los resultados de los cálculos (entendidos como efecto de las acciones en el contexto del EC7- 2G) mediante los factores parciales englobados en el conjunto VC4. Para el Caso de Verificación VC4 dichos efectos de las acciones se mayoran por 1,35 k_f, siendo k_f un factor de consecuencia que puede tomar, respectivamente, valores de 0,9; 1,0 ó 1,1 en función de la Categoría Geotécnica 1, 2, ó 3 de la estructura geotécnica en estudio.
- En los cálculos realizados mediante el "Enfoque de *Input Factoring*", en su variante "Recomendada"
  - La verificación geotécnica se cumple si el cálculo alcanza el equilibrio sin que se produzca ningún fallo en los elementos estructurales, lo que implica que el que el programa de cálculo sea capaz de finalizar satisfactoriamente el paso de cálculo. Hay que tener en cuenta que, en el supuesto anterior, la etapa de cálculo se considera verificada geotécnicamente ya que en el cálculo se han utilizado valores de proyecto de las propiedades de los materiales, es decir, una vez minoradas mediante los factores parciales de materiales.
  - La verificación estructural, al igual que en el Enfoque "Output Factoring" se realiza realmente en un paso posterior en el que se dimensionan y verifican los elementos estructurales a partir de los valores de proyecto de los efectos de las acciones que se han obtenido de los cálculos. Estos efectos de las acciones se refieren generalmente a las leyes de axiles, esfuerzos cortantes y momentos flectores actuantes en la estructura.
    En este enfoque, los valores de proyecto de los efectos de las acciones se obtienen directamente de los resultados de los cálculos, sin necesidad de mayorarlos adicionalmente. Se consideran que ya están mayorados al haberse determinado a partir de valores de proyecto de las propiedades de los materiales, como se indicó en el punto anterior.

Por último, se deben hacer unos comentarios sobre la variante "Alternativa" del "Enfoque de Input Factoring". En esta variante, no se hace ningún cálculo previo con valores representativos y se va directamente a hacer la verificación del estado límite último con las acciones mayoradas y las propiedades de los materiales minoradas.

Este procedimiento se considera que puede presentar, en muchos casos, problemas numéricos por lo que su uso por parte de los proyectistas debe hacerse con mucho cuidado y teniendo muy claro estos potenciales problemas. Estos problemas han hecho que muchos países, entre ellos España, hayan eliminado esta variante en sus correspondientes anejos nacionales, como se comenta en los Capítulos 4 y 5 de este texto.

4. LOS MODELOS NUMÉRICOS EN EL ANEJO NACIONAL ESPAÑOL DEL EC7-2G

4.1. IDEAS PREVIAS

El Subcomité CTN140/SC7 responsable de la redacción del Anejo Nacional español de EN 1997-1 decidió, por una parte, convertir la Tabla 8.1 de EN 1997-1 nuevamente en un diagrama de flujo manteniendo la misma estructura de procedimiento basada en etapas y pasos de cálculo y, por otra, clarificar alguno de los aspectos que se consideraban que no estaban claros en el texto original.

De esta manera, la Tabla 8.1 se ha convertido en tres diagramas de flujo, como se muestra en la Figura 12, que representan:

- Diagrama de flujo 1: las diferentes etapas de cálculo.
- Diagrama de flujo 2: el paso de cálculo con valores representativos.
- Diagrama de flujo 3: el paso de verificación de los estados límite último.

4.2. ETAPAS Y PASOS DE CÁLCULO

Este primer diagrama de flujo muestra claramente:

- el encadenamiento de las diferentes etapas de cálculo;
- los dos pasos de cálculo de los que constan las diferentes etapas de cálculo: el paso de cálculo con valores representativos y el paso de verificación de los estados límite último; y
- el hecho de que la verificación del estado límite se realiza si se considera necesario por parte del proyectista o si es un requisito del caso en estudio.

4.3. PASO DE CÁLCULO CON VALORES REPRESENTATIVOS

Este segundo diagrama de flujo muestra claramente:

- la diferencia entre los datos de entrada que se deben proporcionar al programa de cálculo y los resultados que se obtienen; y
- el tipo de cálculo que se debe realizar para obtener los resultados a partir de los datos de entrada: un cálculo elastoplástico en el que se aplican las cargas exteriores y/o se introduce alguna modificación de la geometría, bien eliminando alguno bloque de elementos (modelizando, por ejemplo, una excavación) o añadiendo alguno bloque de elementos (modelizando, por ejemplo, la ejecución de un terraplén, una pantalla o un anclaje).

4.4. PASO DE VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMÍTE ÚLTIMO

Este tercer diagrama de flujo muestra claramente:

- la necesidad de realizar la verificación por los dos Enfoques definidos en EC7-2G: "*Output Factoring*" e "*Input Factoring*". Esto se indica mediante el cuadro de texto con la palabra "AND";
- las dos opciones que se permiten en el "Enfoque de *Input Factoring* (Opción A y B) que se indica mediante el cuadro de texto con la palabra "OR";
- la diferencia entre los datos de entrada que se deben proporcionar al programa de cálculo y los resultados que se obtienen en cada uno de los enfoques y sus opciones;
- el tipo de cálculo que se debe realizar en cada uno de los enfoques y sus opciones;
    - en el "Enfoque de *Output Factoring*": un cálculo elastoplástico;
    - en la Opción A del "Enfoque de *Input Factoring*": un cálculo elastoplástico; y
    - en la Opción B del "Enfoque de *Input Factoring*": un cálculo de reducción de resistencia.

Lo establecido en el Epígrafe 3.2.3 de este texto relativo a los datos de entrada y a los resultados de salida es de aplicación a los diagramas de flujo descritos en este Capítulo 4 por lo que no se repite aquí.

Diagrama de flujo 1

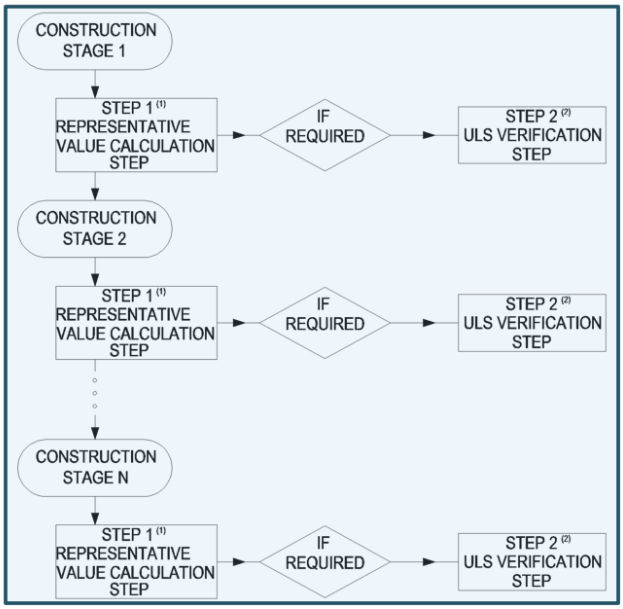


Diagrama de flujo 2

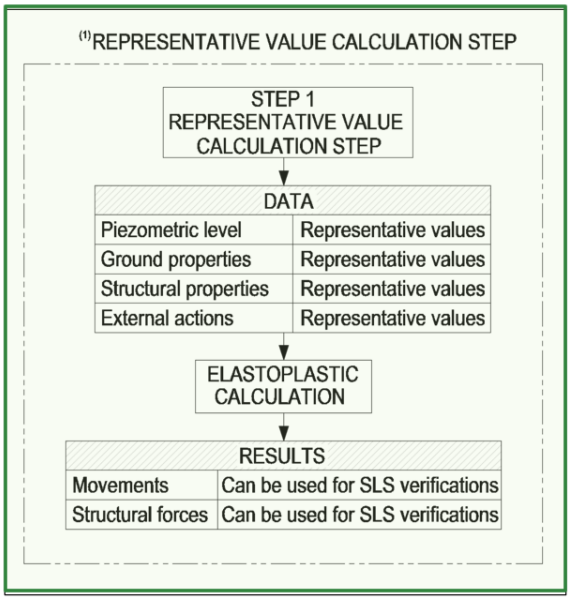


Diagrama de flujo 3

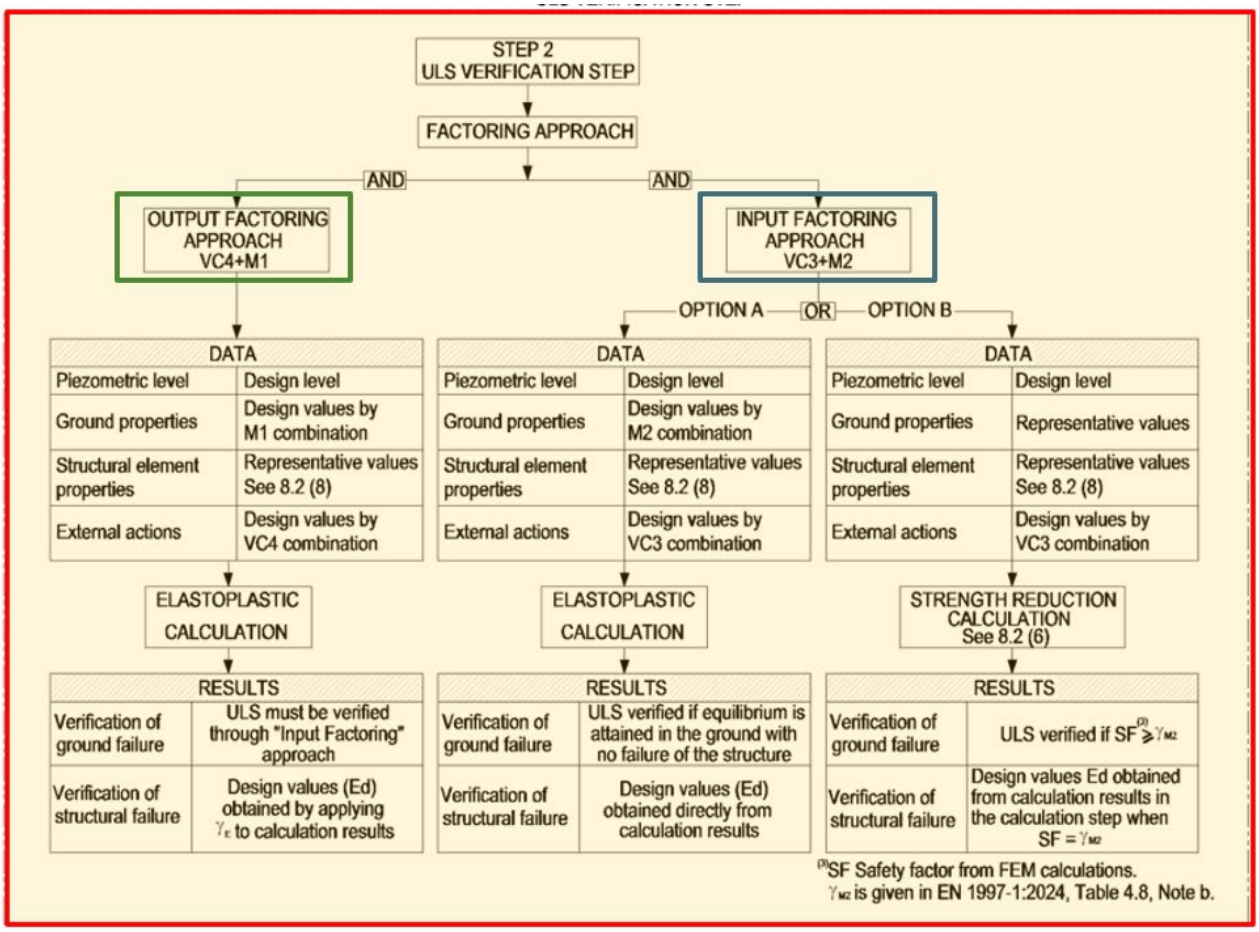


Figura 12. Procedimiento para la verificación de Estados Límite Último con modelos numéricos.
a) Etapas de construcción y pasos de cálculo; b) Paso de cálculo con valores representativos y c) Paso de cálculo para la verificación de los Estados Límite Último (tomado del Anejo Nacional Español de EN 1997-1)

5. LOS MODELOS NUMÉRICOS EN LOS ANEJOS NACIONALES DE OTROS PAÍSES

5.1. IDEAS PREVIAS

Durante los meses de septiembre a noviembre de 2025, el autor de esta ponencia realizó una encuesta entre 17 países europeos, cuyo listado puede verse en la Figura 13, que están trabajando en la redacción de sus respectivos Anejos Nacionales de las tres partes del EC7-2G. Esta encuesta se hizo en el marco del grupo de trabajo "NSB Contact Group" creado por el "Management Group" del TC250/SC7 que es el subcomité europeo responsable de la redacción del Eurocódigo 7. Este grupo fue creado en 2024 con el objetivo de que los diferentes países europeos pertenecientes a CEN compartieran las dificultades que están encontrando durante la redacción de sus respectivos anejos nacionales del EC7-2G y la forma en la que están resolviendo dichos problemas. Este grupo de trabajo se reúne una vez cada tres meses, presentándose en las reuniones por parte de los representantes de cada uno los Organismos Nacionales de Normalización (NSB, National Standarization Body, en su terminología inglesa) temas a debatir relativos a dichos anejos.

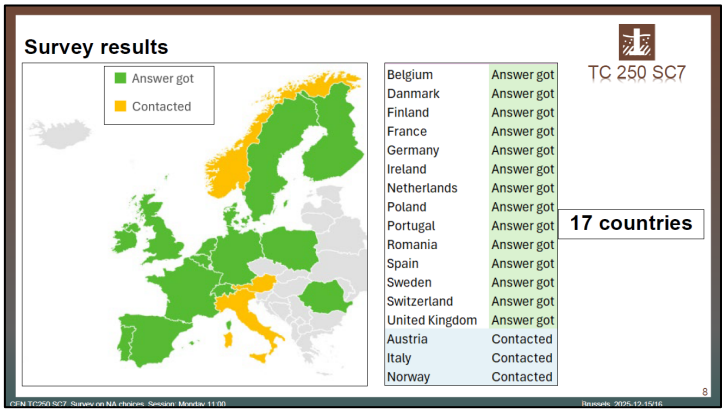


Figura 13. Mapa de Europa con los países que contestaron la encuesta
(tomada de CEN-TC 250-SC 7_N1851_SC7 Seminarium Brussels December 2026 presentations)

Como se decía anteriormente, en este grupo se decidió realizar una encuesta que permitiera recoger en un documento las diferentes respuestas que dichos países estaban dando a alguno de los "Parámetros de Determinación Nacional" (NDP, National Determined Parameters, en su terminología inglesa) relativos a las tres partes del EC7-2G. Así, por ejemplo, en la Figura 14 se muestran las preguntas contenidas en la encuesta, relativas a las Partes 1 y 2 del EC7-2G.

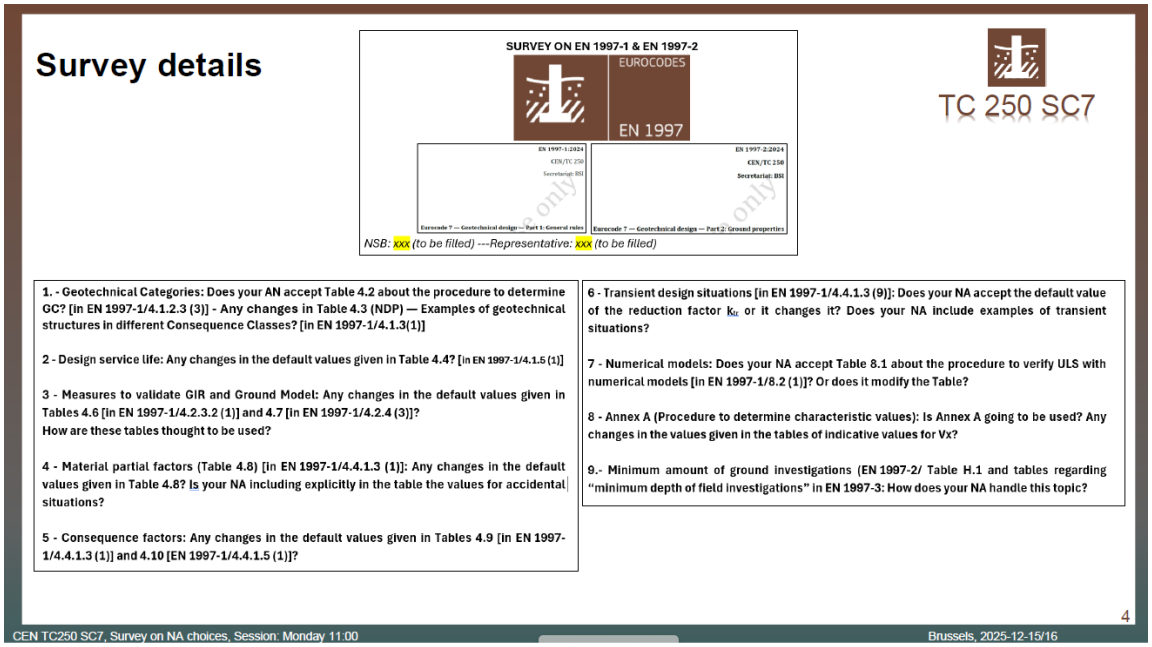


Figura 14. Preguntas realizadas en la encuesta relativas a las partes 1 y 2 del EC7-2G
(tomada de CEN-TC 250-SC 7_N1851_SC7 Seminarium Brussels December 2026 presentations)

Como puede verse en la figura anterior, las preguntas realizadas en la encuesta relativas a las Partes 1 y 2 del EC7-2G versaban sobre los siguientes temas:

- Determinación de la Categoría Geotécnica;
- Validación del Informe de Investigación Geotécnica (GIR, en su acrónimo en inglés) y del Modelo para el Proyecto Geotécnico (GDM, en su acrónimo en inglés);
- Valores de la vida útil de proyecto de diferentes estructuras geotécnicas;
- Valores de los factores parciales de materiales (γ_M), los factores de consecuencia (k_F) y los factores de situación transitoria (k_{tr});
- Uso del procedimiento para los modelos numéricos a verificación de estados límite último, de acuerdo con lo establecido en la Tabla 8.1 de EN 1997-1;
- Determinación de valores característicos, de acuerdo con el Anejo A de EN 1997-1;
- Mínima cantidad de investigación geotécnica, de acuerdo con el Anejo H de EN 1997-2.

Las respuestas recibidas a la pregunta sobre el procedimiento establecido en la Tabla 8.1 de EN 1997-1 para la verificación de los Estados Límite Último mediante modelos numéricos se muestran gráficamente en la Figura 15.

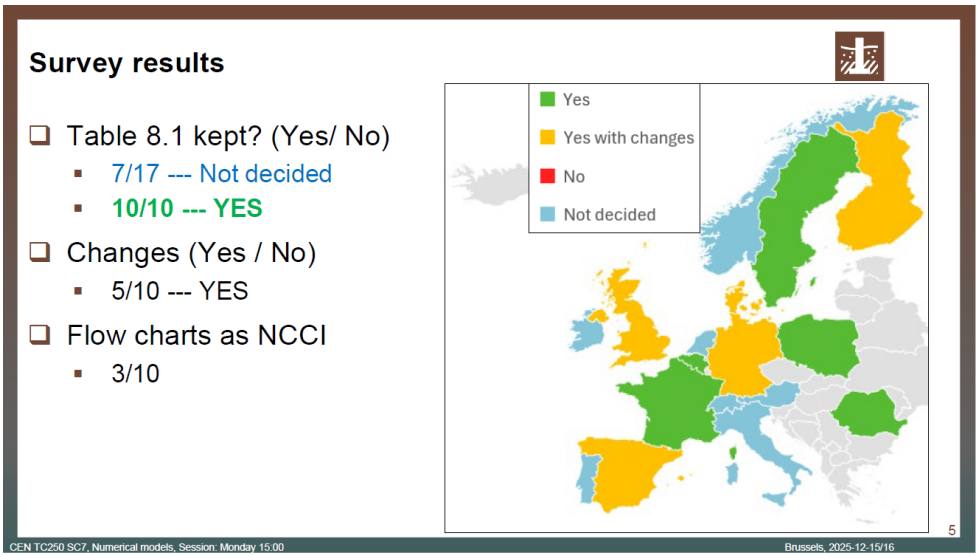


Figura 15. Respuestas recogidas en la encuesta relativas a la Tabla 8.1 de EN 1997-1
(tomada de CEN-TC 250-SC 7_N1851_SC7 Seminarium Brussels December 2026 presentations)

Como se ve en la figura, las respuestas indicaban que:

- siete de los 17 países que participaron en la encuesta todavía no habían decidido sobre el tema;
- los 10 países restantes van a mantener la Tabla 8.1 en su Anejo Nacional;
- de esos 10 países, cinco de ellos (Bélgica Francia, Polonia, Rumanía y Suecia) van a mantener la Tabla 8.1 tal como está, sin realizar ningún cambio;
- los cinco países restantes (Alemania, Dinamarca, España, Finlandia y Reino Unido) mantendrán la tabla, pero incluirán cambios en la misma; y
- por otra parte, tres países (España, Francia y Polonia) incluirán algún tipo de diagrama de flujo que facilite la interpretación de la Tabla 8.1, como la que se muestra en la Figura 16, procedente del Anejo Nacional francés. La propuesta española se ha explicado en el Capítulo 4 de este texto, mientras que Polonia no ha compartido todavía con la comunidad geotécnica europea su propuesta de diagrama de flujo.

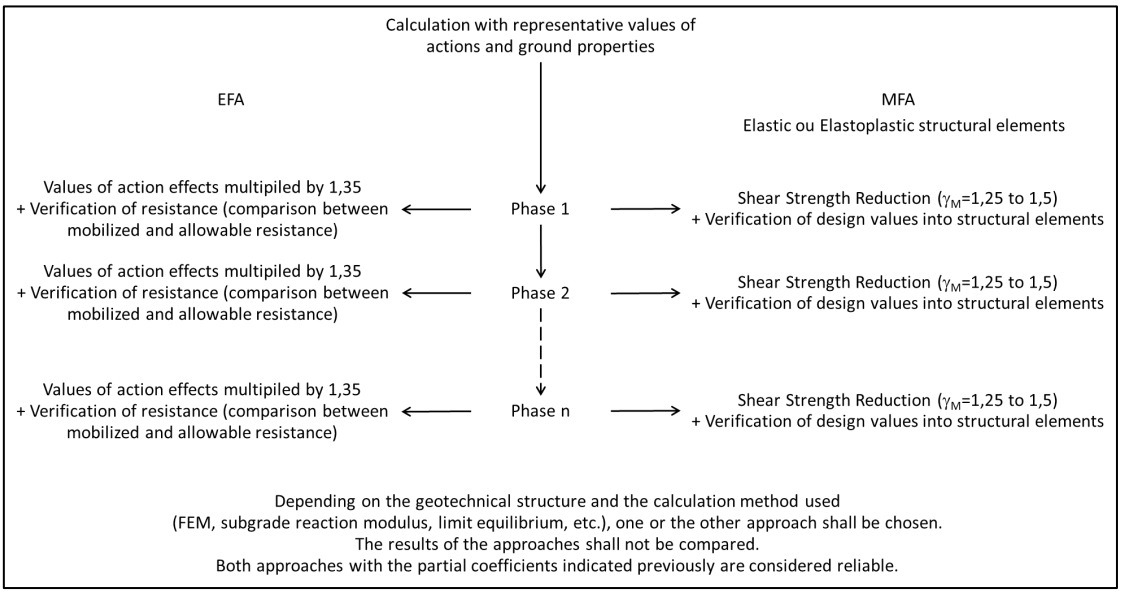


Figura 16. Diagrama de flujo presentado en el Anejo Nacional francés complementario a la Tabla 8.1 de EN 1997-1 (tomada de CEN-TC 250-SC 7_N1851_SC7 Seminarium Brussels December 2026 presentations)

5.2. LOS CAMBIOS INTRODUCIDOS EN LOS ANEJOS NACIONALES

El análisis de la información contenida en la encuesta permite identificar los cambios realizados por los países (Alemania, Dinamarca, España, Finlandia y Reino Unido) que han modificado la Tabla 8.1:

- Los cinco países mencionados, excepto Alemania, han eliminado la variante "Alternativa" del "Enfoque de Input Factoring" que aparece en la columna derecha de la Tabla 8.1, por considerarla "no válida" para las verificaciones de ELUs mediante modelos numéricos.
- Alemania modificará la tabla, pero todavía no han llegado a un consenso sobre la forma final de la misma. Actualmente están debatiendo si se va a permitir tanto el "Enfoque de Input Factoring" como el "Enfoque de Output Factoring" dado que están queriendo establecer una cierta analogía entre las verificaciones mediante modelos analíticos y modelos numéricos. La idea básica es que las combinaciones de factores parciales para acciones y para materiales (VCx y Mx) que se deben utilizar en las verificaciones sean las mismas para los modelos analíticos y numéricos, aunque dicha unificación está resultando complicada de llevar a cabo.
- Dinamarca ha mantenido sin modificaciones la columna de "Enfoque de Output Factoring" mientras que ha modificado la columna de "Enfoque de Input Factoring" para obligar a que se haga una doble comprobación usando la combinación de factores parciales de los conjuntos VC1, para las acciones, y M2, para las propiedades de los materiales; la diferencia entre esas dos verificaciones radica en que una de las comprobaciones el factor de consecuencia k_f se aplica únicamente a las acciones y en la otra a las propiedades de los materiales.
- España ha modificado la Tabla 8.1 y ha propuesto convertirla en un conjunto de tres diagramas de flujo, como se ha explicado en el Capítulo 4 de este texto.
- Finlandia ha mantenido las dos primeras columnas de la Tabla 8.1 (las correspondientes a los Enfoques de Output e Input Factoring") con pequeños cambios para facilitar su uso y ha modificado la tercera columna para que sea utilizada para la verificación mediante modelos de tipo Winkler (los denominados coloquialmente como "spring models" o "subgrade reaction methods"); este cambio la ha hecho siguiendo lo indicado en EN 1997-1/8.1(2) que preconiza el uso de factores parciales de efecto parciales de acciones (γ_E) tomados de VC4 junto con factores de resistencia (γ_R), correspondientes al "Enfoque de Factor de Resistencia, RFA".
- El Reino Unido ha introducido unos cambios muy relevantes y que se consideran muy interesantes conceptualmente. Así, en la Figura 17 se recogen los cambios realizados en el Anejo Nacional británico del EN 1997-1 relativos a la Tabla 8.1, entre los que cabe destacar que todas las verificaciones de Estado Límite Último se deben realizar mediante una doble comprobación:

- Mediante el "Enfoque de Input Factoring" usando la combinación de factores parciales de los conjuntos VC3, para las acciones exteriores, y M2, para las propiedades de los materiales, y
- Mediante una de las dos siguientes posibilidades:
  - Mediante el "Enfoque de Input Factoring" usando la combinación de factores parciales de los conjuntos VC1, para las acciones, y M1, para las propiedades de los materiales, cuando el Anejo Nacional británico especifique el uso de VC1 para la verificación de dicho estado límite, o
  - Mediante el "Enfoque de Output Factoring" usando la combinación de factores parciales de los conjuntos VC4, para las acciones, y M1, para las propiedades de los materiales, cuando el Anejo Nacional británico especifique el uso de VC4 para la verificación de dicho estado límite.

NA.2.22 8.2(1) Verification of ultimate limit states by numerical models

No cases are given for NOTE 6.

The procedure for verification of ultimate limit states with numerical models in NOTE 7 shall be as given in Table NA.7. The alternative procedure given in 8.2(2), based on the Resistance Factor Approach, shall not be used.

For geotechnical structures, verification of ultimate limit states with numerical models shall be verified using

- input factoring from Column C, for all design situations,

together with either:

- additional input factoring from Column B, when the UK National Annex to BS EN 1997-3 specifies the use of VC1 for verifying the geotechnical structure; or
- output factoring from Column A when the UK National Annex to BS EN 1997-3 specifies the use of VC4 for verifying the geotechnical structure.

Table NA.7 Table 8.1 (NA) – Procedure for verification of ultimate limit states with numerical models

			Factoring approach – See 8.2(1)		
			Either of ...		Input VC3 + M2
			Output VC4 + M1	Additional input VC1 + M1	
			A	B	C
			See 8.2 (1), (9), (10)	See 8.2 (1) and (6)	
Construction Stage 1 (CS1)	Step 1[a] – Representative Step				
	Input	Piezometric level or groundwater pressure	Representative values		
		Ground properties			
		Structural element properties			
		External actions			
	Output	Movements	These values can be used for SLS verifications		
		Structural forces			
	Step 2 – ULS Verification Step				
	Input	Piezometric level or groundwater pressure	Design level[b]		
		Ground properties	Partial factors M1		Partial factors M2[c]
		Structural element properties	Representative values		
		External actions	Design values from Verification Case 4	Design values from Verification Case 1	Design values from Verification Case 3
	Output	Verification of ground failure	See 8.2(9) and (10)	ULS verified if equilibrium is attained in the ground with no failure of the structure	
		Verification of structural failure	Design values (E_d) obtained by applying γ_E to calculation results See 8.2(9) and (10)	Design values (E_d) obtained directly from calculation results See 8.2(8)	
CS2	Continue in the same way through any subsequent stage (CS2, CS3, etc.)				

[a] The start of Step 1 of any given Construction Stage continues from the end of Step 1 of the preceding Construction Stage.

[b] The design piezometric level can be obtained by applying a deviation to the representative piezometric level as stated in 6.4.1 (1), second bullet.

[c] Usually, in this step, the analysis performs a strength reduction and the ULS verification is checked, as set in 8.2 (6), If the analysis cannot perform strength reduction or apply different material factors to different geotechnical units, then Step 2 also continues from Step 1 of the preceding Construction Stage using design material properties determined with partial factors from Set M2.

Figura 17. Contenido del Anejo Nacional británico del EN 1997-1 relativo a la Tabla 8.1 (tomada de CEN-TC 250-SC 7_N1851_SC7 Seminarium Brussels December 2026 presentations)

6. EJEMPLO DE CÁLCULO

Un ejemplo de aplicación de este procedimiento se puede encontrar en el artículo "El enfoque MFA y los modelos constitutivos avanzados, para problemas de interacción terreno – estructura" presentado al 12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica por Blanc, Fernández y Sfriso (2026).

Se trata de una tablestaca anclada que se instala en un suelo homogéneo saturado, con un apoyo rígido en su extremo superior, analizada para tres alturas de excavación: 4, 6 y 8 m. La tablestaca se modelizó como un elemento elástico lineal, y se eliminó la cohesión de la interfaz entre tablestaca y terreno, para enfocar la atención en los aspectos puramente geotécnicos. Se remite al lector a dicho artículo dado que se considera un muy buen ejemplo del procedimiento aquí descrito. Además, en el artículo se analiza muy pormenorizadamente el Cálculo de Reducción de Resistencia y los problemas que presenta su aplicación con modelos constitutivos avanzados.

Los resultados obtenidos mediante los modelos numéricos realizados tanto con los "Enfoques de Output e Input Factoring", éste último en sus dos opciones A y B se muestran en la Figura 18, junto los resultados obtenidos mediante el cálculo analítico con el "Enfoque de Resistencia", tal como preconiza el Anejo Nacional español del EN 1997-3. Los resultados se muestran en términos de valores de proyecto del momento flector en la tablestaca y de la fuerza en el anclaje, para las distintas alturas de excavación simuladas.

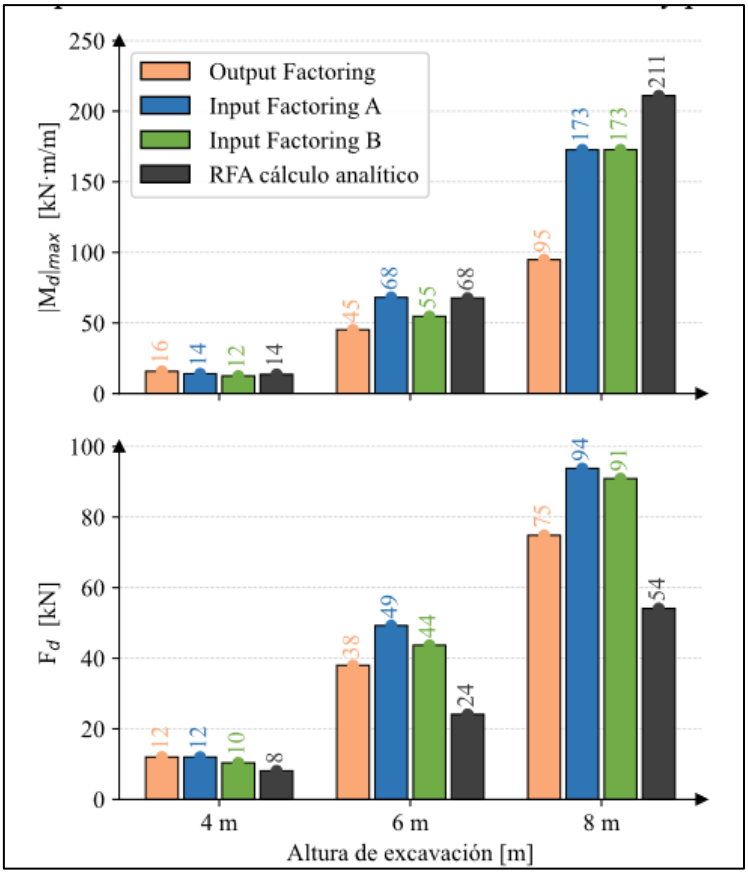


Figura 18. Esfuerzos estructurales en la tablestaca para diferentes alturas de excavación (tomada de Blanc, Fernández y Sfriso, 2026)

El análisis de la figura anterior permite realizar los siguientes comentarios:

- Los resultados por los cuatro métodos son bastante parecidos, cuando la altura de excavación modelizada es de 4 m.
- Los resultados son más divergentes entre sí para las alturas de excavación de 6 y 8 m. Esto es debido a que, a medida que la altura de excavación es más grande, más no-lineal es el cálculo, lo que hace aflorar las diferencias entre los diferentes métodos.
- En general, los resultados obtenidos con el "Enfoque de Output Factoring" son menores que los obtenidos con el "Enfoque de Input Factoring", siendo la ratio Output/Input entre 0,55 y 0,80.

Hay que destacar que el procedimiento descrito en el Eurocódigo 7 de Segunda Generación no puede considerarse novedoso desde un punto de vista conceptual, como pone de manifiesto el ejemplo desarrollado por Brinkgreve y Post en 2015, en el que modelizan también una tablestaca anclada mediante los enfoques de proyecto desarrollados en el Eurocódigo 7 de Primera Generación. En la Figura 19 se muestra la geometría analizada y la malla de elementos finitos desarrollada para la modelización, mientras que en la Figura 20 se recogen dos tablas con los resultados obtenidos.

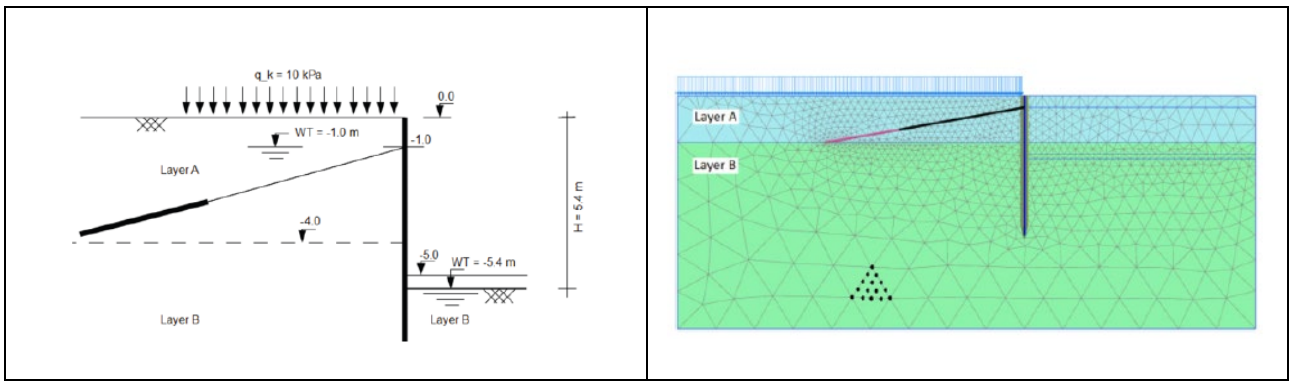


Figura 19. Geometría de la tablestaca anclada y malla de elementos finitos correspondiente (tomada de Brinkgreve y Post, 2015)

(design values according to EC7-DA3)

Phase	Max anchor force [kN/m]	Max bending moment [kNm/m]
0. Initial phase		
1. Activate wall		
2. Surch. 10kPa + excav. to -1m		-4
3. Anchor + pre-stress. 100 kN/m	100	34
4. Full excav. + dewater. to -5.0m	118	174
5. Full excav. + dewater. to -5.4m	128	216
6. ULS of Phase 2 (scheme 1)		-6
7. ULS of Phase 3 (scheme 1)	100	36
8. ULS of Phase 4 (scheme 1)	136	238
9. ULS of Phase 5 (scheme 1)	161	334

EC7-DA3 = Enfoque de Input Factoring

(design values according to EC7-DA2*)

Phase	Max anchor force [kN/m]	Max bending moment [kNm/m]
0. Initial phase		
1. Activate wall		
2. Surch. 10kPa + excav. to -1m		-4
3. Anchor + pre-stress. 100 kN/m	100	34
4. Full excav. + dewater. to -5.0m	118	174
5. Full excav. + dewater. to -5.4m	128	216
6. ULS of Phase 2 (scheme 1)		-6
7. ULS of Phase 3 (scheme 1)	135	49
8. ULS of Phase 4 (scheme 1)	163	246
9. ULS of Phase 5 (scheme 1)	178	306

EC7-DA2* = Enfoque de Output Factoring

Figura 20. Esfuerzos estructurales en la tablestaca para los dos enfoques de proyecto definidos en EN 1997-1:2004 (tomada de Brinkgreve y Post, 2015)

Puede verse que los cálculos se han realizado con los "Enfoques de Proyecto" (Design Approach, en su terminología inglesa) DA-3 y DA-2*. El análisis de dichos enfoques permite identificarlos, respectivamente, con el "Enfoque de Input Factoring", en el que se minoran las propiedades de los materiales al inicio del cálculo de la verificación del ULS, y el "Enfoque de Output Factoring", en el que se mayoran los efectos de las acciones una vez realizados los cálculos de verificación.

7. CONCLUSIONES

- El Eurocódigo 7 de Segunda Generación (EC7-2G) ha establecido un procedimiento para verificar los Estados Límite Último de estructuras geotécnicas mediante modelos numéricos, siendo la primera vez que se normaliza un procedimiento de ese tipo en la ingeniería geotécnica.
- Dicho procedimiento se puede considerar resumido en la Tabla 8.1 de la Parte 1 del EC7-2G.
- El Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7 ha modificado dicha Tabla 8.1, convirtiéndola en tres diagramas de flujo aplicables consecutivamente, para facilitar el uso del procedimiento de verificación y la interpretación de los resultados.
- El análisis de los anejos nacionales de otros países permite extraer lecciones interesantes y aplicables a la práctica geotécnica nacional.
- Los dos ejemplos presentados permiten asegurar la aplicabilidad del procedimiento establecido en el Eurocódigo 7 de Segunda Generación.

AGRADECIMIENTOS

El autor de este texto desea agradecer especialmente a David Boixader y a Jorge Ibarra su colaboración durante la elaboración de la parte del Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7 relativa a los modelos numéricos. Así mismo, quiere hacer extensivo su agradecimiento a todos los miembros del subcomité CTN140/SC7, responsable de la elaboración del Anejo Nacional del EC7-2G, por el tiempo dedicado a dicha actividad y por el buen clima generado durante los debates en dicho subcomité. Una especial mención a mi compañero en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, Javier Moreno, que siempre se ha prestado a resolver todas mis dudas en este campo de la modelización numérica en el ámbito geotécnico, en el que él es un maestro. No quiero olvidar a José Luis Arcos, que me brindó gentilmente un ejemplo de cálculo muy interesante que finalmente no he llegado a usar, y a Elvira Garrido, que notará que algunos párrafos de este texto están muy inspirados en alguno de los suyos.

REFERENCIAS

Arcos, J.L., Estaire, J. and Santana, M. 2026. Bases del anejo nacional del Eurocódigo 7 de Segunda Generación: Parte 3 - capítulo 8: Anclajes. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*, Santander, septiembre.

Bond, A. J., Formichi, P., Spehl, P. and van Seters A.J. (2019a). Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1990:202x Basis of structural and geotechnical design. *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019. Geotechnical Engineering foundation of the future*. ISBN 978-9935-9436-1-3

Bond, A.J., Jenner, C. & Moormann, C. (2019b). Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-3: 202x Geotechnical structures. *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019. Geotechnical Engineering foundation of the future*. ISBN 978-9935-9436-1-3

CEN-TC 250-SC 7_N1158_2019_SC7.T2.FIN DOC 1997-1 draft

CEN-TC 250-SC 7_N1851 2025_SC7 Seminarium Brussels December 2025 presentations

Estaire, J. and Bond, A.J. 2020. Proyecto de estructuras geotécnicas de acuerdo con el Futuro Eurocódigo 7. Geotecnia 149, https://doi.org/10.24849/j.geot.2020.149.03

Estaire, J. and Santana, M. 2022. Valores representativos para su uso en las verificaciones de estado límite en el marco del futuro Eurocódigo 7 (EN1997:2025). *X Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables*, Granada, 13-16 septiembre 2022, ISBN: 978-84-123222-7-9

Estaire, J., & Bond, A. J. (2020). Proyecto de estructuras geotécnicas de acuerdo con el futuro Eurocódigo 7. Geotecnia, (149), 45-65.

Franzén, G., Arroyo, M., Lees, A., Kavvadas, M., Van Seters, A., Walter, H., Bond, A. J. (2019). Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x General rules. *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019. Geotechnical Engineering foundation of the future*. ISBN 978-9935-9436-1-3

Garrido, E., Villegas, I. and Estaire J. 2026. Bases del anejo nacional del Eurocódigo 7 de segunda generación: parte 3- capítulo 7: estructuras de contención. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*, Santander, septiembre.

González-Gallego, J. Riquelme, A. and Estaire, J. 2026. Determinación de valores representativos de propiedades geométricas de discontinuidades en roca según el Eurocódigo (EC7 - 2G). *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*, Santander, septiembre.

Lees, A.S. 2019. Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x Numerical methods. *Proceedings of the XVII ECSMGE-2019. Geotechnical Engineering foundation of the future*. ISBN 978-9935-9436-1-3

Melentijevic, S., Murrillo, T. and Estaire, J. 2026. Bases del anejo nacional del eurocódigo 7 de segunda generación: Anejo nacional parte 2. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*, Santander, septiembre.

Parrilla, A., Estaire, J. and Santana. M. 2026. Bases del anejo nacional del eurocódigo 7 de segunda generación: parte 3-capítulo 4: laderas, desmontes y terraplenes. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*, Santander, septiembre.

Pérez-Romero, J. and Estaire, J. 2026. Criterios adoptados en el anejo nacional del eurocódigo 7 de segunda generación – verificaciones de carácter hidráulico. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*, Santander, septiembre.

Santana, M. and Estaire, J. 2026. Modelos geológico-geotécnicos en el Eurocódigo 7 de segunda generación. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*, Santander, septiembre.

Ponencia Invitada

Comportamiento post-rotura de rocas y macizos rocosos

PONENTE
Leandro L. Alejano
Universidad de Vigo

COMPORTAMIENTO POST-ROTURA DE ROCAS Y MACIZOS ROCOSOS

Leandro R. ALEJANO[(1)]

[(1)] CINTECX, Grupo GESSMin
Universidade de Vigo.
alejano@uvigo.gal

RESUMEN

Las rocas aparecen en la corteza terrestre en forma de macizos rocosos. Este artículo sintetiza investigaciones del autor encaminadas a entender mejor el comportamiento de rocas y macizos rocosos, basándose en cómo se forman, se deforman, se rompen y se comportan en post-rotura. Se presenta primero la biografía de un macizo rocoso granítico de Galicia, para entender los aspectos de su comportamiento que pueden afectar su estado y respuesta geomecánica. Después, se revisa la curva completa de respuesta tenso-deformacional de rocas, antes y después del pico en probetas de granito intacto ensayadas a compresión simple y triaxial, de las que se obtienen curvas completas tensión-deformación y se estiman parámetros elásticos, resistentes de pico y residual, y la evolución de la dilatancia con la plasticidad. Para extrapolar estos resultados a escala de macizo, se preparan y ensayan series de probetas pre-fisuradas de granito en las que para simular un macizo rocoso se cortan dos conjuntos de fisuras. Los resultados muestran tendencias similares a los de intactas. Se observa que los módulos de Young y las resistencias máximas disminuyen con la fisuración prexistente. La resistencia residual es similar en muestras intactas y fisuradas. Se observa una tendencia hacia una mayor ductilidad con la fisuración. La dilatancia disminuye en probetas fisuradas, especialmente a confinamientos bajos. Estos resultados, en línea con evidencias empíricas, permiten considerar el macizo rocoso como una roca en un proceso de rotura que sufre ciclos de fisuración a lo largo de su historia geológica.

ABSTRACT

Rocks appear in the Earth's crust as rock masses. This article synthesizes the author's research aimed at better understanding the mechanical behavior of rocks and rock masses, based on how they form, deform, yield or break and behave after failure. First, the history of a Galician granitic rock mass is presented to understand the aspects of its behavior that can affect its geomechanical state and response. Then, typical complete stress-strain responses of rocks are reviewed before and after peak failure in intact granite samples tested under compression. Stress-strain curves are obtained, allowing for the estimation of elastic parameters, peak and residual strength, and plastic dependent dilatancy. To extend these results to rock mass scale, series of pre-jointed granite samples, rock mass small-scale analogs, are prepared and tested. To simulate a rock mass, two sets of fractures are cut into these specimens. The results show similar trends to the intact ones. It is observed that Young's moduli and peak strengths decrease with pre-existing fracturing. Residual strength, however, is similar in intact and fractured samples. Furthermore, a trend toward greater ductility with fracturing is observed. The dilatancy is smaller for fractured specimens than for intact ones, especially at low confinement. These lab results, consistent with empirical observations, also allow us to consider the rock mass as a rock undergoing fracture processes that may experience evolutionary cycles of fracturing along its geological history.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS) *Comportamiento post-rotura (Post-peak behavior), Rocas y macizos rocosos (Rocks and rock masses), Elasticidad, resistencia y dilatancia (Elasticity, strength and dilatancy)*

1. INTRODUCCIÓN

En este artículo de síntesis que recoge estudios y reflexiones del autor realizadas a lo largo de los últimos treinta años, se pretende avanzar en la comprensión del comportamiento post-rotura de rocas y macizos rocosos, para responder a cuestiones que quien suscribe se planteó al principio de su carrera profesional.

En primer lugar, y trabajando con una de las primeras versiones del programa FLAC (Itasca, 1992), se constató que aparte de la densidad, parámetros elásticos y criterio de rotura (por ejemplo, Mohr-Coulomb o Hoek-Brown), la caracterización de un material elasto-plástico perfecto (el material plástico más simple) es necesario conocer al ángulo de dilatancia. ¿Qué es el ángulo de dilatancia y cómo se puede obtener o estimar? Adicionalmente, durante la preparación y ejecución de modelos numéricos para estimar la formación de cubetas de subsidencia sobre tajos largos en capas inclinadas de carbón (Alejano et al., 1999), los fenómenos de rotura, hundimiento y asentamiento de los estratos de techo, que marcan la generación y propagación de desplazamientos verticales hacia superficie donde producen cubetas subsidencia, no podrían ser correctamente simulados con modelos de comportamiento tipo elasto-plástico perfecto ¿Cuáles serían los elementos más relevantes para avanzar hacia la simulación del comportamiento de los macizos rocosos en post-rotura?

Para avanzar sobre seguro, aclaremos conceptos. Las rocas son agregados sólidos formados por uno (p.ej. un mármol) o varios (p. ej. un granito) minerales que ocupan grandes extensiones de la corteza terrestre. Una paragénesis de galena y cerusita no es una roca, pues no ocupa gran extensión; un agregado de cuarzo, feldespato y mica (granito), sí lo sería. Las rocas, se encuentran en la corteza no como monolitos continuos y rígidos de gran extensión (km^2), sino en forma de macizos rocosos, esto es, típicamente cruzados por discontinuidades de distinto origen (formadas al mismo tiempo que el macizo o posteriormente) y tipo (estratificación, foliación, fallas, litoclasas formadas por tracción o fracturación hidráulica, bandas de cortante). Estas discontinuidades que se fueron formando a lo largo de la historia geológica del macizo, que puede que haya además sufrido procesos de alteración, marcan la naturaleza física, química, hidrológica y mecánica de los materiales de construcción en los que excavamos nuestros taludes, túneles y minas. Estos materiales que denominamos macizos rocosos se definen mejor como propusieron Hudson y Harrison (1997) según el acrónimo británico DIANES, [Discontinuous, heterogéneos (Inhomogeneous), Anisótropos, inelásticos (Non-Elastic) y comportamiento que depende de la escala (Scale-affected)] y desde luego no como CHILE [Continuous, Homogeneous, Isotropic, Linearly-Elastic].

2. BIOGRAFÍA DE UN MACIZO ROCOSO

Para intentar entender qué es, de dónde viene y cómo se comporta un macizo rocoso, se toma un ejemplo típico de Galicia: el macizo rocoso granítico correspondiente a la granodiorita tardía de Monte Pindo que se muestra en foto aérea en la Fig. 1. La Fig. 2 ilustra una vista desde abajo de esta misma zona. Consideraciones más complejas aparte, a estas escalas típicas de las obras de ingeniería (hectáreas) se observa que un macizo rocoso es una roca rota. Cabría preguntarse, y esta ha sido una pregunta que se ha planteado a menudo el autor, por qué ensayamos en el laboratorio roca intacta, si nuestro material de construcción en campo es roca rota. Probablemente porque no podemos, aunque se pueden hacer y de hecho se realizan ensayos *in situ*.



Figura 1 Vista aérea de una zona de unas 4,5 hectáreas (300 m x 150 m) de Monte Pindo en Google Earth. Los macizos rocosos son rocas rotas.



Figura 2 Vista de zona de colinas suaves dentro de la imagen de la Fig. 1 en Monte Pindo (A Coruña). Foto del autor.

¿Por qué está rota esta roca? Se bosqueja en lo que sigue la respuesta a esta pregunta en paralelo con una posible historia geológica del macizo ilustrado, que va asociada a la historia geológica de Galicia y que pretende, además, poner de manifiesto consideraciones sobre la posible complejidad del comportamiento mecánico del macizo ilustrado.

2.1 Formación del batolito

Los materiales de este macizo granítico probablemente se depositaron como materiales detríticos en una cuenca sedimentaria próxima al Polo Sur en época cámbrica (hace 500 millones de años o 500 Ma) para posteriormente formar materiales metamórficos por hundimiento y, posteriormente, por el lento movimiento y final colisión de las placas continentales a sur (Gondwana) y norte (Laurussia) que flanqueaban la zona, estos materiales fueron fuertemente confinados quedando en el centro de las zona de placas comprimida en la orogenia Varisca con su apogeo hace unos 350 Ma donde estos materiales en época tardía se fundirían en un magma ácido muy por debajo de la superficie de la montaña (5-10 km). La cadena Varisca sería del orden de magnitud o incluso puede que mayor que la cadena de los Himalayas hoy en día y sus continuaciones hasta llegar a los Alpes, esto es, podría tener unos 10,000 km de largo ocupando la zona ecuatorial y alcanzando alturas puede que próximas a los 10,000 m. En el núcleo de esta cordillera Varisca, como hoy en el núcleo del Himalaya, existirán magmas ácidos fundidos que se enfriarán dando lugar a materiales graníticos como la ilustrada granodiorita tardía del Monte Pindo de las Figs. 1 y 2.

Así que cabe pensar que hace unos 300 Ma se formarían a bastante profundidad (5-10 km), en las zona de contacto de placas que generan un engrosamiento de la corteza continental asociada a la orogenia Varisca y en una zona ocupada principalmente por rocas metamórficas (por las elevadas tensiones asociadas a los empujes laterales de la corteza, pero que no llegaron a fundirse) un batolito granodiorítico, que, al solidificar por enfriamiento lento, sería prácticamente continuo sin apenas discontinuidades, salvo tal vez alguna por enfriamiento tipo capa de cebolla, conocida en la literatura anglosajona como sheet-joint (Hoek, 1983; Hencher, 2012). Una idea de cómo quedaría esta zona se muestra en la Fig. 3 con batolitos ígneos englobados en una matriz metamórficas muy plegados y metamorfoseados. Contactos entre estos tipos de rocas graníticas y metamórficas, son comunes en Galicia, como en las fotos de la Fig. 3 (Canosa, 2015).

2.2 Desconfinamiento, tracción y temperatura

Tras la formación del batolito en condiciones de altas compresiones corticales y a lo largo del período mesozoico se producirá una subida en la corteza terrestre por subsidencia del orógeno y un enfriamiento en condiciones de confinamientos relativamente elevada pero que irían cediendo con el tiempo.

La presencia de fluidos en la formación haría además que las tensiones a las que estaba sometida la roca tuvieran una componente de presión de fluido (o poro) muy elevada (Fig. 4.a), de tal manera que según han constatado varios autores (Price y Cosgrove, 1990; Cosgrove y Hudson, 2016) al restar las potencialmente

elevadas tensiones de poro a las tensiones de campo la mayor parte de las fracturas que se producen en un macizo rocoso que se va exhumando lentamente en estas condiciones (granitoides hercínicos) tienden a ser fracturas de tracción que se distinguen relativamente bien en campo por su rugosidad y por la ausencia clara de movimientos cortantes o rellenos formados por cortantes (Fig. 4b). Esta tendencia a la aparición fisuras por tracción más que por cortante se debe, además, a la naturaleza covalente de los enlaces de silicatos y carbonatos que son los minerales típicamente formadores de rocas (Hajiabdolmajid et al. 2002; Derek Martin, 2014; Diederichs, 2003), mucho menos resistente a tracción que a cortante (al revés que los metálicos o iónicos típicos de las sales).

La regularidad de la formación y orientación de estas discontinuidades es claramente dependiente del nivel de la tensión principal mayor (Harrison y Cosgrove, 2021) siendo típicamente más regulares cuando la tensión principal mayor es más elevada y más caótico a medida que esta disminuye, de forma que cuando incluso la tensión principal mayor es negativa (de tracción) se tienden a generar discontinuidades en todas direcciones tal como ilustra la Figs. 4.b. y en particular la fotografía (iv) de dicha Figura.

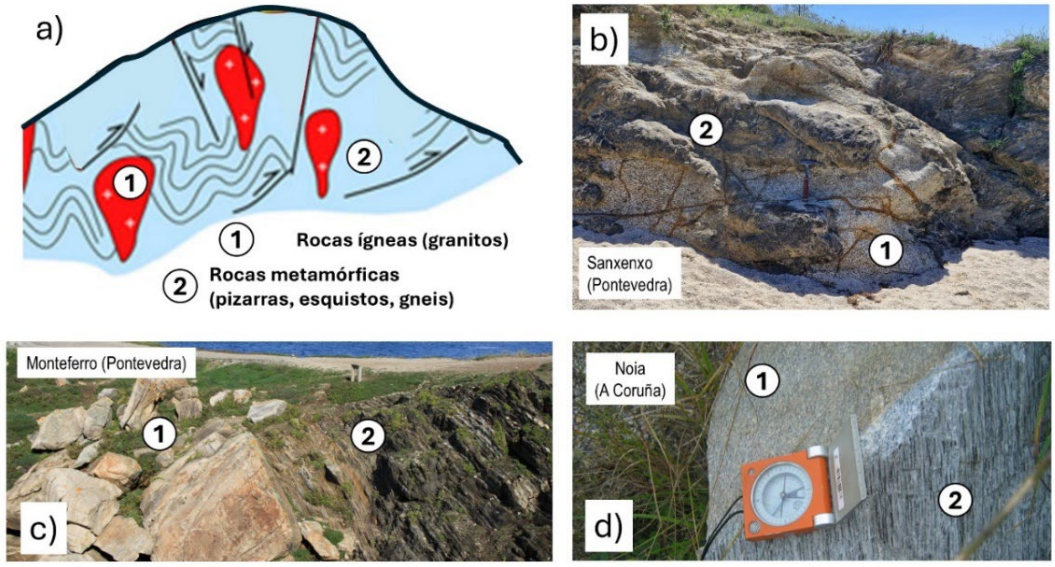


Figura 3 a) Esquema geológico de un corte en una orogenia con batolitos graníticos englobados en rocas metamórficas y contactos entre estos tipos de roca en Galicia en b) Sanxenxo con esquistos embebidos en un granito algo meteorizado, c) Monteferro en Nigrán: granito-pizarra y d) en Noia con un contacto en granito-gneis.

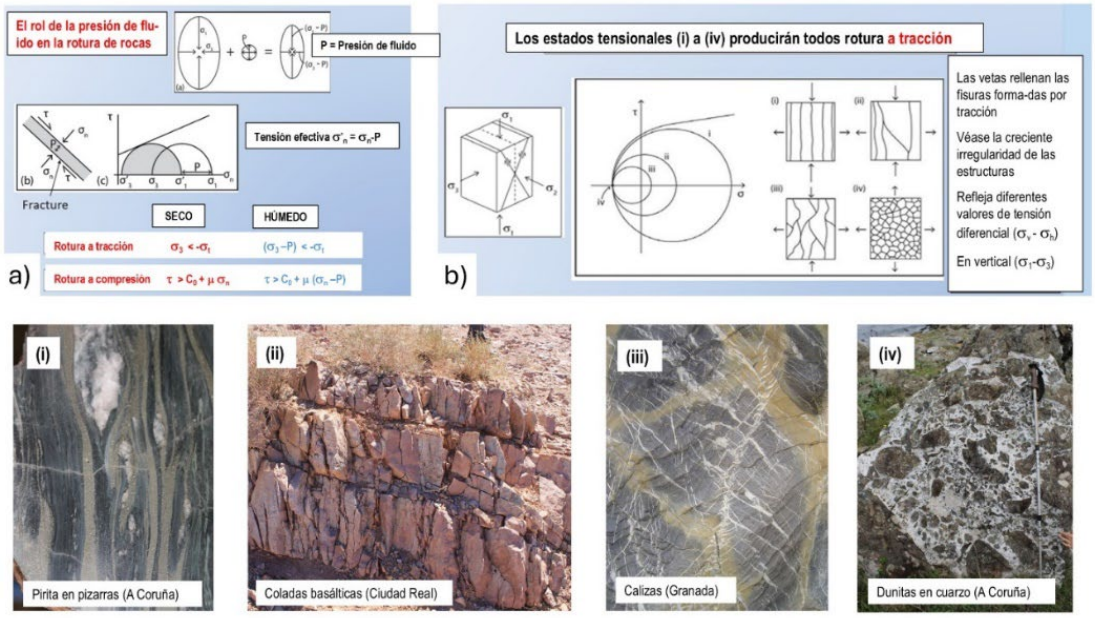


Figura 4 Efecto de la presión de fluido sobre las tensiones a las que se produce la rotura y tipos de fisuración generada en función de las tensiones de partida (Modificado a partir de Harrison y Cosgrove, 2021), con fotografías ilustrativas de rocas con varios tipos de fisuración. Fotografías del autor.

Adicionalmente, la temperatura es un parámetro que influye en la historia geológica de los macizos rocosos en varias maneras. En el caso que se presenta, a grandes profundidades como a la que se pudo formar este batolito, se pueden dar además tensiones térmicas bastante elevadas asociadas al coeficiente de dilatación térmica de los minerales que forman las rocas graníticas, de forma que el enfriamiento lento derivado de las fases posteriores a la orogenia de época Mesozoica con la consiguiente disminución de volumen se suma al efecto de la presión de fluido y de la descompresión por exhumación en la generación de fisuras por tracción.

La generación de fisuras por enfriamiento (TIF o Thermal Induced Fractures) es una técnica probada en la industria del petróleo (Dettienne et al., 1998). No conviene olvidar además que incluso pequeñas variaciones térmicas de unos cientos de grados ºC en las rocas hacen que sus propiedades varíen significativamente (Brotóns et al., 2013; Tomás et al., 2025), especialmente cuando se producen cambios químicos en los materiales que forman las rocas (como el cambio de fase de cuarzo α a cuarzo β a 573 ºC o la calcinación de la calcita a unos 900 ºC).

Conviene además tener en cuenta que los últimos trabajos que ha avanzado en la propagación de las fisuras en medios rocosos basándose en los principios de la mecánica de la fractura (Griffith, 1921; Anderson, 2005), indican claramente que la tenacidad de la fractura o la energía de fractura necesaria para propagar una fisura por tracción en un medio rocoso (Muñoz-Ibáñez, 2020) no tiene tanta dependencia del confinamiento cuando el fluido satura la roca y especialmente si la zona de generación de la fisura (Fracture Process Zone o FPZ) (Labuz et al., 1987) se encuentra saturada y con una presión de fluido elevada como demostraron estudios genéricos más antiguos (Haimson y Chang, 2002) y específicos más recientes (Li et al., 2026).

Como muestra la Fig. 5, modificada a partir de Li et al., (2026), donde se recopilan los resultados de ensayos de tenacidad a la fractura por tracción tipo pCT (pseudo-Compact Tension) en muestras de granito sometidas a distintos confinamientos en contacto con fluidos sometidos al mismo nivel de presión de poro que el confinamiento (unjacketed), la tenacidad a la fractura (potencial de propagación de fracturas) se mantiene prácticamente constante, lo que indica en línea con otros estudios (Slowik y Saouma, 2000; Caballero et al., 2008) que la generación de fracturas por tracción a confinamientos altos en roca u hormigón es igual de probable que a bajos y justifica el hecho puesto de manifiesto por los estructuralistas (p.ej. Price y Cosgrove, 1990) de que la muchas juntas observadas en granitos como el que nos ocupa fueran generadas por tracción.

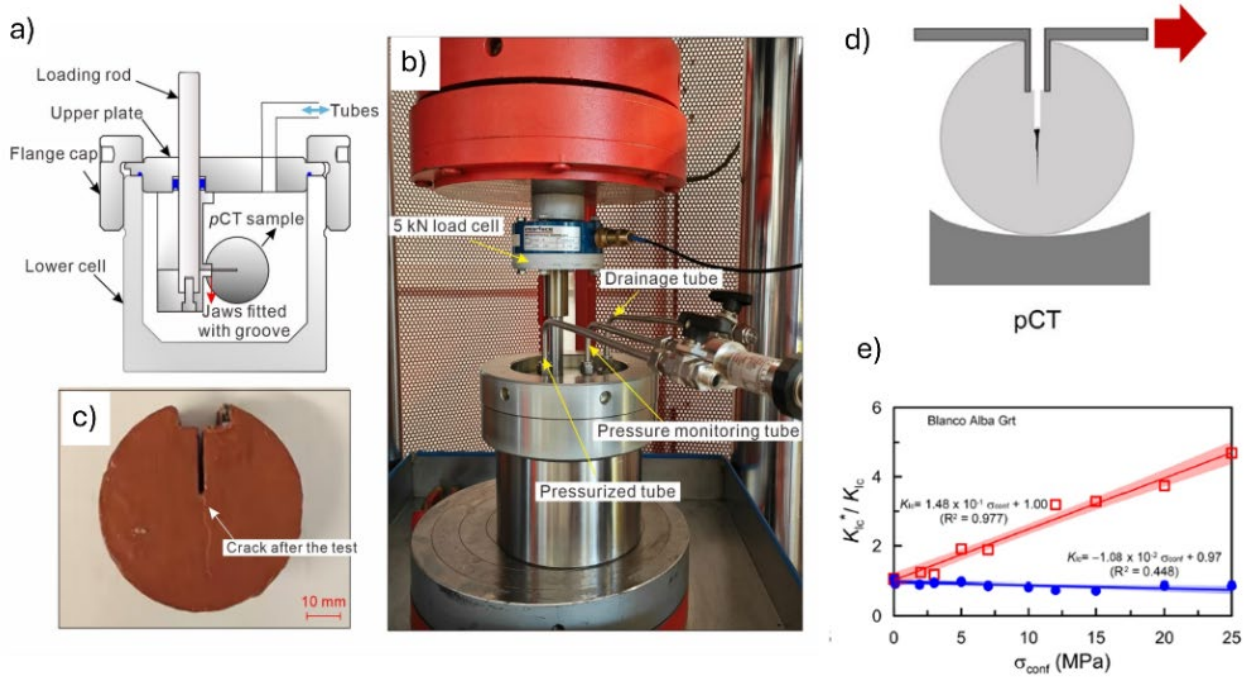


Figura 5 Aparato diseñado por Jordi Delgado en la Universidad de A Coruña para realizar ensayos de tenacidad a la fractura tipo pCT con confinamiento. a) Diseño de celda, b) Equipo en la prensa, c) Muestra recubierta con resina (jacketed), d) esquema de ensayo pCT y e) resultados del ensayo en muestras recubiertas de resina o "jacketed" (el agua no entra en la FPZ) en rojo y normales sin recubrir (el agua entra en la FPZ con σ_3 igual a la presión de fluido o "unjacketed") representativa de las situaciones de macizos rocoso reales en azul. Imágenes reubicadas a partir de Li et (2026).

2.3 Dependencia del tiempo, heterogeneidad y post-rotura

Tras la formación del batolito en condiciones de altas compresiones corticales y a lo largo del período mesozoico se producirá en paralelo con los fenómenos de formación de discontinuidades explicados una subida en la corteza terrestre por erosión superficial y subsidencia del orógeno y un enfriamiento del mismo.

Conviene indicar que, aunque el comportamiento de las rocas y macizos rocosos se considera cuasi elástico, se sabe que, sobre todo en rocas blandas, pero en todas las rocas en general, incluidas las más resistentes y frágiles como los granitos, se observa cierta dependencia del tiempo en su comportamiento a determinados niveles de carga (Griggs, 1939; Paraskevopoulou et al., 2018). Al cargar una roca en laboratorio en compresión simple (RCS) (Martin y Chandler, 1994; Quiñones et al., 2017) se observa un umbral donde empiezan a propagarse las micro-fisuras que aparecen y se pueden detectar mediante sistemas de medida de emisión acústica (Lockner, 1993; Eberhardt et al., 1999) y que se suele denominar CI (Crack Initiation) soliendo a aparecer al alcanzar en tono al 50 % de la resistencia a compresión simple (RCS). Por otro lado, al alcanzar un determinado nivel de carga el daño a la roca es irreparable; es el denominado CD (Crack Damage) o transición entre la propagación estable e inestable de la fisuración que suele aparecer a niveles en la gama del 75 al 100 % de la RCS. Este sería la RCS a largo plazo de la roca, pues si cargamos un valor por encima del CD el tiempo haría el resto hasta su rotura. Además, entre el CI y el CD las micro-grietas que se producen van juntándose o coalesciendo para dar lugar a las macrogrietas que observamos en las probetas rotas en laboratorio o las juntas y fallas que observamos en los macizos rocosos.

Recientes estudios (Innocente et al., 2021; Aghajanzadeh et al., 2025) indican además que para cargas entre el CI y el CD se produce una fluencia o "creep" (velocidad de deformación pequeña pero constante) en la roca, que suele tender a crecer con la elevación del nivel de carga. Dados los enormes periodos de tiempo a los que nos referimos en el ámbito de la historia geológica de los macizos rocosos, estos niveles de deformación marcan la respuesta de las rocas y macizos y contribuyen a la generación y propagación de discontinuidades, por lo que a escala macizo rocoso y su evolución en la corteza terrestre, por ejemplo en la evolución del macizo del Pindo entre su solidificación en época post-Varisca y el final del Mesozoico han podido pasar más de 200 millones de años en los que velocidades de deformación muy leves habrían podido contribuir al incremento de la deformación, la fisuración, el micro-fallamiento y la apertura de juntas en el macizo.

Otro aspecto que afecta a veces el comportamiento mecánico de los macizos rocoso en la corteza terrestre es la heterogeneidad que puede derivarse de la propia naturaleza de los materiales implicados en la etapa de formación de la roca (Shirole et al., 2020; Alejano, 2025) así como la naturaleza de las fracturas creadas en el proceso de rotura que puede marcar una distribución irregular de las tensiones en los macizos que a su vez contribuye a la aparición de distintas zonas de comportamiento geomecánico del mismo (West et al., 2024; González-Fernández et al., 2024a).

El comportamiento post-rotura de rocas y macizos se presentará en mayor detalle en el siguiente apartado, baste decir aquí, que resulta obvio que al inducir un nivel de deformación a una roca o macizo rocoso que implique rotura (falla), se generan unas deformaciones axiales y volumétricas irreversibles, asociadas a un nivel de fisuración observable, que serían la manifestación del fenómeno de dilatación del macizo en post-rotura (Alejano y Alonso, 2005; Arzúa y Alejano, 2013) y que confiere al macizo el aspecto de material fisurado observable a simple vista, por ejemplo en la foto aérea de nuestro macizo en el Monte Pindo (Fig.1).

2.4 Alteración, meteorización y erosión

La meteorización, es la alteración de las rocas producidas por la exposición de las mismas a la intemperie. Se trata de procesos naturales de fragmentación y descomposición *in situ*, debidos a la acción físico-química y biológica asociada a la precipitación y efectos de la temperatura (Ollier, 1975). Desde un punto de vista geomorfológico, los efectos resultantes afectan significativamente a la formación de paisajes rocosos asociados a distintos tipos de rocas y condiciones climáticas (Twidale y Vidal-Romaní, 2005). Los tors formados por bolos graníticos son una de las formas de relieve más comunes y características de los terrenos graníticos. Su origen va asociado a la secuencia de meteorización característica de los macizos graníticos muy típica de batolitos del noroeste de España, y tal y como lo describió Durgin (1977), que señala cuatro etapas típicas: batolito formado por roca sana, alteración y erosión diferencial y formación de bolos, granito descompuesto o jabre, y saprolito.

La alteración pues de los granitos lleva consigo el mecanismo de la meteorización esferoidal, un proceso químico que afecta a rocas uniformes y con patrones de fisuración regulares como el granito. Hencher (2012) indica la ocurrencia habitual de conjuntos de juntas ortogonales en rocas como el granito, que presentan dos familias de discontinuidades más o menos normales entre sí y a un plano de debilidad típico del granito denominado "andar" (Taboada et al., 2005). Estos conjuntos de juntas facilitan el flujo de agua a través del macizo rocoso, acelerando un proceso de intemperización diferencial.

El proceso de formación de bolos se desarrolla en dos fases: primero, la erosión superficial diferencial actúa sobre la masa de roca granítica propagándose más rápido desde las esquinas (Fig. 6a) para dar lugar a bloques o bolos más bien redondeados (Fig. 6b), complementándose luego con eventos erosivos (viento, lluvia), que desarrollan la exhumación de elemento rocoso para formar un bolo. La meteorización en el subsuelo altera principalmente las micas y los feldespatos para producir arcillas como caolines, con la intervención de diferentes procesos químicos como la disolución, oxidación e hidrólisis. Linton (1955) teorizó el modelo de dos fases según el cual el ambiente sub-superficial actúa primero, evolucionando a un proceso predominantemente erosivo mediante el cual se elimina el jabre mientras que las rocas permanecen *in situ* apiladas (Fig. 6.c). De esta manera en las zonas altas de las laderas se suelen observar bolos graníticos mientras que en las partes bajas aparecen los materiales residuales como los jabres (Fig. 6.d).

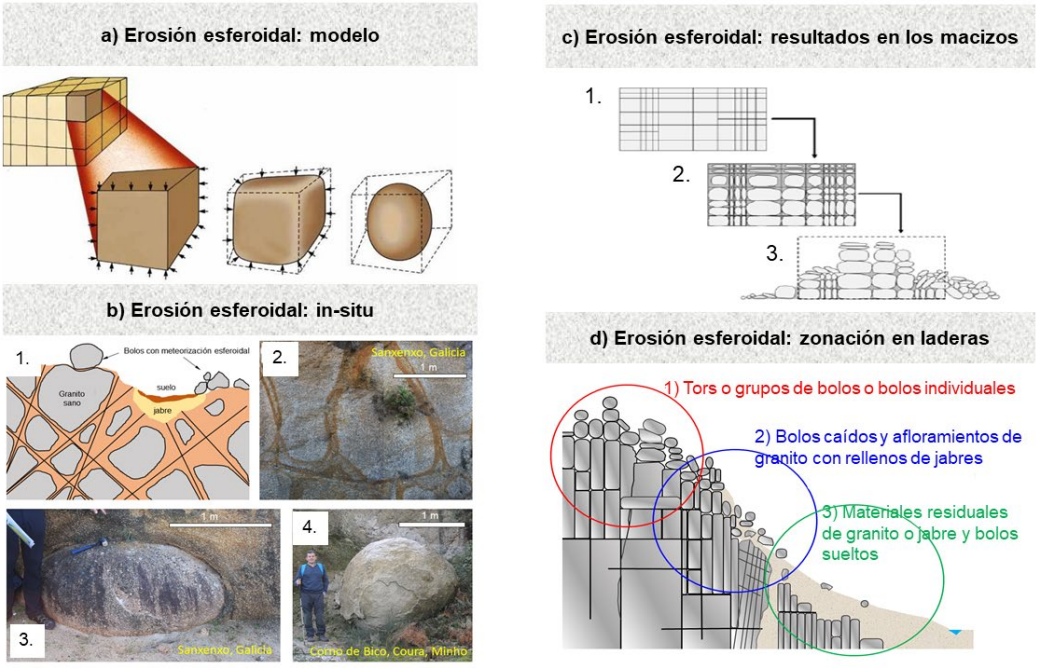


Figura 6 Erosión de macizos graníticos a) Modelo de erosión esferoidal de un bloque (Ollier, 1975), b) Ejemplos de erosión diferencial reales en zonas del noroeste ibérico. c) Ejemplo del modelo de Linton (1975) de erosión de un macizo y formación de un tor y d) Zonación por erosión de una ladera granítica.

Este proceso de alteración por meteorización y posterior erosión (Alejano et al., 2021a) es el que acaba dando el aspecto final tipo Tor (Pérez Rey et al., 2019) al macizo rocoso de la granodiorita tardía de Monte Pindo que nos ocupa y que nos lleva a observar in situ el mismo según ilustraba la Fig. 2., donde son comunes fenómenos de deslizamientos y vuelcos de bloques en parte debido al redondeo de esquinas por el efecto de la erosión.

2.5. Biografía de un macizo rocoso y caracterización

Este resultado final en lo que concierne a la fracturación del macizo marca tendencias de fisuración más o menos regulares, típicas de macizos rocosos, que tienden a menudo a reproducir a menor escala las mismas orientaciones observadas a escala regional (Fig. 7), lo que se ha de deber a la similitud de históricos de esfuerzos geológicos en la región que rematan en el estado actual con tensiones horizontales norte-sur típicamente mayores que las este-oeste, debido también probablemente al efecto de pinzamiento de la Península Ibérica entre las placas europea y africana con mayores tensiones Alpinas en Pirineos que, de alguna forma, tienden a descomprimir Galicia hacia el oeste lo que produce el hundimiento de la costa que da lugar a Rías Bajas y Altas paralelas a direcciones favorables de valles fluviales derivados del fallamiento post-Varisco.

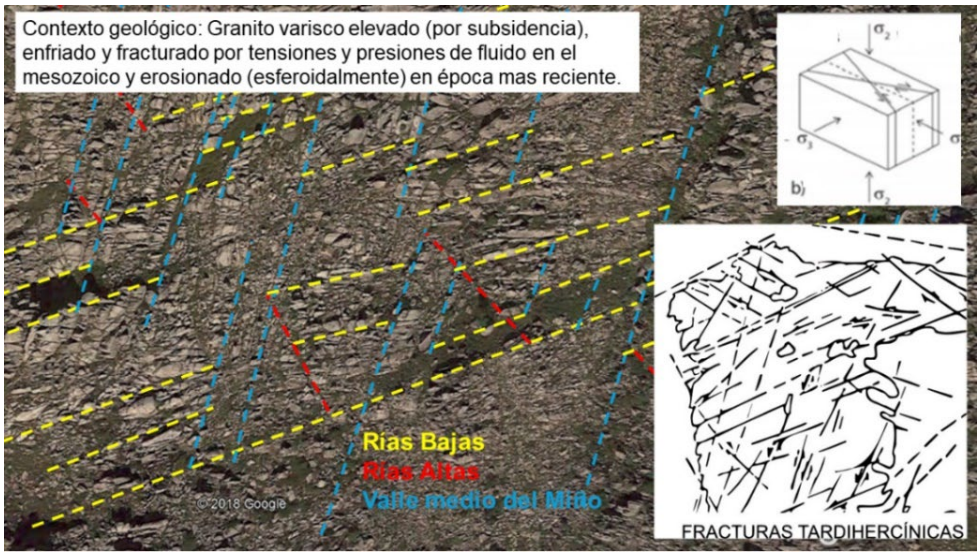


Figura 7 Vista aérea de una zona de unas 3 hectáreas de Monte Pindo (Fig. 1) con indicación del posible régimen tensional que afectó principalmente a la zona y dibujo de las principales orientaciones de fracturas orientadas en paralelo con las principales fracturas asociadas al enfriamiento hercínico de Galicia que marcan su geomorfología.

La naturaleza de los macizos rocosos es compleja. A finales del siglo pasado se avanzó bastante en su caracterización mediante métodos sugeridos de toma de datos de discontinuidades en campo (ISRM, 1978) y el desarrollo de clasificaciones geomecánicas para su clasificación (Barton et al., 1974; Bieniawski, 1976; Alejano, 2025), pero múltiples aspectos hidro-termo-mecánicos y físico-químicos han actuado a lo largo de la historia geológica de los macizos rocosos, como el del caso del Monte Pindo que hemos visto.

Además, cada tipo de roca puede tener sus características (Fig. 8), pero similares historias biográficas pueden realizarse para cada macizo, si bien las rocas sedimentarias, con su estratificación típica, las metamórficas con su foliación característica y las ígneas tendrán características específicas de cada tipo y particulares de cada macizo. A su vez, en función del tipo de aplicación que se quiera realizar (túneles, taludes en infraestructuras, minas a cielo abierto o subterráneas, presas…) algunos o todos de estos aspectos pueden ser relevantes. Por eso quien suscribe considera que, aparte de una caracterización estándar (ISRM, 1978), la aplicación de clasificaciones geomecánicas apropiadas para cada problema, y una base de guías metodológicas de aspectos relevantes en cada caso (Hoek, 2020); el disponer de algunas ideas básicas de la biografía del macizo rocoso, esto es, de la historia geológica del macizo contextualizada para el caso a estudiar y basada en la experiencia de ingenieros geotécnicos y geólogos puede contribuir a un mejor aprovechamiento y utilización del macizo para la obra planteada. Al final el proceso de caracterización tiende a ser al menos tan importante como la metodología de diseño, desde la humilde experiencia de quien suscribe.

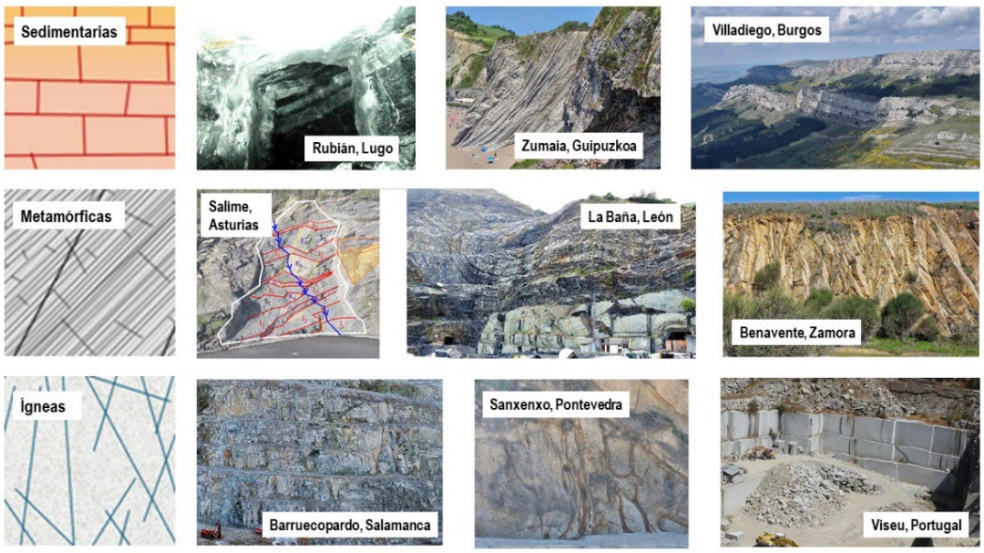


Figura 8 Ilustración de varios macizos rocosos en rocas de distinto tipo en el noroeste ibérico estudiados por el autor, donde cada uno de los cuales tiene su propia historia geológica y su biografía que merece ser estudiada y entendida.

3. TRABAJOS EXPERIMENTALES

Una vez que se tiene claro que un macizo rocoso que se encuentra en la corteza terrestre es el resultado de una compleja biografía a lo largo de su historia geológica en la que el comportamiento mecánico ha podido, además, venir marcado por circunstancias hidrogeológicas, físico-químicas y termo-mecánicas específicas, se pasa a analizar a partir de ensayos de laboratorio en muestras de roca intacta y fisurada, representativas de macizos rocoso a escala, el comportamiento de estos materiales, haciéndose hincapié en la fase de post-rotura.

El planteamiento básico del comportamiento de rocas intactas y macizos es considerar siguiendo la literatura clásica (Hoek y Brown, 1980 y 1997; Farmer, 1983; Brady y Brown, 2006) que una roca tiene una fase de comportamiento elástica (Fig. 9.a) marcada en el caso isótropo por parámetros elásticos (E y ν) o en el caso transversalmente isótropo (TI, un plano de foliación o debilidad) por E_x, E_y, ν_{yz}, ν_{xz} y G (Alejano et al., 2021b). La fase elástica se acaba al alcanzar un estado tensional de la roca que alcance el criterio de rotura de pico (p.ej. tipo Mohr-Coulomb o Hoek-Brown) (Fig. 9b), con sus parámetros correspondientes *c* y ϕ para M-C y σ_c y *m* para H-B. Una vez alcanzado este criterio de rotura la muestra puede seguir siendo ensayada aumentando la deformación y se irá situando en tensiones sobre una serie de criterios de rotura sucesivos y típicamente menores (reblandecimiento) que se podrán asociar a un parámetro de deterioro o plasticidad evolutivo hasta bajar a un criterio de rotura en el que se queda, el denominado criterio de rotura residual.

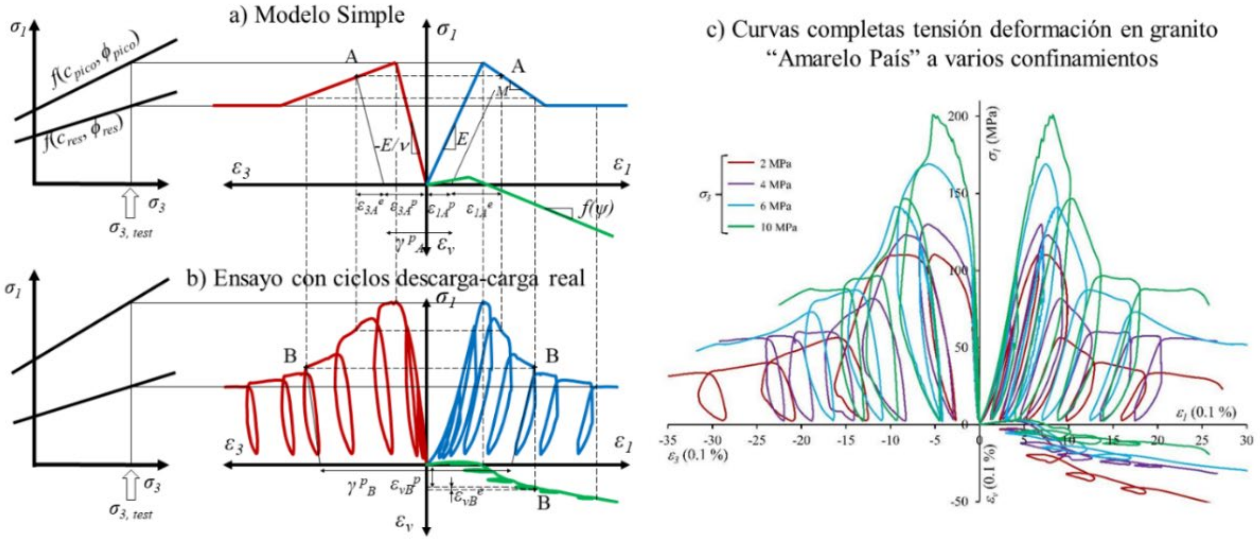


Figura 9. Curvas tensión-deformación completas, esto es con las tres componentes (σ_1-ε_1, σ_1-ε_3 y ε_1-ε_v) y que alcanzan el criterio de rotura residual, para a) un modelo simple y b) un ensayo real regular de una roca en laboratorio con ciclos de descarga y carga. Explicación en el texto. c) Curvas tensión-deformación completas reales para varios ensayos con diferente confinamiento de muestras de roca intacta granito Amarelo País realizados en el laboratorio de Mecánica de rocas de la Universidad de Vigo (Arzúa y Alejano, 2013).

A su vez, la relación de deformaciones en post-rotura viene marcada por un potencial plástico evolutivo que se puede definir con base en un ángulo de dilatancia ψ. Este tipo de comportamiento, admitido para rocas y macizos rocosos típicos como el del Pindo (Hoek y Brown, 1997; Cai et al., 2007) fue observado en nuestro laboratorio (Fig. 9c). En uno de los primeros trabajos sobre dilatancia basándose en ensayos de otros autores (Alejano y Alonso, 2005), se pudo identificar la dependencia de ψ con el nivel de plasticidad sufrida por la muestra y del confinamiento, definiéndose una estrategia para poder estimar la dilatancia evolutiva a partir de los resultados de ensayos mediante $\psi = arcseno\left(\dot{\varepsilon}_v^p / -2\dot{\varepsilon}_1^p + \dot{\varepsilon}_v^p\right)$ según Vermer y de Borst (1994), tal y como ilustra para rocas en la Fig. 10 y como se utilizó en fases sucesivas del estudio aquí reportado.

Así, en este apartado se presenta una breve descripción de una serie de trabajos de laboratorio llevados a cabo, así como las principales conclusiones y resultados de los mismos, presentados de una forma descriptiva sin acudir a formulaciones o cifras. Para obtener información más detallada de los resultados se recomienda acudir a los trabajos publicados en inglés por el autor y sus colaboradores (Arzúa y Alejano, 2013; Arzúa et al., 2014; Walton et al., 2015; Arzúa, 2015; Alejano et al., 2017; Walton et al., 2018).

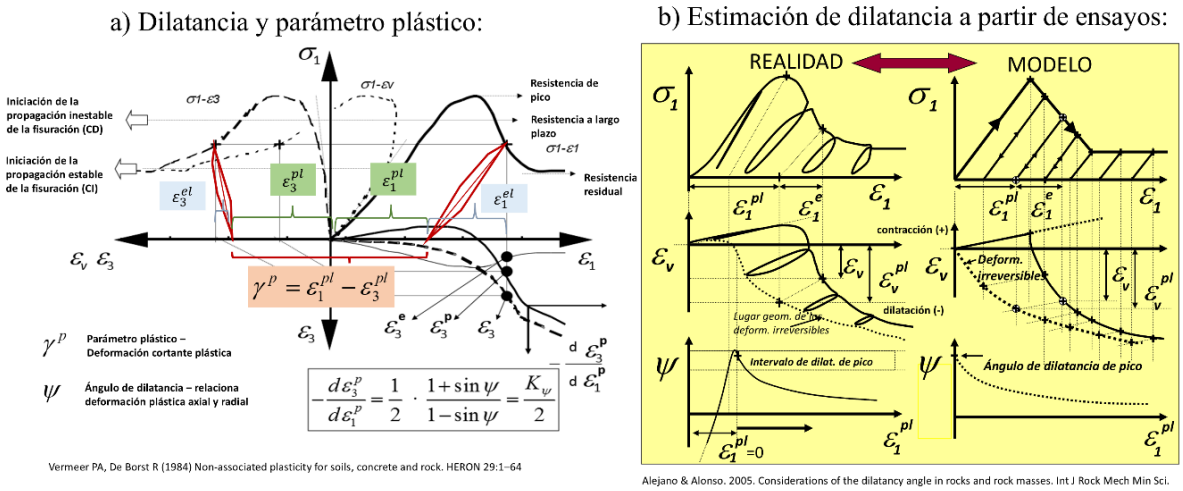


Figura 10. Curvas tensión-deformación completas para a) Derivación básica de la dilatancia y parámetro plástico a medida que avanza el ensayo (Vermeer y de Borst, 1994) y b) Modelo simplificado de dilatancia post rotura según el autor (Alejano y Alonso, 2005).

3.1 Preparación de muestras

En varias series de laboratorio se tallaron y ensayaron muestras de tamaño estándar de al menos 8 rocas diferentes (unas 300 muestras), incluidos tres tipos de granito, dos tipos de caliza, un mármol, una anfibolita y un ortogneis granítico (Fig. 11.a). Los testigos se obtuvieron de muestras de roca utilizando una máquina perforadora, y fueron luego cortados para configurar su forma cilíndrica mediante una cortadora de disco y sus bases pulidas de acuerdo con los métodos sugeridos por la ISRM (ISRM, 2007).

Además, uno de los granitos (Blanco Mera) se utilizó para preparar dos conjuntos de muestras fisuradas artificialmente (22 y 20 especímenes cada serie) con dos conjuntos de discontinuidades (Fig. 11.b). En la primera serie se cortó una junta sub-vertical y dos juntas sub-horizontales (probetas fisuradas 1+2), mientras que en la segunda serie cortaron con dos juntas sub-verticales y tres juntas sub-horizontales (probetas fisuradas 2+3). El buzamiento de las juntas se seleccionó para evitar el deslizamiento a través de las mismas. La idea era estudiar cómo las juntas afectan la respuesta de las muestras, pero evitando roturas estructuralmente controladas. Las juntas se cortaron con una sierra de disco y las sub-verticales se cortaron antes de perforar el testigo, para mantener la geometría cilíndrica, pero las sub-horizontales se cortaron después de sacar el testigo.

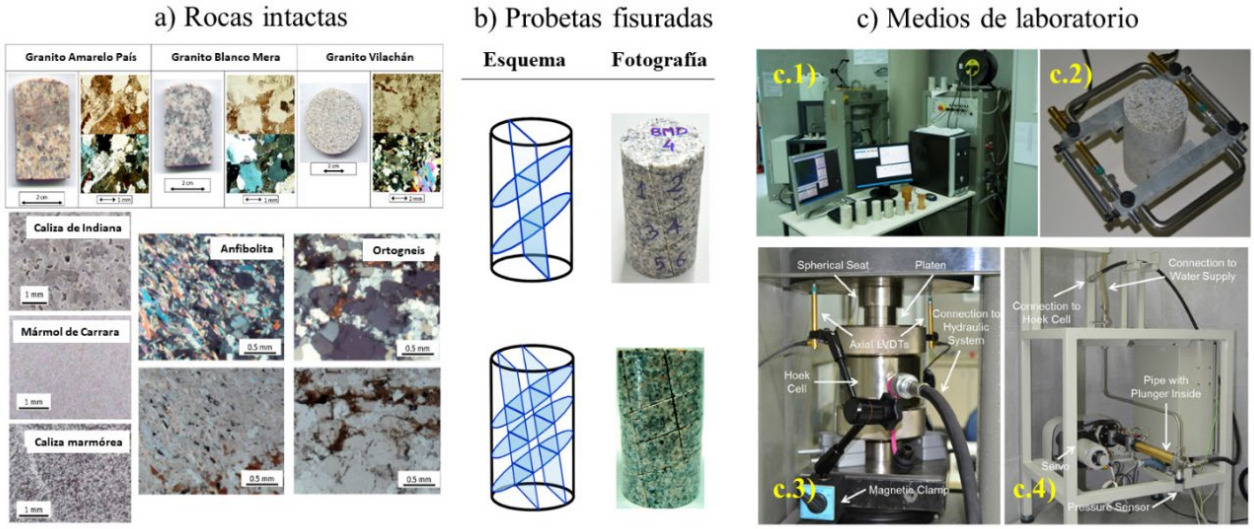


Figura 11. a) Imágenes de las ocho rocas estudiadas (3 granitos arriba, 3 rocas carbonatadas a la izquierda y dos rocas metamórficas: anfibolita y ortogneis abajo a la derecha. b) Ejemplares fisurados de granito Blanco Mera: Esquemas y fotografías de dos ejemplares preparados. c) Material de laboratorio para realizar los ensayos de compresión c.1) Prensa de 2000 kN servo-controlada en el Laboratorio de Mecánica de Rocas de la Universidad de Vigo. c.2) Aparato utilizado para instalar LVDTs radiales en ensayos de resistencia a compresión simple. c.3) Detalle de la celda Hoek para ensayos triaxiales con medidores de deformación y c.4) Jeringa que controla el agua que entra o sale de la celda Hoek.

3.2 Equipamiento de laboratorio

El laboratorio de mecánica de rocas "John P. Harrison" de la Universidad de Vigo dispone de un marco de compresión de 2.000 kN (Fig. 11.c.1). La prensa de compresión fue originalmente suministrada por Controls S.A., y luego servo-controlada por Servosis S.L. La deformación axial se mide por medio de un par de medidores de deformación tipo LVDT unidos a la placa de la prensa inferior, siguiendo un enfoque de medición relativamente común. El sistema de ensayo fue mejorado en 2019 y se ajustó también la estimación de la deformación axial para medidas plato-plato con LVDTs donde es necesaria una corrección (Alejano et al., 2021c).

En los ensayos de compresión simple, la deformación radial también se midió con la ayuda de un aparato (Fig. 11.c.2) fijado a la muestra de roca donde los LVDT se instalan de manera que se pueden obtener dos mediciones de la variación del diámetro. En los triaxiales, se mide el volumen de fluido hidráulico, agua en nuestro caso, que entra o sale de la celda de Hoek (Fig. 11.c.3) mediante una bomba de jeringa (Fig.11.c.4), que posteriormente se puede correlacionar con la deformación volumétrica de la muestra (Farmer, 1983).

4. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

4.1 Resultados en muestras de roca intacta

Para cada uno de los ensayos realizados se obtuvieron curvas completas de tensión-deformación, de los que se derivaron los principales parámetros geomecánicos (módulo de Young, E; coeficiente de Poisson, υ; resistencia máxima $\sigma_{1,pico}$; módulo de descarga, M; y resistencia residual $\sigma_{1,res}$, cuando fue posible). También se obtuvo la evolución del ángulo de dilatancia en cada ensayo (Vermeer y De Borst, 1984), relacionándolo con la deformación plástica acumulada.

En la Fig. 9.a se representaba una curva teórica completa tensión-deformación (que incluye las curvas tensión axial-deformación axial, tensión axial-deformación radial y deformación axial-deformación volumétrica) para un material con un comportamiento elasto-plástico con reblandecimiento simplificado, donde se muestra de donde se derivan los parámetros citados en el párrafo anterior. En la Fig. 9.b se mostraba la respuesta de un ensayo en nuestro laboratorio con ciclos de carga descarga para poder descomponer las deformaciones en sus componentes elástica y plástica, y en ella se puede observar como derivar los parámetros de resistencia de pico y residual y la curva deformación axial frente a la volumétrica, de la que se derivará la dilatancia. Se indicaba además en la Fig. 9.b y 10.a cómo descomponer las deformaciones en sus partes elástica (o reversible) y plástica o irreversible y como la suma de deformaciones axiales y radiales plásticas nos daría la deformación cortante plástica γ^{pl}, indicador del estado de plasticidad de la muestra en un momento del proceso de ensayo. La Fig. 9.c. ilustra varias curvas completas tensión-deformación de una misma roca (granito Amarelo País) para distintos niveles de confinamiento y que siguen una tendencia donde de mayores valores de resistencia de pico y residual a mayor confinamiento y, menor deformabilidad a más confinamiento y menor dilatancia, ya que la roca obviamente aumenta menos de volumen en la fase post-pico cuanto más confinada está.

Los resultados de los ensayos permitieron promediar las principales características geomecánicas de las rocas. Primero, se pueden ajustar los criterios de resistencia de pico y residual tanto para la propuesta de Mohr-Coulomb (M-C) como para la de Hoek-Brown (H-B) a los resultados en probetas. A manera de ejemplo, la Fig. 12.a muestra un ejemplo de dichos ajustes para resultados del granito Blanco Mera. También se pueden obtener los parámetros elásticos de las rocas. En cuanto al módulo elástico se observó un ligero aumento para ensayos confinados mientras que el coeficiente de Poisson solía presentar valores razonables. En los estudios iniciales antes citados, el uso de medidas de deformaciones plato-plato con LVDTs dificultó un cálculo exacto de las deformaciones y parámetros elásticos que se subsanó mediante cálculos corregidos (Alejano et al., 2021c). En cuanto a las tendencias de descarga o fragilidad, al comparar los resultados del módulo de descarga frente al confinamiento, se puede observar una tendencia ligeramente decreciente, o sea hacia la ductilidad, a medida que aumenta el confinamiento y en línea con estudios clásicos (Von Karman, 1911).

El ángulo de dilatancia también se calculó en cada ensayo según el enfoque de Vermeer y De Borst (1984). Para ello hay que descomponer la deformación en sus partes elástica y plástica. Al objeto de poder separar estas componentes, conviene realizar ciclos descarga-recarga en los ensayos para obtener el lugar geométrico de las deformaciones irreversibles (Fig. 10.b), que vincula las deformaciones plásticas axiales y volumétricas. Se obtuvieron así grupos de pares de estos parámetros en cada ensayo lo que permitió obtener nubes de puntos indicativas de la evolución de la deformación cortante plástica (γ_p) en cada ensayo. Usando este enfoque, se

generaron nubes de puntos —del ángulo de dilatancia contra el parámetro de cizallamiento plástico (γ_p)— para cada tipo de roca a diferentes niveles de confinamiento, graficadas como se muestra en la Fig. 12.b para el granito Blanco Mera. Esta gráfica que ilustra la tendencia de la dilatancia que depende, primero, de la tensión de confinamiento (a más confinamiento, la dilatancia disminuye) y, segundo, de la deformación cortante plástica (a medida que se desarrolla la deformación por cizallamiento plástico, el ángulo de dilatación decae).

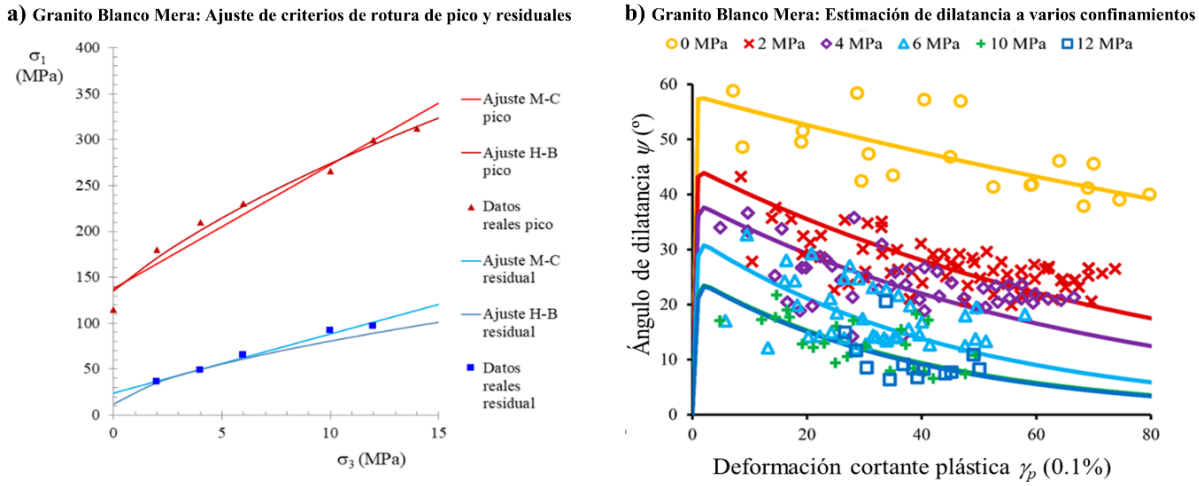


Figura 12. a) Resultados medios de resistencia de pico y residual y ajuste de criterios para ensayos en granito Blanco Mera y b) Ajuste de resultados de dilatancia en función del parámetro plástico y confinamiento para estos.

4.2 Resultados en muestras de roca fisurada

Se realizaron dos series de 22 y 20 de estos "macizos rocosos a pequeña escala" (Fig. 11.b) en granito Blanco Mera. Debido a las características de las probetas, no fue posible realizar ensayos de resistencia a compresión simple ni de resistencia a tracción, pues se supone que esta es nula por la presencia de juntas. En general, se siguieron los mismos procedimientos y tipos de análisis que en el caso de las muestras intactas para los parámetros estudiados. Los resultados se compararon nuevamente con la tensión de confinamiento, revelando dependencias similares a las de las muestras intactas. También se compararon los resultados con los de las rocas sanas, revelando tendencias muy interesantes. Para comparar de manera ilustrativa los resultados de los ensayos en diferentes tipos de muestra se presentan gráficas tensión-deformación axial a la misma escala y con varios ensayos (que demuestran la repetibilidad de los mismos) confinados a 4 MPa para probetas intactas, y con los niveles de fisuración seleccionados, a saber intactas, (1+2) y (2+3) en la Fig.13;

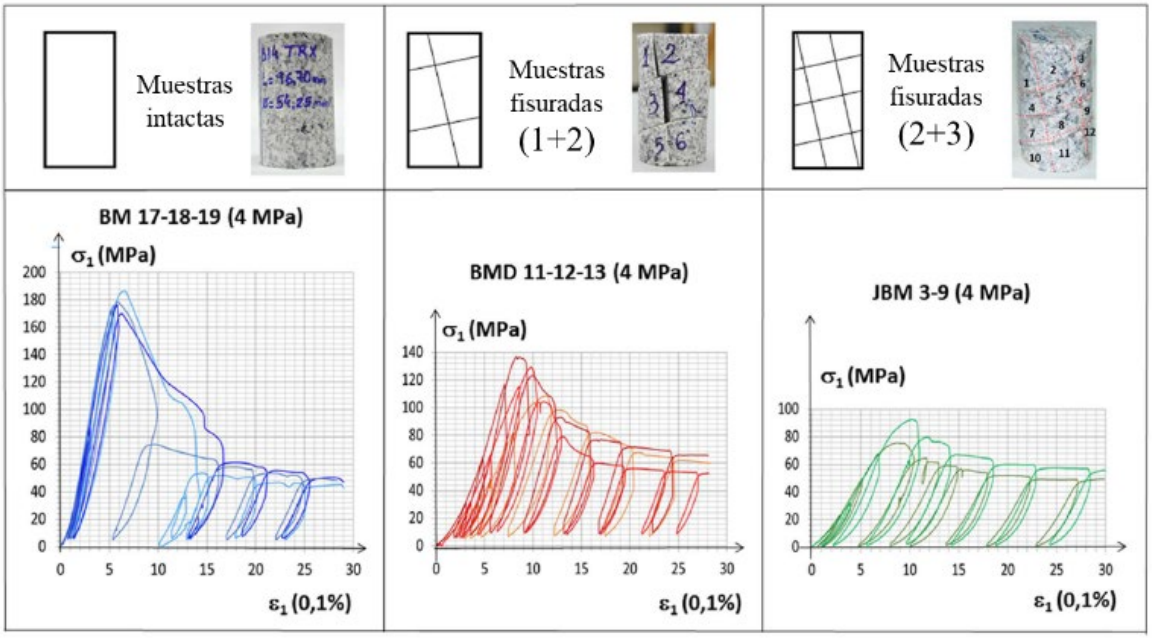


Figura 13. Resultados simples (σ_1-ε_1) tenso-deformacionales para los distintos tipos de muestra. Explicación en el texto.

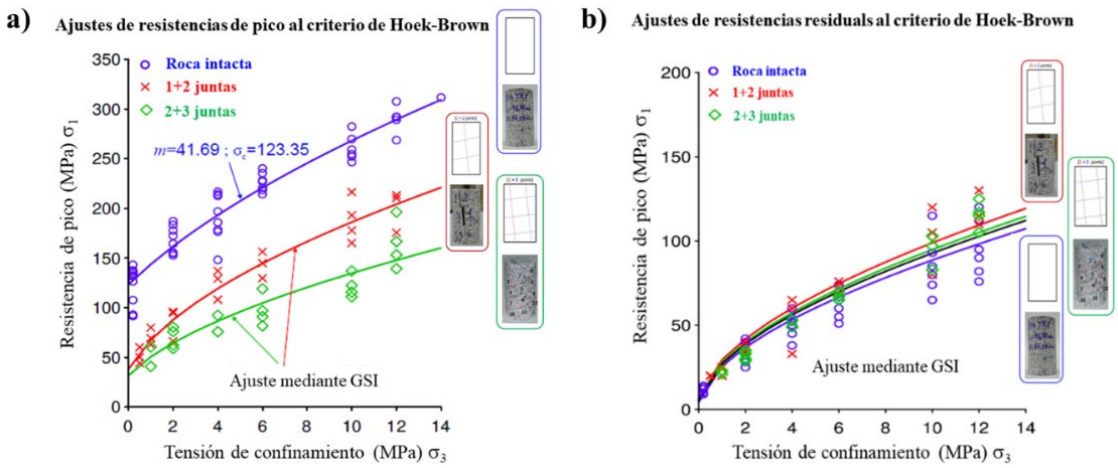


Figura 14. a) Resultados de resistencia máxima para muestras de granito intactas y fisuradas (1 + 2) y (2 + 3) y ajuste del criterio de Hoek-Brown a cada grupo. b) Resultados de resistencia residual para las mismas muestras intactas y fisuradas (1 + 2) y (2 + 3) y ajuste del criterio H-B a cada grupo y para todas las muestras en conjunto (color negro).

La Fig. 13. ilustra las tendencias características de resistencia y deformabilidad decrecientes con el aumento de la fisuración, equivalente a la calidad geotécnica en función de RMR (Bieniawski, 1976), Q (Barton et al., 1974) o GSI (Hoek y Marinos, 2000).

El módulo de Young (E, pendiente σ_1-ε_1 en la primera fase de carga) de las muestras fisuradas se reduce bastante en comparación con el de las intactas. Esto es lógico si se tiene en cuenta la menor rigidez de las juntas con respecto a la matriz de la roca. También se observó un ligero, aunque no lineal, crecimiento del módulo de Young con el confinamiento (Alejano et al., 2017; González-Fernández et al., 2024b). La dependencia del módulo elástico de un macizo fisurado de su calidad geotécnica es conocida (Serafim y Pereira, 1983; Hoek y Diederichs, 2006). Los resultados obtenidos son consistentes con estas tendencias. El coeficiente de Poisson (ν) apenas cambia su valor, por lo que es razonable el enfoque general, en el que, para macizos rocosos se puede considerar dicho coeficiente similar al de la roca intacta. Se observó mayor dispersión de los resultados de ν para confinamientos bajos.

La resistencia máxima o de pico se computa en cada ensayo como la tensión más alta observada para la muestra y depende del confinamiento, al igual que para muestras intactas. Al comparar los resultados de ambas, se observa una reducción clara de la resistencia de pico con la fisuración (González-Fernández et al., 2024b). Se ajustaron los resultados para los criterios de rotura más comunes en mecánica de rocas (Mohr-Coulomb y Hoek-Brown). El criterio de Mohr-Coulomb se ajusta bien a los resultados de ensayo, mostrando decrementos de naturaleza cohesiva con la fisuración. El criterio de Hoek-Brown no se puede ajustar de forma directa en su forma para probetas (a = 0.5; s = 1), ya que para muestras fisuradas da valores fuera de rango de m. Por tanto, para estimar la resistencia en muestras fisuradas es más razonable considerar el criterio generalizado de Hoek-Brown (Hoek et al., 2002) y ajustar un valor de GSI de muestras fisuradas (Fig. 14.a). Al ajustar esta envolvente de falla a los datos de ensayos triaxiales, se obtienen valores medios de GSI de 83 y 67 para las series (1 + 2) y (2 + 3) de probetas fisuradas, respectivamente. Los GSIs ajustados dan pues valores razonables.

También se ha estimado la resistencia residual para cada ensayo y los resultados muestran que los valores de resistencia residual de todas las muestras intactas y fisuradas tienden a coincidir. Es por ello que se ajustó el criterio de falla de Hoek-Brown generalizado (Fig. 14.b) a los datos de resistencia residual, obteniendo resultados similares para todos los tipos de probetas. El estado residual totalmente roto es pues independiente del estado de fisuración inicial de las probetas (Walton et al., 2019).

Finalmente, en esta parte del estudio, los valores del ángulo de dilatancia obtenidos se ajustaron a varios modelos (Alejano y Alonso, 2005; Zhao y Cai, 2010; Walton y Diederichs, 2015), y se compararon los valores de las muestras intactas y las fisuradas (Walton et al., 2018). El ángulo de dilatancia mostró una clara dependencia de la fisuración, con dilatancias menores, o sea, menor potencial de dilatación para las muestras fisuradas que para las intactas, especialmente en confinamientos bajos. Como ejemplo, la Fig. 15.a muestra resultados de deformación axial frente a volumétrica para tres ensayos en probetas (roca intacta, fisurada 1+2 y fisurada 2+3) sometidas a una tensión de confinamiento de 10 MPa. Se observa cómo se han estimado en línea a trazos los lugares geométricos de las deformaciones irreversibles en cada caso cuya pendiente para cada

nivel de plasticidad nos daría una estimación de la dilatancia evolutiva. Téngase en cuenta que donde el comportamiento de dilatación post-pico de los macizos rocosos puede ser relevante en obras de ingeniería es p. ej. en las caras libres de un túnel o en pilares, es decir, donde los confinamientos son bajos.

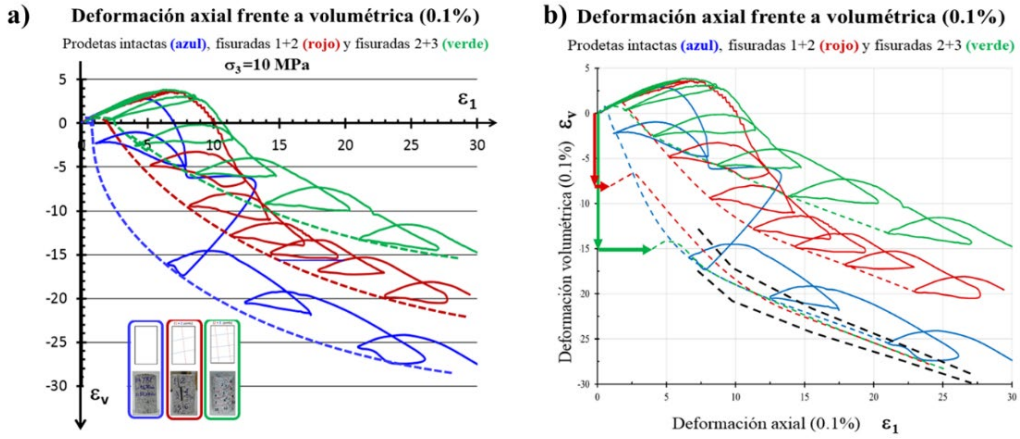


Figura 15. a) Resultados de deformación axial frente a volumétrica para ensayos confinados en muestras de granito Blanco Mera intactas y fisuradas. b) Misma gráfica donde moviendo los lugares de deformación irreversible de las muestras fisuradas con decalaje, hacia la derecha y hacia abajo, estos lugares de la deformación irreversible tienden a superponerse sobre el lugar correspondiente a la muestra de roca intacta. Implicaciones en el texto.

4.3 Potencial simulación numérica

Dado los avances en la simulación en modelos numéricos que resuelven las ecuaciones diferenciales tenso-deformacionales en materiales sólidos en los recientes años, una vez conocidas las tendencias y posibles formulaciones del comportamiento de estos materiales, suele resultar posible simular el comportamiento de nuestras rocas y macizos rocosos y para ello se pueden utilizar bien modelos numéricos continuos con propiedades medias representativas como FLAC (Itasca, 2013), métodos más avanzados basados en el Método de Elementos Finitos (González-Molano et al., 2020) o medios discontinuos como códigos de elementos de contorno PFC (Estevez-Ventosa et al., 2022) o BBM (Bonded Block Models) basados en códigos de elementos de contorno tipo UDEC, como el utilizado para simular probetas de mármol fisuradas (West y Walton, 2023).

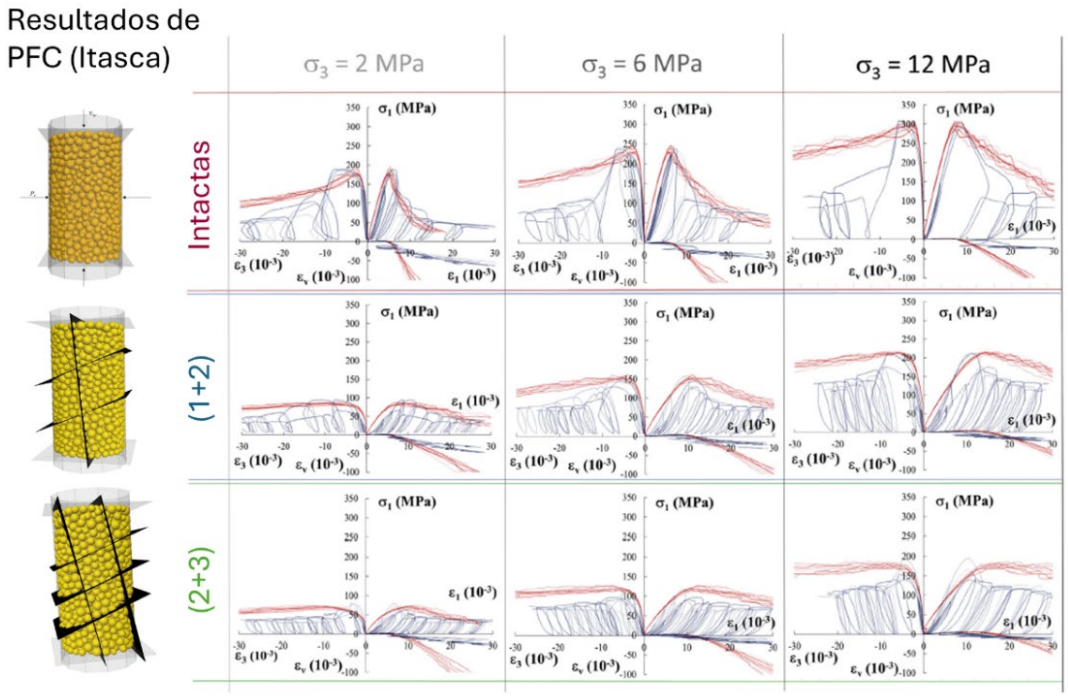


Figura 16. Resultados de curvas completas tensión-deformación de la simulación de ensayos en muestras intactas y fisuradas 1+2 y 2+3 para confinamientos de 2, 4 y 12 MPa realizados con el código Particle Flow Code (PFC) de Itasca, estudio reportado en detalle en Castro Filgueira et al., (2020).

A manera de ejemplo se ilustran en la Fig. 16 los resultados de los modelos de muestras fisuradas para tres niveles de confinamiento y tres de fisuración (intactas, 1+2 y 2+3) obtenidos por Castro Filgueira et al. (2020) simulando las probetas de granito cuyos resultados de laboratorio se muestran en la Figs. 13 y 14 mediante el código de partícula de Itasca denominado Particle Flow Code (PFC) en línea con modelos tipo macizo rocoso sintético (Mas-Ivars et al., 2011).

5. EXTRAPOLACIÓN A MACIZOS ROCOSOS

Si pudiéramos ensayar una muestra cilíndrica del macizo de 50 m de diámetro y 100 m de alto, la estructura que presentan sería homotética a la de nuestras muestras fisuradas rotas a diversos condifnamientos. Las curvas tensión-deformación representativas del ensayo de estos cilindros sería representativas del macizo rocoso a la escala de obra de ingeniería. Así, la respuesta de las muestras de laboratorio debe ser la misma que la del macizo rocoso, una vez corregido el efecto de pura escala de la muestra. Corrigiendo dicho efecto se puede mostrar que, de manera aproximada, la respuesta de laboratorio es análoga a la esperable para el macizo.

Por tanto, una vez corregida la pura escala, la respuesta de tenso-deformacional en laboratorio, representaría la de un macizo rocoso equivalente a escala de obra. Por ello los ensayos en muestras fisuradas reproducen en parte el comportamiento del macizo. Obsérvese que, como para juntas en roca, la resistencia máxima se ve afectada por la rugosidad, pero no la residual (Barton y Bandis, 1982).

Aunque las muestras fisuradas presentan patrones de fisuración regulares y los resultados son aún limitados, la información presentada sugiere que el comportamiento de los macizos rocosos está controlado en gran medida por su estructura, que va asociada a la historia de esfuerzos geológicos, y condiciones termo-hidro-químico-mecánicas sufridas por el macizo. Por tanto, se puede derivar un comportamiento continuo en términos de la curvas tensión-deformación como se ilustra en la Fig. 17.

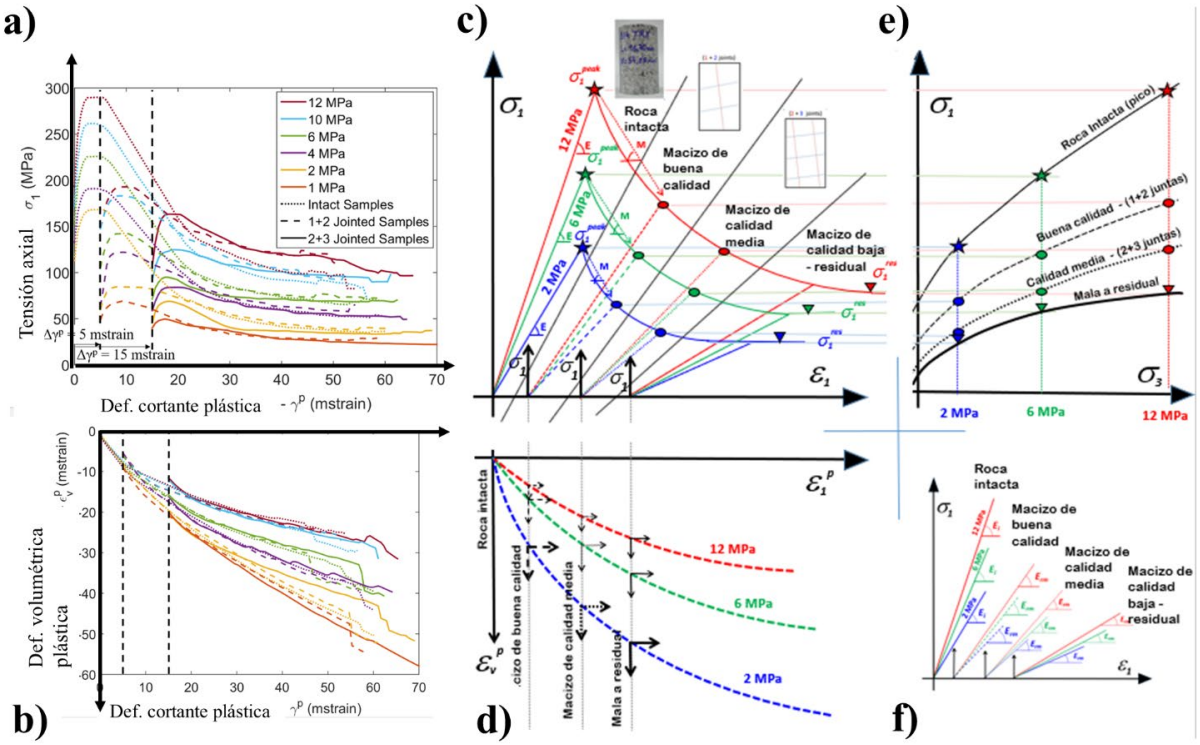


Figura 17. a) Resultados de la serie de ensayos en muestras de granito Blanco Mera en términos de tensión principal mayor o axial frente a deformación cortante plástica, indicativos de la resistencia en pico y post-rotura y b) De la deformación volumétrica plástica en función de la deformación cortante plástica indicativos de la dilatancia. c) a f) Modelo genérico de comportamiento tenso-deformacional de macizos rocosos con comportamiento deducido (de a) y b) en parte) de muestras de roca intactas y cada vez más fisuradas en paralelo con macizos de calidad decreciente en términos de c) Tensión axial-deformación axial, d) Deformación volumétrica, e) Resistencia y f) Módulo elástico.

Las Fig. 17.a muestra perfiles promedio de tensión axial frente a deformación plástica por cizallamiento para cada tensión de confinamiento. Se ha aplicado un desplazamiento constante de 5 milideformaciones (mdef) a la deformación plástica por cizallamiento de las muestras 1+2, y un desplazamiento constante de 15 mdef a la

deformación plástica por cizallamiento de las muestras 2+3, y se observa cómo quedan casi superpuestas a las curvas de las intactas, a partir del pico. La Fig. 17.b. presenta los perfiles promedio de deformación volumétrica inelástica frente a deformación de corte plástica para cada confinamiento ensayado (1, 2, 4, 6, 10 y 12 MPa). Se ha aplicado un desplazamiento de 5 mdef a la deformación de corte plástica de las muestras 1+2 y un desplazamiento de 15 mdef a la deformación de corte plástica de las muestras 2+3 y se han aplicado desplazamientos verticales a los datos de deformación volumétrica inelástica dependiendo de σ_3 (mayores desplazamientos aplicados a valores bajos de σ_3). Esto indica, como en la gráfica anterior, que las muestras fisuradas equivalen a las intactas tras sufrir cierto nivel de rotura y permite proponer la hipótesis básica de este estudio que señala que un macizo rocoso no es sino "una muestra a escala grande de una roca intacta rota", lo que se ilustra en las Figs. 17 c) a f). En estas Figs efectivamente se observa estimativamente la evolución del comportamiento tensión axial-deformación axial para tres niveles diferentes de confinamiento (Fig. 17.c). El debilitamiento de la resistencia se asocia a la aparición de juntas en una muestra o al de un patrón de fisuración en un macizo rocoso. En la medida en que la roca o el macizo rocoso estén más fracturados; la resistencia máxima disminuye, aunque la resistencia residual parece mantenerse constante (Fig. 17.e), el material es más deformable (Fig. 17.f) y la capacidad de dilatación es más limitada (Fig. 15.b. y 17.d).

Además, los lugares geométricos de las deformaciones irreversibles de las muestras de laboratorio fisuradas parecen superponerse a los de las muestras intactas si se mueven hacia abajo y hacia la derecha (Figs. 15.b. y 17.b y d). Esto indica que durante el proceso de deformación y fisuración de la roca en el laboratorio o el equivalente en la naturaleza para producir un macizo rocoso fisurado, se produce una deformación irreversible de manera que cuando se descarga y vuelve a cargar el material, retoma la variación de la deformación volumétrica en el proceso de deformación, detenido en una etapa tenso-deformacional específica en el pasado.

Esto va en línea con las ideas propuestas por Archambault et al. (1993), que sugieren que los patrones de discontinuidades producidas por cizalla y tracción y los efectos de escala de resistencia en rocas y macizos rocosos son el resultado final de un mecanismo progresivo de reblandecimiento de las rocas y los macizos asociado a la deformación y a la rotura por cortante progresiva con rotaciones observada a todas las escalas geológicas, y que se ve a su vez influido por la generación de fisuras por tracción muy asociadas a presencia de fluidos y propagación de fisuras. Así, y de alguna manera, al inducir un nivel de deformación a una roca que implique rotura, este genera unas deformaciones axiales y volumétricas irreversibles (asociadas a un nivel de fisuración observable). Si fuéramos capaces de calcular estas, podríamos retomar la curva correspondiente para calcular los parámetros de dilatancia asociados a esa fisuración, como se ven las gráficas de la Fig. 17.

Además, los macizos que encontremos en la naturaleza podrán estar más o menos fisurados (Fig. 18), pero mediante clasificaciones geomecánicas con diferentes enfoques, por ejemplo, el GSI (Hoek y Marinos, 2020; Alejano, 2025) podremos tener una idea de los parámetros de comportamiento resistente, deformacional y post-rotura (Hoek y Brown, 1997), que servirán de base para realizar nuestros diseños geotécnicos de excavaciones subterráneas y taludes.

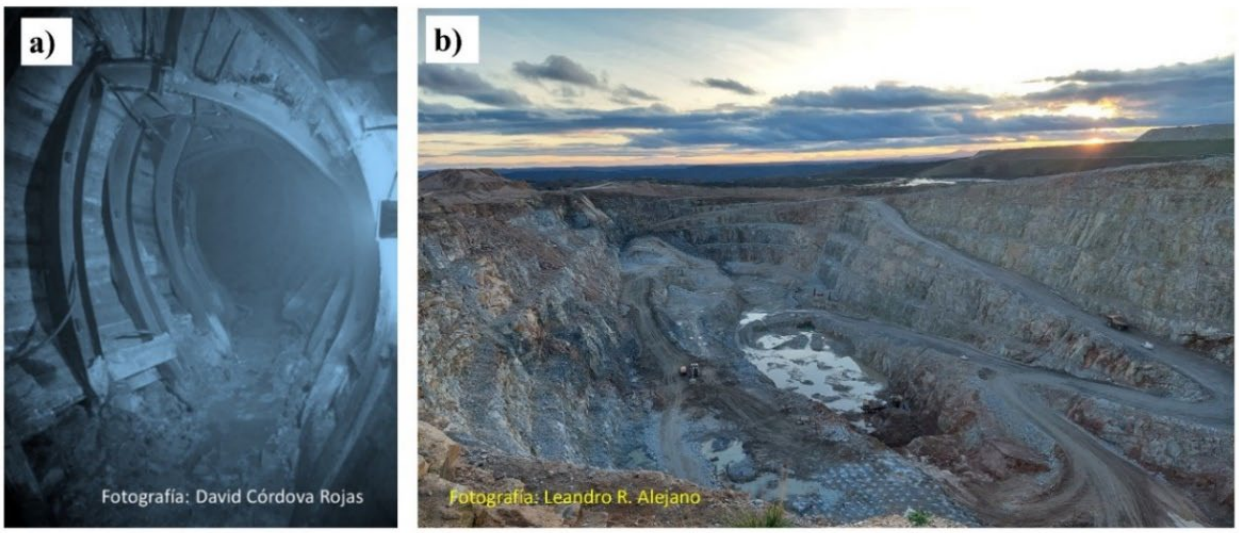


Figura 18. a) Excavación subterránea de una galería minera excavada en un macizo rocoso de calidad geotécnica probablemente media y sometida a grandes tensiones horizontales que ha sufrido grandes deformaciones a lo largo de su vida operativa y b) Excavación a cielo abierto de taludes en un macizo granítico que muestra zonas de deformación.

6. CONCLUSIONES

- Los macizos rocosos que encontramos en afloramientos en campo no son sino rocas que han sufrido procesos de fisuración, presencia de fluidos a presión y tensiones variables bajo condiciones térmicas e hidrogeológicas variadas a lo largo de su historia geológica. Su comportamiento depende pues, en gran parte, de su constitución y su "biografía", que los ingenieros podemos caracterizar con mayor o menor rigor. A manera de ejemplo, los macizos graníticos Variscos de Galicia suelen presentar 4-5 familias de discontinuidades, una sub-horizontal y tres sub-verticales, con juntas de enfriamiento ocasionales que se han formado al irse descomprimiendo y enfriándose los batolitos originarios.
- El comportamiento de un macizo rocoso viene marcado por sus parámetros elásticos, criterio de rotura o falla y comportamiento post-rotura. En baterías de ensayos de muestras de roca intacta y fisurada realizados en distintos contextos por el autor y colaboradores, el módulo de Young demostró su dependencia de la estructura con disminución para mayor fisuración, siendo el coeficiente de Poisson más o menos constante. El criterio de rotura más utilizado en rocas (Hoek-Brown) se ajusta a los resultados de resistencia máxima. Los criterios de rotura obtenidos mostraron dependencias típicas: a mayor confinamiento, aumenta la resistencia máxima; y a medida que aumenta la fracturación (número de juntas), disminuye ésta. El criterio del confinamiento se ajusta también razonablemente bien a los resultados de ensayos de resistencia residual, si bien esta no muestra ninguna dependencia clara con la estructura, lo que indica que sería prácticamente similar para rocas intactas y macizos rocosos de distintas calidades, en línea con estudios recientes (Walton et al., 2019).
- El ángulo de dilatancia, esto es, la tendencia a incrementar el volumen de una roca al romperse, controla el comportamiento post-rotura de rocas y macizos y muestra dependencias del nivel de confinamiento y estructura del macizo rocoso. Esta idea se ha extrapolado a ensayos en muestras de roca fisuradas artificialmente, consideradas como reproducciones de macizos rocosos a pequeña escala. Así, se han realizado ensayos de resistencia utilizando probetas de este tipo.
- Se ha constatado que los ensayos en muestras fisuradas y la observación de la naturaleza son herramientas que nos ayudan a comprender mejor los procesos de rotura y deformación post-pico de rocas y macizos rocosos. Se ha podido correlacionar el comportamiento de estas muestras con índices de calidad geotécnica del macizo. Se requiere, más investigación para confirmar las tendencias observadas y su rango de validez. En todo caso parece claro, en línea con evidencias empíricas, que podemos considerar al macizo rocoso como una roca en un proceso de rotura que sufre ciclos de fisuración a lo largo de su historia geológica.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece en primer lugar la invitación de los organizadores del congreso para impartir esta conferencia por invitación. Aprovecha además para agradecer encarecidamente a su vez el apoyo de todos los miembros de la Sociedad Española de Mecánica de Rocas durante el periodo 2017-2025 en el cual quien suscribe fue presidente y que, de alguna manera, le ha llevado a presentar este documento en este congreso.

Asimismo, el autor agradece los desarrollos de los estudios presentados por sus estudiantes de tesis Elena Alonso, Alfonso Rodríguez Dono, María Veiga, Javier Arzúa, Ignacio Pérez Rey, Uxía Castro Filgueira, Xián Estévez Ventosa, Jingyun Gui, Manuel A González Fernández y Sifan Yuan; y por los estudiantes de doctorado externos Andrea Muñoz y Yan Li de la Universidad de la Coruña, Gabriel Walton de Queen's University (Kingston, Canada) e Isabella West de Colorado School of Mines (Golden, Colorado, EEUU), y de la financiación de investigación de proyectos nacionales del Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades o equivalente sobre los temas tratados en este artículo, sin los cuales, los estudios que han conducido al desarrollo de las ideas y propuestas aquí presentadas no habrían sido posibles. Se agradece a Ignacio Pérez Rey la revisión de una versión de este artículo.

REFERENCIAS

Aghajanzadeh, M., Masoumi, H., Heidarpour A. et al. (2025). Estimating time-to-failure and long-term strength of rocks based on creep strain rate model. *Rock Mech Rock Eng,* 58: 4207 – 4223.

Alejano, L.R., Arzúa, J., Bozorgzadeh, N., Harrison, J.P. (2017). Triaxial strength and deformability of intact and increasingly jointed granite specimens. *Int J Rock Mech Min Sci.* 95:87–103.

Alejano, L.R. y Alonso, E. (2005). Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses. *Int J Rock Mech. Min. Sci.,* 42(4), 481-507.

Alejano, L.R. (2025). Rock mass classification systems: a useful rock mechanics tool, often misused. *Rock Mech Rock Eng* 58 (10): 11147-11167.

Alejano, L.R. Pérez-Rey, I., Estévez-Ventosa, X. et al. (2021a). Fenómenos de inestabilidad natural en macizos rocosos graníticos: laderas en jabre, campos de bolos y bolos irregulares de granito. *Bol Geol Miner* 132 (4): 375-398.

Alejano, L.R., Estévez-Ventosa X., González-Fernández, M.A. et al. (2021c) A method to correct indirect strain measurements in laboratory uniaxial and triaxial compressive strength tests. *Rock Mech Rock Eng,* 54: 2643–2670.

Alejano, L.R., González-Fernández, M.A., Estévez-Ventosa, X. et al. (2021b). Anisotropic deformability and strength of slate from NW-Spain. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 148, 104923.

Alejano, L.R., Ramírez–Oyanguren, P., Taboada, J. (1999). FDM predictive methodology for subsidence due to flat and inclined coal seam mining. *Int J Rock Mech Min Sci.* 36, 475–491.

Anderson, T.L. (2005). *Fracture mechanics: fundamentals and applications,* 3rd edn. Taylor and Francis Group, London.

Archambault, G., Roleau, A., Daigneault, R., Flamand, R. (1993). Progressive failure of rock masses by a self-similar anastomosing process of rupture at all scales and its scale effect on their shear resistance, Scale effects in rock masses 93, Pinto da Cunha (ed.). Balkema, Rotterdam: 133-141.

Arzúa, J. y Alejano, L.R. (2013). Dilation in granite during servo-controlled triaxial tests. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.,* 61:43-56.

Arzúa, J., Alejano, L.R., Walton, G. (2014). Strength and dilation of jointed granite specimens in servo-controlled triaxial tests. *Int J Rock Mech Min Sci.* 69: 93–104.

Arzúa, J. (2015). Study of the mechanical behavior of intact and jointed rocks in laboratory with particular emphasis on dilatancy. Tesis Doctoral. Universidad de Vigo.

Barton, N. y Bandis, S.C. (1982). Effects of block size on the shear behaviour of jointed rocks, *23rd US Symposium on Rock Mechanics*. Rotterdam, Balkema, 10: 739-760.

Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech* 6(4):189–239.

Bieniawski, Z.T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. In: Bieniawski ZT (ed) *Exploration for rock engineering, Proc. of the Symp. Vol 1*. Balkema, Cape Town, pp 97–106

Brady, B.H.G. y Brown, E.T. (2006). *Rock mechanics for underground mining*. 3rd edn. Springer, Wien.

Brotóns, V., Tomas, R.S., Ivorra Chorro, S. et al. (2013). Temperature influence on the physical and mechanical properties of a porous rock: San Julian's calcarenite. *Eng. Geol.* 167: 117–127

Caballero, A., Willam, K., Carol, I. (2008) Consistent tangent formulation for 3D interface modeling of cracking/fracture in quasi-brittle materials. *Comput Methods Appl Mech Eng* 197:2804–22.

Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y., Minamic, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci,,* 44; 247-265.

Canosa, F. (2015) Comunicación personal.

Castro-Filgueira, U., Alejano, L.R., Mas-Ivars, D. (2020). Particle flow code simulation of intact and fissured granitic rock samples. *J Rock Mech Geotech Eng* 12(5): 960-974.

Cosgrove, J.W. y Hudson, J.A. (2016). *Structural geology and Rock Engineering.* Imperial College Press.

Derek Martin, C. (2014) The impact of brittle behavior of rocks on tunnel excavation design. In book: *Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses. EUROCK Vigo, Spain*. Ballkema.

Detienne, J.L, Creusot, M., Kessler, N. et al. (1998). Thermally Induced Fractures: A Field-Proven Analytical Model. *SPE Res Eval & Eng* 1 (01): 30–35.

Diederichs, M. (2003). Manuel Rocha medal recipient: Rock fracture and collapse under low confinement conditions. *Rock Mech. Rock Eng.* 36(5):339-381.

Durgin, P. (1977). Landslides and weathering of granitic rocks. In: Coates D, ed. *Reviews in Engineering Geology: Landslides.* Boulder, Colorado: The Geological Society of America; 1977:278.

Eberhardt, E., Stead, D., Stimpson, B. (1999). Quantifying progressive pre-peak brittle fracture damage in rock during uniaxial compression. *Int J Rock Mech Min Sci.* 36(3): 361-380.

Estevez-Ventosa, X., Castro-Filgueira, U., Gonzalez-Fernandez, M.A. et al. (2022) Scale effects on triaxial peak and residual strength of granite and preliminary PFC3D models. *Geomech Eng* 31(5): 461-476.

Farmer, I.W. (1983). *Engineering behaviour of rocks.* 2nd ed. London: Chapman & Hall.

González-Fernández, M.A., Alejano, L.R., West, I.G. et al (2024a) Strain analysis and joint stiffness estimation based on jointed granite specimens submitted to triaxial tests. *EUROCK 2024. New Challenges in Rock Mechanics and Rock Engineering, 696-702.* Balkema.

González-Fernández, M.A., Estévez-Ventosa, X., Pérez-Rey, I. et al. (2024b) Size effects on strength and

deformability of artificially jointed hard rock. *Int J Rock Mech Min Sci.* 176: 105696.
González-Molano, N.A., Alvarellos, J., Lakshmikantha, P. et al (2020). Numerical and experimental characterization of mechanical behaviour of an artificially jointed rock. *ISRM Symposium Eurock 2020*.
Griffith, A.A. (1921). The phenomena of rupture and flow in solids. *Phil Trans Roy Soc Lond* A221:163–198.
Griggs, D. (1939). Creep of rocks. *J Geol* 47(3):225–251.
Haimson, B. y Chang, C. (2002). True triaxial strength of the KTB amphibolite under borehole wall conditions and its use to estimate the maximum horizontal in situ stress. *J Geophys Res Solid Earth* 107:1–14.
Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P., Martin, C.D. (2002) Modelling brittle failure of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 39(6):731-741.
Harrison, J.P. y Cosgrove, J. W. (2021) Integrating rock mechanics and structural geology in rock engineering *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.* 833 012001.
Hencher, S.R. (2012). *Practical Engineering Geology*. CRC Press, 448 pp.
Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Geotechnique* 33:187–223.
Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion. *In: Proceedings of the NARMS-TAC 2002.* Toronto, Canada: Toronto, Canada: Mining Innovation and Technology; July. 2002.
Hoek, E. y Brown E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34: 1165-1187.
Hoek, E. y Brown, E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *J. Geotech. Eng. Div.* ASCE, 1013-1025.
Hoek, E. y Diederichs, M.S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 43(2): 203-215.*
Hoek, E. y Marinos, P. (2000). GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation, *Proc. of the Ge-oEng2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering*, Melbourne, Technomic publishers, Lancaster, 1422-1446
Hoek, E.T. (2020). When is rock engineering design acceptable? *Practical Rock Engineering*. https://www.rocscience.com/assets/resources/learning/hoek/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf
Hudson, J.A. y Harrison, J.P (1997). *Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles*. Elsevier, London, UK.
Innocente, J.C., Paraskevopoulou, C., Diederichs, M.S. (2021). Estimating the long-term strength and time-to-failure of brittle rocks from laboratory testing. *Int J Rock Mech Min Sci* 147:104900.
ISRM, 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. (Coordinator, Barton, N.) *Int. J. Rock Mech. Sci. and Geomech. Abstr.,* 15: 319-368.
ISRM. (2007). *The Complete ISRM Suggested Methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006* (R. Ulusay y J. A. Hudson, Eds.). ISRM & ISRM Turkish National Group.
Itasca (1992). FLAC Version 2.1. Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2D. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis, USA.
Itasca (2013). FLAC Version 7.0. Fast Lagrangian Analysis of Continua in 2D. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis, USA.
Labuz, J.F., Shah, S.P., Dowding, Ch. (1987) The fracture process zone in granite: evidence and effect. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*24(4): 235-246.
Li, Y., Herbón-Penabad, M., Muñoz-Ibáñez, I. et al. (2026). Effects of confining pressure on mode i fracture toughness considering jacketed and unjacketed conditions. *Rock Mech. Rock Eng*. 59: 1393–1403.
Linton, D.L. (1955). The Problem of Tors. *The Geographical Journal* 121:470–487.
Lockner, D. (1993). The role of acoustic emission in the study of rock fracture *Int J Rock Mech Min Sci.* 30(7): 883-899.
Martin, C.D. y Chandler, N.A. (1994). The progressive fracture of Lac du Bonnet granite. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 31:643–659.
Mas-Ivars, D., Pierce, M.E., Darcel C, et al. (2011). The synthetic rock mass approach for jointed rock mass modelling. *Int J Rock Mech Min Sci.* 48:219–244.
Muñoz Ibáñez, A. (2020). Experimental investigation of mode I rock fracture toughness. Ph.D. thesis. University of La Coruña, Spain.
Ollier, C. (1975). *Weathering.* Longman, London, 304 pp.
Paraskevopoulou, C., Perras, M., Diederichs, M. S. et al. (2018). Time-dependent behavior of brittle rocks based on static load laboratory tests. *Geotech Geol Eng* 36(1):337–376
Pérez-Rey, I., Alejano, L.R., Riquelme, A. et al. (2019). Failure mechanisms and stability analyses of granitic boulders focusing a case study in Galicia (Spain). *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.,* 19:58-71.
Price, J.W. y Cosgrove, J.W. (1990). *Analysis of Geological Structures.* Cambridge University Press.

Quiñones, J., Arzúa, J., Alejano, L.R. et al. (2017). Analysis of size effects on the geomechanical parameters of intact granite samples under unconfined conditions. *Act Geotech* 12:1229–1242.

Serafim, J.L. y Pereira, J.P. (1983). Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski, Proc. Int. Symp. On Engineering Geology and Underground Construction, Lisbon 1(II): 33-44.

Shirole, D., Walton, G., Hedayat, A. (2020). Experimental investigation of multi-scale strain-field heterogeneity in rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 127, 104212.

Slowik, V. y Saouma, V.E. (2000). Water pressure in propagating concrete cracks. *ASCE J Struct Engng* 2000;126(2):235–42.

Taboada, J., Alejano, L.R., García-Bastante, F., Ordóñez, C. (2005). Total exploitation of an ornamental granite quarry. *Mater Constr,* 42(4): 481-507.

Tomás, R.S., Benavente, D., Mártinez-Ibáñez, V. et al., (2025). How do high temperatures affect rock properties? A comprehensive review of experimental thermal effects and underlying mechanisms. *Eng. Geol.* 357, 108323.

Twidale, C. y Vidal-Romaní, J. (2005). *Landforms and Geology of Granite Terrains*. CRC Press. 362 pp.

Vermeer, P.A. y de Borst, R. (1984). Non-associated plasticity for soils, concrete and rock, *Heron,* 29: 3-64.

Von Kármán, Th. (1911). Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck. *Verh Dtsch Ing*. 55:1749–57.

Walton, G. y Diederichs, M.S. (2015). A new model for the dilation of brittle rocks based on laboratory compression test data with separate treatment of dilatancy mobilization and decay, *Geotech. Geol. Eng*., 33:661-679.

Walton, G., Alejano, L.R., Arzúa, J., Markley, T. (2018). Crack damage parameters and dilatancy of artificially jointed granite samples under triaxial compression, *Rock Mech. Rock Eng.,* 51(6):1637–1656.

Walton, G., Arzúa, J., Alejano, L.R., Diederichs, M.S. (2015). A laboratory-testing-based study on the strength, deformability and dilatancy of carbonate rocks at low confinement, *Rock Mech. Rock Eng.*, 48(3):941-958.

Walton, G., Labrie, D., Alejano, L.R. (2019). On the residual strength of rocks and rock masses. *Rock Mech. Rock Eng.*, 52(11):4821-4833.

West, I.G. y Walton, G. (2023). Quantitative evaluation of the effects of input parameter heterogeneity on model behavior for bonded block models of laboratory rock specimens. *Rock Mech. Rock Eng.* 56: 7129-7146.

West, I.G., Walton, G., Gonzalez-Fernandez, M.A. et al. (2024). Mechanical behavior of intact and increasingly jointed marble laboratory specimens. *Geotech Geol Eng* 42, 4823–4849.

Zhao, X.G. y Cai, M. (2010). A mobilized dilation angle model for rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.,* 47(3), 368-384.

Ponencia Invitada

Refuerzo geosintético en la ejecución de terraplenes pilotados

PONENTE
Patricia Amo
Departamento Técnico de Huesker Geosintéticos S.A.U.

REFUERZO GEOSINTÉTICO EN LA EJECUCIÓN DE TERRAPLENES PILOTADOS

Patricia AMO SANZ

(1) Departamento Técnico (1)
Huesker Geosintéticos SAU
pamo@huesker.es

RESUMEN

La construcción de terraplenes sobre suelos blandos o altamente compresibles representa un reto significativo en ingeniería geotécnica, especialmente cuando se requiere una cimentación profunda mediante pilotes. En este contexto, el uso de geomallas como elemento de refuerzo horizontal ha demostrado ser una solución eficaz, segura y económicamente viable para mejorar el comportamiento estructural de los terraplenes pilotados.

Las geomallas de refuerzo actúan como una capa de distribución de cargas entre el relleno del terraplén y las cabezas de los pilotes, generando un efecto de arco que permite transferir las cargas verticales de manera más uniforme. Este mecanismo reduce los asientos diferenciales, mejora la estabilidad global del sistema y permite prescindir de elementos inclinados o de precargas prolongadas. Además, el refuerzo con geomallas minimiza la deformación lateral del relleno, lo que contribuye a una mayor durabilidad y rendimiento de la infraestructura.

Uno de los aspectos clave en esta aplicación es la selección de geomallas con baja deformación y alta resistencia a la tracción. Estas propiedades son fundamentales para garantizar una adecuada transferencia de cargas y evitar la pérdida de eficiencia estructural con el tiempo. Las geomallas de alto módulo permiten mantener la geometría del sistema bajo cargas elevadas, evitando desplazamientos excesivos y asegurando la integridad del terraplén incluso en condiciones de carga dinámica o sísmica.

El presente trabajo analiza las distintas normativas que recogen el diseño con geosintéticos para esta aplicación. El diseño y ejecución de terraplenes pilotados reforzados con geomallas considera los aspectos de selección del tipo de refuerzo, la disposición geométrica de los pilotes y la interacción suelo-refuerzo.

Asimismo, se discuten los beneficios ambientales derivados del uso de geomallas, como la reducción de materiales de relleno, la menor necesidad de excavaciones profundas y la optimización del uso de recursos en zonas de difícil acceso o con restricciones geotécnicas severas. La implementación de esta tecnología permite abordar proyectos de infraestructura en condiciones adversas, garantizando su funcionalidad a largo plazo.

Este enfoque representa una evolución en las técnicas de cimentación sobre pilotes, integrando soluciones geosintéticas que mejoran el rendimiento técnico y económico de los terraplenes, y abre nuevas posibilidades para el desarrollo sostenible en obras de ingeniería civil.

ABSTRACT

The construction of embankments on soft or highly compressible soils presents a significant challenge in geotechnical engineering, particularly when deep foundations using piles are required. In this context, the use of geogrids as a horizontal reinforcement element has proven to be an effective, safe and economically viable solution for improving the structural behaviour of pile-supported embankments.

Reinforcing geogrids act as a load-distribution layer between the embankment fill and the pile heads, creating an arch-like effect that allows vertical loads to be transferred more evenly. This mechanism reduces differential settlement, improves the overall stability of the system and eliminates the need for inclined elements or prolonged pre-loading. Furthermore, reinforcement with geogrids minimises lateral deformation of the fill, contributing to greater durability and performance of the infrastructure.

One of the key aspects in this application is the selection of geogrids with low deformation and high tensile strength. These properties are essential to ensure adequate load transfer and prevent a loss of structural efficiency over time. High-modulus geogrids help maintain the system's geometry under high loads, preventing excessive displacement and ensuring the integrity of the embankment even under dynamic or seismic loading conditions.

This paper analyses the various standards governing the design of geosynthetic structures for this application. The design and construction of pile-supported embankments reinforced with geogrids take into account the selection of the type of reinforcement, the geometric arrangement of the piles and the soil–reinforcement interaction.

Furthermore, the environmental benefits derived from the use of geogrids are discussed, such as a reduction in fill materials, a reduced need for deep excavation and the optimisation of resource use in areas that are difficult to access or subject to severe geotechnical constraints. The implementation of this technology enables infrastructure projects to be undertaken in adverse conditions, ensuring their long-term functionality.

This approach represents an evolution in pile foundation techniques, integrating geosynthetic solutions that improve the technical and economic performance of embankments, and opens up new possibilities for sustainable development in civil engineering works.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS) *Pilotes (Piles), Geomallas de refuerzo (Reinforcement geogrids), Efecto arco (Arching).*

1. INTRODUCCIÓN

El empleo de geosintéticos en la construcción de terraplenes pilotados ha experimentado un notable desarrollo en las últimas décadas, impulsado por la necesidad de ejecutar infraestructuras sobre terrenos con baja capacidad portante, altos niveles freáticos o condiciones geométricas restrictivas. En este contexto, la combinación de pilotes y capas de refuerzo geosintético constituye una solución eficiente para transferir cargas, controlar deformaciones y optimizar el comportamiento global del sistema suelo–estructura. La creciente complejidad de los proyectos de transporte, energía y edificación ha consolidado esta técnica como una alternativa fiable frente a métodos tradicionales de mejora del terreno, especialmente en emplazamientos donde la velocidad de ejecución y el control de asentamientos son factores críticos.

El diseño con geosintéticos en terraplenes pilotados se fundamenta en la interacción entre tres elementos principales: el sistema de pilotes, el relleno granular y la capa de refuerzo. La función del geosintético es

redistribuir las cargas hacia los pilotes, reduciendo la solicitación sobre el terreno blando y limitando los asentamientos diferenciales. Este comportamiento depende de parámetros como el módulo elástico del refuerzo, la geometría del sistema, la separación entre pilotes y las características del material de relleno. La adecuada comprensión de estos factores resulta esencial para garantizar la seguridad y funcionalidad de la infraestructura.

En los últimos años, diversas metodologías de cálculo —tanto empíricas como analíticas y numéricas— han sido desarrolladas para modelizar el comportamiento del refuerzo geosintético en terraplenes pilotados. Entre ellas destacan los enfoques basados en la formación del efecto arco, los modelos de membrana tensionada y las aproximaciones mediante elementos finitos, que permiten capturar con mayor precisión la interacción tridimensional del sistema. La evolución normativa, impulsada por recomendaciones técnicas europeas e internacionales, ha contribuido a homogeneizar criterios de diseño y a mejorar la fiabilidad de las soluciones proyectadas.

En este artículo se presenta una revisión detallada de los principios de diseño, los mecanismos resistentes y los criterios de dimensionamiento asociados al empleo de geosintéticos en terraplenes pilotados. Se analizan los avances recientes en modelización, se discuten las limitaciones de los métodos actuales y se exponen recomendaciones prácticas para su aplicación en proyectos reales.

2. NORMATIVAS EXISTENTES

Las normativas mencionadas a continuación - BS 8006, EBGEO y CUR 226 - representan el conocimiento técnico más influyente y consolidado en el diseño de terraplenes pilotados con refuerzo geosintético a nivel internacional. Cada una aporta una perspectiva complementaria: BS 8006 ofrece un enfoque analítico conservador ampliamente adoptado en proyectos de infraestructura; EBGEO proporciona el marco más riguroso y científicamente fundamentado, con especial atención a la interacción suelo–geosintético y al comportamiento a largo plazo; y CUR 226 destaca por su aplicabilidad práctica y su uso extendido en regiones con suelos blandos, como los Países Bajos.

2.1 NORMA BRITÁNICA BS 8006-1:2010 - CODE OF PRACTICE FOR STRENGTHENED/REINFORCED SOILS AND OTHER FILLS

La norma británica BS 8006-1:2010 es una de las referencias más extendidas para el diseño de estructuras de suelo reforzado y terraplenes sobre pilotes con geosintéticos. Aunque su alcance es amplio, dedica un apartado específico a los “Embankments on piles” (Terraplenes pilotados) (Figura 1), donde establece los principios de diseño basados en la formación del efecto arco y el comportamiento del geosintético como membrana de refuerzo.

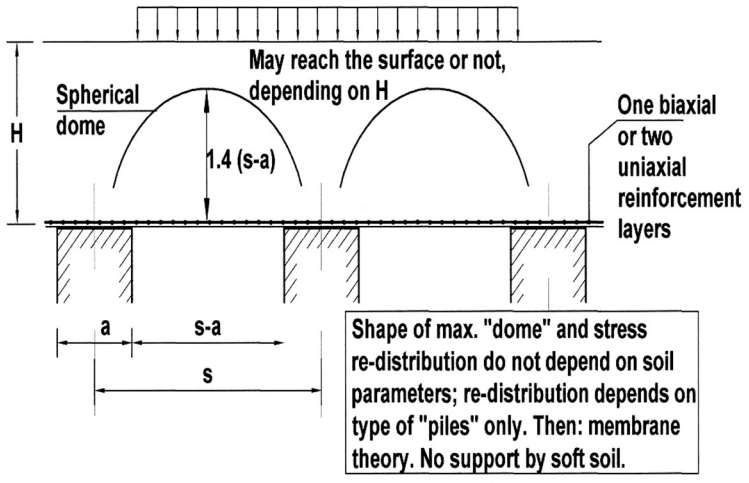


Figura 1. Esquema de aplicación en BS 8006.

El enfoque de BS 8006 se caracteriza por su visión conservadora, basada en coeficientes parciales y en la separación clara entre mecanismos resistentes:

- Efecto arco en el relleno granular, que transfiere parte de la carga directamente a los pilotes.
- Acción de membrana del geosintético, que redistribuye la carga remanente hacia los elementos de soporte.

La norma define procedimientos para calcular la carga transferida a los pilotes, la deformación admisible del refuerzo y la geometría del sistema (separación entre pilotes, espesor del relleno, módulo elástico del geosintético). Además, introduce el concepto de "equilibrium method", que permite evaluar la tensión en el refuerzo mediante un equilibrio entre cargas verticales y la deformación de la membrana.

Una particularidad importante es que BS 8006 considera explícitamente la interacción tridimensional del sistema mediante factores de corrección, aunque su formulación sigue siendo esencialmente analítica. Esto la hace adecuada para proyectos donde se requiere un diseño robusto sin recurrir necesariamente a modelos numéricos avanzados.

Su aplicación es habitual en:

- Infraestructuras lineales (carreteras, ferrocarriles).
- Plataformas industriales y logísticas.
- Obras portuarias y rellenos sobre suelos blandos.

En países fuera del Reino Unido, BS 8006 se utiliza como referencia cuando no existe normativa local específica, debido a su claridad y a la amplia experiencia acumulada en proyectos reales.

2.2 NORMA ALEMANA EBGEO 2010/2024 - EMPFEHLUNGEN FÜR DEN EINSATZ VON GEOKUNSTSTOFFEN IM ERDBAU

La norma alemana EBGEO es probablemente la referencia más completa y rigurosa en Europa para el diseño con geosintéticos. Su capítulo dedicado a "Bauwerke auf Pfählen mit Geokunststoffbewehrung" (Estructuras sobre pilotes con refuerzo de geosinteticos) (Figura 2) aborda de forma exhaustiva los mecanismos resistentes y los métodos de cálculo aplicables a terraplenes pilotados.

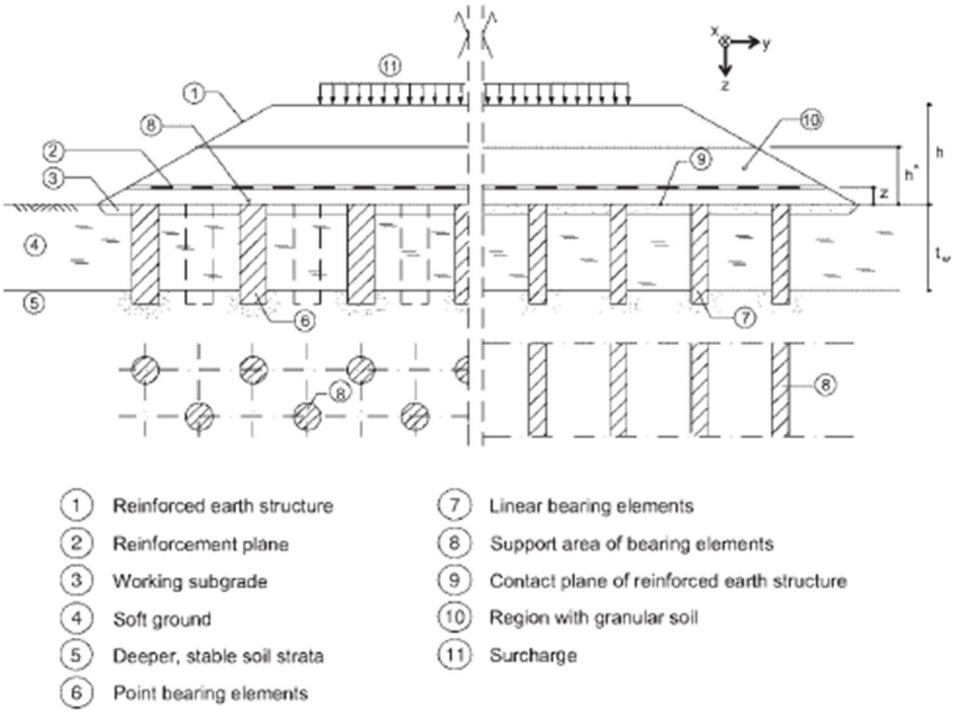


Figura 2. Esquema de aplicación en EBGEO 2010/2024.

EBGEO se distingue por su enfoque científico y detallado, apoyado en una amplia base experimental y en modelos numéricos validados. A diferencia de BS 8006, EBGEO incorpora explícitamente:

- Modelos de interacción suelo–geosintético basados en el módulo del geosintético (relación tensión-deformación).
- Análisis de deformaciones como criterio de diseño, no solo resistencia.
- Consideración del comportamiento a largo plazo, incluyendo fluencia del geosintético.
- Evaluación de la transferencia de carga en 3D, con formulaciones más avanzadas.

La norma también introduce el concepto de "load transfer platform" (LTP) (plataforma de transferencia de carga), donde el geosintético actúa como parte integral de dicha plataforma. EBGEO define requisitos mínimos de rigidez, resistencia y deformación admisible del refuerzo, así como criterios para el relleno granular (granulometría, ángulo de rozamiento, módulo de deformación).

Una particularidad clave es que EBGEO permite el uso de modelos numéricos (FEM) como herramienta principal de diseño, siempre que se cumplan ciertos requisitos de validación. Esto la convierte en la norma preferida para proyectos complejos, donde la geometría o las cargas no se ajustan bien a modelos analíticos simplificados.

EBGEO se aplica ampliamente en:

- Proyectos ferroviarios de alta velocidad.
- Plataformas sometidas a cargas dinámicas.
- Obras con suelos extremadamente blandos (turba, arcillas orgánicas).
- Proyectos donde se requiere optimización del diseño y control estricto de asentamientos.

2.3 NORMA HOLANDESA CUR 226:2016 PILES EMBANKMENTS

La guía holandesa CUR 226 es una de las referencias más prácticas y orientadas a obra para el diseño de terraplenes sobre pilotes con refuerzo geosintético (Figura 3). Su enfoque combina formulaciones analíticas con recomendaciones basadas en la experiencia acumulada en los Países Bajos, donde este tipo de soluciones se utiliza de forma masiva debido a la presencia de suelos blandos.

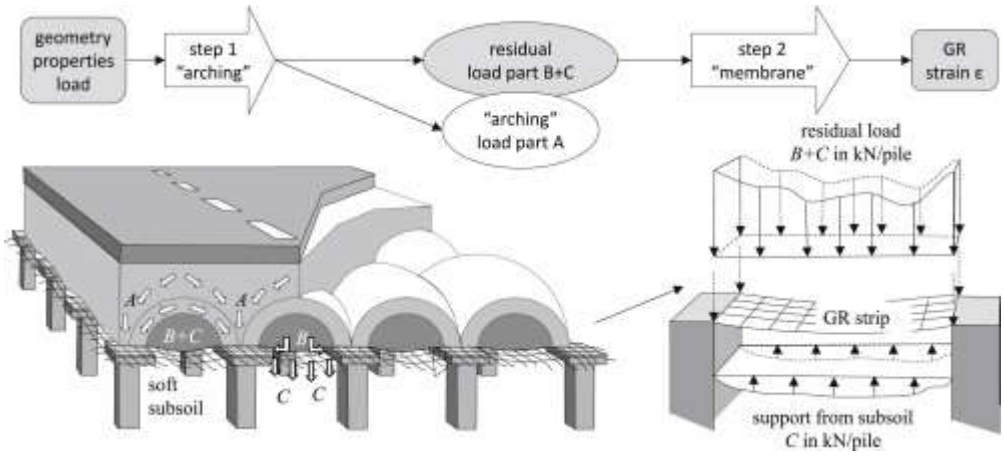


Figura 3. Esquema de aplicación en CUR 226:2016.

CUR 226 se centra en tres aspectos fundamentales:

- Transferencia de carga hacia los pilotes, mediante modelos de arco de tensión y membrana.
- Diseño del refuerzo geosintético, con criterios claros de rigidez mínima y deformación admisible.
- Comportamiento del relleno granular, incluyendo compactación, módulo de deformación y control de asentamientos.

Una particularidad destacada es que CUR 226 introduce el concepto de "load concentration ratio" (LCR) (relación de concentración de carga), que permite evaluar de forma directa la eficiencia del sistema en la transferencia de cargas. También proporciona gráficos y tablas de diseño que facilitan la selección de parámetros sin necesidad de cálculos complejos.

La guía es especialmente útil para:

- Proyectos con plazos de obra ajustados.
- Diseños preliminares o estudios de viabilidad.
- Obras donde se requiere una metodología clara y fácilmente verificable.
- Aunque menos detallada que EBGEO, CUR 226 es muy apreciada por su claridad, su enfoque práctico y su capacidad para integrarse en procesos de diseño iterativos.

3. METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA TERRAPLENES PILOTADOS

La primera fase consiste en la caracterización del terreno, que incluye la identificación de la estratigrafía, la determinación de parámetros resistentes y deformacionales, y la evaluación de la presencia de suelos blandos susceptibles de generar asentamientos excesivos, se recomienda que tenga un ángulo de rozamiento superior a 30º en al menos una altura determinada del terraplén. Esta información es esencial para definir la necesidad de pilotes y para estimar la contribución del terreno natural en la transferencia de cargas. Paralelamente, se establece la geometría del sistema, determinando la disposición de los pilotes, su diámetro, longitud y separación, así como el espesor y las propiedades del relleno granular que conformará la plataforma de transferencia de carga.

Todas las normativas mencionadas tienen una serie de comprobaciones geométricas que realizar previas a la realización del diseño para verificar su posible aplicación. En la Tabla 1 se recoge un resumen de estas:

Tabla 1. Requerimientos de cada normativa.

Norma	Modelo de carga	Soporte del suelo blando	Altura mínima del terraplén	Separación entre pilotes	Tipo de malla de pilotes	Comprobación de deformación del refuerzo
BS 8006	Carga lineal sobre tiras; modelo de catenaria	No permitido	No fija valor; práctica: $H \geq 1.5–2.0$ s	No fija límite; método falla si $s > 2.5–3.0$ m	Solo mallas cuadradas	No fija límite; depende de la catenaria
CUR 226	Arco parcial + soporte del suelo	Permitido parcialmente	Mínimo: $H \geq 1.0$ s; recomendado: $H \geq 1.5$ s	$s \leq 2.0$ m (ferrocarril); $s \leq 2.5$ m (carretera)	-Malla cuadrada. -Malla triangular rotación 45º	Exige comprobación explícita
EBGEO	Arco 3D + membrana (Hewlett & Randolph + Kempfert)	Permitido; incluye cu	No fija valor; práctica: $H \geq 1.5$ s	$s \leq 2.0–2.5$ m (práctica alemana)	Permite todas las mallas, siempre que se analice cada celda.	Límite estricto: ≤ 3% (DB); ≤ 1.5% en vía en placa

La ejecución de un terraplén sobre pilotes requeriría, en caso de no disponer geomalla, la disminución de la distancia entre estos y el aumento de dimensiones de los capiteles, así como la necesidad de inclinar los pilotes extremos para contrarrestar los esfuerzos horizontales en los lados del terraplén.

La geomalla además de aumentar del espaciamiento entre los ejes de los pilotes, la disminución de los capiteles y evitar la necesidad de inclinar los pilotes de los extremos, permitirá la transferencia de esfuerzos verticales hacia los pilotes.

Lo anterior se puede observar en la figura 4.

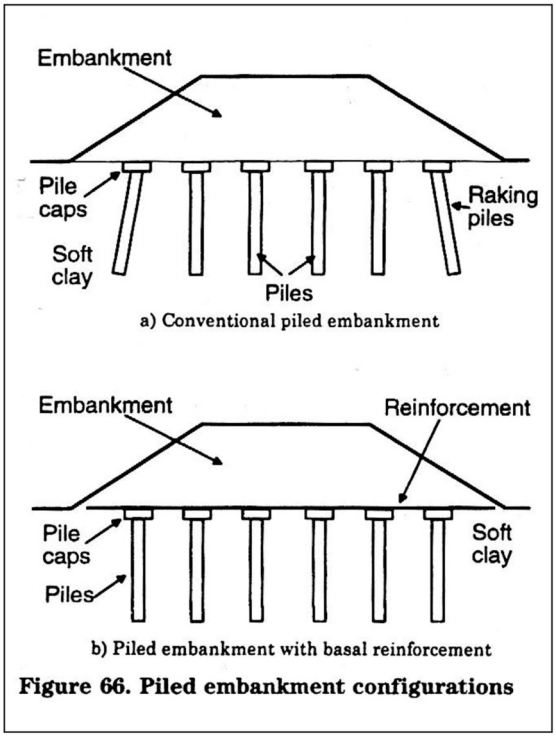


Figura 4. Gráfico recogido en la BS 8006:1995. Configuración terraplén pilotado.

ESTADOS LIMITE

El diseño se realizará comprobando los Estados Límite de Servicio y los Estados Límite Últimos.

Dentro de los Estados Límite de Servicio (figura 5) se deberá estudiar:

1.- Excesiva Deformación en la Geomalla, la cual podría implicar grandes asientos en coronación. Para controlar este aspecto se limita la deformación debido a la fluencia desde su puesta en cara hasta el final de su vida útil en un 2%.

2.- Asiento de los pilotes.

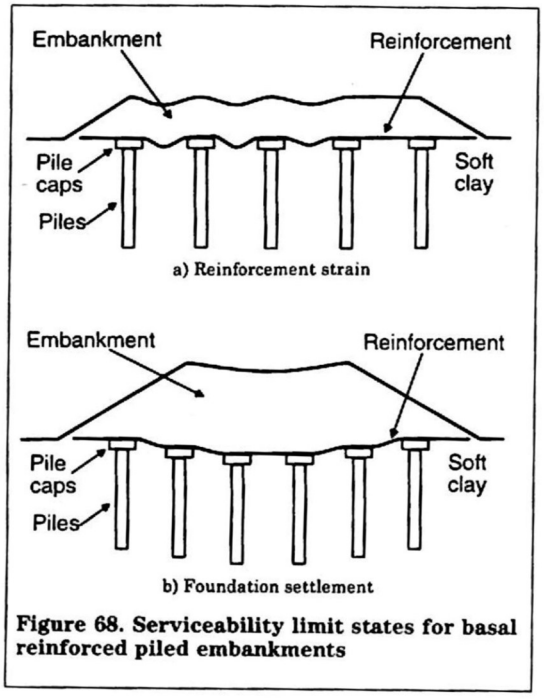


Figura 5. Gráfico recogido en la BS 8006:1995. Estados límite de servicio para terraplenes con pilotes reforzados con geosinteticos en su base.

Para los Estados Límite Últimos (figura 6) se comprobará:

1.- Capacidad portante de los pilotes.

2.- Aréa pilotada

3.- Puenteo de las cargas verticales a los pilotes

4.- Deslizamiento Lateral del Terraplén.

5.- Estabilidad Global del Terraplén Pilotado.

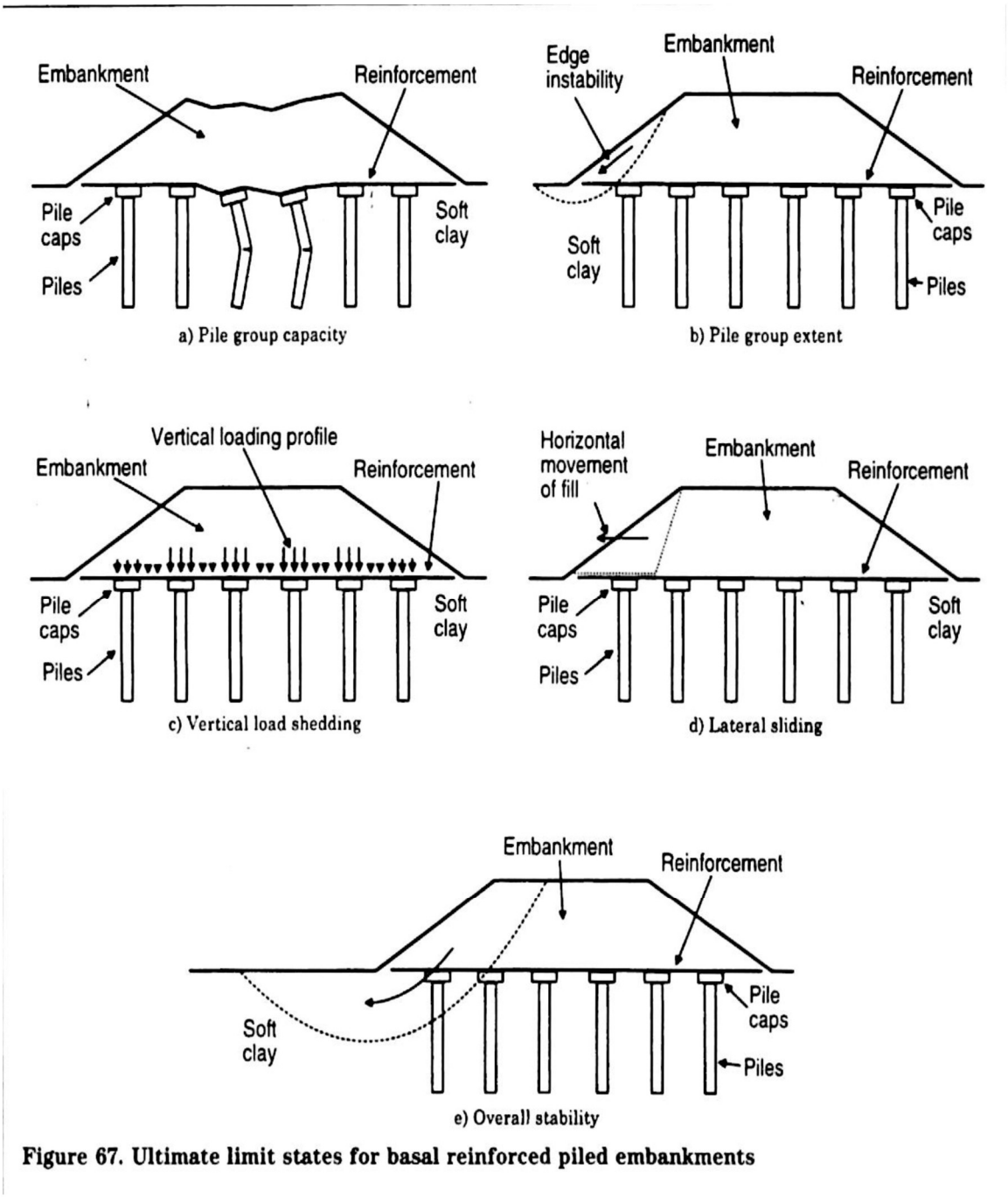


Figura 6. Gráfico recogido en la BS 8006:1995. Estados límite últimos para terraplenes con pilotes reforzados con geosinteticos en su base.

Siendo:

h Altura del terraplén desde el nivel de los pilotes hasta la coronación
A_s Area de pilote o capitel de apoyo
s_x Distancia eje x entre los ejes de los pilotes
s_y Distancia eje y entre los ejes de los pilotes
s Distancia máxima entre pilotes. En malla triangular a 45º la distancia s_x y/o s_y se corresponde con la distancia más larga entre los pilotes, s. Este tipo de malla deja un pilote en el centro que no se considera en el diseño de la geomalla. En cambio, en malla cuadrada la distancia más larga entre pilotes, s, se corresponde con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de s_x y s_y (véase figura 7)

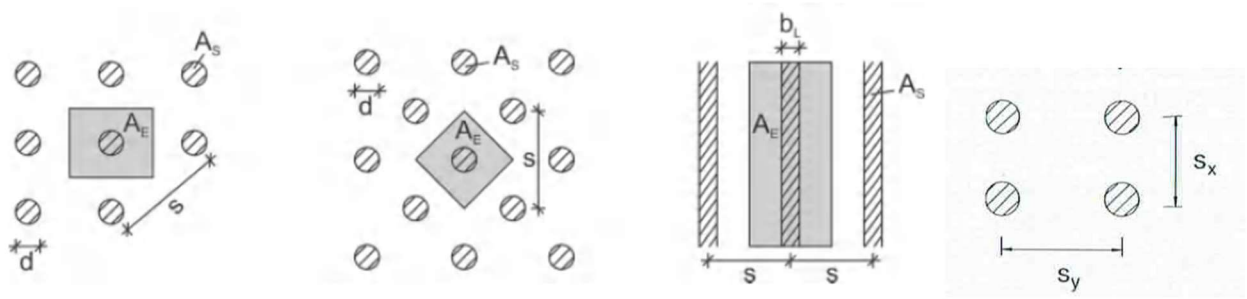


Figura 7. Distancia entre los elementos de apoyo (s), zona de influencia (A_E) y superficie de apoyo (A_S)

A_E Zona de influencia del pilote
d Diámetro equivalente obtenido de la siguiente ecuación (1)

$$d = \sqrt{4 \cdot A_s / \pi} \quad (1)$$

Las comprobaciones geométricas a realizar serán las siguientes:

$$h / (s\text{-}d) \geq 0.8 \quad (2)$$

Para cargas predominantemente estáticas esta relación debe ser mayor o igual que 0.8. Caso de que las cargas variables sean las predominantes esta relación debe ser superior a 2.

$$d / s \geq 0.15 \quad (3)$$

$$(s - d) \leq 3 \quad (4)$$

Para cargas predominantemente estáticas esta relación debe ser menor o igual que 3 m. En caso de que las cargas dinámicas sean las predominantes esta relación debe ser inferior a 2.5 m.

$$0.5 \leq (s_x / s_y) \leq 2 \quad (5)$$

Una vez realizadas las comprobaciones pertinentes, este tipo de diseño exige siempre que se dispongan dos capas de geomallas de refuerzo uniaxiales (figura 8) sobre los pilotes de manera ortogonal.

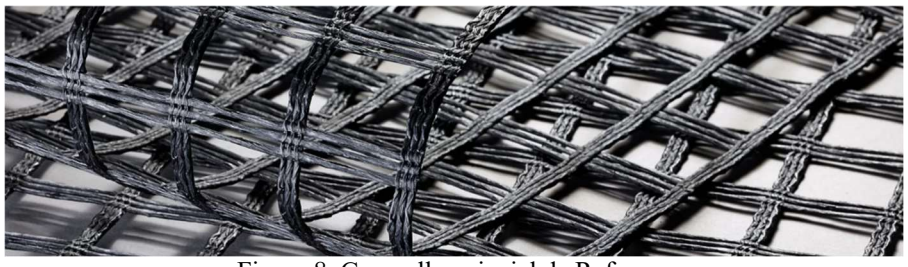


Figura 8. Geomalla uniaxial de Refuerzo

Previo a la determinación de las geomallas necesarias, hay que determinar la materia prima para su fabricación. Es fundamental elegir geomallas con baja fluencia y elevados módulos elásticos con deformación nominales

bajas (inferiores al 10%). Esto justifica el uso de materias primas como el poliéster (PET), el polivinilo de alcohol (PVA) o la aramida. Lo anterior se puede observar en la figura 9 a continuación.

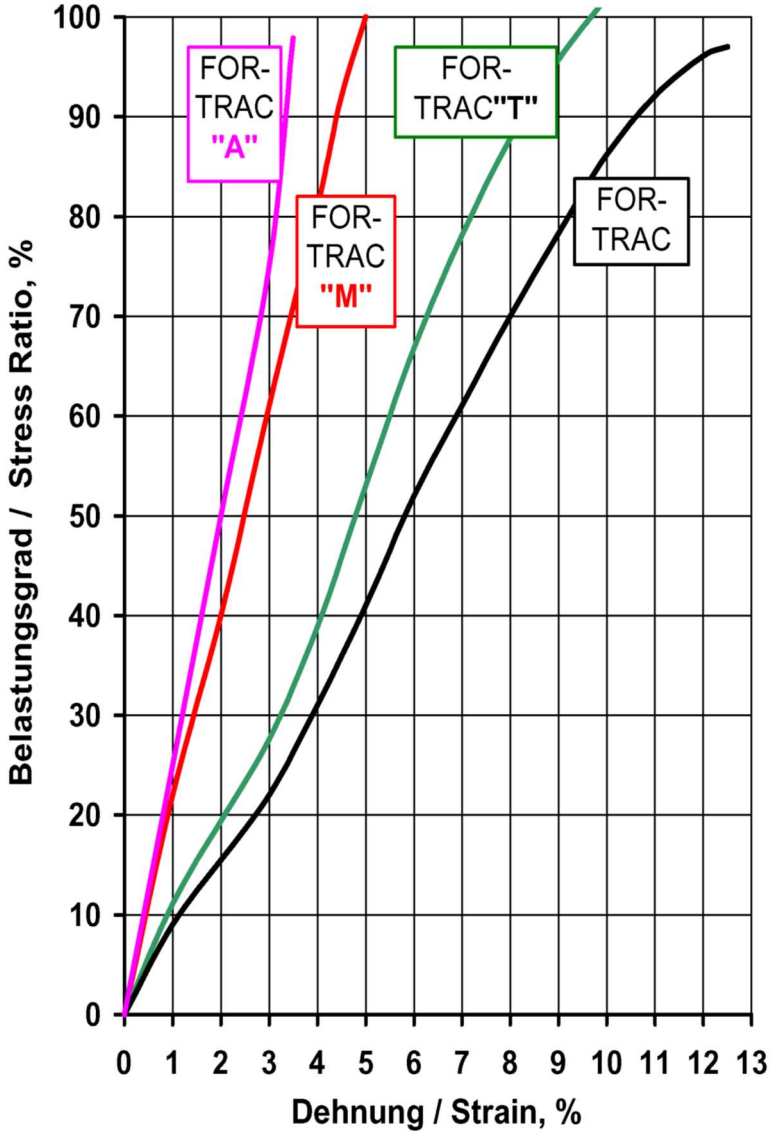


Figura 9. Curvas tension-deformation de Aramida (A), Polivinilo de alcohol (M) y Poliéster (T)

Estos aspectos son fundamentales para esta problemática, ya que cuando se ejecuta el refuerzo para que actúe durante toda la vida útil de la infraestructura, la fluencia debe de ser baja para evitar que se produzcan excesivas deformaciones.

En lo que respecta a la pequeña deformación nominal de la geomalla, esta solución requiere que los geosintéticos entren en carga lo antes posible, poca deformación - gran tensión, para evitar asientos importantes por un exceso en la deformación del geosintético.

Una vez definidas las opciones de estudio con sus parámetros geométricos de entrada: espaciamiento entre pilotes, las alturas de los terraplenes y la materia prima se procederá a diseñar las geomallas necesarias. En este momento hay que definir la vida útil de las geomallas. Las materias primas que se utilizan para la fabricación de las geomallas son materias poliméricas y hay que considerar la fluencia en las mismas. La fluencia se define como la propiedad por la cual un material, sometido a un esfuerzo constante en el tiempo, va perdiendo sus características mecánicas.

De esta manera además de utilizar materias primas que proporcionen a la geomalla un elevado módulo elástico, ésta presentará además una baja fluencia.

Lo anterior viene a indicar que desde el momento que se produce la entrada en carga de la geomalla, ésta está sometida a un esfuerzo, y por lo tanto sufrirá fluencia e irá perdiendo características mecánicas, con lo que la

deformación en la misma irá en aumento. Por lo tanto, hay que definir el tiempo que está en carga la geomalla, para de esta forma y conociendo la fluencia de la materia prima, determinar la deformación de la geomalla en la situación final.

En este caso la geomalla se diseña para una vida útil de 120 años. Lo anterior no significa que a los 120 años la geomalla desaparezca, la geomalla seguirá trabajando más allá de los 120 años. Son las diferentes normativas quienes establecen el tiempo en el que se realiza el diseño, por el tema de la fluencia de las materias primas con las que se fabrican las geomallas, en este caso se recomienda 120 años.

Una vez determinadas las geomallas necesarias en cada dirección, la primera geomalla a colocar será la que se dispone en el sentido transversal al terraplén y la segunda, separadas ambas por un espesor de material granular mínimo para favorecer su correcto rozamiento por ambas caras, será la del sentido longitudinal al terraplén. Además, será necesario calcular los anclajes de cada una de ellas.

4. CONCLUSIONES

El empleo de terraplenes pilotados con refuerzo geosintético se ha consolidado como una solución eficaz para la construcción de infraestructuras sobre suelos de baja capacidad portante, ofreciendo un control superior de los asentamientos y una optimización significativa de los procesos constructivos. El análisis realizado pone de manifiesto que la interacción entre el relleno granular, el sistema de pilotes y el refuerzo geosintético constituye el núcleo del comportamiento estructural de estas soluciones, siendo imprescindible comprender los mecanismos de formación de arcos de tensión y acción de membrana para garantizar un diseño seguro y eficiente.

Las normativas revisadas - BS 8006, EBGEO y CUR 226 - representan el marco técnico más sólido y ampliamente aceptado para el diseño de estas estructuras. Aunque difieren en su enfoque, todas coinciden en la necesidad de evaluar de forma rigurosa la transferencia de carga hacia los pilotes y la deformación del refuerzo. BS 8006 aporta un método analítico conservador y de aplicación extendida; EBGEO introduce una visión más avanzada, apoyada en modelos numéricos y en la consideración del comportamiento a largo plazo; y CUR 226 destaca por su aplicabilidad práctica y su utilidad en fases de diseño preliminar. La complementariedad de estas referencias permite al proyectista seleccionar el enfoque más adecuado según las características del proyecto y el nivel de detalle requerido.

Desde la perspectiva de la sostenibilidad, los terraplenes pilotados con refuerzo geosintético ofrecen ventajas significativas frente a soluciones tradicionales de mejora del terreno. La reducción de los volúmenes de excavación y relleno, junto con la menor necesidad de tratamientos profundos como columnas de grava o inyecciones masivas, contribuye a disminuir la huella de carbono asociada a la obra. Asimismo, la capacidad del sistema para acelerar los plazos de ejecución reduce el consumo energético y la maquinaria en obra, mientras que el empleo de geosintéticos —materiales de larga durabilidad y bajo impacto ambiental— favorece la eficiencia en el uso de recursos. Estas características convierten a los terraplenes pilotados en una alternativa alineada con los principios de la ingeniería sostenible y con las directrices actuales de reducción de impacto ambiental en infraestructuras.

En conjunto, los terraplenes pilotados con refuerzo geosintético constituyen una alternativa técnica madura, versátil y sostenible, capaz de responder a los retos actuales de la ingeniería geotécnica en entornos complejos. Su aplicación permite reducir tratamientos profundos del terreno, acelerar los plazos de ejecución y mejorar el comportamiento en servicio de las infraestructuras. El avance de la investigación y la evolución normativa seguirán reforzando su fiabilidad, ampliando su campo de aplicación y proporcionando herramientas de diseño cada vez más precisas.

REFERENCIAS

BS 8006-1: 2010. *Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills.*

EBGEO *Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen. Ernst & Sohn, Berlín, 2010.*

CUR 226:2016. *Embankments on Piles*. Gouda, Netherlands

Hewlett, W.J., Randolph, M.F. (1988). *Analysis of Piled Embankments*. Ground Engineering, Vol. 21, No. 3, pp. 12–18

Kempfert, H.-G., Stadel, M., Zaeske, D. (1997). *Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelelementen*. Bautechnik, Vol. 74, Heft 12, pp. 818–825

Kempfert, H.-G., Zaeske, D., Alexiew, D. (1999). *Interactions in Reinforced Bearing Layers over Partially*

Supported Underground. Proc. 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Rotterdam, pp. 1527–1532.

Alexiew, D. (1996). *Modified Redistribution of Tensile Forces of Biaxial Span Reinforcement Between the Pile Caps*. HUESKER Synthetic, internal report.

Alexiew, D., Gartung, E. (1999). *Geogrid Reinforced Railway Embankment on Piles – Monitoring 1994–1998*. Proc. Geosintéticos '99, 15th South American Symposium on Geosynthetics, pp. 403–411.

Van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A., Van Tol, A.F. (2013). *Model for the Load Distribution in Piled Embankments*. Geotextiles and Geomembranes.

Van Eekelen, S.J.M. (2015). *The Netherlands Design Guideline for Piled Embankments*. Proceedings of the ICE – Ground Improvement.

Ponencia Invitada

Cimentaciones para parques eólicos marinos

PONENTE
Jorge Castro
Universidad de Cantabria

CIMENTACIONES PARA PARQUES EÓLICOS MARINOS

Jorge CASTRO[(1)*]

[(1)] Grupo de Geotecnia
IHCantabria / Universidad de Cantabria
castrogj@unican.es

RESUMEN

La energía eólica marina está experimentando una rápida expansión hacia emplazamientos cada vez más profundos y complejos, impulsando la evolución de las cimentaciones y sistemas de fondeo empleados por el sector. Esta tendencia plantea importantes desafíos geotécnicos relacionados con la interacción suelo-estructura, los procesos de instalación, la respuesta frente a cargas cíclicas y los fenómenos de socavación. En este trabajo se presenta una revisión de las principales soluciones de cimentación utilizadas actualmente en parques eólicos marinos, tanto para estructuras fijas como flotantes. Como caso de estudio, se analiza la penetración de elementos de cimentación a través de protecciones anti-socavación previamente instaladas sobre el fondo marino. Para ello, se combinan ensayos a escala real, ensayos de laboratorio y en centrífuga, formulaciones analíticas y modelización numérica, permitiendo identificar los mecanismos físicos que controlan la resistencia a la penetración y desarrollar metodologías de diseño. Los resultados muestran que el tamaño de las partículas de la protección anti-socavación puede modificar significativamente los mecanismos resistentes movilizados y que este efecto puede incorporarse de forma sencilla mediante el concepto de espesor equivalente. Asimismo, se discute la aplicabilidad de esta metodología a monopilotes, la influencia del espesor finito de la protección y el efecto de la composición mineralógica del material granular.

ABSTRACT

Offshore wind energy is undergoing a rapid expansion towards increasingly deeper and more challenging sites, driving the evolution of foundation and mooring systems used by the industry. This trend poses significant geotechnical challenges related to soil–structure interaction, installation processes, cyclic loading response, and scour phenomena. This paper presents an overview of the main foundation solutions currently employed in offshore wind farms, including both fixed-bottom and floating structures. As a case study, the penetration of foundation elements through scour protection layers previously installed on the seabed is analysed. To address this problem, full-scale tests, laboratory and centrifuge experiments, analytical formulations, and numerical modelling are combined, allowing the identification of the physical mechanisms governing penetration resistance and the development of practical design methodologies. The results show that the particle size of the scour protection can significantly modify the mobilised resistance mechanisms and that this effect can be incorporated in a simple manner through the concept of equivalent thickness. The applicability of this methodology to monopiles, the influence of finite scour protection thickness, and the effect of the mineralogical composition of the granular material are also discussed.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Cimentaciones marinas (Offshore foundations); Energía eólica marina (Wind offshore energy); Hinca de pilotes (Pile penetration)*

1. INTRODUCCIÓN

La energía eólica marina se ha consolidado durante las últimas décadas como una de las tecnologías renovables con mayor potencial para contribuir a los objetivos de descarbonización y transición energética establecidos a nivel mundial. El progresivo agotamiento de los emplazamientos terrestres más favorables, unido a la disponibilidad de recursos eólicos más intensos y regulares en el medio marino, ha impulsado un rápido crecimiento de la capacidad instalada offshore, especialmente en el norte de Europa y, en particular, en el Mar del Norte (Chirosca *et al.*, 2022).

La evolución del sector ha estado acompañada por un incremento del tamaño de los aerogeneradores y por una expansión hacia emplazamientos cada vez más alejados de la costa y situados a mayores profundidades (Leimeister *et al.*, 2018). Mientras que los primeros parques eólicos marinos se desarrollaron en aguas relativamente someras mediante cimentaciones fijas convencionales, las nuevas generaciones de proyectos contemplan aerogeneradores de más de 15 MW instalados en profundidades superiores a 50–60 m, donde las soluciones tradicionales comienzan a resultar técnica o económicamente menos competitivas (Díaz y Guedes Soares, 2020). Como consecuencia, el sector está experimentando una transición progresiva desde estructuras fijas hacia flotantes, capaces de explotar recursos eólicos localizados en aguas profundas (Figura 1).

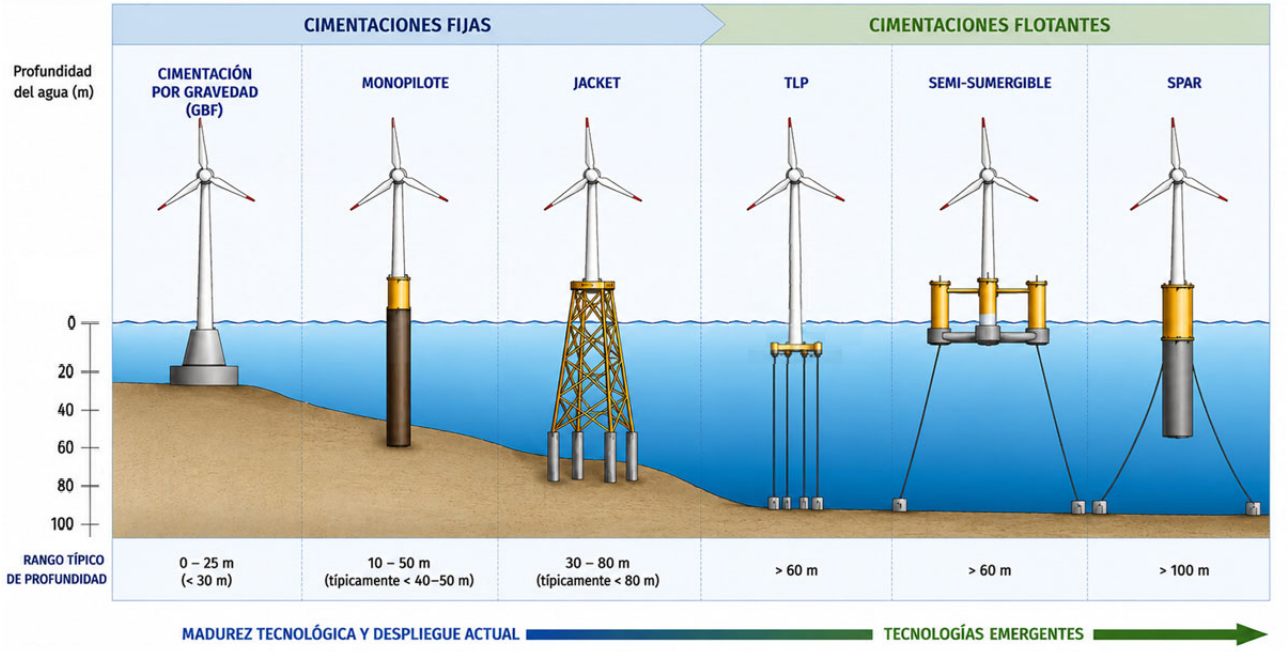


Figura 1. Evolución de las principales soluciones de cimentación empleadas en energía eólica marina en función de la profundidad del agua. Nota: los rangos de profundidad son orientativos y dependen de factores como las condiciones del emplazamiento, el tamaño de los aerogeneradores, los criterios de diseño y la evolución tecnológica del sector.

Este cambio resulta especialmente relevante en países como España (MITECO, 2021), donde la reducida extensión de la plataforma continental limita considerablemente el desarrollo de parques eólicos marinos con cimentaciones fijas. En gran parte del litoral español, las profundidades aumentan rápidamente a poca distancia de la costa, por lo que las tecnologías flotantes se perfilan como la alternativa más viable para el aprovechamiento a gran escala del recurso eólico marino (Deu *et al.*, 2026). No obstante, las cimentaciones fijas continuarán desempeñando un papel fundamental en numerosos mercados internacionales durante las próximas décadas y seguirán representando la mayor parte de la capacidad instalada a nivel mundial.

Desde el punto de vista geotécnico, esta evolución tecnológica plantea desafíos cada vez más complejos. El diseño geotécnico de las cimentaciones offshore ya no puede abordarse únicamente mediante criterios clásicos de capacidad portante, sino que debe considerar simultáneamente aspectos relacionados con la rigidez del sistema (Arany *et al.*, 2017), los desplazamientos en servicio, la respuesta dinámica de la estructura, los efectos de las cargas cíclicas inducidas por viento y oleaje, la interacción suelo-estructura, los procesos de socavación y la propia instalación de los elementos de cimentación (Wu *et al.*, 2019). Además, la creciente diversidad de soluciones estructurales —desde monopilotes y *jackets* hasta cimentaciones por gravedad, cajones de succión o sistemas de anclaje para plataformas flotantes— exige el desarrollo de metodologías de diseño cada vez más especializadas y adaptadas a las particularidades de cada tecnología (DNV-RP-E302, 2017).

En este contexto, la presente ponencia ofrece una visión general de las principales soluciones de cimentación empleadas actualmente en parques eólicos marinos, tanto para aerogeneradores como para subestaciones eléctricas offshore, abarcando estructuras fijas y flotantes. Posteriormente, se presentan diversos resultados de investigación desarrollados por el Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria y el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria (IHCantabria) relacionados con uno de los retos emergentes en la ingeniería geotécnica offshore: la interacción entre los elementos de cimentación y las protecciones anti-socavación previamente instaladas sobre el fondo marino. Estos trabajos combinan enfoques analíticos, experimentales y numéricos para estudiar la penetración de distintos elementos de cimentación a través de materiales granulares utilizados como protección frente a la socavación (Varela *et al.*, 2022; 2025).

2. TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIONES MARINAS

La selección del sistema de cimentación constituye una de las decisiones más relevantes durante el diseño de un parque eólico marino. Dicha selección depende de múltiples factores, entre los que destacan la profundidad del agua, las condiciones geotécnicas del emplazamiento, las cargas transmitidas por la estructura, los procedimientos de instalación y los costes asociados. Como resultado, durante las últimas décadas se han desarrollado diferentes soluciones de cimentación adaptadas a las distintas condiciones de operación existentes en el medio marino (Wu *et al.*, 2019; Randolph, 2020a).

2.1. ESTRUCTURAS FIJAS

Las cimentaciones fijas continúan siendo la solución predominante en la mayor parte de los parques eólicos marinos actualmente en operación. Entre las tipologías más habituales se encuentran los monopilotes, las estructuras tipo *jacket* y las cimentaciones por gravedad (Figura 1).

Los monopilotes constituyen la solución más extendida en la actualidad debido a su simplicidad estructural, facilidad de fabricación e instalación y elevado grado de industrialización. Se suelen emplear pilotes tubulares de gran diámetro hincados en el terreno, con diámetros que han ido incrementándose con el tamaño de los aerogeneradores, desde unos 4 m hasta superar actualmente los 10 m de diámetro y alcanzar longitudes superiores a 100 m. El espesor de pared del monopilote depende de su diámetro y de las solicitaciones de diseño, situándose habitualmente en el rango de 40–120 mm y variando a lo largo de la longitud del elemento (Figura 2). Aunque tradicionalmente se han utilizado en profundidades inferiores a 30 m, los avances tecnológicos han permitido extender su aplicación a profundidades del orden de 40–60 m (Jindal *et al.*, 2024). No obstante, la tendencia hacia aerogeneradores de mayor potencia y dimensiones plantea desafíos crecientes relacionados con la fabricación, transporte, instalación y respuesta dinámica de la estructura (Montserrat *et al.*, 2025).

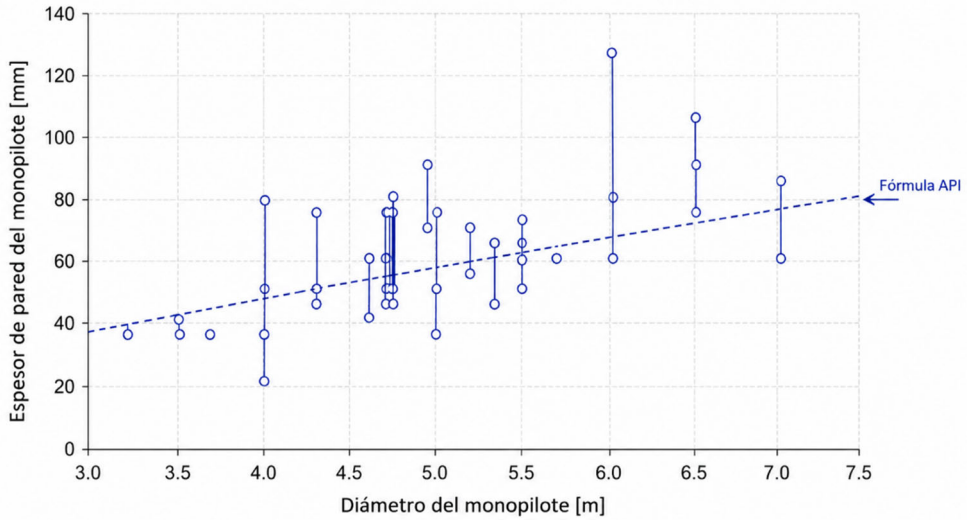


Figura 2. Relación entre el diámetro y el espesor de pared de monopilotes empleados en parques eólicos marinos (adaptado de Arany *et al.*, 2017). La línea de trazos corresponde a la formulación propuesta por la API.

Las estructuras tipo celosía metálica (*jacket*) representan una alternativa habitual para profundidades intermedias y elevadas. Asimismo, se emplean habitualmente en subestaciones eléctricas offshore debido a las mayores dimensiones y cargas de estas estructuras. (Guo *et al.*, 2023). Estas estructuras reticuladas transmiten

las cargas al terreno mediante varios pilotes o *pin piles*, permitiendo reducir considerablemente el peso estructural respecto a soluciones equivalentes basadas en monopilotes. Durante la instalación es frecuente el empleo de elementos auxiliares como *mud mats* para el apoyo temporal de la estructura sobre el fondo marino y faldones (*skirts*) destinados a mejorar la resistencia frente al deslizamiento. En determinados emplazamientos puede ser necesaria la instalación de protecciones anti-socavación para garantizar la estabilidad de la cimentación frente a procesos erosivos. Por razones constructivas, estas protecciones suelen instalarse antes de la colocación de la cimentación. Esta secuencia obliga a que elementos como pilotes, faldones (*skirts*) o placas de corte atraviesen posteriormente materiales granulares de gran tamaño, generando incrementos significativos de la resistencia a la penetración y problemas específicos de interacción suelo-estructura. Este aspecto constituye el tema central de investigación abordado en la segunda parte de esta ponencia (Figura 3).

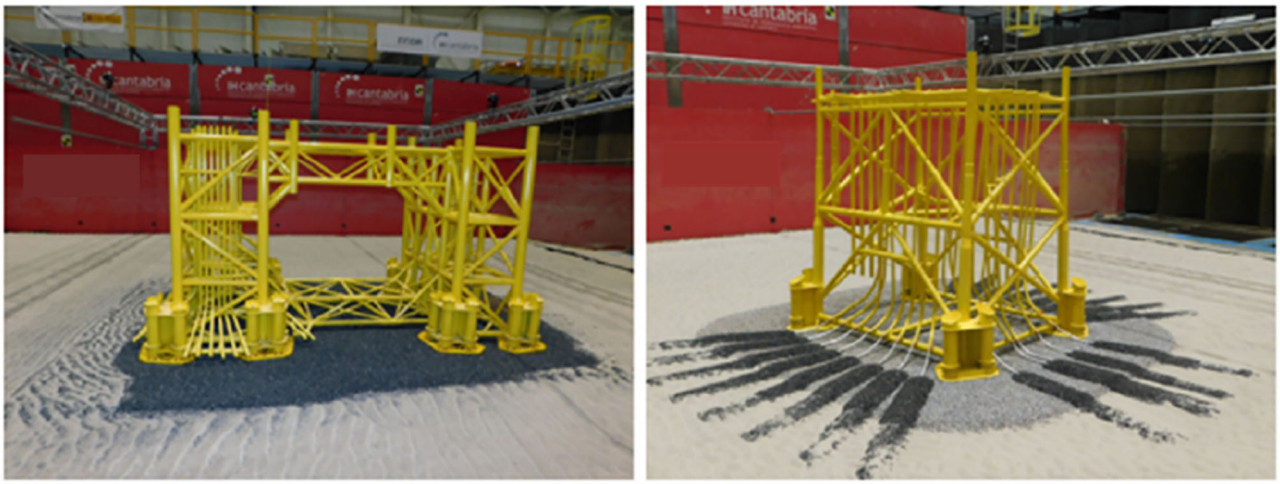


Figura 3. Modelos a escala de laboratorio de cimentaciones tipo *jacket* post-pilotadas con *mudmats* sobre protección anti-socavación para una subestación eléctrica offshore (Sarmiento *et al.*, 2026).

Las cimentaciones por gravedad (*Gravity Base Foundations*, GBF) constituyen una alternativa especialmente atractiva para profundidades someras o cuando las condiciones geotécnicas o ambientales dificultan la hinca de pilotes. Estas estructuras transmiten las cargas principalmente mediante su propio peso y suelen requerir una preparación previa del terreno y una adecuada protección frente a la socavación (Sarmiento *et al.*, 2024). Al igual que ocurre en otras cimentaciones superficiales marinas, como los *mud mats* empleados de forma temporal en *jackets* post-pilotadas, estas estructuras están sometidas a combinaciones complejas de cargas verticales, horizontales y momentos de vuelco inducidos por el viento, el oleaje y las corrientes. Por ello, la comprobación del estado límite último suele abordarse mediante diagramas de interacción o envolventes de fallo en el espacio de cargas, que permiten considerar de forma conjunta los distintos mecanismos resistentes y la influencia de diferentes trayectorias de carga (Butterfield y Ticof, 1979; Arroyo *et al.*, 2013). Aunque su utilización es actualmente menos frecuente que la de monopilotes o *jackets*, las GBF continúan siendo una solución de interés en determinados emplazamientos.

2.2. ESTRUCTURAS FLOTANTES

Cuando la profundidad del agua hace que las cimentaciones fijas dejan de ser técnicamente viables o económicamente competitivas, se recurre a plataformas flotantes ancladas al fondo marino mediante sistemas de fondeo o líneas de amarre. Dentro de estas estructuras cabe distinguir el tipo de superestructura flotante, el tipo de línea de fondeo (tensionada, semi-tensionada o en catenaria, Figura 4) y el tipo de anclaje al fondo.

Las principales tipologías de la superestructura pueden clasificarse según su mecanismo de estabilidad. Las plataformas tipo *spar* obtienen estabilidad mediante un elevado calado y un centro de gravedad muy bajo. Las plataformas semi-sumergibles utilizan varios flotadores parcialmente sumergidos para proporcionar estabilidad hidrostática. Las plataformas tipo TLP (*Tension Leg Platform*) emplean líneas de fondeo pretensadas que limitan significativamente los movimientos verticales de la estructura (Figura 1). Finalmente, las plataformas tipo *barge* se basan en una gran superficie de flotación y presentan geometrías generalmente más simples.

El desarrollo de la eólica marina flotante ha incrementado notablemente el interés por los sistemas de fondeo y anclaje (Randolph, 2020b), que constituyen uno de los elementos más relevantes desde el punto de vista geotécnico y económico de estas infraestructuras y que se analizan en el siguiente apartado.



Figura 4. Tipos de líneas de fondeo para plataformas flotantes.

2.3. SISTEMAS DE ANCLAJE

Existe una amplia variedad de soluciones de anclaje para estructuras flotantes, entre las que destacan las anclas de gravedad (peso muerto), los pilotes hincados (*pile anchors*), las anclas de arrastre (*drag embedment anchors*), los cajones o pilotes de succión (*suction caissons*), las anclas tipo torpedo y las anclas planas (*plate anchors*) (Figura 5). La selección de cada tipología depende de factores como las características del terreno, la configuración del sistema de fondeo (catenaria, semi-tensionado o tensionado), la magnitud y dirección de las cargas transmitidas y los procedimientos de instalación disponibles (DNV-ST-0119, 2021; Randolph, 2020b).

El comportamiento resistente de estos sistemas puede diferir significativamente (Figura 6). Mientras que las anclas de gravedad resisten las cargas principalmente mediante su peso propio y el rozamiento en la interfaz, los pilotes y cajones de succión movilizan resistencia por rozamiento lateral y capacidad portante, y las anclas de arrastre desarrollan su capacidad mediante la interacción y empotramiento progresivo en el terreno. Por su parte, las anclas planas constituyen una solución especialmente eficiente para resistir cargas de tracción elevadas, habituales en sistemas de fondeo tensionados como las plataformas tipo TLP, movilizando principalmente mecanismos de capacidad portante del terreno (Vesić, 1971; DNV-RP-E302, 2017). Como consecuencia, los mecanismos de fallo y las superficies de rotura asociadas dependen tanto de la geometría del anclaje como de la dirección y naturaleza de las cargas aplicadas (Figura 6).

El estudio de estos mecanismos resistentes ha sido objeto de una intensa actividad investigadora durante las últimas décadas mediante enfoques teóricos, experimentales y numéricos. Entre los aspectos más relevantes destacan la influencia de la geometría del anclaje (Giampa *et al.*, 2019; Fanning *et al.*, 2023; Jahansahi *et al.*, 2026b), los efectos de las cargas cíclicas (Cheng *et al.*, 2020), los procesos de consolidación (Kwa y White, 2023) y la heterogeneidad del terreno (He *et al.*, 2024), factores que resultan especialmente importantes para el diseño de los sistemas de fondeo de la nueva generación de plataformas eólicas flotantes.

La mayor parte de las investigaciones se han centrado tradicionalmente en la capacidad última del anclaje (Estado Límite Último, ELU), mientras que la caracterización de la respuesta carga-desplazamiento (Estado Límite de Servicio, ELS) ha recibido una atención mucho más limitada. Este aspecto resulta especialmente relevante en sistemas de fondeo para eólica flotante, ya que la rigidez del sistema ancla-terreno condiciona directamente la respuesta global de la línea de amarre, afectando a las tensiones desarrolladas en la línea y a los movimientos de la plataforma. En este contexto, trabajos recientes han comenzado a analizar específicamente la curva carga-desplazamiento de distintos tipos de anclajes offshore y su incorporación a los modelos globales de respuesta de los sistemas de fondeo (Bolado *et al.*, 2026).

Además, debido a la multitud de puntos de anclaje necesarios en un parque eólico flotante (Sukumarapillai y Deu, 2026), en los últimos años ha surgido un creciente interés por los sistemas de anclaje compartidos, en los que varias plataformas flotantes utilizan un mismo anclaje o un conjunto común de anclajes. Estas configuraciones permiten reducir el número total de anclajes necesarios y optimizar determinados costes de instalación y operación, aunque introducen nuevas complejidades relacionadas con la interacción entre líneas de fondeo, la redistribución de cargas y el comportamiento del sistema frente a condiciones extremas. Por ello, los anclajes compartidos constituyen actualmente una de las líneas de investigación más activas dentro del ámbito de la eólica marina flotante (Fontana, 2019; Saincher *et al.*, 2025; Goumy Petit, 2026).

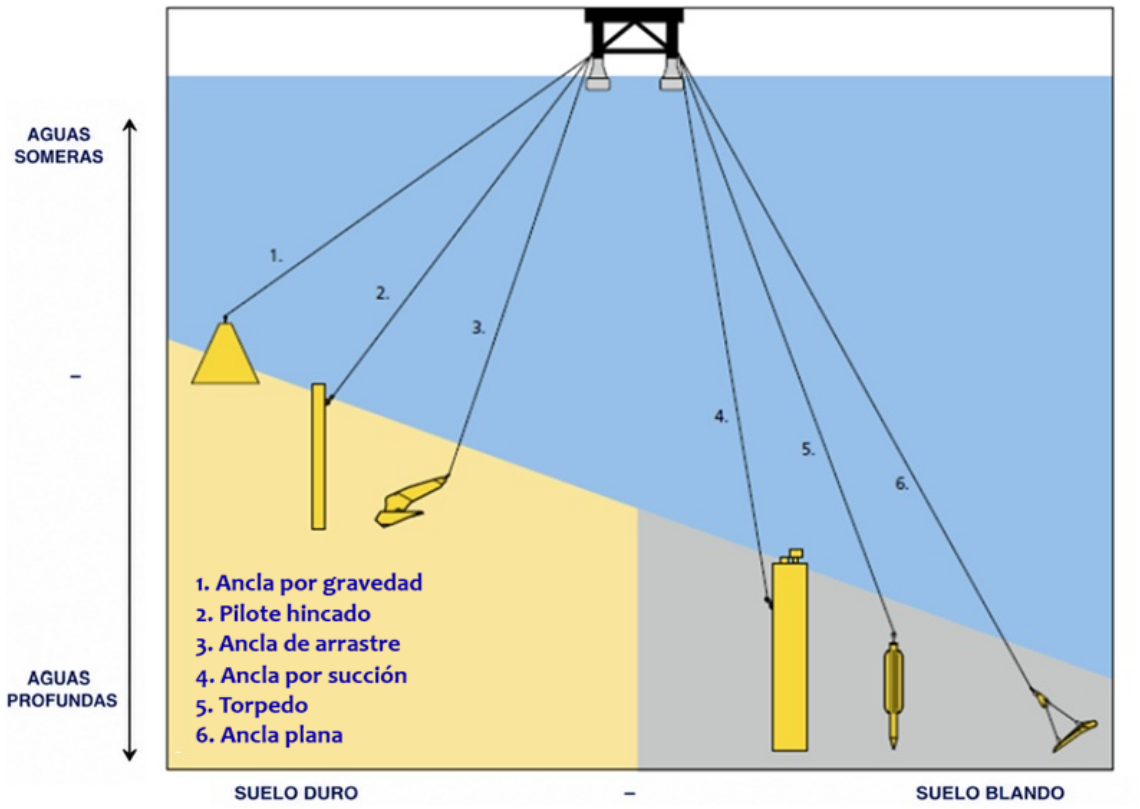


Figura 5. Principales tipologías de anclajes empleadas en plataformas flotantes para energía eólica marina (adaptado de Wood, 2017).

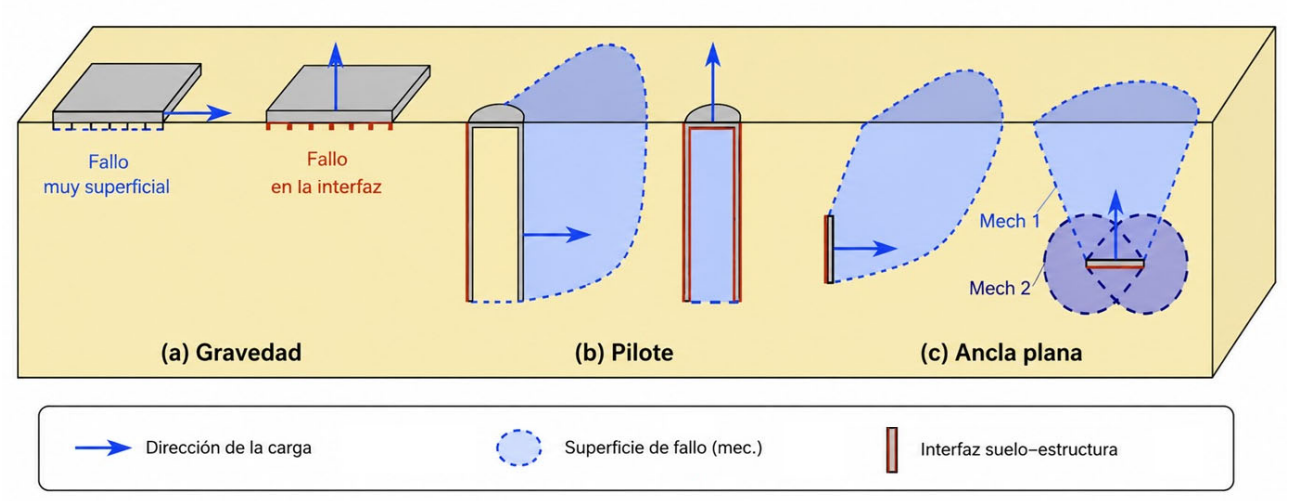


Figura 6. Comparación esquemática de los principales mecanismos de rotura y transferencia de carga asociados a los diferentes sistemas de anclaje (adaptado de Cerfontaine *et al.*, 2023).

3. PROTECCIÓN ANTI-SOCAVACIÓN

En las estructuras offshore, el diseño debe garantizar la comprobación de la estabilidad global de la estructura (EQU), de la resistencia del terreno y de la cimentación (GEO) y un comportamiento hidráulico adecuado (HYD). Los aspectos hidráulicos desempeñan un papel fundamental, ya que condicionan tanto el comportamiento a largo plazo como la propia viabilidad de las soluciones adoptadas. Un ejemplo es la socavación alrededor de las cimentaciones, provocada por la interacción entre el oleaje, las corrientes y la estructura, así como las medidas necesarias para su mitigación mediante protecciones anti-socavación.

La socavación consiste en la erosión local del fondo marino provocada por la alteración del flujo alrededor de la cimentación (Figura 7). En muchos emplazamientos, los fondos arenosos presentan de por sí una dinámica

sedimentaria activa, con transporte de sedimentos inducido por la acción del oleaje y las corrientes. No obstante, incluso en condiciones inicialmente estables, la presencia de la cimentación modifica el campo de flujo, provocando una aceleración local asociada a la contracción de las líneas de corriente y la aparición de vórtices de flujo que generan zonas de erosión y acreción en su entorno. Como consecuencia, la socavación puede dar lugar a pérdidas significativas de terreno natural alrededor de la estructura, reduciendo el confinamiento del suelo (Figura 8), modificando la respuesta suelo-estructura e incluso comprometiendo la estabilidad global del sistema. Por ello, la utilización de protecciones anti-socavación mediante escollera o grava constituye una práctica habitual en estructuras fijas como monopilotes, *jackets* o cimentaciones por gravedad (Wu *et al.*, 2019; Sarmiento *et al.*, 2024).

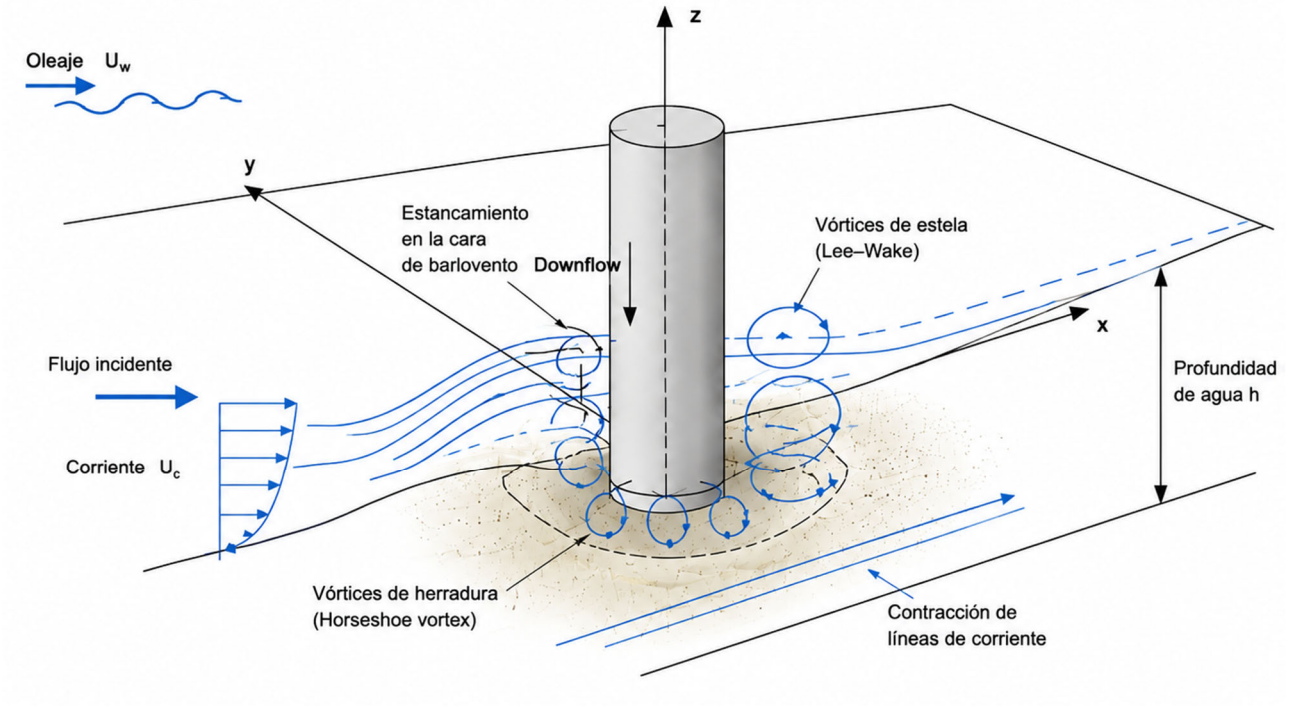


Figura 7. Socavación libre alrededor de un pilote (adaptado de De Vos *et al.*, 2012).

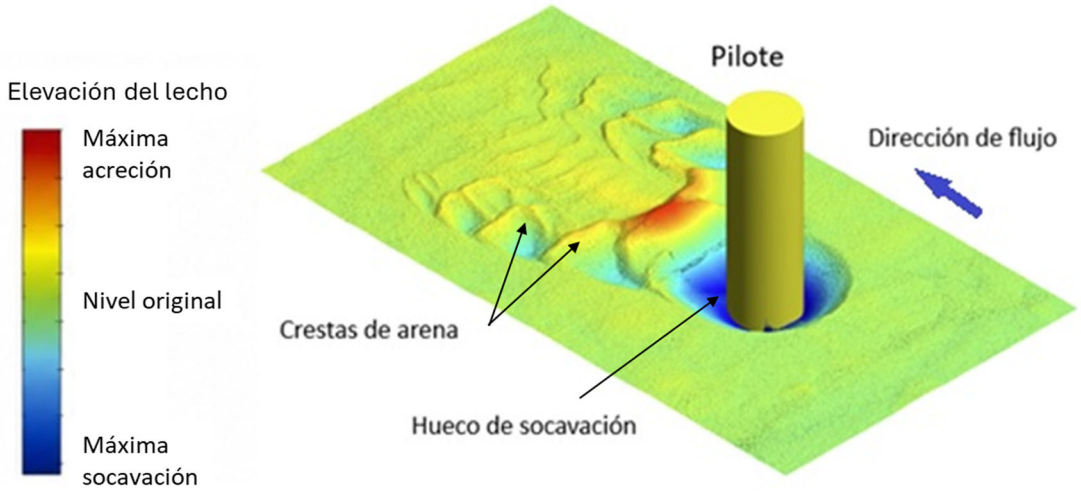


Figura 8. Medidas en laboratorio de la socavación libre alrededor de un pilote (IHCantabria).

Tradicionalmente, el diseño de estas protecciones se ha abordado principalmente desde una perspectiva hidráulica. Las metodologías más utilizadas se basan en caracterizar el movimiento de las partículas bajo la acción combinada del oleaje y las corrientes, empleando parámetros como el diámetro representativo de las partículas de grava y su densidad o peso específico (DNV-RP-0618, 2022). Esta aproximación simplifica el comportamiento mecánico del material granular, ya que propiedades geotécnicas, como el ángulo de rozamiento, no suelen considerarse en el proceso de diseño.

Desde el punto de vista funcional, una protección anti-socavación debe satisfacer tres requisitos fundamentales (Figura 9): (1) estabilidad externa, de forma que las partículas que constituyen la protección no sean desplazadas por la acción del oleaje y las corrientes; (2) estabilidad interna, evitando que el terreno natural subyacente migre a través de los huecos existentes entre las partículas de la protección (*winnowing* o lavado interno); y (3) flexibilidad, entendida como la capacidad de la protección para adaptarse a las deformaciones del lecho y absorber la socavación que pueda desarrollarse en sus bordes sin perder su funcionalidad (Hoffmans y Verheij, 1997; DNV-RP-0618, 2022). Los dos primeros requisitos condicionan principalmente el material granular seleccionado (granulometría y densidad) y el espesor de la protección, mientras que el tercero determina su extensión sobre el fondo marino.

Habitualmente, las protecciones anti-socavación están constituidas por dos capas diferenciadas: una capa superior de armado, formada por partículas de mayor tamaño encargadas de garantizar la estabilidad externa, y una capa de filtro destinada a asegurar la estabilidad interna. No obstante, en determinadas situaciones es posible recurrir a soluciones monocapa, siempre que una única granulometría sea capaz de satisfacer simultáneamente ambos requisitos.

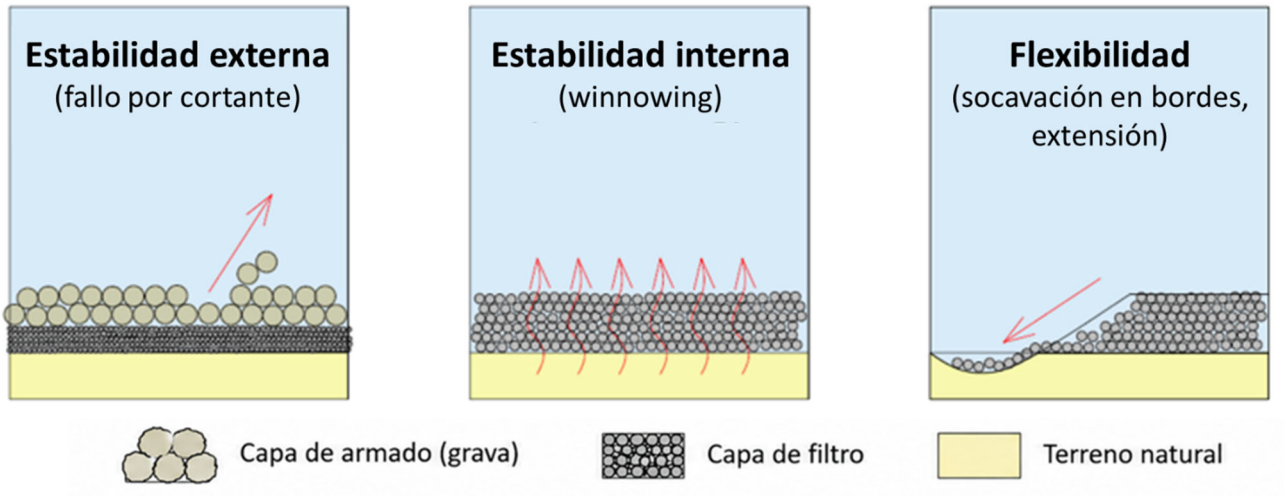


Figura 9. Principales modos de fallo de las protecciones anti-socavación sometidas a oleaje y corrientes (IHCantabria, adaptado de Hoffmans y Verheij, 1997; DNV-RP-0618, 2022).

Por otra parte, mientras que la socavación libre alrededor de cilindros verticales se encuentra relativamente bien caracterizada y dispone de numerosas formulaciones semi-empíricas para estimar su desarrollo, la extrapolación de estos enfoques a estructuras complejas resulta mucho menos evidente. La socavación alrededor de jackets pilotadas con mud mats, el comportamiento de cimentaciones por gravedad de geometría compleja o la respuesta de las propias protecciones anti-socavación frente a oleaje y corrientes constituyen problemas tridimensionales cuya resolución requiere habitualmente modelos numéricos avanzados y campañas específicas de ensayos físicos a escala reducida (Figura 3) (Sarmiento *et al.*, 2026).

4. HINCA DE CIMENTACIONES EN PROTECCIONES ANTI-SOCAVACIÓN

Este apartado presenta diversos resultados de investigación desarrollados en la Universidad de Cantabria y el IHCantabria relacionados con uno de los retos emergentes de la ingeniería geotécnica offshore: la interacción entre los elementos de cimentación y las protecciones anti-socavación previamente instaladas sobre el fondo marino. Estos trabajos analizan la penetración de distintos elementos de cimentación a través de materiales granulares utilizados como protección frente a la socavación, combinando enfoques analíticos, experimentales y numéricos. Más allá de los resultados obtenidos, este caso constituye un ejemplo de cómo un problema geotécnico complejo puede abordarse eficazmente mediante el empleo de herramientas complementarias, aprovechando las fortalezas y limitaciones de cada una de ellas. Este enfoque multidisciplinar está siendo desarrollado de forma paralela por otros centros de investigación para problemas similares; por ejemplo, el proyecto OPIS (*Optimising Pile Installation through Scour Protection*), liderado por Deltares, combina ensayos experimentales a distintas escalas y modelización numérica DEM para estudiar la instalación de monopilotes a través de protecciones anti-socavación (Cengiz *et al.*, 2024).

4.1. INTRODUCCIÓN AL PROBLEMA

La penetración o hinca de elementos estructurales en suelos naturales constituye un problema relativamente bien estudiado de la ingeniería geotécnica, para el que existen procedimientos de diseño basados en formulaciones de capacidad portante o correlaciones con la resistencia a la penetración CPT (*Cone Penetration Test*) recogidas en recomendaciones internacionales como API RP 2GEO (2011) o DNV-RP-C212 (2017). Estas metodologías, desarrolladas para fondos marinos arcillosos y arenosos, se basan en aproximaciones de mecánica del continuo en las que el terreno se caracteriza mediante propiedades equivalentes y el tamaño individual de las partículas no se considera explícitamente.

Estas metodologías resultan adecuadas para problemas convencionales, como la penetración de faldones (*skirts*) o *flat bars* empleados en *mud mats*, sobre fondos arenosos o arcillosos, así como para la hinca de pilotes directamente en el terreno natural. Sin embargo, cuando es necesario instalar previamente una protección anti-socavación (con partículas de gran tamaño, por ejemplo, 22-90 mm o 22-180 mm, para garantizar la estabilidad hidráulica de la protección frente a la acción del oleaje y las corrientes), la hinca de estos elementos implica que el espesor del elemento que penetra es del mismo orden de magnitud que el tamaño de las partículas de la protección ($t \approx d_{50}$), de modo que las hipótesis implícitas en las formulaciones convencionales basadas en la mecánica del continuo dejan de ser plenamente válidas (Figura 10). Como consecuencia, fenómenos asociados a la naturaleza discreta del material, como el interbloqueo (*interlocking*) o trabazón entre partículas, la formación de cuñas granulares o la reorganización localizada del medio, adquieren una importancia determinante y suelen conducir a resistencias a la penetración significativamente superiores a las predichas mediante los métodos tradicionales. La longitud de los elementos que se hincan o penetran (L) suele ser mucho mayor a su espesor (t), por lo que el problema se suele estudiar en deformación plana, como es habitual en problemas geotécnicos.

En los apartados siguientes se muestra cómo la combinación de modelos analíticos, ensayos experimentales a distintas escalas y modelización numérica discreta permite comprender los mecanismos físicos implicados y desarrollar metodologías de diseño aplicables a diferentes tipos de cimentaciones offshore. En particular, se analiza hasta qué punto los métodos convencionales basados en la mecánica del continuo para suelos arenosos pueden extrapolarse a protecciones anti-socavación, cómo incorporar explícitamente el efecto del tamaño de las partículas en la resistencia a la penetración y cómo desarrollar y validar herramientas de diseño fiables para un problema de relevancia práctica.

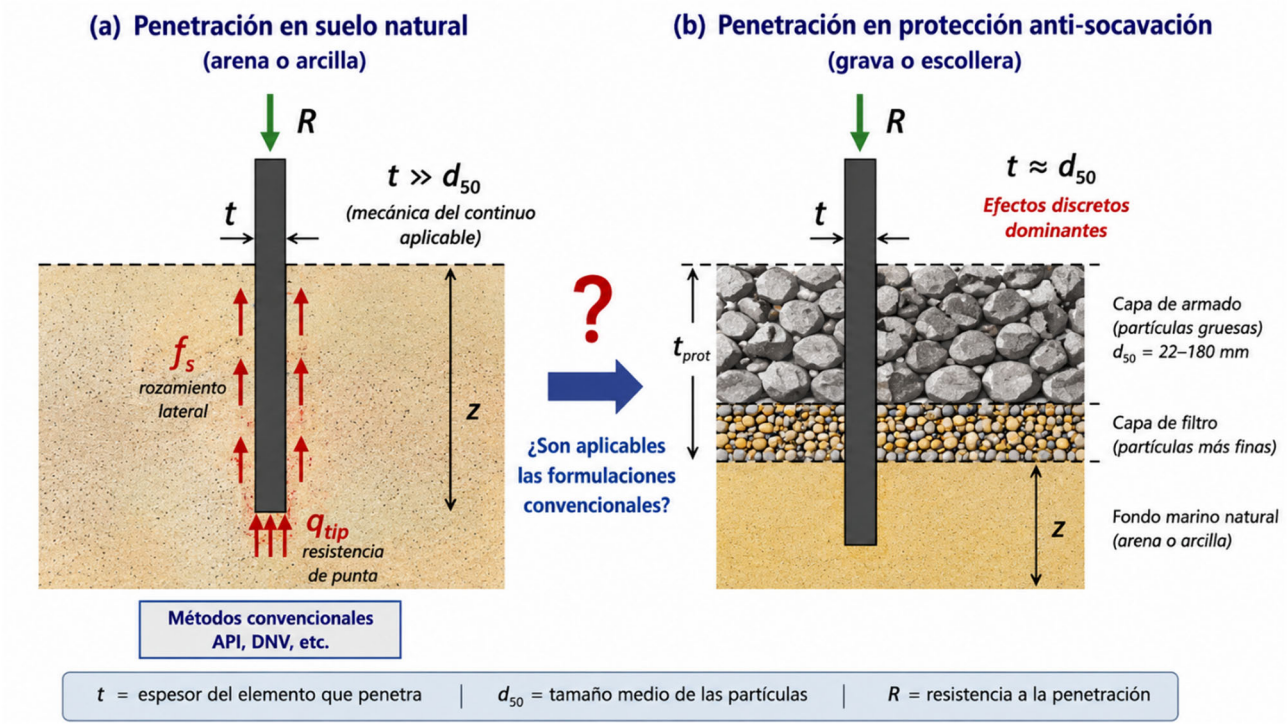


Figura 10. Comparación conceptual entre la penetración en suelos arenosos o arcillosos donde es aplicable la mecánica del continuo y en protecciones anti-socavación, cuyo tamaño es comparable al espesor del elemento que penetra.

4.2. SOLUCIONES ANALÍTICAS

La primera aproximación adoptada para abordar este problema consistió en analizar hasta qué punto las formulaciones convencionales (API RP 2GEO, 2011; DNV-RP-C212, 2017) podían aplicarse a protecciones anti-socavación. Los métodos habituales se basan en correlaciones con ensayos CPT o en las formulaciones de capacidad portante, combinando la resistencia por punta y fuste.

$$R = q_p \cdot A_p + f_s \cdot A_s \quad (1)$$

donde R es la resistencia a la penetración, A_p y A_s son el área de la punta y del fuste, respectivamente, y q_p y f_s son la resistencia unitaria por punta y fuste, respectivamente. Para obtener, estas resistencias unitarias por punta y fuste, autores como por ejemplo Andersen *et al.* (2008) han validado formulaciones para este problema de hinca de elementos de cimentaciones marinas que pueden analizarse en deformación plana.

$$R/L = \left(0.5 \cdot t \cdot \gamma' \cdot N_\gamma + q \cdot N_q\right) \cdot t + K \cdot \gamma' \cdot z^2 \cdot tan(\delta) \quad (2)$$

donde:

$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1)\ \tan(\phi)$.

$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2(45 + \ \phi/2)$.

γ': peso específico efectivo del suelo.

q : sobrecarga efectiva a cota de la punta.

ϕ : ángulo de rozamiento (de pico).

K : coeficiente de empuje.

δ: ángulo de rozamiento suelo-estructura, que se puede expresar en función de un coeficiente de minoración respecto al ángulo de rozamiento ($\delta = r \cdot \phi$) (teóricamente es más preciso expresarlo en función del cociente entre las tangentes de los ángulos, pero se mantiene aquí la formulación original de Andersen *et al.* (2008) ya que las diferencias no son importantes).

La Ec. (2) puede expresarse de forma adimensional (Varela *et al.*, 2025) como:

$$\frac{R}{L\gamma' t^2} = 0.5 \cdot N_\gamma + N_q \frac{z}{t} + K \cdot tan(\delta) \cdot \left(\frac{z}{t}\right)^2 \quad (3)$$

Para adaptar estas formulaciones a la penetración en protecciones anti-socavación, es necesario emplear ángulos de rozamiento correspondientes a esos materiales, que suelen ser superiores a los de fondos marinos arenosos. Por otra parte, el coeficiente de rozamiento suelo-estructura (r) suele ser inferior en gravas que en arenas (Varela *et al.*, 2025). Sin embargo, estas formulaciones no incorporan explícitamente el tamaño de las partículas y, por tanto, no permiten capturar posibles efectos asociados a la naturaleza discreta del material granular cuando el espesor del elemento que penetra es comparable al tamaño de las partículas ($t \approx d_{50}$).

4.3. ENSAYOS A ESCALA REAL

El origen de esta línea de investigación fue eminentemente práctico. Durante el desarrollo del proyecto DolWin Kappa (DolWin6), surgió la necesidad de evaluar la resistencia a la penetración de las chapas verticales (*flat bars*) colocadas bajo los *mud mats* de la *jacket* a través de una protección anti-socavación previamente instalada sobre el fondo marino. Dado que el diseño del proyecto requería una respuesta rápida y directamente aplicable a una estructura real, no resultaba viable abordar inicialmente el problema mediante desarrollos numéricos complejos.

Por este motivo, se optó por una aproximación basada en ensayos geotécnicos a escala real, capaces de reproducir de forma representativa la interacción entre los elementos estructurales y el material granular de la protección. Este planteamiento es poco habitual debido al coste de este tipo de ensayos a escala real, pero fue viable debido a la envergadura de este tipo de proyectos offshore. Para ello, se diseñó y construyó específicamente un tanque de ensayos de grandes dimensiones (5 x 5 x 2.5 m) en las instalaciones de IHCantabria, permitiendo la ejecución de una campaña experimental en condiciones próximas a las de campo (Figura 11).

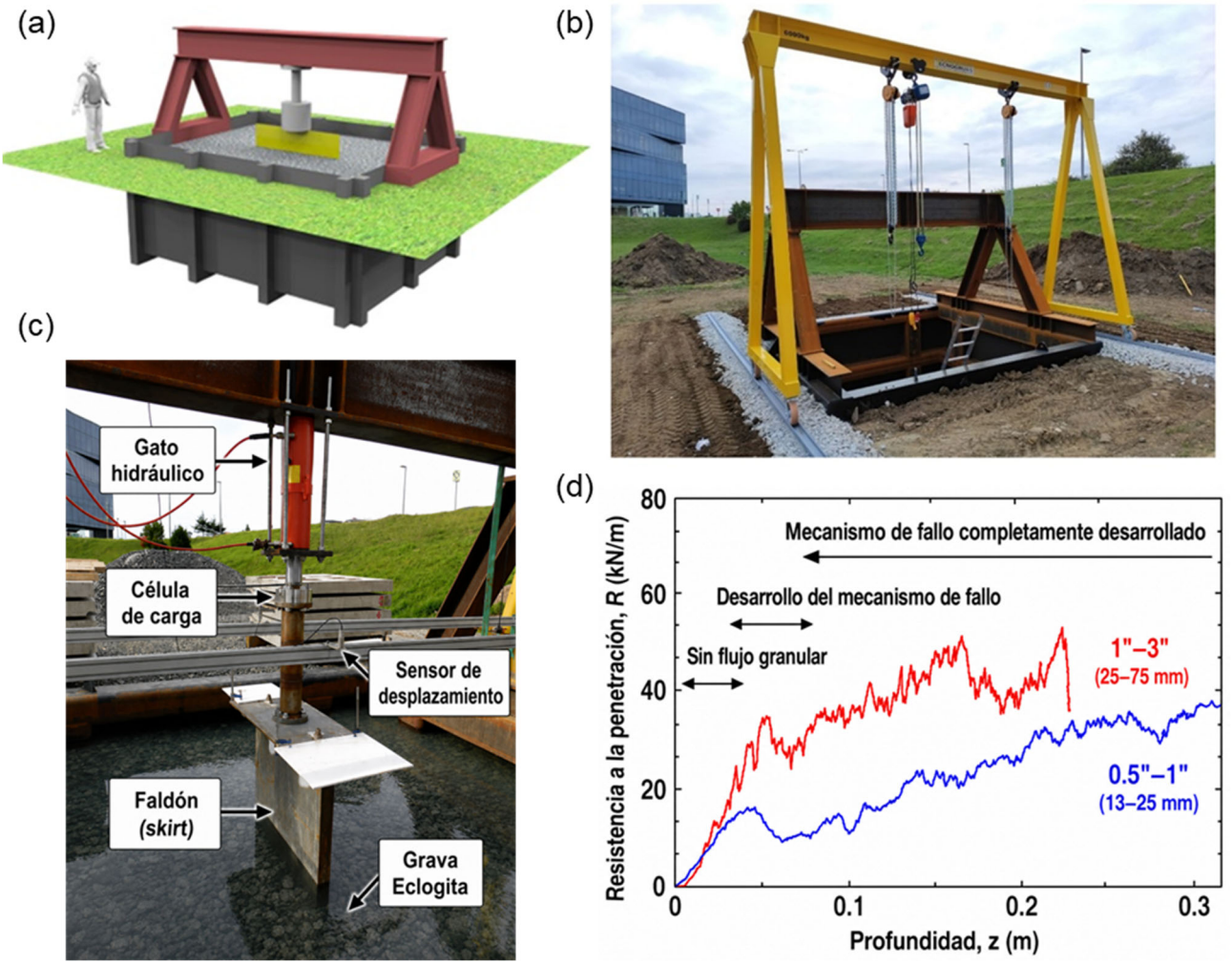


Figura 11. Ensayos a escala real para analizar la resistencia a la penetración: (a) Esquema conceptual del tanque de ensayos y sistema de carga; (b) Tanque de ensayos construido; (c) Ejemplo de ensayo de hinca de chapa metálica con instrumentación; (d) Ejemplo de resultados de resistencia vs. profundidad de hinca para dos tamaños de grava.

Los ensayos se realizaron utilizando el mismo material previsto para el proyecto offshore, una grava eclogita de alta densidad procedente de Noruega, con objeto de garantizar la representatividad de los resultados obtenidos. Los ensayos evaluaban la influencia de parámetros como el espesor de las chapas, su profundidad de penetración, la posibilidad de biselar la punta y la separación entre elementos. Además de proporcionar una herramienta inmediata para el diseño de la estructura real, esta campaña experimental permitió generar una base de datos única para comprender los mecanismos resistentes implicados y validar posteriormente las metodologías de cálculo desarrolladas. Los resultados (Figura 11d) muestran la oscilación de la resistencia a la penetración debido al flujo no continuo de las partículas en torno a la punta, la influencia del tamaño de las partículas y las diferentes fases que se desarrollan durante el proceso de hinca.

4.4. ANÁLISIS MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS DISCRETOS (DEM)

El método de los elementos discretos (*Discrete Element Method*, DEM) constituye una herramienta especialmente adecuada para el estudio de materiales granulares, ya que representa explícitamente cada una de las partículas y las interacciones que se producen entre ellas. A diferencia de los enfoques basados en la mecánica del continuo, el DEM permite analizar fenómenos asociados a la naturaleza discreta del material, como el interbloqueo entre partículas.

En el problema analizado, esta capacidad resulta especialmente relevante, puesto que el espesor del elemento que penetra puede ser del mismo orden de magnitud que el tamaño de las partículas de la protección anti-socavación. En estas condiciones, los mecanismos resistentes dejan de estar gobernados exclusivamente por propiedades equivalentes del medio y pasan a depender de la geometría y disposición de las partículas individuales.

Aunque los ensayos a escala real permitieron cuantificar la resistencia a la penetración y desarrollar herramientas prácticas de diseño, la comprensión detallada de los mecanismos responsables del incremento de resistencia observado requería una aproximación diferente. En este contexto, resultó especialmente relevante un trabajo previo procedente del ámbito de la física de materiales granulares, ajeno inicialmente a la ingeniería geotécnica offshore y en el que no se incluía el cálculo de la resistencia a la penetración mediante formulaciones de capacidad portante, en el que se analizaba mediante DEM la penetración de placas delgadas en materiales granulares (Miyai *et al.*, 2019).

Estos análisis DEM muestran que, cuando el espesor del elemento que penetra es comparable al tamaño de las partículas del medio granular, algunas partículas quedan bloqueadas en la punta del elemento, incrementando el ancho efectivo movilizado durante la penetración (Figura 12). Como consecuencia, el mecanismo resistente deja de estar gobernado exclusivamente por el espesor geométrico del elemento, pasando a depender también del tamaño característico de las partículas. Desde un punto de vista conceptual, este comportamiento puede interpretarse mediante la definición de un espesor equivalente:

$$t_{eq} = t + d_{50} \tag{4}$$

de forma que el efecto discreto del material granular puede quedar incorporado de manera sencilla dentro de formulaciones convencionales basadas en la mecánica del continuo (Ec. 3). La posterior aplicación de esta hipótesis a los ensayos realizados mostró una notable capacidad para reproducir las resistencias observadas experimentalmente.

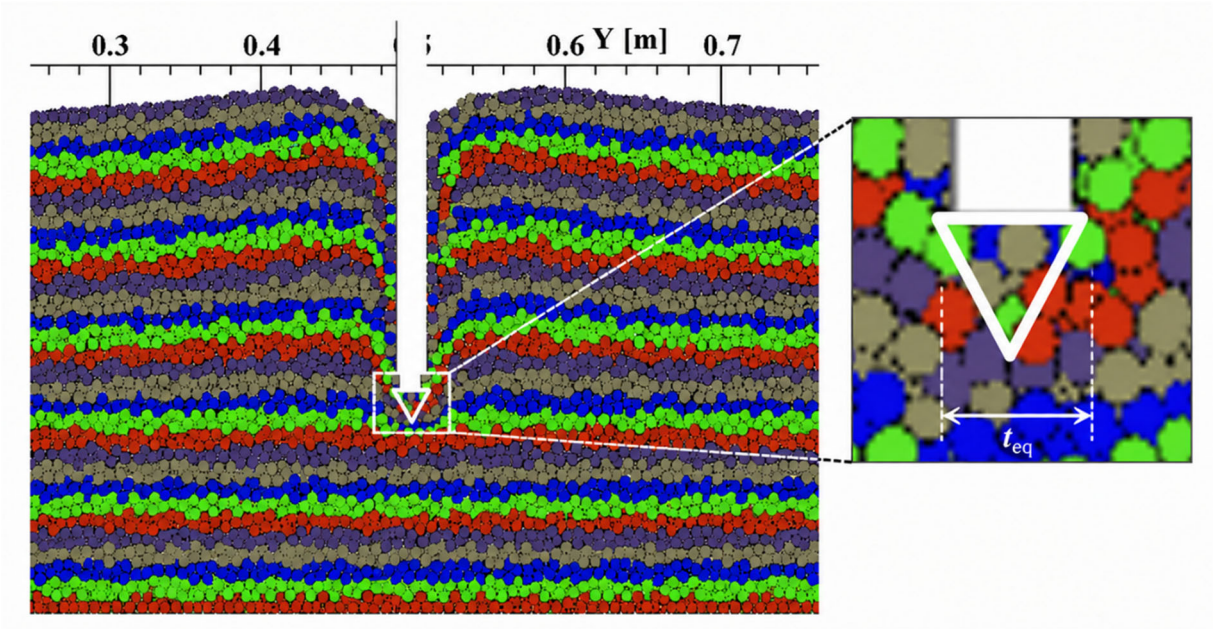


Figura 12. Simulación DEM de la penetración de una placa delgada en un material granular cuasi-bidimensional (adaptado de Miyai *et al.*, 2019). El recuadro muestra un zoom de la punta de la chapa que se hinca en el que se ha añadido un triángulo blanco para marcar la cuña activa movilizada. La cuña activa tiene un ancho efectivo t_{eq} debido al bloque de partículas en la punta.

Paralelamente, aunque los autores han desarrollado modelos DEM específicos dentro de distintos proyectos de investigación (Jahanshahi *et al.*, 2025), la aplicación de esta técnica a problemas de interés práctico continúa presentando importantes desafíos computacionales. A pesar de que el tamaño de las partículas utilizadas en las protecciones anti-socavación reduce el número total de elementos discretos en comparación con otro tipo de suelos, los tiempos de cálculo siguen siendo elevados y los resultados obtenidos son sensibles a aspectos como los criterios de convergencia adoptados (Rodríguez-Fernández *et al.*, 2026), la representación de la forma real de las partículas y de la interacción entre las mismas, como, por ejemplo, las restricciones en la rotación relativa entre ellas. En este contexto, otros grupos internacionales de referencia, como Deltares en el marco del proyecto OPIS, están desarrollando también modelos DEM avanzados para simular la penetración de monopilotes a través de protecciones anti-socavación, empleando estrategias de calibración, verificación y validación multietapa que han mostrado resultados prometedores en la reproducción de ensayos físicos a pequeña escala (Shi *et al.*, 2025).

4.5. VALIDACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE LABORATORIO Y EN CENTRÍFUGA

Con objeto de evaluar la generalidad del concepto de espesor equivalente, se desarrollaron posteriormente campañas experimentales a escala de laboratorio utilizando materiales granulares diferentes de los empleados en los ensayos a escala real y para cinco espesores de chapa diferentes (Figura 13) (Varela *et al.*, 2025). Los resultados obtenidos mostraron que la utilización de un espesor equivalente ($t_{eq} = t + d_{50}$) permite reproducir satisfactoriamente la resistencia a la penetración observada experimentalmente mediante formulaciones convencionales basadas en la mecánica del continuo.

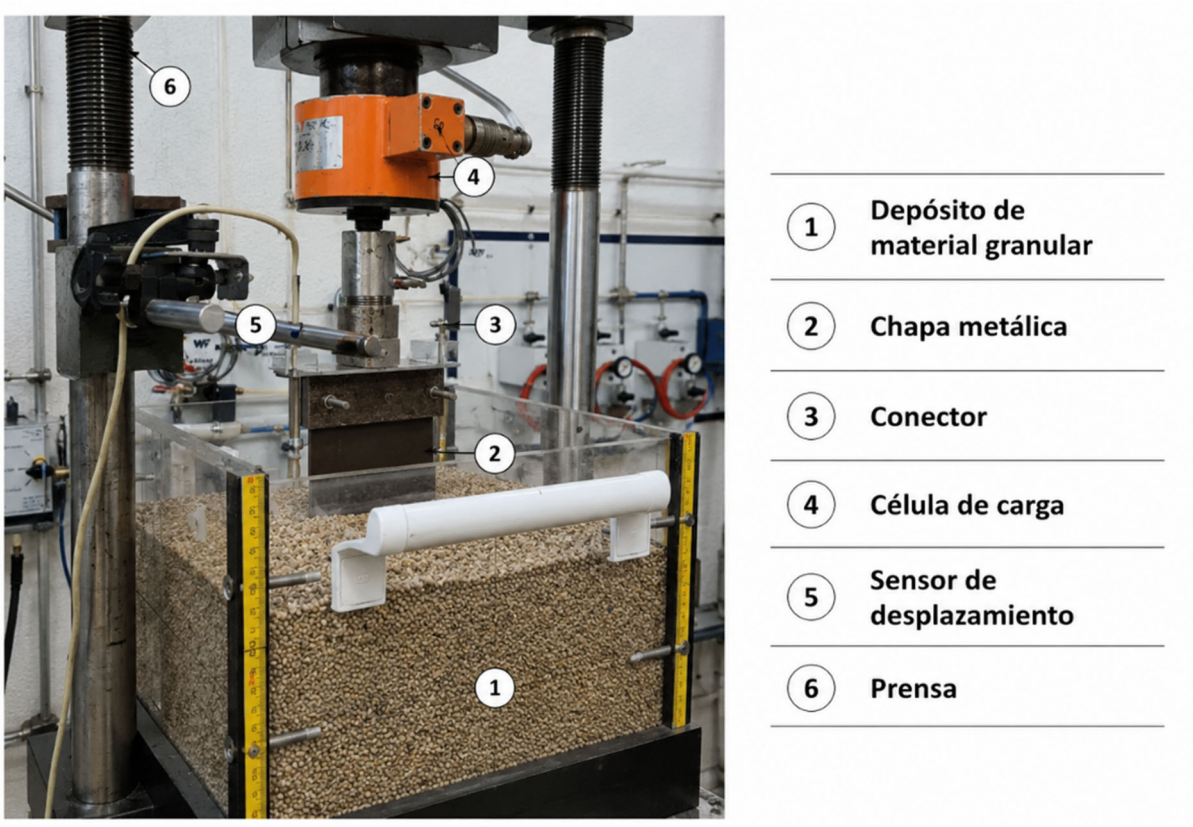


Figura 13. Ensayos de laboratorio a escala reducida para analizar la resistencia a la penetración de chapas.

No obstante, estos trabajos pusieron también de manifiesto que la calibración del ángulo de rozamiento del material constituye uno de los principales factores de incertidumbre del método (Tabla 1). Los valores obtenidos dependen significativamente del tipo de ensayo empleado para su determinación, así como del nivel tensional considerado, ya sea la tensión normal aplicada en ensayos de corte directo o la presión de célula utilizada en ensayos triaxiales. En general, el empleo de valores del ángulo de rozamiento obtenidos a partir de ensayos triaxiales realizados bajo presiones de célula en un rango bajo (del orden de 50–100 kPa) proporcionó los mejores ajustes entre las predicciones analíticas y los resultados experimentales (Tabla 2). Además, para estos ensayos de laboratorio se analizó la influencia de utilizar el tamaño máximo (d_{99}) en lugar del tamaño medio de partícula (d_{50}) en la obtención del espesor equivalente, con resultados similares.

Tabla 1.Ángulos de rozamiento de pico obtenidos en ensayos triaxiales y de corte directo para los materiales empleados en los ensayos de penetración a escala en laboratorio.

Presión de célula / Tensión normal (kPa)		10	25	50	150	300
Arena	Triaxial	–	39°	37°	37°	36°
	Corte Directo	54°	47°	44°	–	–
Grava	Triaxial	–	47°	44°	41°	38°
	Corte Directo	67°	60°	59°	–	–

Tabla 2.Comparación entre ángulos de rozamiento obtenidos en ensayos triaxiales y de corte directo y los obtenidos del análisis retrospectivo de los ensayos de penetración.

		Back. usando t	Back. usando t + d_{99}	Triaxial	Corte directo
Arena	Rango	38°-45°	36°-40°	36°-39°	44°-54°
	Media	41	39	37	48
	Desv. típ.	2.6	1.2	1.3	5.1
Grava	Rango	46°-54°	43°-46°	38°-47°	59°-67°
	Media	49	45	43	62
	Desv. típ.	3.1	0.8	3.9	4.4

Por otra parte, se han desarrollado también ensayos en centrífuga geotécnica en colaboración con la Universidad de Dundee (Reino Unido) con el objetivo de reproducir de forma más fiel el estado tensional existente en prototipo y analizar la influencia de la escala sobre los mecanismos resistentes movilizados (Jahanshahi *et al.*, 2026a). Estos ensayos se han realizado también sobre pilotes *offshore* a escala reducida (cilindros metálicos de pared delgada), observándose un comportamiento equivalente y compatible con el concepto de espesor equivalente, siempre que el diámetro del pilote sea suficientemente grande para evitar la formación de un tapón de material en su interior (*plugging*), fenómeno que modifica significativamente los mecanismos de penetración e incrementa la resistencia movilizada.

Conviene señalar que tanto los ensayos de laboratorio como los ensayos en centrífuga se realizaron en condiciones secas, principalmente por razones prácticas y de simplicidad experimental. No obstante, dado que la penetración en materiales granulares constituye un problema esencialmente drenado, los resultados pueden extrapolarse a condiciones saturadas mediante la aplicación del principio de tensión efectiva de Terzaghi, sustituyendo el peso específico seco por el peso específico sumergido del material. En consecuencia, la resistencia a la penetración movilizada es proporcional al peso específico efectivo del material granular (Ec. 3), pudiendo corregirse los resultados mediante el cociente entre los pesos específicos correspondientes.

Este aspecto fue objeto de discusión durante el proceso de revisión del artículo en el que se presentaron los resultados de laboratorio (Varela *et al.*, 2025). Sin embargo, los resultados obtenidos confirmaron que, para condiciones drenadas, los mecanismos resistentes y las tendencias observadas son equivalentes siempre que se mantenga la similitud en términos de tensiones efectivas. De hecho, los ensayos en centrífuga se han realizado a 50g en condiciones secas para reproducir aproximadamente el estado tensional correspondiente a un ensayo saturado a 80g (equivalencia entre 50 x peso específico seco y 80 x peso específico sumergido). Por el contrario, los ensayos a escala real descritos en el apartado 4.3 se ejecutaron en condiciones sumergidas, para facilitar su aceptación por parte de clientes y entidades certificadoras.

4.6. ASPECTOS COMPLEMENTARIOS

Una vez validada la aplicación del espesor equivalente ($t_{eq} = t + d_{50}$) para la estimación de la resistencia a la penetración de chapas y faldones, los trabajos posteriores se han centrado en analizar la aplicabilidad de esta metodología a otras tipologías de cimentación y en estudiar algunos aspectos adicionales que pueden influir en la respuesta del sistema.

Uno de los aspectos más relevantes es la extensión de esta metodología al caso de monopilotes. Aunque los mecanismos resistentes locales asociados a la interacción entre la punta y las partículas de la protección anti-socavación son similares a los observados en chapas, la geometría cilíndrica del pilote podría introducir efectos adicionales asociados a la curvatura y a la interacción entre las partículas situadas a ambos lados del elemento. Los ensayos realizados en laboratorio y en centrífuga (Jahanshahi *et al.*, 2026a) muestran que estos efectos son poco significativos para diámetros representativos de cimentaciones offshore, observándose un comportamiento equivalente al de una chapa desarrollada cuando el diámetro del pilote supera aproximadamente los 2 m (para configuraciones y profundidades habituales) (Figura 14). No obstante, para diámetros menores pueden aparecer fenómenos adicionales, como la formación de tapones de material (plugging), que modifican los mecanismos resistentes y requieren un análisis específico.

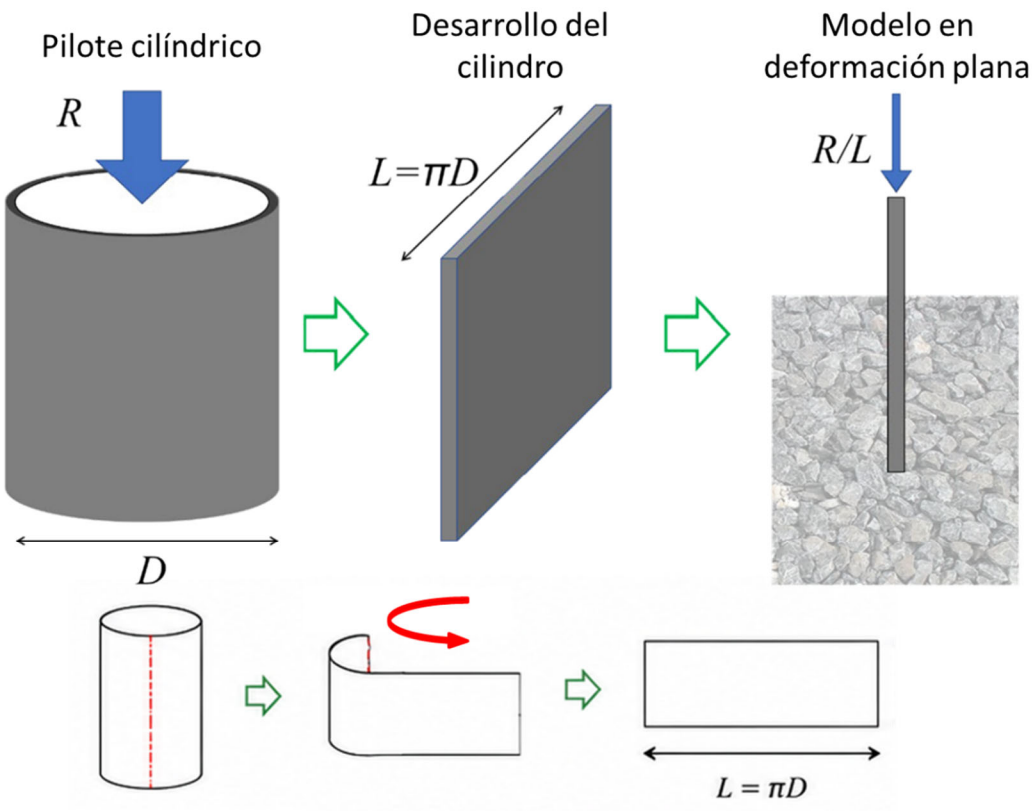


Figura 14. Esquema conceptual sobre la aplicabilidad de los resultados en deformación plana a la hinca de monopilotes.

Otro aspecto estudiado es la influencia del espesor finito de la protección anti-socavación. Los ensayos realizados (Miranda *et al.*, 2026a) con una capa granular apoyada sobre un lecho arenoso muestran que la presencia del terreno subyacente comienza a afectar a la resistencia a la penetración antes de que la punta alcance físicamente la interfaz entre ambos materiales. A medida que la punta se aproxima a dicha interfaz, la zona de influencia de los mecanismos resistentes intercepta parcialmente el material inferior, reduciendo progresivamente la resistencia movilizada respecto a la obtenida en una capa granular de espesor infinito. Este efecto resulta más acusado cuanto mayor es el espesor del elemento que penetra, debido a la mayor extensión de la cuña resistente movilizada frente a la punta.

Finalmente, también se ha estudiado la influencia de la naturaleza del material granular empleado mediante ensayos a escala real realizados con eclogita y grava caliza (Jahanshahi *et al.*, 2026c). Los resultados muestran que la resistencia a la penetración es sistemáticamente mayor en la eclogita, debido a la combinación de un mayor peso específico sumergido, una resistencia al desgaste superior y una menor fragmentación de las partículas durante la penetración. Por el contrario, la grava caliza experimenta una rotura más intensa de las partículas, modificando progresivamente la granulometría inicial y reduciendo parcialmente la resistencia movilizada. Estos resultados ponen de manifiesto que, además del tamaño de partícula, las propiedades mecánicas y mineralógicas del material empleado en la protección anti-socavación pueden influir de forma significativa en el comportamiento durante la instalación de la cimentación.

5. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones de la ponencia son:

1. La expansión de la energía eólica marina hacia emplazamientos cada vez más profundos, como los que serán necesarios en España debido a la limitada extensión de la plataforma continental, está impulsando el desarrollo de nuevas soluciones de cimentación y fondeo, así como la aparición de nuevos retos geotécnicos asociados a su instalación y comportamiento en servicio.
2. Las protecciones anti-socavación deben considerarse simultáneamente como elementos hidráulicos y como estructuras granulares, ya que tanto su estabilidad frente a la acción del oleaje y las corrientes como su comportamiento mecánico pueden condicionar de forma significativa el diseño, la instalación y el comportamiento de las cimentaciones offshore.

3. Cuando el espesor del elemento que penetra es comparable al tamaño de las partículas de la protección, aparecen mecanismos asociados a la naturaleza discreta del material granular que no quedan adecuadamente representados mediante las formulaciones convencionales de mecánica del continuo.
4. Los resultados obtenidos mediante ensayos a escala real, ensayos de laboratorio y centrífuga, así como mediante modelización DEM, muestran que estos efectos pueden incorporarse de forma sencilla mediante el concepto de espesor equivalente, permitiendo adaptar metodologías de diseño convencionales basadas en la mecánica del continuo a este tipo de problemas.
5. El trabajo presentado constituye un ejemplo de cómo la combinación de herramientas analíticas, experimentales y numéricas permite abordar problemas geotécnicos complejos y desarrollar metodologías aplicables a proyectos reales de ingeniería offshore.

AGRADECIMIENTOS

El autor desea expresar su agradecimiento a la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) por la invitación para impartir esta ponencia, así como la confianza depositada en la Universidad de Cantabria para la celebración en Santander del 12º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica.

Los resultados presentados en esta ponencia son fruto del trabajo colectivo desarrollado durante los últimos años por numerosas personas que han contribuido, desde distintos ámbitos, al avance de esta línea de investigación. El autor desea agradecer a todos los miembros que han formado parte del Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria y, en particular a quienes participan actualmente en el desarrollo de estos trabajos, a Marina Miranda, Enrique Rodríguez-Fernández, Pablo Martín y Reza Jahanshahi, así como a los técnicos de laboratorio Javier Menocal y Julio Sánchez. Asimismo, quiero agradecer el apoyo y colaboración de los miembros del Grupo de Ingeniería Offshore y Energías Marinas del IHCantabria, especialmente a aquellos involucrados en la línea de investigación sobre protección contra la socavación: Álvaro Álvarez, Raúl Guanche, Javier Sarmiento, Juan Viadero y Borja Bolado, y los técnicos de laboratorio.

El autor desea también agradecer la colaboración y confianza depositada por diversas empresas e instituciones del sector offshore, cuyos proyectos han permitido identificar problemas reales de ingeniería y validar las metodologías desarrolladas. En particular, se agradece el apoyo, colaboración y financiación de Dragados Offshore, Scottish Power Renewables, Iberdrola, TenneT, Amprion y Esteyco en el marco de proyectos en el Mar del Norte, que han contribuido de forma decisiva al desarrollo de varias de las investigaciones presentadas en esta ponencia.

Finalmente, esta publicación es parte de los proyectos de I+D+i : “Metodología avanzada para la cimentación de estructuras críticas en parques eólicos (CREMA) (TED2021-130780B-I00)” financiado por MICIU/AEI/10.13039/501100011033 y por la Unión Europea NextGenerationEU/ PRTR y del proyecto de I+D+i : “Interacción fluido-estructura-terreno para el desarrollo de soluciones para eólica marina a grandes profundidades mediante sistemas de fondeo en tensión o semi-tensionados (INFLUET) (PID2023-153306OB-I00)” financiado por MICIU/AEI/10.13039/501100011033 y por FEDER, UE.

DECLARACIÓN SOBRE EL USO DE INTELIGENCIA ARTIFICIAL

El autor ha utilizado herramientas de inteligencia artificial generativa para apoyar la elaboración de algunas figuras y tareas auxiliares de edición del texto.

REFERENCIAS

Andersen, K. H., Jostad, H. P. & Dyvik, R. (2008). Penetration Resistance of Offshore Skirted Foundations and Anchors in Dense Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.,* 134(1), pp. 106-116.

API (American Petroleum Institute), 2011. *Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures. In Part 4 - Geotechnical and Foundation Design Considerations.* Washington, DC 20005: API Publishing Services.

Arany, L., Bhattacharya, S., Macdonald, J.H.G., Hogan, S.J. (2017). Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92: 126–152. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.024

Arroyo, M., Abadías, D., Alcoverro, J., Gens, A. (2013). Shallow foundations for offshore wind towers. *18th Int. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Eng. (ICSMGE 2013)*, Paris, France, 2303–2306.

Bolado, B., Castro, J., Guanche, R. 2026. Anclas planas offshore para eólica marina flotante: análisis numérico del comportamiento carga-desplazamiento. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica (12SNIG)*, Santander, España.

Butterfield, R., Ticof, J. (1979). The use of physical models in design (Discussion). *Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, UK, 4: 259–262.

Cengiz, C., Macaro, G., Martinelli, M., *et al.* (2024). Optimising pile installation through scour protection (OPIS) project and preliminary findings. Proceedings of the 5th European Conference on Physical Modelling in Geotechnics (ECPMG 2024), Delft, The Netherlands. ISSMGE.

Cerfontaine, B., White, D., Kwa, K., Gourvenec, S., Knappett, J., & Brown, M. (2023). Anchor geotechnics for floating offshore wind: Current technologies and future innovations. *Ocean Engineering*, 279, 114327. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.114327

Cheng, X., Wang, P., Li, N., Liu, Z., Zhou, Y. (2020). Predicting the cyclic behaviour of suction anchors based on a stiffness degradation model for soft clays. *Computers and Geotechnics*, 122: 103552. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103552

Chirosca, A.-M., Rusu, L., Bleoju, A. (2022). Study on wind farms in the North Sea area. *Energy Reports*, 8: 162–168. https://doi.org/10.1016/j.egyr.2022.10.244

De Vos, L., De Rouck, J., Troch, P., Frigaard, P. (2012). Empirical design of scour protections around monopile foundations. Part 2: Dynamic approach. *Coastal Engineering*, 60, 286–298. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2011.10.008

Deu, A., Espliego, J., Martínez, P., Navarro, A. (2026). Caracterización geofísica y geotécnica del subsuelo marino para el desarrollo de infraestructuras de generación de energías renovables marinas en el área de PLEMCAT. *12º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica (12SNIG)*, Santander, España.

Díaz, H., Guedes Soares, C. (2020). Review of the current status, technology and future trends of offshore wind farms. *Ocean Engineering*, 209: 107381. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2020.107381

DNV-RP-C212 (2017) *Offshore soil mechanics and geotechnical engineering.* DNV, Høvik, Norway.

DNV-RP-E302 (2017). *Design and Installation of Plate Anchors in Clay*. DNV, Høvik, Norway.

DNV-ST-0119 (2021). *Floating wind turbine structures*. DNV, Høvik, Norway.

DNV-RP-0618 (2022). *Rock scour protection for monopiles*. DNV, Høvik, Norway.

Fanning, J., Sivakumar, V., Nanda, S. *et al.* (2023). Pullout Capacity of Single and Biwing Anchors in a Soft Clay Deposit: Model Investigation in a Centrifuge and FEM Predictions. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 149 (7). https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-10636

Fontana, C. (2019). *A Multiline Anchor Concept for Floating Offshore Wind Turbines* (PhD Thesis). University of Massachusetts Amherst. https://doi.org/10.13140/RG.2.2.21780.22400

Giampa, J.R., Bradshaw, A.S., Gerkus, H., Gilbert, R.B., Gavin, K.G., Sivakumar, V. (2019). The effect of shape on the pull-out capacity of shallow plate anchors in sand. *Géotechnique*, 69 (4): 355–363. https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.269

Goumy Petit, R. (2026). Panorama general de los retos de la ingeniería geotécnica para energías renovables offshore en España. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica (12SNIG)*, Santander, España.

Guo, Y., Zhao, Y., Zhao, S., Wang, H., & Lian, J. (2023). Integrated floating method based on four-bucket jacket foundation for offshore substations and converter stations. *Ships and Offshore Structures*, *18*(2), 205–216. https://doi.org/10.1080/17445302.2022.2035561

He, P., Fenton, G.A., Griffiths, D.V. (2024). Pullout Capacity of Strip Anchors in Spatially Variable Soil. I: Clay. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 150 (11). https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-12574

Hoffmans, G.J.C.M., Verheij, H.J. (1997). *Scour Manual*. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Jahanshahi, R., Jawid, T., Brown, M.J., Castro, J., Davidson, C., Miranda, M., Wang, W. (2026a). Physical modelling of monopile penetration through scour protection of different grain sizes. *Proc. 11th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, Zurich, Switzerland, 8–12 June 2026

Jahanshahi, M., Miranda, M., Castro, J. (2026b). Análisis numérico de la capacidad frente a tiro vertical de anclas planas cuadradas y circulares en arcilla. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica (12SNIG)*.

Jahanshahi, R., Miranda, M., Rodríguez, E., Castro, J. (2026c). Comparación de la resistencia a la penetración de elementos de cimentación en grava caliza y grava de alta densidad. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica (12SNIG)*, Santander, España.

Jahanshahi, M., Barreto, D., Miranda, M., Rodríguez-Fernández, E., Castro, J. (2025). Skirt penetration in scour protection: laboratory and numerical analyses. 5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics. June 9-13, 2025, Nantes, France.

https://www.issmge.org/uploads/publications/132/133/ISFOG2025-230.pdf

Jindal, S., Rahmanli, U., Aleem, M., Cui, L., Bhattacharya, S. (2024). Geotechnical challenges in monopile foundations and performance assessment of current design methodologies. *Ocean Engineering*, 310: 118469. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2024.118469

Kwa, K.A. y White, D.J. (2023). Numerical modelling of plate anchors under sustained load: The enhancement of capacity from consolidation. *Computers and Geotechnics*, 158: 105367. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2023.105367

Leimeister, M., Kolios, A., Collu, M. (2018). Critical review of floating support structures for offshore wind farm deployment. *Journal of Physics: Conference Series*, 1104: 012007. https://doi.org/10.1088/1742-6596/1104/1/012007

Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (MITECO). (2021). *Hoja de Ruta para el Desarrollo de la Eólica Marina y de las Energías del Mar en España*. Gobierno de España, Madrid. https://www.miteco.gob.es/es/ministerio/planes-estrategias/desarrollo-eolica-marina-energias.html

Miranda, M., Castro, J., Jahanshahi, R., Martín, P. (2026a). Análisis experimental de la hinca de monopilotes en sistemas de protección anti-socavación sobre lecho arenoso. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica (12SNIG)*, Santander, España.

Miyai, S., Kobayakawa, M., Tsuji, T. & Tanaka, T. (2019). Influence of particle size on vertical plate penetration into dense cohensionless granular materials (large-scale DEM simulation using real particle size). *Granular Matter,* 21(4), p. 105.

Montserrat, M., Arroyo, M., Prendergast, L.J., Reale, C., Miras, T., Fekhari, E. (2025). Effect of Monopile Geometry and Soil Uncertainty Propagation on Estimated Natural Frequency of Offshore Wind Turbines. *Proceedings of the 5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2025)*, Nantes, France, 9–13 June 2025. ISBN 978-2-85782-758-0.

Randolph, M.F. (2020a). A Lifetime of Offshore Geotechnics-Career Reflections and Lessons Learned. *4th ISFOG 2020*. Keynote lecture.

Randolph, M.F. (2020b). Design of Anchoring Systems for Deep Water Soft Sediments. In: Haldar, S., Patra, S., Ghanekar, R. (eds). Advances in Offshore Geotechnics. Lecture Notes in Civil Engineering, 92. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-15-6832-9_1

Rodríguez-Fernández, E., Martín García, P., Castro, J. (2026). Defining a Universal Stopping Criterion for DEM-Based Modeling of Granular Soils in Geotechnical Applications. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica (12SNIG)*, Santander, España.

Saincher, S., Sriram, V., Stoesser, T. (2025). Shared moorings for floating offshore renewable energy technologies: A review. Renewable and Sustainable Energy Reviews, 224: 116064. https://doi.org/10.1016/j.rser.2025.116064

Sarmiento, J., Guanche, R., Losada, I.J., Serna, J. (2024). Experimental analysis of scour around an offshore wind gravity base foundation. *Ocean Engineering*, 308: 118330. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2024.118330

Shi, H., Cengiz, C., Macaro, G. *et al.* (2025). A validated DEM modelling framework on plate and pile penetrations in a double-layer scour protection system. Ocean Engineering, 319: 120222. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2024.120222

Sukumarapillai, Y.K. y Deu, A. (2026). Generación de CPTU sintéticos mediante redes neuronales artificiales (ANN) para proyectos de energía eólica marina flotante. *12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica (12SNIG)*, Santander, España.

Varela, E., Miranda, M., Castro, J., Sarmiento, J., Guanche, R. (2022). Full-Scale Tests of Skirt Penetration Resistance in Gravel for Offshore Wind Structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 148(11): 04022084. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002889

Varela, E., Miranda, M., Castro, J. (2025). Laboratory Tests of Skirt Penetration in Loose Granular Soils. *Marine Georesources & Geotechnology*, 43(4): 622–634. https://doi.org/10.1080/1064119X.2024.2348635

Vesić, A. S. (1971). Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom. *J. Soil Mech. Found. Div.*, 97 (9): 1183–1205. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001659

Wood, M. (2017). Mooring and Anchoring Systems for Floating Offshore Wind. Vryhof Anchors BV. Presentation delivered at the Asia Offshore Wind Day, Taipei, Taiwan, 13 September 2017. Available at: https://www.asiawind.org/wp-content/uploads/2018/01/16-VRYHOF-MARK-WOOD.pdf

Wu, X., Hu, Y., Li, Y., Yang, J., Duan, L., Wang, T., Adcock, T., Jiang, Z., Gao, Z., Lin, Z., Borthwick, A. (2019). Foundations of offshore wind turbines: A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 104: 379–393. https://doi.org/10.1016/j.rser.2019.01.012

Ponencia Invitada

Nuevos desarrollos experimentales para la medida de la tenacidad de fractura en rocas

PONENTE
Jordi Delgado
Universidade da Coruña

NUEVOS DESARROLLOS EXPERIMENTALES PARA LA MEDIDA DE LA TENACIDAD DE FRACTURA EN ROCAS

Jordi DELGADO MARTÍN[(1)] y Yan LI[(1)]

[(1)] Laboratorio de Mecánica de Rocas
Universidade da Coruña
jorge.delgado@udc.es

RESUMEN

La tenacidad de fractura en modo I en rocas constituye un parámetro fundamental para evaluar su comportamiento en numerosas aplicaciones ingenieriles. A diferencia de la resistencia mecánica, que describe el fallo en materiales idealmente intactos, la tenacidad de fractura caracteriza la capacidad intrínseca del material para resistir la iniciación y propagación de defectos preexistentes, lo que resulta especialmente relevante en materiales cuasi-frágiles como las rocas. Diversos métodos experimentales han sido propuestos y estandarizados por la ISRM para la determinación de esta propiedad (SR, CB, CCNBD y SCB). Sin embargo, esta multiplicidad metodológica refleja la complejidad inherente al problema, puesto que los resultados obtenidos no siempre son directamente comparables entre sí. Entre ellos, el ensayo SCB es actualmente el más utilizado, debido a la percepción generalizada de su simplicidad y a la facilidad de preparación de las probetas. No obstante, su aplicación presenta limitaciones relevantes, en particular su elevada sensibilidad a excentricidades en la aplicación de la carga, desalineamientos geométricos y condiciones de contacto no ideales, factores que pueden inducir desviaciones respecto a un estado de modo I puro y comprometer la fiabilidad de los resultados. En este contexto, el método de tensión pseudo-compacta (pCT) se configura como una alternativa robusta, derivada del ensayo CT clásico y adaptada a las particularidades geométricas de las probetas de roca. Esta configuración permite un control más estable de la propagación de la grieta y la obtención de curvas completas carga–desplazamiento, lo que facilita la caracterización energética del proceso de fractura. Asimismo, presenta una menor sensibilidad a imperfecciones geométricas y un comportamiento más consistente frente a efectos de escala. Por otra parte, los avances en el desarrollo de dispositivos experimentales han permitido extender la aplicación del método pCT a condiciones no ambientales, incluyendo altas presiones de confinamiento, elevadas temperaturas y presencia de fluidos. Los resultados obtenidos evidencian que la tenacidad de fractura depende de forma crítica de estas variables, lo que pone de manifiesto la necesidad de considerar de manera explícita los acoplamientos termo-hidro-mecánicos en el análisis del comportamiento frente a la fracturación de las rocas.

ABSTRACT (estilo Titulo Resumen 12 SNIG)

Mode I fracture toughness in rocks is a key parameter for assessing their behavior in a wide range of engineering applications. Unlike mechanical strength, which describes failure in ideally intact materials, fracture toughness characterizes the intrinsic ability of a material to resist the initiation and propagation of pre-existing defects, making it particularly relevant for quasi-brittle materials such as rocks. Various experimental methods have been proposed and standardized by the ISRM for the determination of this property (SR, CB, CCNBD, and SCB). However, this

multiplicity of approaches reflects the inherent complexity of the problem, as the results obtained are not always directly comparable. Among these methods, the SCB test is currently the most widely used, largely due to the general perception of its simplicity and the ease of specimen preparation. Nevertheless, its application presents significant limitations, particularly regarding its sensitivity to load eccentricities, geometric misalignments, and non-ideal contact conditions, which may induce deviations from pure Mode I conditions and compromise the reliability of the results. In this context, the pseudo-compact tension (pCT) method emerges as a robust alternative, derived from the classical CT test and adapted to the geometric characteristics of rock specimens. This configuration enables a more stable control of crack propagation and the acquisition of complete load–displacement curves, thereby facilitating the energy-based characterization of the fracture process. Furthermore, it exhibits lower sensitivity to geometric imperfections and a more consistent response with respect to scale effects. In addition, advances in experimental device development have made it possible to extend the application of the pCT method to non-ambient conditions, including high confining pressures, elevated temperatures, and the presence of fluids. The results demonstrate that fracture toughness is strongly dependent on these variables, highlighting the need to explicitly consider thermo-hydro-mechanical coupling in the analysis of rock fracturing behavior.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Tenacidad de fractura (Fracture toughness), Métodos de ensayo (Testing methods), Método SCB (SCB method), Método pCT (pCT method)*

1. INTRODUCCIÓN

Es un hecho bien conocido que todas las rocas contienen, con mayor o menor abundancia, defectos estructurales (grietas, poros, etc.) que son el resultado de una amplia variedad de procesos geológicos que, a lo largo del tiempo, las afectan. Los defectos pueden influir de manera sustantiva en aspectos tan críticos como su resistencia frente a solicitaciones de distinto origen, ya sean estas naturales o no. En el contexto anterior, el concepto de resistencia requiere ser matizado, ya que su significado varía en función del fenómeno que se pretende describir (*p. ej.* mecanismo de fallo o umbral de fallo), la escala a la que se realiza el análisis (*p. ej.* global o local) y la variable empleada para su representación (*p. ej.* tensión o tenacidad). Por ello, conviene distinguir entre la resistencia mecánica (entendida como el valor máximo de tensión que un material puede soportar bajo un determinado estado de carga antes de que se produzca su rotura o pérdida de integridad), y la tenacidad de fractura (que representa la capacidad intrínseca del material para resistir la iniciación y/o propagación de grietas). De ese modo, mientras que la resistencia determina el nivel de tensión al que se produce el fallo en materiales idealmente intactos, la tenacidad de fractura controla los procesos de iniciación y propagación de grietas y, por tanto, resulta determinante en el comportamiento de materiales frágiles con defectos, como las rocas.

Si la resistencia de los materiales intactos constituye el núcleo de los desarrollos de la *Mecánica de Materiales* clásica (basados en las relaciones tensión–deformación, los límites de comportamiento y los estados tensionales), la tenacidad de fractura es el concepto que, en el marco de la *Mecánica de Fractura*, proporciona el criterio de fallo en materiales con defectos. En ese contexto, su evolución puede describirse a partir de distintos modelos (por ejemplo, los de la fractura elástica lineal (LEFM) o elastoplástica (EPFM), o los de fractura cohesiva (CZM)), así como mediante parámetros y formulaciones específicas (SIF, integral J, XFEM, *phase-field*, etc.).

En mecánica de fractura, su clasificación se basa en modos de rotura, no por su aspecto o atributos macroscópicos. De ese modo, de acuerdo con el tipo de desplazamiento y las tensiones actuantes en el extremo de la grieta se distinguen tres modos fundamentales: *I* (apertura perpendicular al plano de la grieta o tensión pura), *II* (deslizamiento o cizalladura en el plano de la grieta) y *III* (desgarro fuera del plano de la grieta). Estos modos pueden combinarse dando lugar a mecanismos de rotura mixtos (*p. ej. I+II*, *I+II+III*). Para cada uno de ellos modos, se pueden considerar factores de intensidad de tensión, K, (K_I, K_{II} y K_{III}, respectivamente) que operan en el extremo de la grieta. Cuando el valor de K excede un umbral crítico (K_c), que es distinto para cada modo de rotura (K_{Ic}, K_{IIc} y K_{IIIc}), tiene lugar la propagación de la grieta.

La aplicación de la mecánica de fractura al estudio de las rocas tuvo sus inicios en la década de 1960. Sin embargo, su consolidación y difusión no se produjo hasta la publicación de la obra integradora de Atkinson

(1987), en la que se combinan de forma sistemática fundamentos teóricos, métodos experimentales y múltiples aplicaciones como la mecánica de terremotos. En el contexto de la *Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas* (ISRM), el primer *Método Sugerido* (SM) para la determinación de la tenacidad de fractura en Modo *I* se publicó en 1988 (ISRM, 1988). En el mismo se describen los métodos de ensayo conocidos como SR (*short-rod*) y CB (*chevron bend*). Unos años más tarde le seguirían el CCNBD (*Cracked Chevron Notched Brazilian Disc*; Fowell, 1995; Fowell *et al.*, 2006; Wang *et al.*, 2013; Wei *et al.*, 2017) y el SCB (*semi-circular bend*; Kuruppu *et al.* 2014). Asimismo, en 2012 se publicó un nuevo SM para la determinación de la tenacidad de fractura en Modo II (Bakkers y Stephansson, 2012) así como otro para el Modo *I* dinámico, empleando para ello una barra dividida de Hopkinson (Zhou *et al*., 2012).

El Modo *I* de rotura es, probablemente, el más relevante en rocas debido a la baja resistencia a tracción que, en general, presentan los geomateriales. No obstante, la realidad es más compleja, ya que no es infrecuente que las fracturas se desarrollen bajo condiciones de modo mixto, particularmente combinaciones *I+II*. Por ello, los SM de la ISRM abordaron en primer lugar, y con mayor detalle, la caracterización de este tipo de fallo. Esta prioridad se refleja igualmente en la literatura científica, en la que la mayoría de los trabajos sobre tenacidad de fractura en rocas se centran en la rotura en Modo *I*. Sin embargo, resulta llamativa la existencia de múltiples SM para evaluar una misma propiedad mecánica. Esta diversidad metodológica no supondría un inconveniente si los resultados obtenidos fueran equivalentes; sin embargo, numerosos estudios (*p. ej.* Fowell, 1995; Alkiliçgil, 2010; Cui *et al.*, 2010; Aliha et al., 2012, 2017; Kataoka et al., 2015; Erarslan, 2013, 2018; Iqbal et al., 2007; Muñoz-Ibáñez et al., 2021b; Sha *et al.*, 2024; Suo *et al.*, 2025) evidencian que esto no es así. Las discrepancias se atribuyen, en primer lugar, a las diferencias en el estado tensional asociado a cada geometría de ensayo, que no siempre garantiza condiciones de Modo *I* puro. En muchos casos, coexisten componentes de cizalla (Modo *II*) derivadas de excentricidades en la aplicación de la carga, condiciones de contacto en los apoyos o asimetrías geométricas. Asimismo, las condiciones de contorno reales (incluyendo efectos de rozamiento entre la probeta y los apoyos, contacto no puntual y posibles desalineaciones) difieren de las ideales preconizadas por los modelos analíticos, perturbando el campo de tensiones en la vecindad de la entalla.

Por otra parte, cada método emplea funciones de calibración geométrica específicas (comúnmente referidas como factor geométrico adimensional, Y'), cuya determinación, mediante soluciones aproximadas o análisis numérico, introduce incertidumbres adicionales. A ello se suman los procedimientos para la preparación e instalación de las probetas (ver Li *et al.*, 2026), así como la diferencia intrínseca entre métodos que evalúan la iniciación de la fisura (*p. ej.* SCB o CCNBD) frente a aquellos basados en la consecución de su propagación estable (*p. ej.* SR o CB). Además, el comportamiento cuasi-frágil de las rocas y la existencia de una zona de proceso de fractura (FPZ) de extensión finita implican efectos de tamaño y desviaciones respecto a la LEFM clásica (Bažant, 1984) y la relevancia de este aspecto varía en función de la configuración de ensayo. Finalmente, la heterogeneidad y anisotropía inherentes a los geomateriales, junto con las diferencias en los procedimientos de reducción de datos, contribuyen a que los valores de K_{Ic} obtenidos dependan no solo de las propiedades intrínsecas de la roca, sino también del método experimental empleado.

Un análisis pormenorizado de los factores anteriores queda fuera del alcance del presente trabajo. Por ello, con vistas a facilitar la exposición, nos centraremos en el método SCB que es, en la actualidad, el más utilizado para la evaluación de la tenacidad de fractura en Modo *I* en rocas. El análisis que sigue se centra primero en describir las limitaciones del método SCB y, por comparación, las ventajas potenciales del método *p*CT, incluyendo el desarrollo de equipos para su aplicación eficaz. A continuación, se presentan diversas aplicaciones de este último a través de las que evaluar cómo cuestiones de escala y el rol de la presión de confinamiento o del tipo de fluido en contacto con la roca pueden afectar a la tenacidad de fractura.

2. DIFERENCIAS ENTRE LOS MÉTODOS SCB Y *p*CT

El uso del método SCB para la obtención de la tenacidad de fractura en Modo *I* ha sido profusamente defendido en la literatura atendiendo a la facilidad de preparación de sus especímenes, sus mínimos requisitos de mecanizado, así como la conveniencia de poder realizar los ensayos empleando equipos multipropósito comúnmente disponibles en muchos laboratorios de suelos y rocas. En esta sección intentaremos matizar esa percepción y presentar, por comparación, las ventajas de la configuración *p*CT.

2.1. CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS

En los ensayos SCB, el comportamiento mecánico ideal presupone una configuración perfectamente simétrica

e isostática, en la que la carga se aplica en el plano de la entalla, las superficies de contacto son paralelas y las condiciones de apoyo son equivalentes (Fig. 1A). Bajo esta hipótesis, la respuesta del sistema está dominada por la aparición de pares de fuerza colineares y opuestos (tracción indirecta) en el plano de la entalla, que es característico del modo *I* de fractura. En esa configuración ideal el campo de tensiones se distribuye simétricamente, con una concentración máxima en la punta de la grieta y cuya intensidad está gobernada exclusivamente por el factor de intensidad de tensiones K_I . Sin embargo, cuando se trabaja con probetas reales, pequeñas desviaciones respecto a esta configuración ideal introducen efectos adicionales que alteran significativamente tanto la cinemática global de la probeta como el estado tensional local en la entalla.

Desde un punto de vista estrictamente geométrico, diversos factores, actuando de forma independiente o combinada, pueden alterar significativamente los resultados de los ensayos. Estos se pueden agrupar en tres categorías principales. En primer lugar, los desalineamientos del sistema de carga, que incluyen: (i) la excentricidad del plano de carga respecto al plano de la entalla; (ii) el desplazamiento de los apoyos respecto de la configuración idealmente simétrica; y (iii) la falta de paralelismo y/o coplanaridad entre las líneas de carga y de reacción, debida, entre otros factores, al desalineamiento de los rodillos, a la no cilindricidad de la probeta o a defectos (no planeidad) en las superficies de contacto. En segundo lugar, las imperfecciones en la posición relativa entalla–carga, como el desplazamiento de la entalla respecto del eje de simetría del sistema o la no coincidencia en planta entre la línea de carga y dicho eje. Por último, los defectos geométricos intrínsecos de la probeta y de la entalla, entre los que destacan: (i) las características geométricas de la entalla (rectilineidad, planeidad, radio de punta, rugosidad); y (ii) el no paralelismo entre las caras de la probeta en la dirección perpendicular a la entalla, que puede inducir distribuciones de contacto y de tensiones no uniformes.

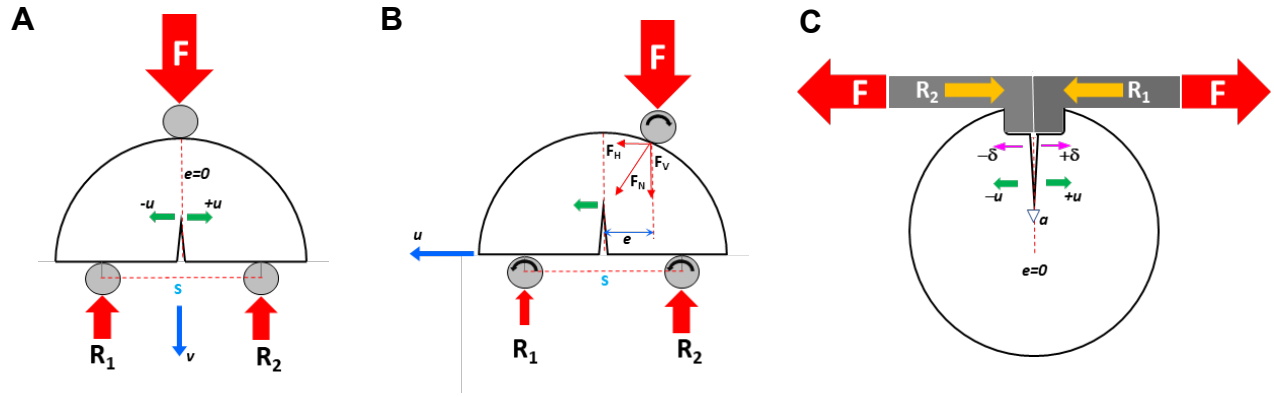


Figura 1. Esquema de distribución de fuerzas y desplazamientos en un ensayo SCB ideal (A), con carga descentrada (B) y en un ensayo *p*CT (C).

La excentricidad en la aplicación de la carga constituye un aspecto crítico en el ensayo SCB. La fuerza que el rodillo superior transmite a la probeta es siempre normal a la superficie curva; por tanto, si el punto de contacto no coincide con la cresta del semicírculo (Fig. 1B), dicha fuerza se descompone en una componente vertical y otra horizontal. La componente vertical resulta necesariamente inferior a la carga total aplicada y se traduce, además, en una distribución asimétrica de las reacciones en los rodillos de apoyo, siendo mayor en el correspondiente a la dirección de la excentricidad. Por otro lado, la componente horizontal, si no es contrarrestada por la fricción de los rodillos de apoyo (*p. ej.* cuando su rotación es impedida) o cuando se emplazan topes, puede ocasionar un desplazamiento de la probeta a nivel del plano de apoyo, dado que, por las propias condiciones del ensayo, la posición vertical de los rodillos de carga y apoyo permanece fija. Este desplazamiento puede manifestarse como un deslizamiento progresivo o *slip* (en sistemas con rodillos bien lubricados o cuando la rugosidad de la base de la probeta es mínima), como un mecanismo más complejo e intermitente, tipo *stick–slip* (cuando la fricción es mayor), o incluso como una inmovilización local asociada a la superación del umbral de plastificación en la roca en los puntos de contacto (*Hertzian yielding*). Asimismo, la posible irregularidad del plano de apoyo de la probeta puede inducir fenómenos adicionales de rotación, más o menos pronunciados, incluso cuando las condiciones de carga son nominalmente centradas.

La situación puede ser aún más compleja por la concurrencia de circunstancias adicionales, como son: (i) la falta de paralelismo entre el rodillo de carga y la línea generatriz de la superficie arqueada de la probeta (que puede inducir concentraciones de tensiones); (ii) la falta de paralelismo entre los ejes de carga y de apoyo, así como entre los propios apoyos (que implica una pérdida de coplanaridad entre el plano de la entalla y el de aplicación de la carga, pudiendo alterar los puntos de iniciación y/o la trayectoria de propagación de las grietas a través del ligamento); y (iii) la falta de paralelismo entre las caras perpendiculares a la entalla (que da lugar

a una distribución no uniforme de la carga asociada a la variación del espesor del ligamento). A estos efectos deben añadirse, además, otros previamente mencionados. El efecto combinado de estos desalineamientos sobre la tenacidad de fractura puede llegar a ser muy significativo ya que, si no son adecuadamente advertidos y corregidos, pasamos de un estado ideal de propagación en Modo *I* a una combinación de modos de fallo (*I+II*, o incluso *I+II+III* en presencia de irregularidades en el apoyo) los cuales, además, pueden evolucionar durante el ensayo a medida que cambia la excentricidad efectiva.

Desde el punto de vista experimental, todos estos fenómenos tienen implicaciones directas en la interpretación de las magnitudes medidas. Por ejemplo, el desplazamiento en el punto de carga (*Load Point Displacement* o LPD) deja de ser representativo del comportamiento del sistema (probeta + equipo de ensayo bajo condiciones experimentalmente bien definidas y reproducibles), ya que incorpora contribuciones adicionales asociadas a factores espurios no reproducibles (*p. ej.* traslación, rotación, torsión). Por su parte, la apertura de la grieta (*Crack Mouth Opening Displacement* o CMOD) pasa a incorporar, no solo la separación progresiva de sus labios como resultado de la aplicación de la carga, sino también otras contribuciones potenciales derivadas de la rotación del espécimen (que puede ser significativa en presencia de excentricidad o falta de paralelismo) o el desigual movimiento de un labio respecto del opuesto. Estas componentes indeseadas deben ser corregidas para estimar de forma fiable la apertura real de la grieta, ya que es un aspecto esencial para la evaluación de la energía de fractura (G_f). No obstante, incluso tras dichas correcciones, puede persistir el carácter de modo mixto del estado tensional. Un punto clave a destacar es que el mero registro de datos (fuerza, desplazamiento tiempo, etc.) no permite, *per se*, su identificación por lo que los cálculos realizados a partir de ellos incorporan errores que desvirtúan su significado.

En el caso de los ensayos tipo *p*CT (Fig. 1C), la mayor parte de los factores anteriormente enunciados resultan menos relevantes, siendo especialmente críticos el paralelismo y la regularidad de las superficies de transferencia de carga, su correcto centrado (incluyendo a la propia entalla), así como la constancia del espesor de la probeta. El análisis de los esquemas de carga pone de manifiesto que la sensibilidad relativa de los ensayos *p*CT y SCB frente a desviaciones en la alineación depende de manera determinante de las condiciones reales de aplicación de la carga. En un escenario *p*CT ideal, en el que la carga se aplica de forma perfectamente axial y simétrica, el sistema presenta una menor sensibilidad a excentricidades en comparación con el ensayo SCB, donde pequeñas desviaciones en la posición de la carga se traducen directamente en variaciones significativas del campo de momentos flectores. Sin embargo, en condiciones experimentales reales, la transferencia de carga en *p*CT también depende de la naturaleza de los contactos (garras de tracción/roca) y de tolerancias geométricas, lo que puede introducir asimetrías adicionales y aumentar su sensibilidad efectiva frente a errores de alineación. En consecuencia, la preparación de probetas tanto SCB como *p*CT (extensible a otras geometrías de ensayo) debe realizarse con suficiente precisión; no obstante, cabe destacar que el número de aspectos críticos a controlar es, en general, menor en el caso de las probetas *p*CT que en las SCB.

2.2. CONTROL DE ENSAYO, LONGITUD DE LIGAMENTO Y FACTOR GEOMÉTRICO

De acuerdo con el SM de la ISRM para probetas SCB (Kuruppu *et al*., 2014), el ensayo debe realizarse bajo control de desplazamiento a velocidad constante, siendo dicho desplazamiento evaluado como desplazamiento global (o LPD) en la dirección perpendicular a la de apertura de la grieta. El mismo SM indica que la medida del CMOD (en la misma dirección que la apertura de la grieta) puede incorporarse de forma complementaria, si bien no constituye un requisito del procedimiento, al ser K_{Ic} determinado a través del valor de la carga máxima alcanzada, de acuerdo con el denominado *Nivel I* de ensayo (ISRM, 1988). Por el contrario, en el ensayo *p*CT, tanto LPD como CMOD son colineales, si bien su magnitud no es equivalente (Muñoz-Ibáñez *et al*., 2021). De hecho, LPD incluye contribuciones no directamente asociadas a la apertura de la grieta (*p. ej.*, deformaciones elásticas e inelásticas del espécimen, así como la flexibilidad o *compliance* del sistema de carga y de los contactos). Por ello, si la única medida de desplazamiento disponible es el LPD, resulta necesario desagregar de este las no asociadas a la apertura de la grieta, por ejemplo, mediante el uso de un extensómetro tipo clip y/o la calibración previa de la rigidez global del sistema empleando una probeta patrón.

Por otro lado, si bien el control del ensayo mediante LPD constituye una opción adecuada en el caso del ensayo *p*CT, no lo es en el SCB cuando se pretende garantizar su estabilidad, especialmente en el entorno del pico de carga. Ello se debe a la dificultad para detectar con precisión el inicio del agrietamiento, o para realizar un seguimiento adecuado de su propagación. En materiales cuasi-frágiles, como las rocas, este efecto se ve agravado por el almacenamiento progresivo de energía elástica en la propia probeta, la cual tiende a liberarse de forma súbita en las proximidades de la carga máxima, dando lugar a una propagación rápida e inestable de la grieta. En tales condiciones, no es posible obtener la curva completa carga–desplazamiento del ensayo,

aspecto indispensable para la evaluación de la energía de fractura G_f. Por el contrario, el control del ensayo SCB basado en CMOD (o en, en el caso del ensayo *p*CT, a través de LPD/CMOD) opera a través de una magnitud que cambia directamente con el proceso de fisuración, proporcionando una respuesta más estable y representativa. Esto resulta especialmente relevante en estudios avanzados orientados a la caracterización del comportamiento post-pico y a la determinación fiable de la energía de fractura.

La longitud de ligamento en los ensayos de tenacidad desempeña un papel fundamental en la estabilidad de la propagación de la grieta. De este modo, ligamentos excesivamente cortos o demasiado largos pueden dar lugar a una liberación inestable de energía en el entorno del pico de carga, dificultando el control del ensayo. En el caso del ensayo SCB, la longitud de ligamento es un parámetro geométrico que gobierna la rigidez de la probeta y la energía almacenada antes de la fractura, dando lugar a un incremento progresivo de la tasa de liberación de energía conforme crece la grieta (dado que el área efectiva de ligamento se va reduciendo) y, por tanto, a un comportamiento intrínsecamente inestable. Por el contrario, en probetas tipo *p*CT, su configuración geométrica introduce un efecto estabilizador, de modo que, a medida que la grieta crece (y el ligamento disminuye), la energía disponible para su propagación evoluciona de forma más controlada, favoreciendo un régimen de propagación cuasi-estable.

Otro aspecto relevante en la comparación entre ambos métodos es la evaluación de los efectos de escala. En el caso de las probetas SCB, el espesor recomendado es ≥ 0.4 veces el diámetro, D, o 30 mm, mientras que en el ensayo *p*CT se recomienda un valor $\geq 0.5D$. Ambas recomendaciones tienen como objetivo garantizar el desarrollo de condiciones de deformación plana durante la nucleación y propagación de la grieta, si bien dichas condiciones no se incorporan de forma explícita en las formulaciones de las funciones geométricas adimensionales, Y'. Así, en el ensayo SCB, la función geométrica incluye, junto con la separación entre apoyos, el cociente a/R, donde a representa la longitud de la entalla y R el radio del semidisco. Por el contrario, en el ensayo *p*CT, la formulación se basa exclusivamente en el cociente a/b, en el cual a se corresponde también con la longitud de la entalla, mientras que b representa la suma de dicha longitud y la del ligamento.

Kuruppu *et al*. (2014) recomiendan el intervalo $0.4 \leq a/R \leq 0.6$ como rango adecuado para la realización de ensayos SCB, con probetas de diámetro mínimo de 76 mm. Sin embargo, en dicho trabajo no se aborda de manera explícita la dependencia del resultado de los ensayos de tenacidad con el tamaño de la probeta. Este aspecto sí se analiza en trabajos posteriores (Ghouli *et al*., 2021), en los que los autores proponen estrategias de corrección de los parámetros experimentales que, si bien resultan conceptualmente sólidas, tampoco incorporan una formulación explícita en términos de la función geométrica. Por el contrario, en el trabajo de presentación del método *p*CT, Muñoz-Ibáñez *et al.* (2020) abordan de forma explícita la dependencia de la función de forma con el diámetro de la probeta (entre 38 y 100 mm) y con el cociente adimensional a/b. A partir de dichos datos, es posible reconstruir una representación más completa de Y' (eq. 1) interpolando los coeficientes de los polinomios de cuarto orden ajustados para cada diámetro mediante funciones cuadráticas en D (eq. 2).

$$C_i(D) = j_i D^2 + k_i D + l_i \tag{1}$$

$$Y'\left(a/b, D\right) = \sum_{i=0}^{4} C_i\,(D)\left(a/b\right)^i \tag{2}$$

Sobre la base de este nuevo ajuste, puede identificarse el rango de a/b para el cual se cumple la independencia del factor Y' del diámetro de la probeta ($Y'(a/b,D) \approx Y'(a/b)$), adoptando como criterio que la dispersión de Y' entre distintos diámetros sea inferior al ±5 %. El análisis realizado muestra que este rango se extiende aproximadamente desde ≈0.14 hasta valores inferiores a 0.89 (sombreado amarillo de la figura 2). Este resultado pone de manifiesto que, para dicho intervalo de razones geométricas y tamaños de probeta, el comportamiento del sistema es esencialmente autosimilar, cumpliéndose la condición de independencia del factor de forma respecto del tamaño. Desde el punto de vista mecánico, ello indica que su respuesta está dominada por la geometría relativa, incluso para valores elevados de a/b, en los que la reducción del ligamento podría, en principio, incrementar la sensibilidad a efectos de escala. En consecuencia, el intervalo identificado puede considerarse un dominio robusto para el análisis comparativo y la determinación de propiedades de fractura en probetas *p*CT, garantizando la validez de la hipótesis clásica de invariancia geométrica en el rango de tamaños analizado. No obstante, el rango práctico de a/b puede ser (y, de hecho, es) inferior dado que para valores muy bajos o muy altos pueden manifestarse problemas (*p. ej.* fallos por concentración de tensión en las inmediaciones de los puntos de carga cuando a/b es muy pequeño o inestabilidad cuando es muy grande). Por ello, sugerimos un rango práctico más reducido ($0.25 < a/b < 0.5$; sombreado gris en la figura 2).

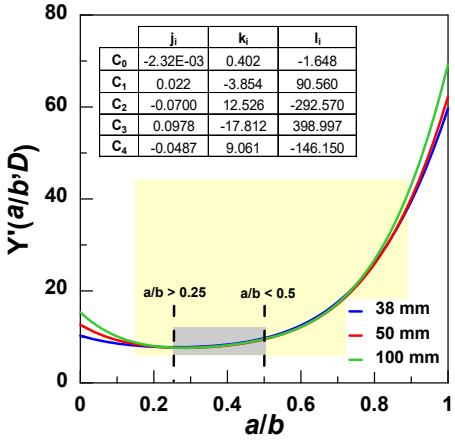


Figura 2. Variación del factor geométrico Y' en función del cociente a/b y el diámetro de la probeta. Los coeficientes *j*, *k*, *l* hacen referencia a la ecuación (1). Ver texto para la explicación de los sombreados.

En todo caso, para poder comparar este rango con el propuesto por Kuruppu *et al.* (2014), debe señalarse que, si bien los cocientes a/b y a/R son conceptualmente análogos (en la medida en que ambos describen la profundidad relativa de la grieta respecto a una dimensión característica del espécimen), no son directamente equivalentes desde el punto de vista geométrico. En efecto, en el ensayo SCB la longitud de referencia corresponde al radio del semidisco ($R = D/2$), mientras que en el ensayo *p*CT se asocia a una dimensión lineal del cilindro casi completo. En consecuencia, puede establecerse de forma preliminar que la relación $a/R \approx 2(a/b)$. Teniendo esto en cuenta y, atendiendo exclusivamente al comportamiento del factor geométrico Y′, el ensayo *p*CT presenta un intervalo de autosimilitud (probetas de distinto tamaño pero igual cociente adimensional a/b) significativamente mayor que del SCB. Esto refleja una menor influencia de la geometría global y de las condiciones de carga en la respuesta del sistema *p*CT, lo cual es intrínsecamente favorable.

2.3. DESARROLLO DE EQUIPOS PARA LOS ENSAYOS *p*CT

El ensayo *p*CT fue desarrollado a partir del ensayo clásico de tensión compacta (CT), descrito en la norma ASTM E399-90 (1990) mediante su adaptación a las particularidades de los testigos de roca. Para la realización de las calibraciones y ensayos, se diseñó y construyó un dispositivo específico, ampliamente documentado en Muñoz-Ibáñez *et al.* (2020). Con el objetivo de facilitar su implementación y generalizar su uso, el diseño original fue posteriormente optimizado, con una configuración igualmente eficaz pero notablemente más compacta y de menor coste de fabricación (Li *et al.*, 2024). A partir de ambos desarrollos, se han ido introducido otras adaptaciones destinadas a ampliar el rango de condiciones experimentales (p. ej. para alta presión (Li et al., 2026), a alta temperatura o en presencia de fluidos). Todas ellas se han verificado tomando como referencia el dispositivo original. Asimismo, de forma paralela al desarrollo de equipos, se han ensayado distintas técnicas para la preparación de las probetas, que incluyen los discos, fresas, e hilos diamantados, así como el corte con chorro de agua a presión con granalla.

3. APLICACIONES

3.1. EFECTOS DE ESCALA

Muñoz-Ibáñez *et al.* (2021) y Pérez-Rey *et al.* (2023) han llevado a cabo amplios estudios experimentales sobre los efectos de escala en la determinación de la tenacidad de fractura en *Modo I*, empleando los métodos SCB y *p*CT con distintas rocas (areniscas y granitos) y tamaños de probeta (entre 38 y 100 mm). En ambos trabajos se observa que, para los dos métodos, los valores de K_{Ic} muestran una dependencia sistemática con el tamaño de la probeta, si bien esta resulta más acusada en el ensayo SCB. Asimismo, para todas las rocas estudiadas (más en las areniscas), los resultados SCB muestran valores de K_{Ic} más bajos y con mayor dispersión en las probetas de menor tamaño, mientras que los realizados según el método *p*CT dan lugar a una evolución más suave y mayor coherencia interna. Esta diferencia se mantiene con independencia del tipo de roca, aunque resulta más evidente en materiales poco resistentes (donde la dispersión asociada al SCB es particularmente elevada) y se atenúa en rocas más resistentes (en las que los resultados obtenidos mediante *p*CT llegan a ser prácticamente comparables entre distintos tamaños de probeta). En su conjunto, si bien la variación de K_{Ic} con el tamaño es identificable con ambos métodos, el SCB manifiesta una sensibilidad mayor, lo que hace difícil

separar otras contribuciones (*p. ej.* factores litológicos) de la dispersión de resultados observada.

3.2. EFECTO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO

En un reciente trabajo, Li *et al.* (2026) han dado a conocer los resultados de un estudio experimental sobre la determinación de K_{Ic} bajo condiciones de presión de confinamiento, utilizando muestras de distintos tipos de roca (granito, caliza y arenisca) cuyas propiedades mecánicas y hidráulicas están bien caracterizadas. El trabajo contempla, además, dos configuraciones experimentales en función de si las probetas están o no en contacto con el fluido de confinamiento (agua). Esta distinción se formaliza mediante los conceptos *unjacketed* (cuando el fluido penetra en los poros y microfisuras, modificando la tensión efectiva a través de un comportamiento hidromecánicamente acoplado) y *jacketed* (cuando el fluido no accede al medio poroso, que se comporta esencialmente como seco). Este planteamiento permite evaluar de manera explícita el papel y la relevancia relativa de los efectos hidromecánicos en la tenacidad a fractura desde perspectivas complementarias. El estudio se completa con ensayos sobre probetas de metacrilato (PMMA), empleadas como material de referencia impermeable. Para los experimentos se diseñó y fabricó un dispositivo específico (celda de presión autocompensada), el cual hace posible la realización de ensayos tipo *p*CT a alta presión de confinamiento.

Los resultados obtenidos evidencian diferencias sustanciales en los valores de K_{Ic} según la configuración de ensayo, cuestionando la idea, ampliamente extendida, de que la tenacidad de fractura en Modo *I* aumenta de forma sistemática con la profundidad como consecuencia del cierre progresivo de microfisuras y de la reducción de la zona de proceso de fractura (*fracture process zone*, FPZ) por efecto de la compresión. En realidad, el análisis de la literatura pone de manifiesto que la mayor parte de los datos disponibles proceden de ensayos realizados en condiciones *jacketed*, es decir, sin un acoplamiento hidromecánico efectivo. Por el contrario, en los ensayos *unjacketed*, donde el fluido interacciona directamente con la roca a través del medio poroso, el comportamiento de K_{Ic} resulta más complejo y fuertemente dependiente de las características del material, en particular de su permeabilidad. En materiales impermeables, como el PMMA, K_{Ic} aumenta con la presión de confinamiento, reproduciendo esencialmente la respuesta observada en condiciones *jacketed*. Sin embargo, en rocas permeables se identifican comportamientos diferenciados: desde una aparente independencia de K_{Ic} respecto a la presión de confinamiento (caso de rocas que, como algunas areniscas, tienen una elevada capacidad de equilibrar rápidamente la presión de poro), hasta reducciones apreciables del parámetro (como en el granito o la caliza), atribuibles a la generación de condiciones de tensión efectiva desfavorables en la FPZ y a la interacción fluido–roca durante el proceso de agrietamiento.

Desde un punto de vista práctico, este estudio tiene implicaciones de gran relevancia ya que pone de manifiesto que el empleo de valores de K_{Ic} obtenidos en condiciones ambientales o *jacketed* puede conducir a una sobreestimación de la resistencia a la fracturación y, por tanto, a evaluaciones potencialmente no conservadoras de la estabilidad. En segundo lugar, evidencian la necesidad de considerar explícitamente el acoplamiento hidromecánico en aquellos problemas en los que intervienen fluidos, como son la fracturación hidráulica, la geotermia o el almacenamiento geológico de CO_2, para los cuales los resultados obtenidos en condiciones *unjacketed* serían más representativos de un comportamiento *in situ*. Finalmente, el trabajo confirma que la influencia de la presión de confinamiento sobre K_{Ic} no es universal, sino que depende críticamente de las propiedades mecánicas e hidráulicas de la roca.

3.3. EFECTO DEL TIPO DE FLUIDO

Empleando la aproximación *p*CT, Muñoz-Ibáñez *et al.* (2025) han estudiado cómo distintos fluidos afectan a la tenacidad de fractura en Modo *I* de granitos y areniscas. Dicho estudio, realizado a presión y temperatura ambiente, muestra que la presencia de fluidos (ya sean acuosos o no, polares o no polares) reduce sistemáticamente el valor de K_{Ic} en las rocas silíceas analizadas, aunque la magnitud de este efecto depende tanto de la litología como de las propiedades fisicoquímicas del fluido. En general, los fluidos acuosos (neutros, ácidos o básicos) provocan las mayores reducciones, alcanzando valores del orden del 18–30% en granitos y hasta ~70% en la arenisca, lo que, en esta roca se atribuye a su mayor porosidad y permeabilidad y, por tanto, a una interacción fluido-roca más eficiente que favorece el debilitamiento de la cohesión intergranular, particularmente mediante la disolución de fases cementantes.

Más allá de la reactividad química asociada a la transferencia de masa (disolución/precipitación), los resultados evidencian la coexistencia de mecanismos poro-mecánicos y quimio-mecánicos que pueden actuar de forma sinérgica. Así, los fluidos no polares, aun con una reactividad despreciable, inducen reducciones moderadas de K_{Ic}, probablemente como resultado de la reducción de energía superficial y a la intensificación de tensiones

capilares en la punta de grieta. En contraste, en medios acuosos dominan procesos de corrosión bajo tensión, en los que la interacción de moléculas o iones con los enlaces estructurales Si–O en la punta de grieta facilita su ruptura y, por tanto, reduce la energía necesaria para su propagación.

El estudio también destaca la singularidad del entorno químico confinado que se desarrolla en la punta de grieta. Dicho nanoambiente puede diferir significativamente del medio fluido a escala macroscópica debido a efectos de confinamiento, adsorción selectiva, solvatación de iones y limitaciones de transporte iónico, lo que condiciona de forma directa los mecanismos de interacción química y la cinética de propagación de grietas.

Los autores también observan que la sensibilidad al fluido está fuertemente controlada por la microestructura de la roca: La mayor porosidad y conectividad de la arenisca, así como su naturaleza cementada, favorecen tanto los procesos de disolución como los acoplamientos poro-mecánicos mientras que, en los granitos, con menor permeabilidad y con un mecanismo cohesivo netamente distinto, la interacción se concentraría en la FPZ durante el ensayo. Asimismo, se identifican diferencias dentro de una misma litología asociadas al tamaño de grano y a la porosidad efectiva, lo que subraya el papel de la heterogeneidad mesoestructural en la respuesta frente a fluidos.

4. CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS

- Los ensayos de tenacidad de fractura no pueden considerarse rutinarios en mecánica de rocas, ya que las hipótesis que sustentan su aplicación pueden verse significativamente afectadas por una preparación inadecuada de los especímenes de ensayo.
- Pese a su amplia utilización, el ensayo SCB presenta diversas limitaciones que pueden influir de manera significativa en la determinación de la tenacidad en rocas. En este contexto, la aproximación *p*CT no solo ofrece una mayor robustez, sino también una mayor flexibilidad para abordar condiciones de ensayo alejadas de las ambientales, con un notable potencial para profundizar en la comprensión de los mecanismos fundamentales de fractura en rocas sometidas a altas presiones, temperaturas o en presencia de fluidos.
- Los trabajos desarrollados hasta la fecha mediante el método *p*CT bajo condiciones no ambientales han puesto de manifiesto un nivel de complejidad que, hasta hace relativamente poco, solo podía ser abordado desde la perspectiva conceptual o mediante modelización. En este sentido, dichos estudios proporcionan una base experimental esencial para el avance de este campo y para su aplicación en la mecánica de rocas.

REFERENCIAS

Alkiliçgil C. (2010). Development of specimen geometries for Mode I fracture toughness testing with disc-type rock specimens. Tesis Doctoral inédita. Middle East Technical University, 195 pp.

Aliha M.R.M., Sistaninia M., Smith D.J., Pavier M.J. y Ayatollahi M.R (2012) Geometry effects and statistical analysis of mode I fracture in guiting limestone. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 51:128–135.

Aliha M.R.M., Mahdavi E. y Ayatollahi M.R. (2017). The influence of specimen type on tensile fracture toughness of rock materials. *Pure and Applied Geophysics*, 174 (3):1237–1253.

ASTM E399-90 (1990). *Standard test method for linear-elastic plane-strain fracture toughness of metallic materials*. Annual Book of ASTM Standards, Volume 03.01, pp. 413-443.

Atkinson B.K. *Ed.* (1987). *Fracture Mechanics of Rock*. Academic Press, Londres, 548 pp.

Backers, T. y Stephansson, O. (2012) ISRM Suggested Method for the determination of mode II fracture toughness. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45:1011–1022.

Bažant, Z.P. (1984). Size effect in blunt fracture: Concrete, rock, metal. *Journal of Engineering Mechanics*, 1104:518–535.

Cui, Z., Liu, D., An, G., Sun, B., Zhou, M. y Cao, F. (2010). A comparison of two ISRM suggested chevron notched specimens for testing mode-I rock fracture toughness. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 47:871-876.

Erarslan, N. (2013). A study on the evaluation of the fracture process zone in CCNBD rock samples. *Experimental Mechanics*, 53:1475-1489.

Erarslan, N. (2018). The importance of testing method to evaluate the most representative mode I fracture toughness value of brittle rocks. *MOJ Civil Engineering*, 4 (5):437–441.

Fowell, R.J. (1995). Suggested method for determining mode I fracture toughness using Cracked Chevron

Notched Brazilian Disc (CCNBD) specimens. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 32 (1):57-64.

Fowell, R.J., Xu, C. y Dowd, P.A. (2006). An unpdate on the fracture toughness testing methods related to the Cracked Chevron-notched Brazilian disk (CCNBD) specimen. *Pure and Applied Geophysics*, 163:1047-1057.

Ghouli S., Bahrami1, B., Ayatollahi M.R., Driesner, T. y Nejati, M. (2021). Introduction of a scaling factor for fracture toughness measurement of rocks using the semi-circular bend test. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 54:4041–4058.

Iqbal M.J. y Mohanty B. (2007) Experimental calibration of ISRM suggested fracture toughness measurement techniques in selected brittle rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 40 (5):453–475.

ISRM (1988). Suggested methods for determining the fracture toughness of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 25 (2):71-96.

Kataoka M., Yoshioka S., Cho S-H., Soucek K., Vavro L. y Obara Y. (2015). Estimation of fracture toughness of sandstone by three testing methods. In: *Vietrock2015: An ISRM Specialized Conference*, vols. 12–13. Hanoi, Vietnam, 2015.

Kuruppu, M.D. Obara, Y, Ayatollahi, M.R., Chong, K.P., Funatsu, T. (2014). ISRM-Suggested Method for determining the Mode I static fracture toughness using semi-circular bend specimen. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47:267–274.

Li, Y., Herbón-Penabad, M., Muñoz-Ibañez, A., Li, T. y Delgado-Martin, J. (2024). A simple pseudo-compact tension (*p*CT) test apparatus to determine the mode *I* fracture toughness. *Measurement*, 238 :115342.

Li, Y., Herbón-Penabad, M., Castro, J., Miranda, M., Li, T. y Delgado-Martín, J. (2026). Experimental assessment of mode I fracture toughness and fracture energy in four rock types using the *p*CT testing method with two notch radii. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 197:106352.

Li, Y., Herbon-Penabad, M., Muñoz-Ibañez, A., Alejano, L.R., Alvarellos-Iglesias, J., Canal-Vila, J., Segura-Serra, J.M. y Delgado-Martin, J. (2026). Effects of confining pressure on *Mode I* fracture toughness considering jacketed and unjacketed conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 59:1393–1403.

Muñoz-Ibañez, A., Canal, J., Costas, M., Rabuñal-Dopico, J., Alvarellos-Iglesias, J. y Delgado-Martin, J. (2020). Pure Mode *I* fracture toughness determination in rocks using a pseudo-compact tension (*p*CT) test approach. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 53:3267-3285.

Muñoz-Ibañez, A., Delgado-Martín J. y Juncosa-Rivera R. (2021a) Size effect and other effects on mode I fracture toughness using two testing methods. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 143:104785.

Muñoz-Ibáñez, A., Delgado-Martín, J., Herbón-Penabad, M. y Alvarellos-Iglesias, J. (2021b). Acoustic emission monitoring of mode I fracture toughness tests on sandstone rocks. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 205 :108906.

Muñoz-Ibañez, A., Herbon-Penabad, M., Li, Y. y Delgado-Martin, J. (2025). Impact of fluids on the Mode *I* fracture toughness of two granites and one sandstone. *Journal of Geophysical Research Solid Earth*, 130 : e2024JB030441.

Perez-Rey, I., Muñoz-Ibañez, A., González-Fernandez, M.A., Muñiz-Menéndez, M., Herbón-Penabad, M., Estevez-Ventosa, X., Delgado-Martin, J. y Alejano-Monge, L.R. (2023). Size effects on the tensile strength and fracture toughness of granitic rock in different tests. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 15:2179-2192.

Sha, P., Lu, Y. y Chen, J. (2024). Fracturing process visualization of cracked chevron-notched Brazilian discal and notch semicircular bend rock specimens and comparative analysis by combined AE and DIC. *Lithosphere*, 2024 (4) :1-11.

Suo, Y., Wei, X., Cao, W., Pan, Z., Hou, B., Huang, B. y Li, Y. (2025). Review on specimen structure and bedding plane effects in mode-I fracture toughness testing of shale. *Engineering Fracture Mechanics*, 328 :111532.

Wang, Q.Z., Fan, H., Gou, X.P. y Zhang S. (2013). Recalibration and clarification of the formula applied to the ISRM-suggested CCNBD specimens for testing rock fracture toughness. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46:303-313.

Wei, M.D., Dai, F., Liu, Y., Xu, N.W. y Zhao, T. (2017). An experimental and theoretical comparison of CCNBD and CCNSCB specimens for determining mode I fracture toughness of rocks. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, 41 (5): 967-1242.

Zhou, Y.X., Xia, K., Li, X.B., Li, H.B., Mae, G.W., Zhao, J., Zhou, Z.L. y Dai, F. (2012). Suggested methods for determining the dynamic strength parameters and mode-I fracture toughness of rock materials. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 49:105-112.

Ponencia Invitada

Modelo físico y numérico para analizar la socavación en pilas de geometría compleja. Aplicación en el nuevo puente sobre el río Danubio en Bratislava (Eslovaquia)

PONENTE
Ana Paula García
Dirección Técnica de Ferrovial Construcción

MODELO FÍSICO Y NUMÉRICO PARA ANALIZAR LA SOCAVACIÓN EN PILAS DE GEOMETRÍA COMPLEJA. APLICACIÓN EN EL NUEVO PUENTE SOBRE EL RÍO DANUBIO EN BRATISLAVA (ESLOVAQUIA)

Paula GARCÍA MARTÍNEZ[(1)*], Javier GARCÍA ALBA[(2)], Carmen GONZÁLEZ GONZÁLEZ[(3)] y Álvaro ÁLVAREZ VÁZQUEZ[(4)]

[(1)] Centro de Excelencia – Área del Agua
Ferrovial Construcción, S.A.
paula.garcia@ferrovial.com

[(2)] IH Cantabria- Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria
javier.garciaalba@unican.es

[(3)] Departamento de Geotecnia de Iberia, Latam y otros mercados
Ferrovial Construcción, S.A.
c.gonzalezgonzalez@ferrovial.com

[(4)] IH Cantabria- Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria
alvaro.alvarez@unican.es

RESUMEN

El nuevo puente sobre el Danubio a su paso por Bratislava (Eslovaquia) es una estructura que abarca una longitud de más de 3 km ejecutada sobre la llanura de inundación del Danubio y áreas adyacentes. El tramo sobre el cauce principal tiene una longitud de tablero 430 m que se sustenta por sendas pilas en palafito expuestas continuamente a la corriente fluvial. Durante el diseño del puente se desarrolló una metodología híbrida que combina un modelo físico a escala 1:55 y un modelo numérico en Delft3D, con el objetivo de estudiar la socavación en las pilas. Esta metodología permitió estimar la profundidad de socavación con mayor precisión que la obtenida mediante el enfoque tradicional del HEC-18, además de estudiar la distribución de velocidades y verificar la estabilidad de la escollera de protección. Los resultados obtenidos se compararon con las fórmulas empíricas del HEC-18, estableciendo correlaciones que permiten ajustar con mayor precisión los valores estimados mediante dicha metodología.

ABSTRACT

The new bridge over the Danube River in Bratislava (Slovakia) is a 3 km-long structure crossing the Danube floodplain and adjacent areas. The main river crossing consists of a 430 m-long deck supported by pile-supported piers that are continuously exposed to fluvial action. During the bridge design, a hybrid methodology combining a physical model at 1:55 scale and a numerical model developed in Delft3D was applied to assess pier scour. This approach enabled a more accurate estimation of scour depth than that obtained using the conventional HEC-18 methodology, while also allowing the analysis of velocity distributions and the verification of riprap scour protection stability. The results obtained from the physical and numerical models were compared with the empirical HEC-18 formulations, establishing correlations that allow a refined adjustment of the scour depth estimates provided by this methodology.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)

Socavación (Scour), Pilas complejas (Complex piers), Modelo físico (Physical model)

1. INTRODUCCIÓN

Cuando se coloca un obstáculo en un cauce, el flujo se acelera, modificando la trayectoria de las líneas de corriente y generando diferentes tipos de vórtices. Este proceso desencadena el inicio del transporte del material del lecho, fenómeno conocido como socavación local, que es fundamental para el diseño de cimentaciones de puentes y para la evaluación de la estabilidad morfológica del cauce. Además, determinar la profundidad de socavación es esencial para lograr un correcto diseño de las cimentaciones de pilas de puentes.

El cálculo de la profundidad de la socavación es complejo debido a los procesos naturales de erosión y relleno durante y después de las crecidas, así como a la gran variedad de parámetros hidráulicos, geológicos y geométricos que intervienen en el proceso. Las ecuaciones para estimar la socavación – ya sea por contracción del flujo o por obstáculos locales – se basan en experimentación en laboratorio, con verificación limitada mediante datos de campo (FHWA, 2012).

Jones (1984) comparó diez ecuaciones de predicción para distintas relaciones de profundidad en pilas rectangulares. Concluyó que las ecuaciones recomendadas son las de Laursen, Jain, Shen y Richardson y Davis, coloquialmente llamada ecuación CSU. El HEC-18 recomienda el uso de la ecuación de CSU y la ha ajustado incorporando coeficientes para considerar el efecto de la forma del lecho, el tamaño del material de fondo e incorpora las pilas anchas.

Mueller y Wagner (2002) compararon 26 ecuaciones de socavación utilizando datos de campo recopilados en 79 puentes de Estados Unidos. Si bien indicaron que ninguna de las ecuaciones era capaz de estimar con precisión las profundidades de socavación, concluyeron que tanto la ecuación de HEC-18 (CSU) como la ecuación de diseño de Froelich estaban entre las seis más fiables. La ecuación de Froelich subestimó la socavación en solo 4 de 266 observaciones, mientras que HEC-18 lo hizo en 13 de 266. Esto sugiere que el uso de la ecuación de Froelich puede conducir a estimaciones más conservadoras, pudiendo dar como resultado cimentaciones sobredimensionadas.

National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine (2011) establece una metodología para la evaluación de la socavación en pilas de puentes basada, entre otros aspectos, en la complejidad geométrica de la pila y de su cimentación, en el campo de velocidades generado en su entorno, en las características del material del lecho y en la posible presencia de elementos adicionales que pueden influir en el desarrollo del proceso de socavación, como el hielo o el material de arrastre. En función de estos factores, el estudio propone el uso combinado o selectivo de fórmulas empíricas, modelos físicos y/o modelos numéricos.

Para el diseño de las cimentaciones de las pilas del nuevo puente sobre el Río Danubio, en Bratislava (Eslovaquia), D4R7 s.r.o. y Ferrovial Construcción, S.A., en colaboración con el Instituto de Hidráulica Ambiental IHCantabria, desarrollaron una metodología específica para obtener la mayor precisión posible en el cálculo de la profundidad máxima de socavación. Tras una comprobación de los valores obtenidos por fórmulas empíricas, se llevaron a cabo un modelo físico y otro numérico tridimensional del proceso de socavación sobre un lecho móvil, aplicado a pilas complejas de nariz afilada, tipología de las del puente considerado. Ambos modelos fueron calibrados y se retroalimentaron entre sí, por lo que se pudo extender su aplicación más allá del cálculo de la socavación máxima. Así, se obtuvo una representación más realista de la distribución espacial de velocidades en el cauce alrededor del emplazamiento del puente, se estudiaron las modificaciones de la morfología del fondo y se evaluó la estabilidad de las medidas contra la socavación propuestas basadas en mantos de escollera. Finalmente, se realizó una comparación entre los resultados de los modelo híbrido físico-numérico y los procedentes de la aplicación de las fórmulas del HEC-18 para distintos escenarios, estableciéndose una correlación entre ambas metodologías a partir de parámetros de ajuste derivados de los resultados.

2. CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS

Bratislava se encuentra en la llanura del río Danubio. El terreno está formado por sedimentos del Neógeno, depósitos marinos de limos, arcillas y arenas finas en capas intermedias, los cuales se encuentran cubiertos por sedimentos fluviales del Cuaternario de espesor variable. El nivel freático corresponde al nivel de agua del río.

El nuevo puente se encuentra situado al sur de la ciudad donde los sedimentos fluviales cuaternarios presentan espesores de 20 a 40 m formados por gravas cuya compacidad aumenta de media a densa y muy densa con la profundidad. En las orillas se encuentran sedimentos finos y arenosos de apenas unos 2-4 m. Los limos y arcillas del Neógeno de baja a media plasticidad presentan consistencia firme a muy firme con intercalaciones de arenas muy densas.

En la figura 1 se muestra el perfil geotécnico.

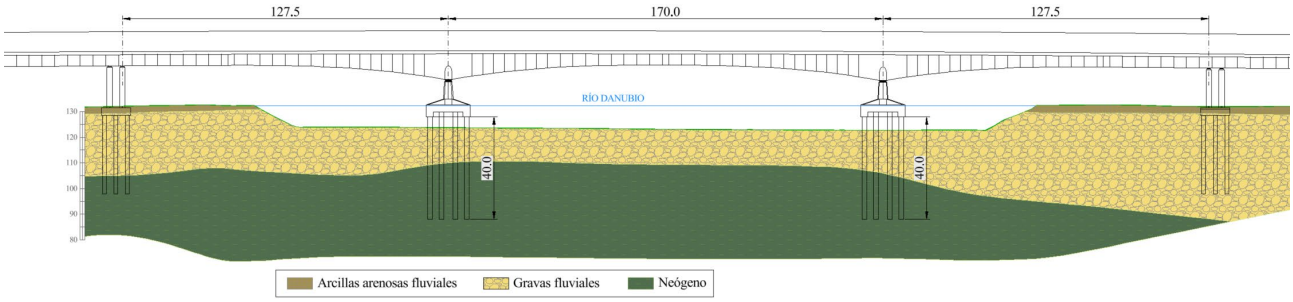


Figura 1. Perfil geotécnico del emplazamiento del puente. Cotas en m.

En la tabla 1 se resumen los parámetros geotécnicos de los niveles diferenciados.

Tabla 1. Resumen de los parámetros geotécnicos.

Nivel		γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (º)	E (MN/m^2)	Kh (m/s)
Cuaternario	Limos fluviales	20	5	25	5-14	10^{-10} – 10^{-5}
	Arenas fluviales	20	0	32,5	20-45	10^{-6} – 10^{-4}
	Gravas fluviales	20	0	35	20-100	10^{-5} – 10^{-2}
Neógeno		20	30	20	40-200	10^{-11} – 10^{-5}

El tamaño de grano existente en el lecho en las inmediaciones del nuevo puente se determinó mediante la integración de tres fuentes de información diferentes: los análisis granulométricos del material del lecho del río Danubio realizados por el VÚVH (Instituto de Investigación del Agua de Eslovaquia), los sondeos procedentes de la campaña de investigación geotécnica en el emplazamiento y las muestras de material dragado del área de estudio. A partir del análisis conjunto de la información disponible, se concluyó que el material del lecho estaba compuesto principalmente por gravas, con un tamaño medio $D_{50} = 10$ mm.

El nuevo puente sobre el Río Danubio se cimentó mediante pilotes, a diferencia de los otros tres puentes sobre el río Danubio en la ciudad de Bratislava, situados aguas arriba y donde el espesor de Cuaternario es significativamente inferior. Cada una de las dos pilas del cauce principal apoya en 26 pilotes de 1,80 m de diámetro y 40 m de profundidad. A partir de los resultados de los ensayos in situ y de laboratorio se definieron las resistencias unitarias por fuste (f_s) y punta (q_b) para el cálculo de la carga de hundimiento de los pilotes. Mientras que en el nivel de gravas f_s=100 kPa, sin considerar los primeros 5 m donde su compacidad es menor, en el Neógeno f_s=70 kPa y q_b=1000 kPa.

Las cimentaciones se realizaron desde islas artificiales rellenando el lecho de río en la posición de las pilas del cauce principal y se protegieron con escollera. Para evitar la entrada de agua al foso de construcción del encepado se instalaron tablestacas provisionales de 15,0 m de profundidad a su alrededor. También fue necesario un tapón de *jet grouting* de 1,5 a 2,5 m de espesor bajo el lecho del río. El tapón se construyó para garantizar que el recinto temporal permaneciera seco durante la construcción de las cimentaciones y para evitar la aparición de procesos de tubificación progresiva. La inyección se llevó a cabo tras la ejecución de los pilotes para así evitar posibles fisuras en el tapón por la perforación. Los pilotes se realizaron con camisa recuperable de 15,0 m de longitud y lodos bentoníticos. Finalmente se procedió a la excavación para ejecutar el encepado.

3. MÉTODOS Y MATERIALES

3.1 Modelo físico

3.1.1 Elección de la escala

Se estudiaron diversos métodos para el escalado del modelo físico entre ellos, los de Einstein y Chien (1956), el método de Delft (Bijker *et al.*, 1957; Bijker, 1965; Jansen *et al.*, 1979; Struiksma, 1986), y el método de Chatou (Chauvin, 1962; Ramette, 1981; Abdalla, 1990, citado por de Vries, 1993), entre otros. Estos métodos de escalado se basan en una serie de hipótesis limitantes, entre las que se incluyen:

- flujo unidimensional y permanente de agua y sedimento
- márgenes no erosionables (ancho constante)
- números de Froude moderados tanto en el modelo como en el prototipo (sistema real a escala natural que se desea reproducir).

Considerando los factores de escala – ya que el modelo debía representar un cauce fluvial de aproximadamente 380 m de anchura – el área disponible para los ensayos, el coste de construcción y el comportamiento hidráulico del modelo, se propuso inicialmente desarrollar el modelo físico a una escala aproximada de 1:50.

Para el diseño del modelo físico, el tamaño característico de las gravas que conforman el lecho del río ($D_{50} = 10$ mm) se trasladó a escala manteniendo constantes los números de Shields y de Froude. Sin embargo, el material a emplear para generar la batimetría debía cumplir que, una vez escalado el tamaño medio de grano, no presentase efectos de cohesión, y que estuviera disponible en el laboratorio. Como resultado de estos condicionantes, se afinó el factor de escala hasta 1:55.

3.1.2 Construcción del canal de ensayo.

El modelo físico del nuevo puente sobre el río Danubio se construyó en la Campa de Ensayos Hidráulicos, dentro de las instalaciones del IHCantabria, tal y como se muestra en la Figura 2. El área total del canal, diseñado específicamente para el estudio fue de 23,0 × 7,0 × 0,7 m (longitud × anchura × altura), lo que permitió representar una longitud total de 1 km del cauce principal del río (500 m aguas arriba y 500 m aguas abajo del puente) y una anchura de 300 m. El modelo se construyó con paredes impermeables para la contención de los flujos de agua e incorporó un sistema de tuberías para bombear el agua desde el depósito y recircularla nuevamente hacia el canal.

El canal constaba de tres áreas principales: la zona aguas arriba, donde se ubicaba la entrada de agua al canal; la zona correspondiente al área del modelo; y la zona aguas abajo, donde se localizaba la salida del agua. La Figura 3 (izquierda) muestra en detalle la zona aguas arriba, en la que se instaló una tubería perforada rodeada de grava con el fin de distribuir el caudal y simular una corriente más difusa. La Figura 3 (derecha) presenta un detalle de la zona aguas abajo, donde una compuerta permitía controlar la cota de la lámina de agua. En este punto, el caudal se acumulaba para ser posteriormente bombeado y recirculado hacia la entrada del sistema.

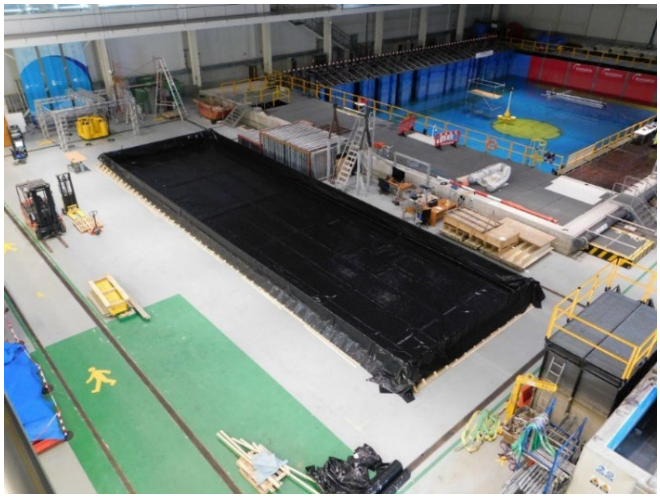


Figura 2. Canal de ensayo. Laboratorio del IHCantabria



Figura 3. Cuenco de ensayo. Entrada de caudal (izquierda) y compuerta de salida (derecha).

El sistema de circulación de agua constaba de tres bombas, con capacidades de 100 l/s, 38 l/s y 32 l/s cada una. Esta configuración proporcionaba un mayor grado de flexibilidad operativa permitiendo alcanzar con precisión los calados, caudales y velocidades requeridos para la campaña de ensayos.

3.1.3 Generación de la batimetría

Los estudios preliminares realizados en el entorno del puente proporcionaron un tamaño medio característico del material del prototipo, con un $D_{50} = 10$ mm. Con el fin de reproducir este valor a escala, se ensayaron varias muestras de arena procedentes de diferentes fuentes. El material seleccionado para el lecho del modelo presentó un $D_{50} = 172$ µm, valor que resultó próximo al objetivo establecido.

La longitud de lecho móvil en el modelo fue de 18,2 m. Los laterales se construyeron con bloques de hormigón siguiendo una pendiente similar a la del talud natural del cauce.

Dado que los datos del Modelo Digital del Terreno (MDT) disponibles mostraban una variación de cotas de entre 1 y 2 m, que trasladado al modelo a escala representarían de 1,8 a 3,6 cm, la batimetría inicial de arena en el canal se dispuso plana, colocando la arena directamente sobre el fondo del modelo. El espesor total de la capa de arena a lo largo de todo el tramo fluvial modelado fue de 0,35 m.

Una vez finalizada la configuración de la batimetría y antes de la realización del primer ensayo, se escaneó la totalidad del modelo mediante un escáner láser 3D. Los resultados se presentan en la Figura 4, tomando como nivel de referencia cero el fondo del lecho del río.

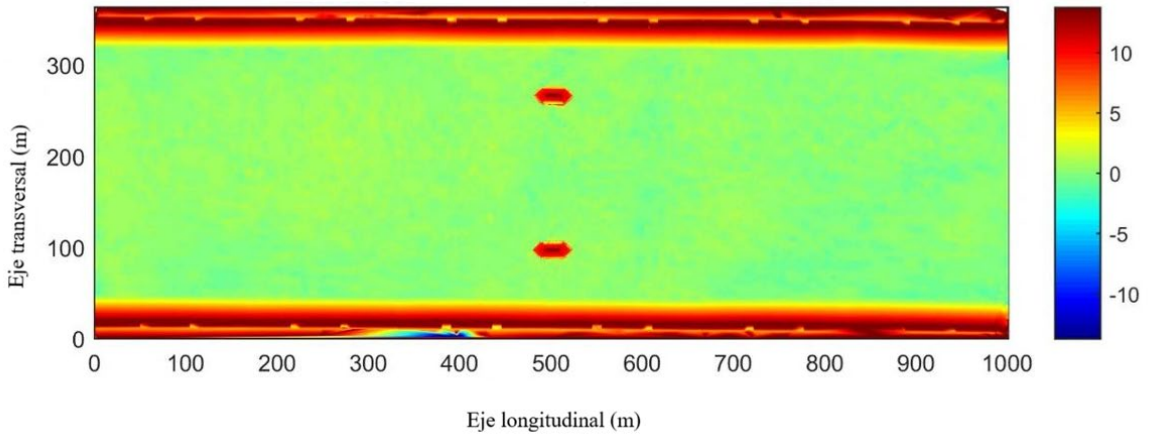


Figura 4. Escaneado mediante láser 3D del lecho del modelo físico. Medidas a escala prototipo.

3.1.4 Modelo a escala de las pilas del puente y su cimentación

Las dos pilas del canal principal y su cimentación corresponden a pilas complejas de nariz afilada, según la clasificación del HEC-18. Están constituidas por el fuste, el encepado y un grupo de 26 pilotes de 1,80 m de diámetro. Sus dimensiones principales se muestran en la Figura 5.

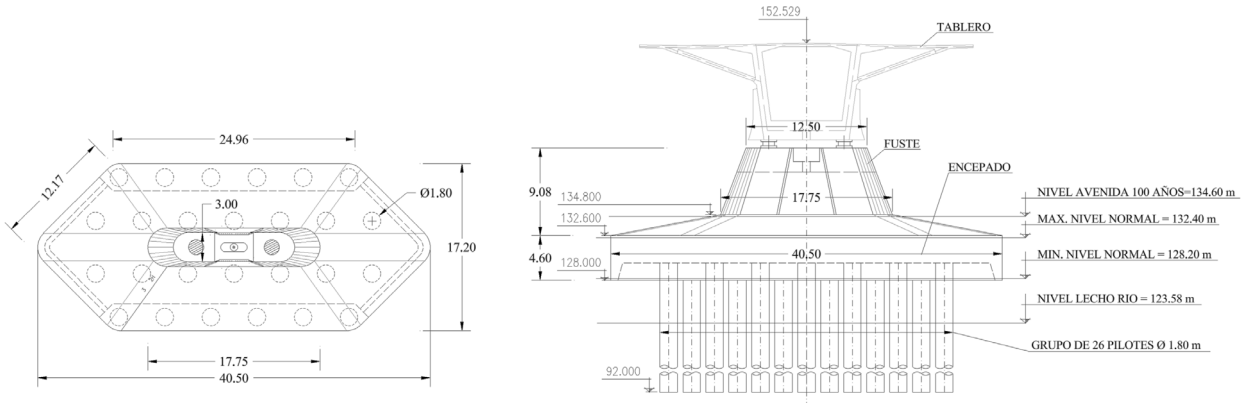


Figura 5. Pilas del puente. Planta (izquierda) y perfil longitudinal (derecha). Dimensiones a escala prototipo (m).

El modelo físico reprodujo dos pilas en el canal principal del río Danubio para dos escenarios distintos: el escenario de construcción y el escenario permanente (pilas en servicio). Las pilas del modelo se fabricaron en PVC mediante mecanizado con control numérico por ordenador (CNC), se ensamblaron mediante encolado y, posteriormente, se pintaron de color rojo o se mantuvieron en color gris, tal y como se muestra en la Figura 6.

A las pilas del modelo se les añadieron elementos adicionales para representar, por un lado, el tapón inferior de *jet grouting* y, por otro, el cerramiento de tablestacas. Dado que el material inyectado se rigidiza y adquiere carácter permanente, en caso de que un eventual proceso de socavación llegara a alcanzarlo, actuaría como un obstáculo rígido al flujo, influyendo en el desarrollo de la socavación.

El cerramiento de tablestacas se realizó en madera contrachapada y se diseñó como un elemento desmontable, con el fin de adaptar la geometría de las pilas a los distintos objetivos de los ensayos.

Una vez finalizada la fase de calibración del caudal, realizada únicamente con la batimetría dispuesta en el canal experimental, las pilas se anclaron al fondo, como se muestra en la Figura 6. Dado que el lecho del río se mantenía saturado despues de estos ensayos, se construyó un recinto auxiliar (en color amarillo en la figura) para facilitar la instalación de las pilas en el canal de ensayo. Este recinto no tuvo impacto en los resultados de socavación ya que estaba dispuesto a una profundidad mayor que la estimada a través de las fórmulas del HEC-18. Una vez ancladas las pilas, la arena se compactó manualmente alrededor de los pilotes mediante un compactador manual.



Figura 6. Modelo físico de las pilas del puente: (izquierda) escenario permanente, mostrando (1) fuste, (2) encepado, (3) grupo de pilotes, (4) tapón de *jet grouting* y; (derecha) escenario de construcción, con (5) cerramiento de tablestacas y (6) recinto auxiliar para facilitar su instalación en el canal de ensayo.

3.1.5 Modelo a escala de la protección de escollera

Para proteger el puente frente a la socavación, se diseñó una protección que fue reproducida en el modelo con el fin de evaluar su estabilidad. La protección consistía en un manto de escollera formado por una capa inferior de filtro y un manto superior de armadura (con bloques de mayor tamaño), dispuesto alrededor de las pilas y enrasado con el lecho del río. Las dimensiones y la disposición se muestran en las Figuras 7 y 8.

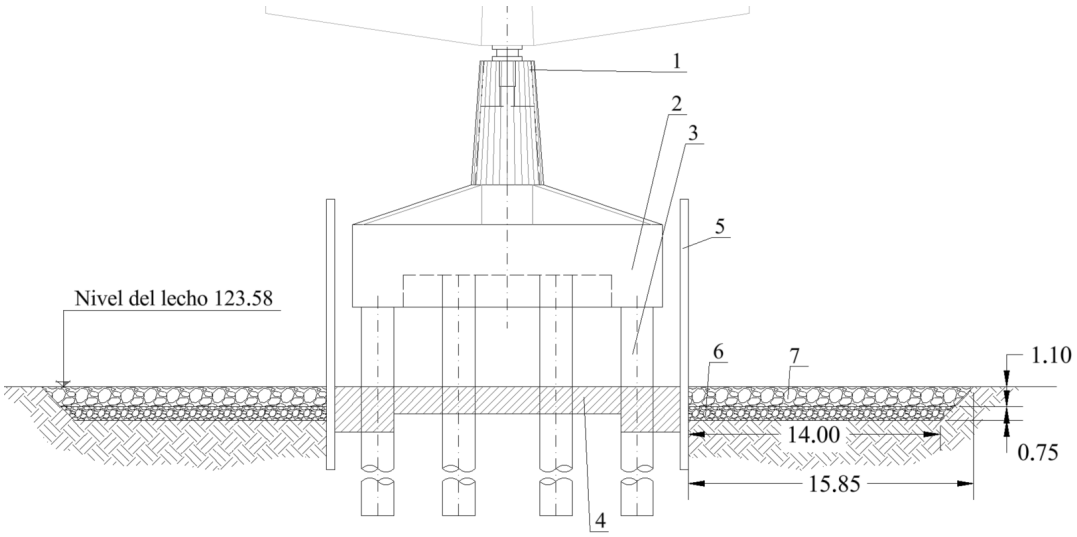


Figura 7. Sección de la pila y cimentación, elementos para su ejecución y medidas para contrarrestar la socavación. (1) fuste de la pila; (2) encepado; (3) pilote; (4) tapón de *jet grouting*; (5) cerramiento de tablestacas; (6) capa de filtro; y (7) manto de escollera. Medidas a escala prototipo (m).

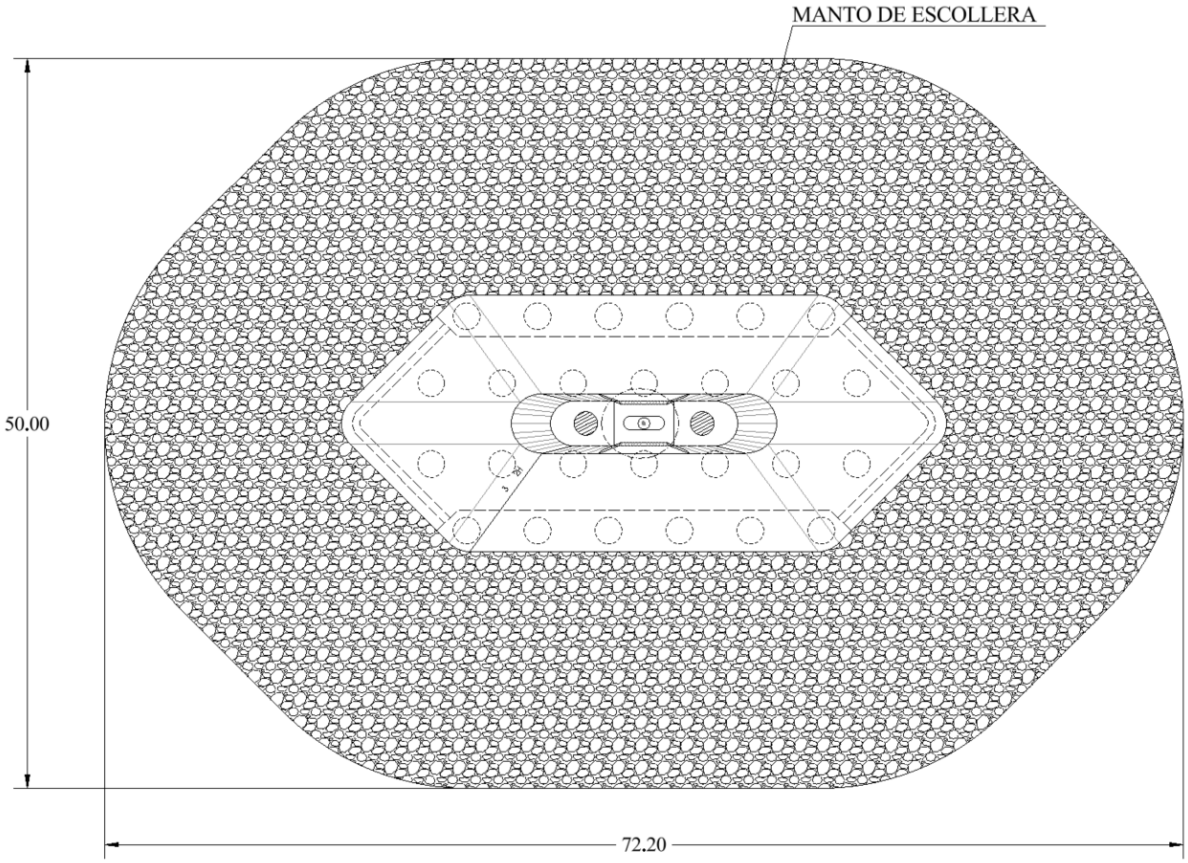


Figura 8. Planta de la pila y protección de escollera. Medidas a escala prototipo (m).

Los materiales se definieron inicialmente en función del peso; sin embargo, debido al reducido peso de las piedras a escala de modelo, la selección del material se realizó en función del tamaño. Posteriormente, se pesó una muestra representativa a modo de control. Con el fin de identificar el origen de las piedras que pudieran ser desplazadas por la corriente durante los ensayos, el material del filtro se coloreó en amarillo neón mientras que la capa de armadura se coloreó en verde (zona aguas arriba), magenta (zona central) y azul (zona aguas abajo), tal y como se muestra en la Figura 9.

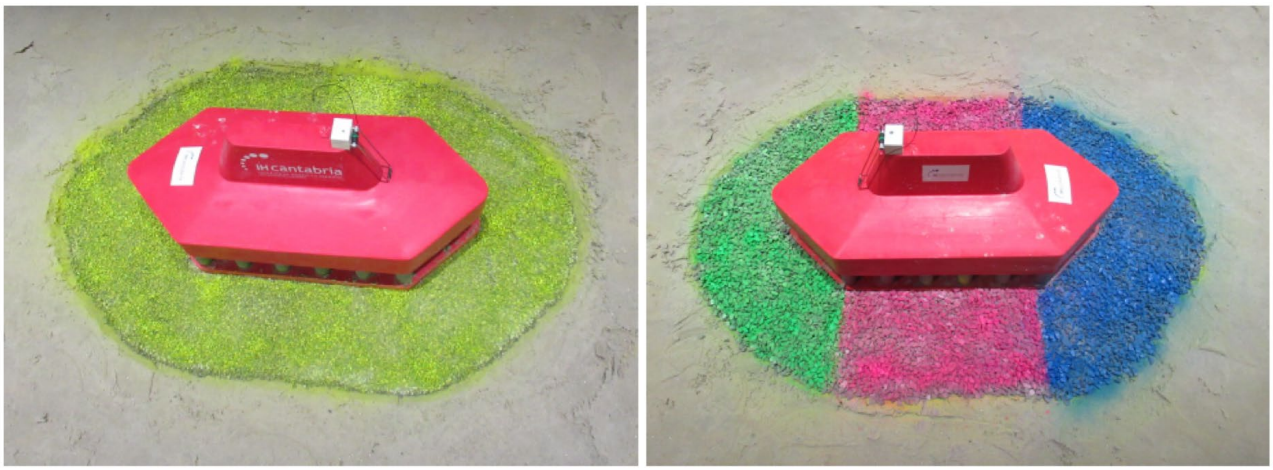


Figura 9. Protección de escollera en el modelo físico. Filtro (izquierda) y manto superior (derecha).

3.1.6 Instrumentación y montaje

Se emplearon sensores de superficie libre para el seguimiento del nivel del agua, cámaras fotográficas y de vídeo para la documentación de los ensayos, y un escáner láser 3D para generar una nube de puntos tridimensional y medir con precisión los procesos de erosión y la socavación alrededor de las pilas. Asimismo, se utilizaron caudalímetros para medir los caudales de entrada y la descarga del sistema de recirculación. Las velocidades del flujo se midieron mediante velocímetros acústicos Doppler tridimensionales (3D-ADV) en las zonas más críticas, y tubos de Pitot unidimensionales (1D) en el canal principal y en posiciones no críticas.

3.2 Modelo numérico

La modelización numérica de la socavación alrededor de una estructura requiere un proceso adecuado de calibración y validación para obtener resultados fiables. La calibración del modelo Delft3D se llevó a cabo en dos fases secuenciales: la calibración del módulo hidrodinámico y la calibración del módulo morfodinámico.

La calibración del módulo hidrodinámico se realizó mediante la comparación de los resultados de calado y velocidad media con la información obtenida a partir de los ensayos en modelo físico sin pilas y durante la fase de construcción.

Una vez calibrado el módulo hidrodinámico y utilizando la formulación de van Rijn (1993), el módulo morfodinámico se calibró comparando los resultados de socavación obtenidos numéricamente con el área erosionada medida durante los ensayos correspondientes a la fase de construcción (ensayos de laboratorio asociados a un periodo de retorno de 20 años). Tras la calibración, el modelo se validó mediante la comparación de los resultados de socavación con los siguientes ensayos de laboratorio:

- Pilas en servicio, con caudal correspondiente a un periodo de retorno de 100 años.
- Pilas con protección frente a la socavación, con caudal correspondiente a un periodo de retorno de 100 años.

Con el propósito de evaluar la capacidad del modelo Delft3D para reproducir los patrones de socavación durante las fases de calibración y validación, se compararon los resultados numéricos — de geometría general del proceso de socavación, de los patrones de erosión y sedimentación en distintas secciones transversales (Figura 10), y de la socavación máxima alrededor de las pilas— con los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio.

El dominio físico (canal de ensayo) se discretizó mediante una malla estructurada de 730 × 266 celdas cuadradas, con un tamaño de celda de 0,025 m (Figura 11). La discretización vertical se realizó mediante cinco capas, empleando una disposición en capas sigma. Las condiciones de contorno incluyeron la imposición del caudal aguas arriba y del nivel de agua aguas abajo.

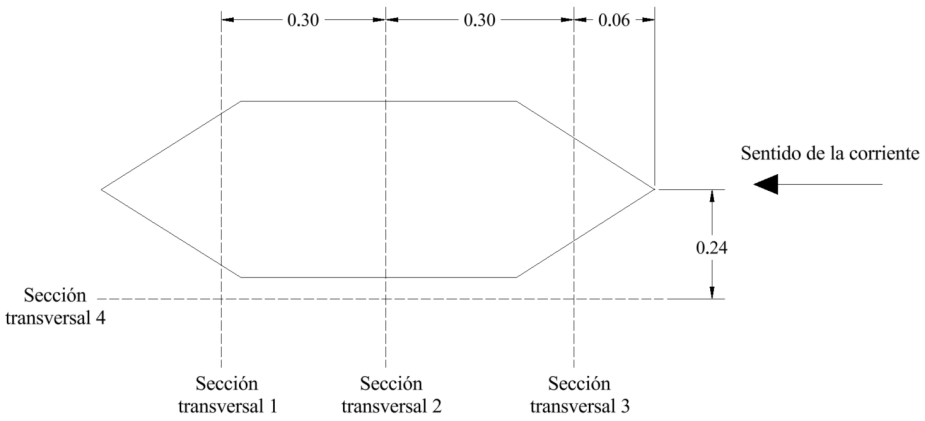


Figura 10. Secciones transversales para comparar la socavación en los modelos. Medidas a escala modelo (m).

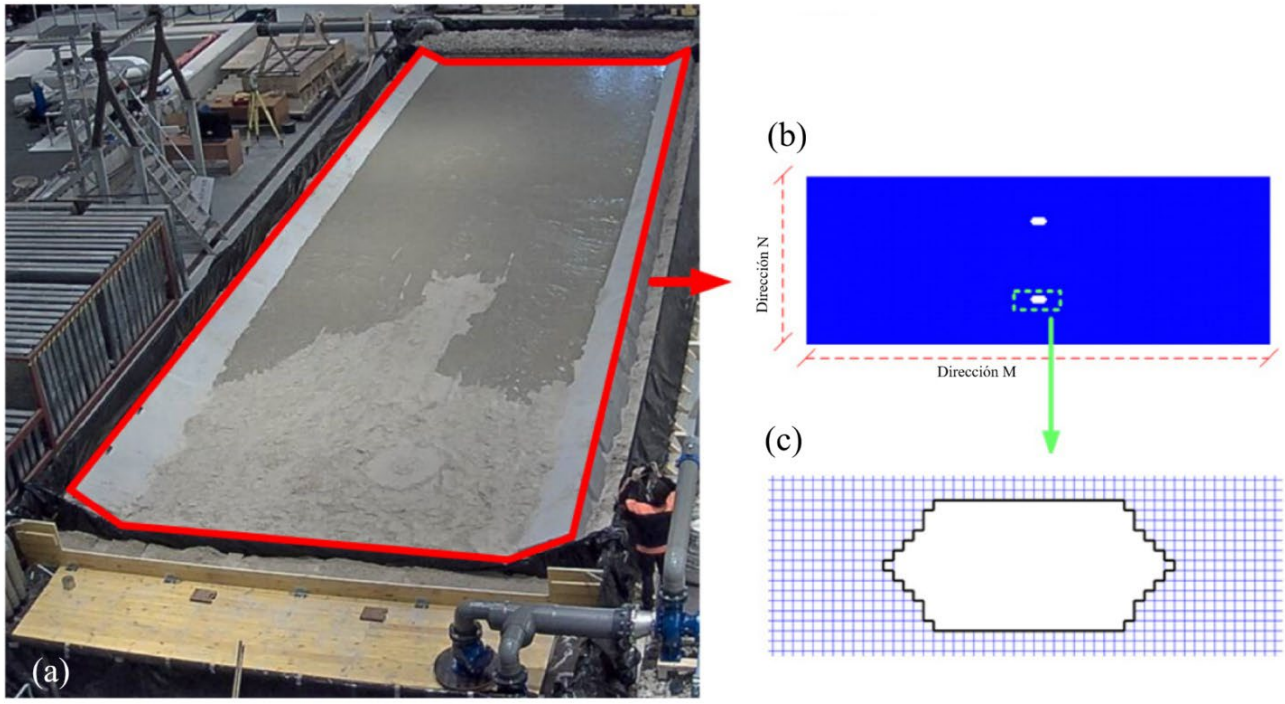


Figura 11. Dominio físico y discretización del modelo numérico: (a) canal experimental del modelo físico, indicando el dominio considerado en la simulación; (b) malla estructurada del dominio computacional en planta (730 celdas en dirección M y 266 en N) y (c) detalle del refinamiento de la malla en la zona de las pilas.

3.3 Eventos de avenida

La modelización consideró eventos de avenida correspondientes a periodos de retorno de 20 años (fase de construcción) y 100 años (fase de servicio). Los datos fueron proporcionados por el SHMÚ (Instituto Hidrometeorológico Eslovaco).

Dado que estos caudales corresponden al conjunto de la llanura de inundación, la fracción correspondiente al cauce principal — que es la analizada en el modelo físico y numérico — se obtuvo a partir de simulaciones numéricas bidimensionales (2D) realizadas por DHI Slovakia (2017). Los resultados del modelo 2D, empleados como datos de entrada del modelo híbrido se recogen en la Tabla 2.

Tabla 2. Valores de caudal, velocidad y calado medio obtenidos del modelo 2D de la llanura de inundación del Danubio en la zona de estudio a escala real y escala del modelo, para los periodos de retorno de 20 y 100 años.

	Q_{20} (T=20 años)		Q_{100} (T=100 años)	
	Prototipo	Modelo	Prototipo	Modelo
Caudal (m^3/s)	7150	319	7950	354
Velocidad media (m/s)	2,4	0,3	2,5	0,3
Calado medio (m)	10,00	0,18	11,00	0,20

Además, el SHMÚ proporcionó el hidrograma de avenida correspondiente a la serie temporal de niveles de agua registrada en la estación de aforos Danubio – Bratislava, situada aguas arriba del puente, durante una crecida de gran magnitud ocurrida en junio de 2013 (Figura 12).

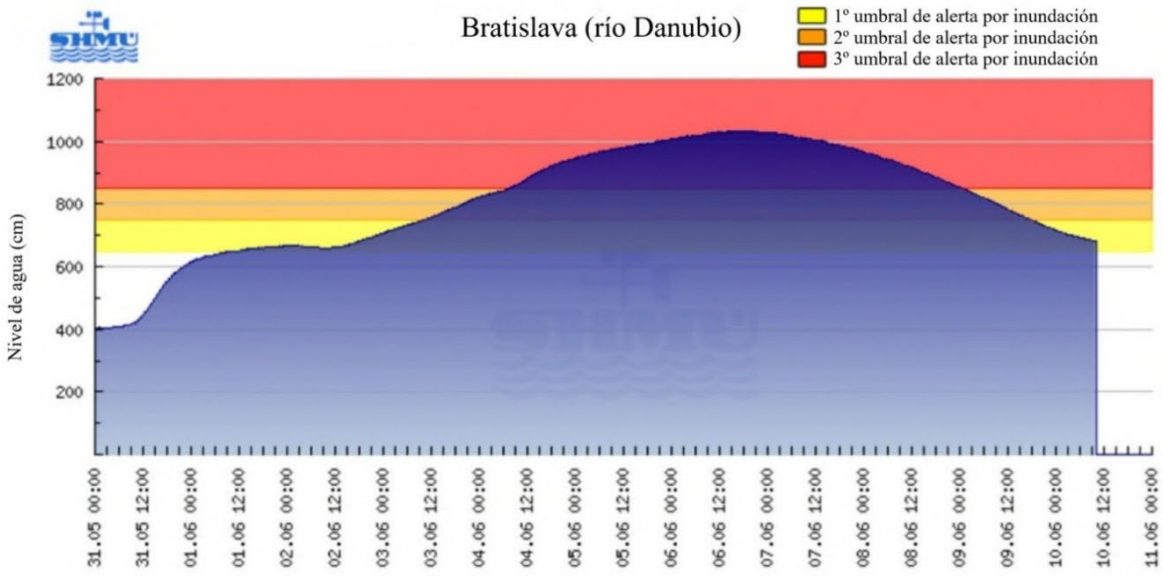


Figura 12. Hidrograma del río Danubio en la estación de Bratislava durante las inundaciones de junio de 2013

Este evento, reciente en el contexto del estudio, se consideró representativo y próximo a un periodo de retorno de 100 años. Cabe señalar que dicho hidrograma se extrapoló desde la estación de aforos hasta la ubicación del puente, con el fin de obtener las series temporales de elevación de la lámina de agua para los caudales Q_{20} y Q_{100}.

El hidrograma natural del evento real fue objeto de ajustes metodológicos para su aplicación experimental, de acuerdo con las prácticas habituales en modelización física. Por un lado, para la determinación de la profundidad máxima de socavación, los ensayos se detuvieron en el instante en que se alcanzó el caudal punta (nivel máximo de la lámina de agua), evitando así el relleno posterior del socavón por sedimentación durante la fase descendente de la avenida. Asimismo, se acortó el tiempo de llegada al caudal punta, manteniendo la pendiente más pronunciada del tramo ascendente del hidrograma original. Como consecuencia, la duración de la avenida fue de 2 días a escala de prototipo y de 6,5 horas a escala de modelo.

3.4 Configuración de los ensayos del modelo físico.

Se definieron distintas configuraciones del modelo, de acuerdo con los objetivos de los ensayos. De este modo, pudieron evaluarse distintos escenarios, cada uno con su geometría y su periodo de retorno correspondiente.

La planificación de los ensayos, resumida en la Tabla 3, fue la siguiente:

- Fase 1: ensayos de calibración del caudal para los escenarios temporal (Q_{20}) y permanente (Q_{100})
- Fase 2: evaluación de las profundidades máximas de socavación para los escenarios temporal (Q_{20}) y permanente (Q_{100})
- Fase 3: evaluación de la estabilidad de la protección de escollera para el escenario permanente (Q_{100}).

Tabla 3. Configuración de los ensayos realizados en el modelo físico en función del objetivo de cada fase experimental.

	Fase 1 - Calibración		Fase 2 - Socavación		Fase 3 - Estabilidad de la escollera
Configuración	1.1	1.2	2.1	2.2	3.1
Objetivo del ensayo	Calibración del caudal		Estudio de la profundidad máxima de socavación		Estudio de la estabilidad de la escollera de protección
Geometría del lecho	Batimetría original				Batimetría original con protección de escollera alrededor de las pilas
Estado del puente	Sin puente		En construcción	En servicio	
Pilas	No	No	Sí	Sí	Sí
Tablestacado	No	No	Sí	No	No
Escollera	No	No	No	No	Sí
Periodo retorno (años)	20	100	20	100	100
Nº ensayos	3	3	3	3	3

4. RESULTADOS MODELO FÍSICO

4.1. Resultados fase 1 - calibración

La calibración del caudal del río, en ausencia de las pilas del puente, se llevó a cabo sobre la batimetría no alterada del modelo físico en tres secciones diferentes (aguas arriba, sección intermedia y aguas abajo) para cada una de las dos pilas, dando un total de seis ubicaciones de control.

El error relativo en el caudal fue del 0,7 % para Q_{20} y del –0,03 % para Q_{100}. En cuanto a los calados, los errores oscilaron entre –1,6 % y 0,3 % para Q_{20} y entre –1,2 % y 0,7 % para Q_{100}. Los errores asociados a las velocidades del flujo variaron entre –5,3 % y 7,7 % para Q_{20} y entre –5,2 % y 6,2 % para Q_{100}.

4.2. Resultados fase 2 – estudios de socavación

Para evaluar la profundidad máxima de socavación, se tuvieron en cuenta dos escenarios: puente en construcción y puente en servicio.

4.2.1 Puente en construcción

La fase de construcción (configuración 2.1, según Tabla 3) se simuló en el modelo mediante la instalación del tablestacado alrededor de los encepados de las pilas, iniciándose el ensayo a partir de la batimetría en su estado original (Figura 13, izquierda). Se empleó el caudal Q_{20} en tres ensayos independientes, procediéndose al relleno de las fosas de socavación tras la finalización de cada ensayo. Las erosiones resultantes de uno de estos ensayos se muestran en la Figura 13, derecha.

Para cada uno de los tres ensayos, se obtuvieron los datos de profundidad de socavación mediante un escáner láser 3D. La Figura 14 muestra un ejemplo del mapa de contraste obtenido. En el caso de la configuración 2.1, la profundidad de socavación alrededor de la pila varía entre 13,74 y 15,60 m, a escala prototipo. Además, se observó una mayor extensión del área socavada en la Pila 1, atribuida a velocidades del flujo ligeramente superiores, también medidas durante la fase de calibración.

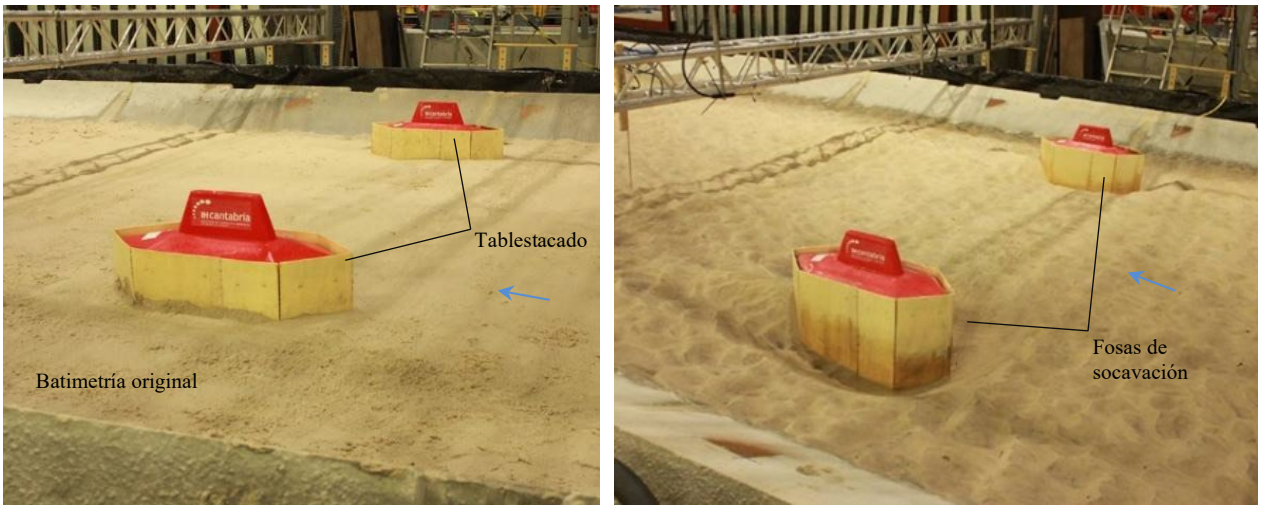
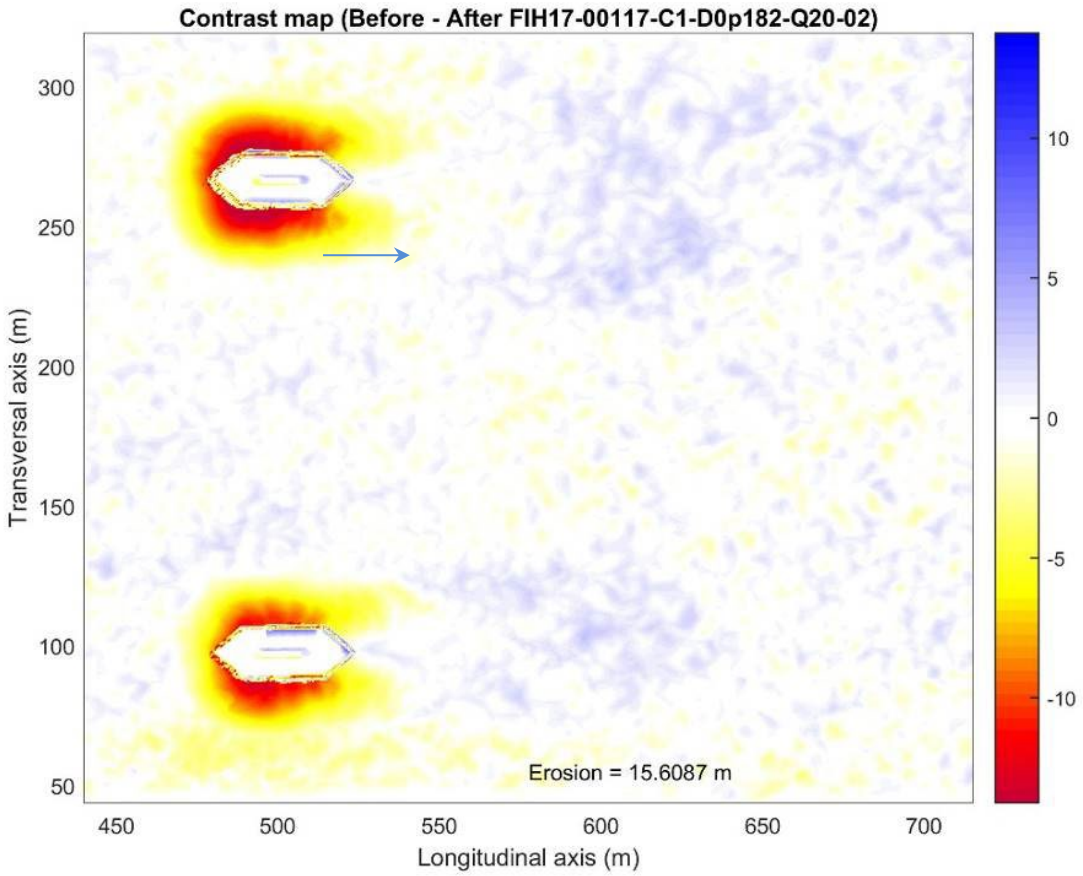


Figura 13. Evaluación de la profundidad máxima de socavación, puente en construcción. Antes (izquierda) y después (derecha) de la avenida. Configuración 2.1. La flecha indica el sentido de la corriente.



.Figura 14. Medición de la profundidad máxima de socavación a través de escáner láser 3D, por comparación de batimetrías antes y después de la avenida. Puente en construcción (Configuración 2.1). La flecha indica el sentido de la corriente.

4.2.2 Puente en servicio sin protección de pilas

Se ensayaron las pilas sin protección de escollera y sin tablestacado para el escenario permanente y periodo de retorno de 100 años (configuración 2.2, según Tabla 3). Los resultados fueron consistentes en los tres ensayos realizados. Las figuras 15 y 16 muestran la evaluación de la socavación y los resultados cuantitativos obtenidos con el escáner 3D.

Para la configuración 2.2, la profundidad de socavación alrededor de la pila varió entre 7,07 y 8,50 m (escala

prototipo). Asimismo, al igual que en la configuración 2.1, la Pila 1 presentó una mayor extensión del área socavada, atribuida a velocidades del flujo ligeramente superiores, observadas durante la fase de calibración.

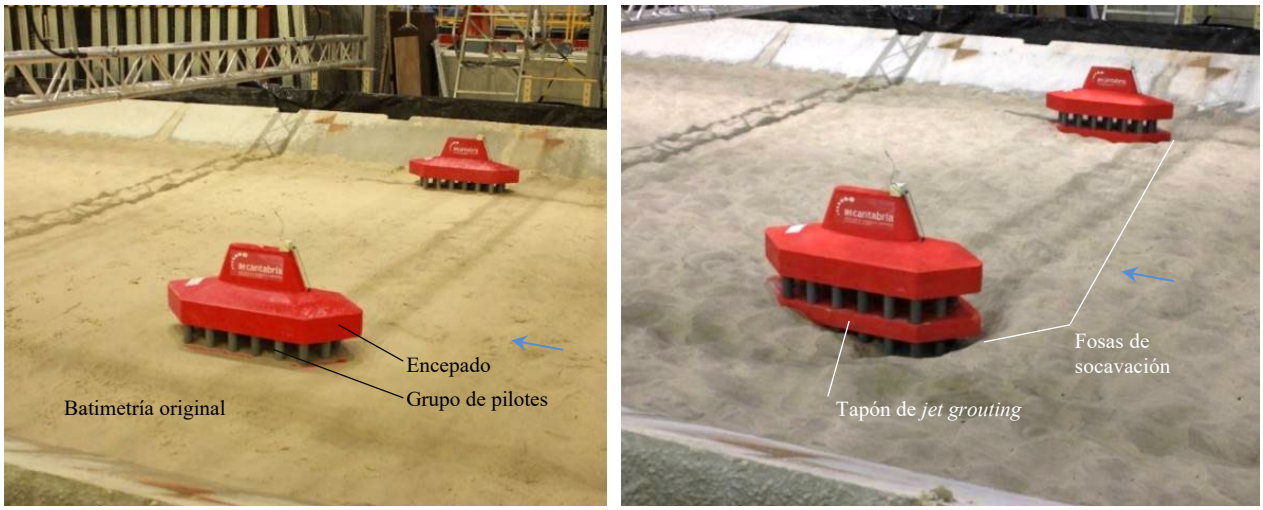


Figura 15. Evaluación de la profundidad máxima de socavación, puente en servicio, pilas sin protección. Antes (izquierda) y después (derecha) de la avenida. La flecha indica el sentido de la corriente. Configuración 2.2.

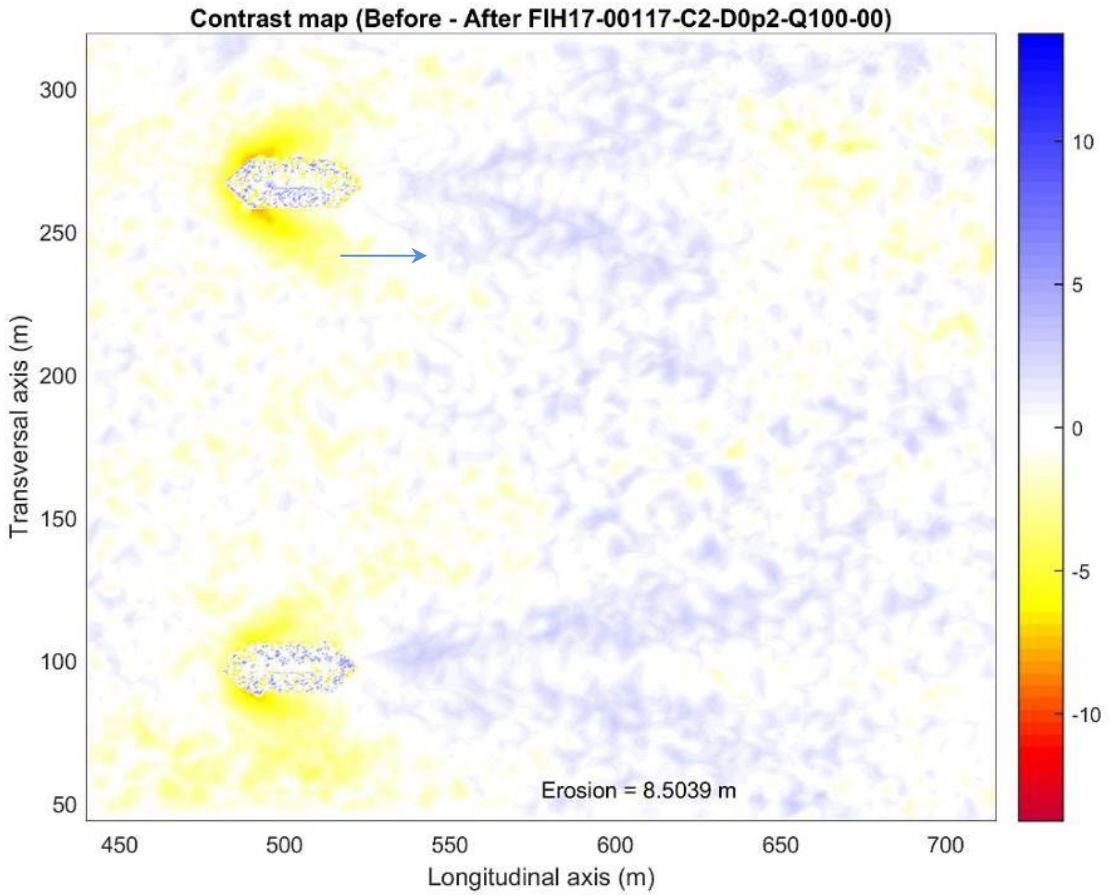


Figura 16. Medición de la profundidad máxima de socavación a través de escáner láser 3D, por comparación de batimetrías antes y después de la avenida. Puente en servicio sin protección de escollera (Configuración 2.2). La flecha indica el sentido de la corriente.

4.3 Resultados fase 3 – Estabilidad. Puente en servicio con protección de escollera

La protección mediante escollera, compuesta por un manto de armadura y una capa de filtro, se dispuso en ambas pilas y se ensayó bajo condiciones de agua clara y caudal Q_{100} (configuración 3.1, según Tabla 3). Las Figuras 17 y 18 presentan la evaluación de la socavación y los resultados cuantitativos obtenidos mediante el

escáner láser 3D. En esta configuración no se observó socavación ni alrededor de la pila ni en el manto de escollera. La profundidad máxima de socavación registrada se localizó en puntos de la batimetría local no asociados a la ubicación de la pila. Asimismo, no se detectó desplazamiento ni movimiento de las piezas de escollera.

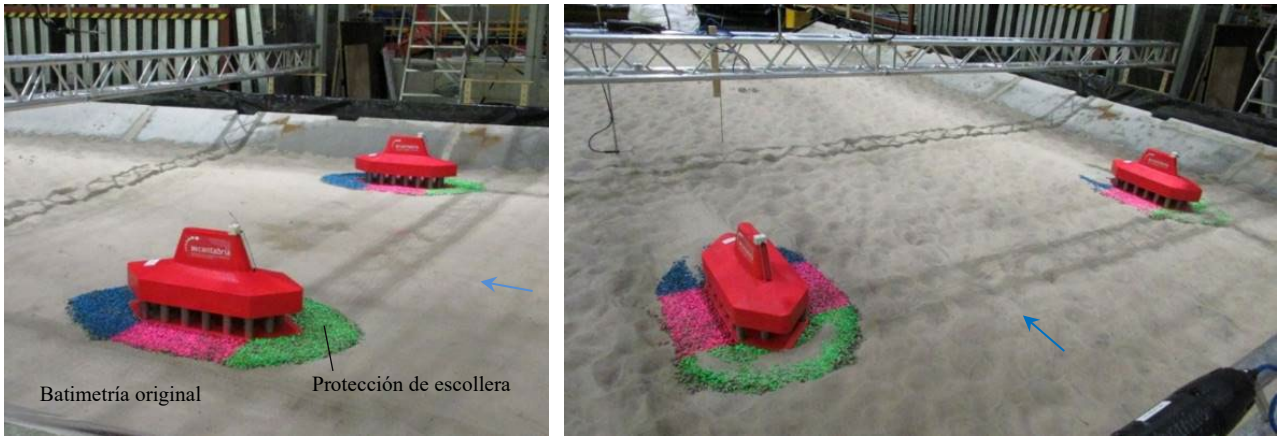


Figura 17. Evaluación de la profundidad máxima de socavación, puente en servicio, pilas con protección de escollera. Antes (izquierda) y después (derecha) de la avenida. Configuración 3.1. La flecha indica el sentido de la corriente.

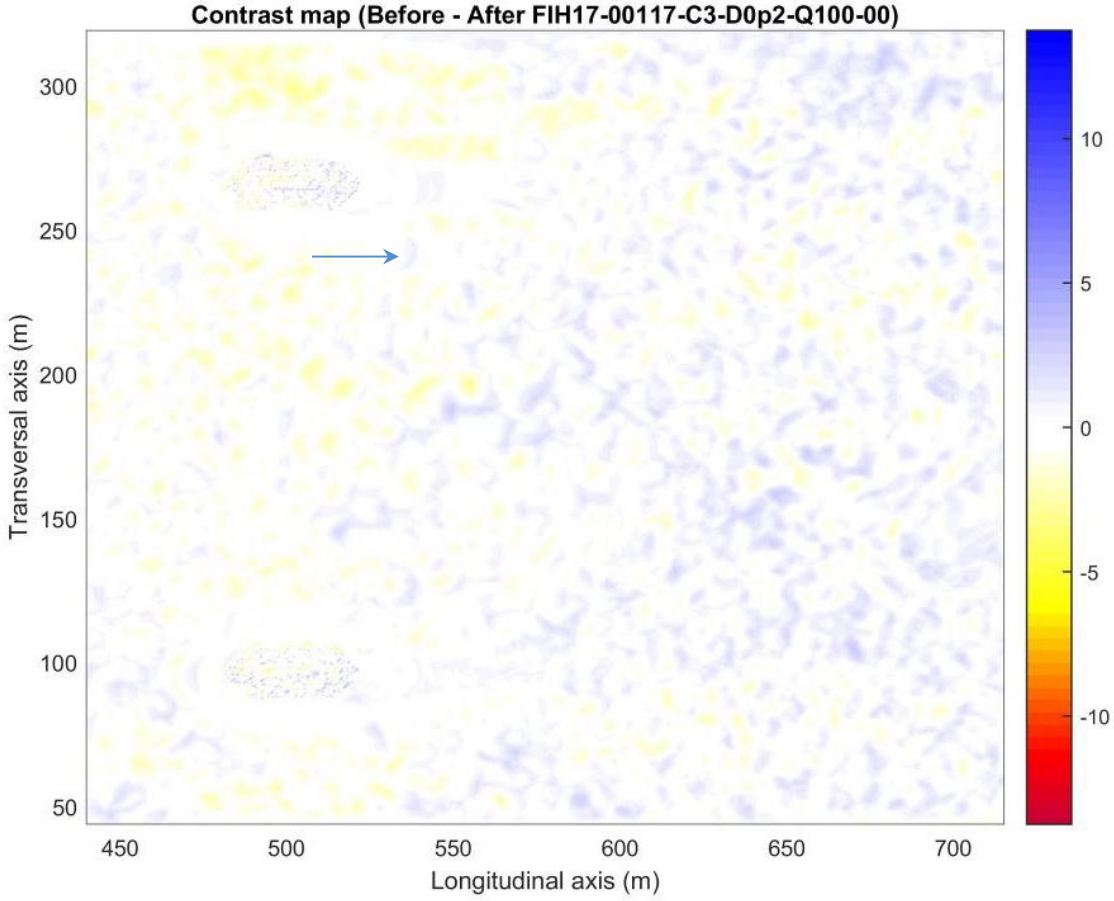


Figura 18. Medición de la profundidad máxima de socavación a través de escáner láser 3D, por comparación de batimetrías antes y después de la avenida. Puente en servicio con protección de escollera alrededor de las pilas (configuración 3.1). La flecha indica el sentido de la corriente.

5. RESULTADOS MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico se calibró y validó empleando los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio. La calibración hidrodinámica consistió en comparar las velocidades y los niveles de agua calculados por el modelo numérico con los datos medidos mediante sensores en el modelo físico. Debido a la ubicación de los sensores,

la velocidad medida se considera representativa de la velocidad media en la vertical.

La calibración hidrodinámica mostró un buen ajuste con los datos de laboratorio, con un error medio del 9,0 % en velocidad y del 1,4 % en niveles de agua durante el pico de la avenida.

La calibración morfodinámica, asociada a los patrones de socavación, también presentó un buen acuerdo, con un error inferior al 15,0 % en la erosión máxima registrada en las proximidades de las pilas.

El proceso de validación se llevó a cabo empleando los datos correspondientes a los siguientes ensayos:

- Pilas en servicio para Q_{100}.
- Pilas con protección frente a socavación para Q_{100}.

La Figura 19 ilustra dos ejemplos de las comparaciones realizadas, que ponen de manifiesto el buen acuerdo entre las velocidades y los calados observados durante los ensayos en el modelo físico, en los puntos de control, y las obtenidas mediante la simulación numérica.

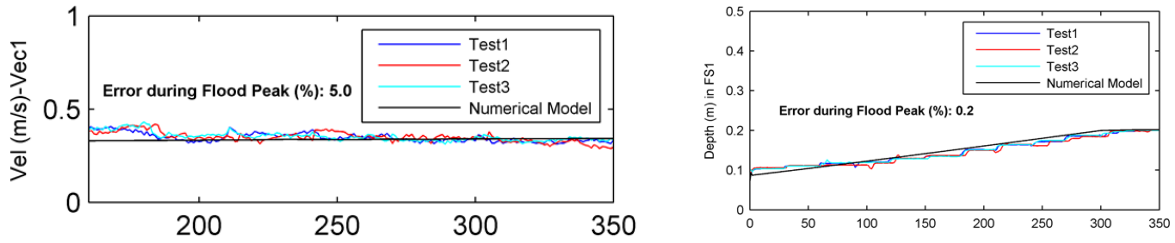


Figura 19. Ejemplo de la concordancia entre las velocidades (izquierda) y calados (derecha), en los puntos de control, entre el modelo numérico y el físico. Pilas en servicio.

La Figura 20 muestra la distribución espacial de la magnitud de la velocidad media en la vertical alrededor de las pilas en un instante representativo de la simulación correspondiente a la fase de construcción, poniendo de manifiesto la intensa actividad turbulenta generada inmediatamente aguas abajo de las mismas.

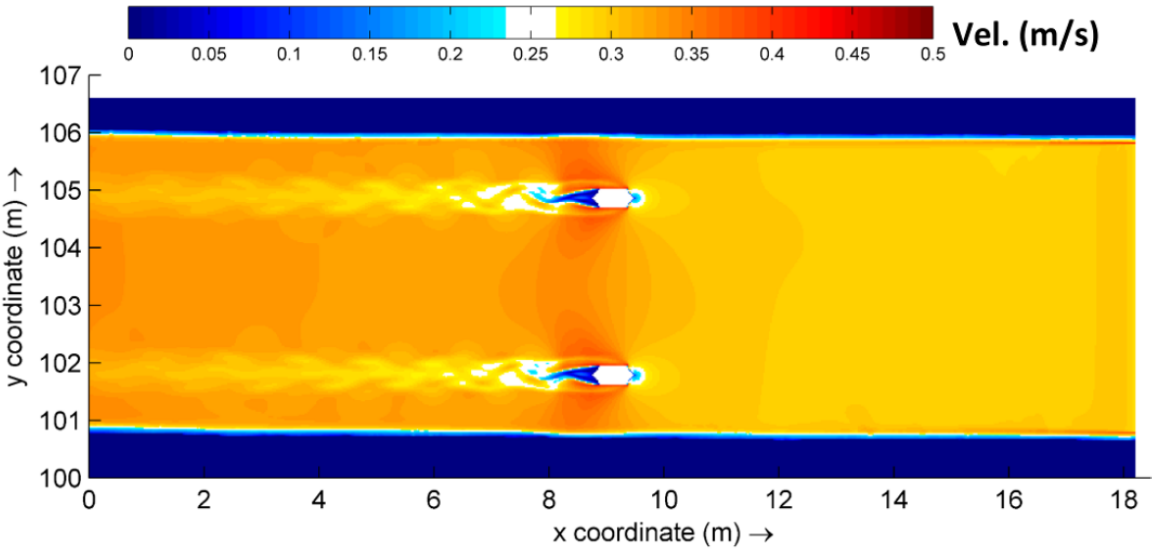


Figura 20. Distribución espacial de la velocidad media en la vertical alrededor de las pilas a t = 20 min desde el inicio de la simulación. Pilas en servicio.

La Figura 21 muestra la comparación entre los resultados numéricos y de laboratorio de los procesos de sedimentación/erosión a lo largo de la sección transversal 1 (véase Figura 10 para la localización de dicha sección).

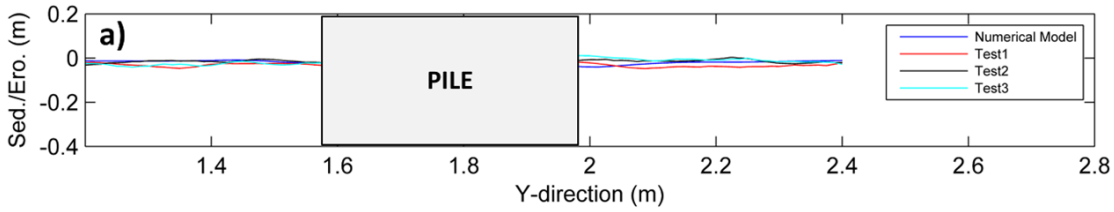


Figura 21. Ejemplo de comparación entre los resultados numéricos y de laboratorio de los procesos de sedimentación/erosión.

6. AJUSTE DE LAS FÓRMULAS DEL HEC-18 PARA PILAS DE NARIZ AFILADA

Se compararon las profundidades máximas de socavación medidas en los ensayos físicos con las obtenidas mediante las formulaciones del HEC-18. Con el fin de complementar el análisis, se ejecutaron diez simulaciones adicionales con el modelo numérico calibrado. Los datos de entrada y los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 4.

Tabla 4. Comparación de la profundidad máxima de socavación obtenida mediante los modelos y las formulaciones del HEC-18.

Tipo de pila	Modelo	V (m/s)	y_1 (m)	Caudal (m^3/s)	$y_{s,\ modelo}$ (m)	$y_{s,\ HEC-18}$ (m)
Simple	Físico	2,50	10,12	7156	14,30	15,52
Compleja	Físico	2,53	11,05	7951	7,70	9,50
Simple	Numérico	2,14	4,35	2670	9,90	12,95
Simple	Numérico	2,32	5,88	3904	11,55	13,97
Simple	Numérico	2,38	6,98	4756	12,10	14,45
Simple	Numérico	2,40	8,08	5609	12,65	14,79
Simple	Numérico	2,41	9,24	6461	14,30	15,09
Compleja	Numérico	2,14	4,34	2670	2,75	7,33
Compleja	Numérico	2,32	5,88	3904	4,95	8,39
Compleja	Numérico	2,38	6,98	4756	5,50	8,84
Compleja	Numérico	2,40	8,08	5609	6,60	9,11
Compleja	Numérico	2,41	9,24	6461	7,15	9,26

Entre los distintos ajustes que presentan coeficientes de correlación similares, se seleccionó la formulación que permite su aplicación no solo dentro del rango de profundidades de socavación analizado, sino también en rangos superiores o inferiores.

La formulación propuesta se presenta a continuación:

Pila simple:

$$y_{s,modelo}\,(m) = 0{,}0427 \cdot {y_{s,HEC-18}}^{2{,}1233}$$

Pila compleja:

$$y_{s,modelo}(m) = 0{,}001 \cdot {y_{s,HEC-18}}^{3{,}9609}$$

Tal y como se ilustra en la Figura 22, existe una buena correlación entre los valores obtenidos mediante la metodología HEC-18 y los obtenidos mediante los modelos físico y numérico. HEC-18 tiende a sobreestimar los valores de profundidad de socavación para pilas simples hasta aproximadamente 16,5 m. A partir de este umbral, comienza a subestimar la profundidad de socavación.

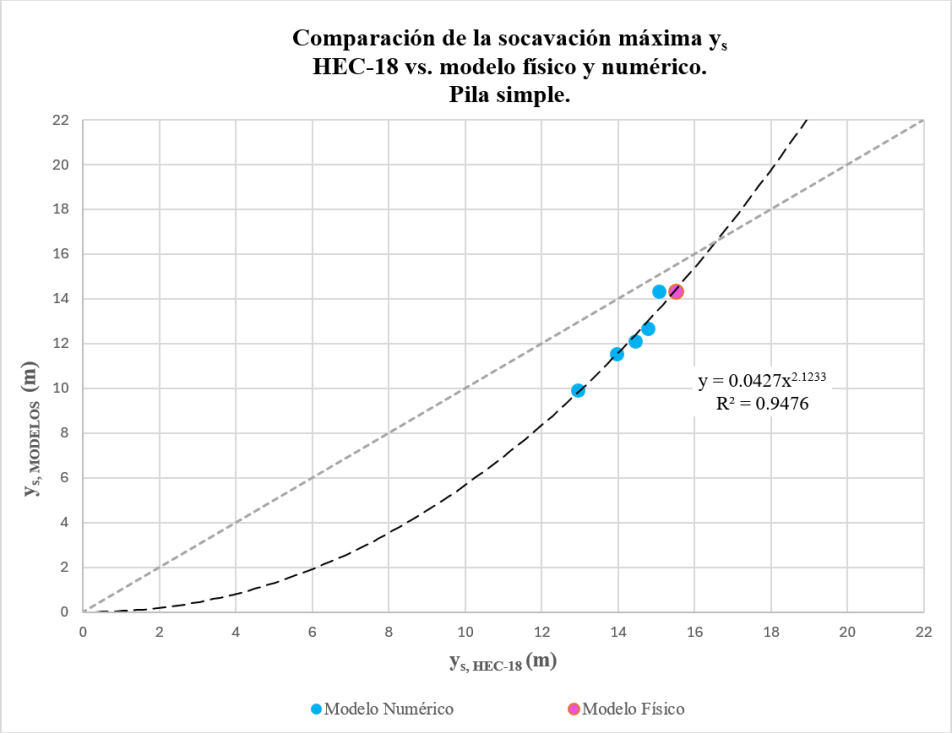


Figura 22. Comparación entre la profundidad máxima de socavación $y_s$estimada mediante la metodología HEC-18 y la obtenida a partir de los modelos físico y numérico para pilas simples. La línea de igualdad (1:1) se incluye como referencia.

Tal y como se muestra en la Figura 23, también existe una buena correlación en el caso de pila compleja. De nuevo, se observa que la metodología del HEC-18 tiende a sobreestimar los valores de profundidad de socavación hasta aproximadamente 10,0 m para pilas complejas, y tiende a subestimar la socavación a partir de dicho umbral.

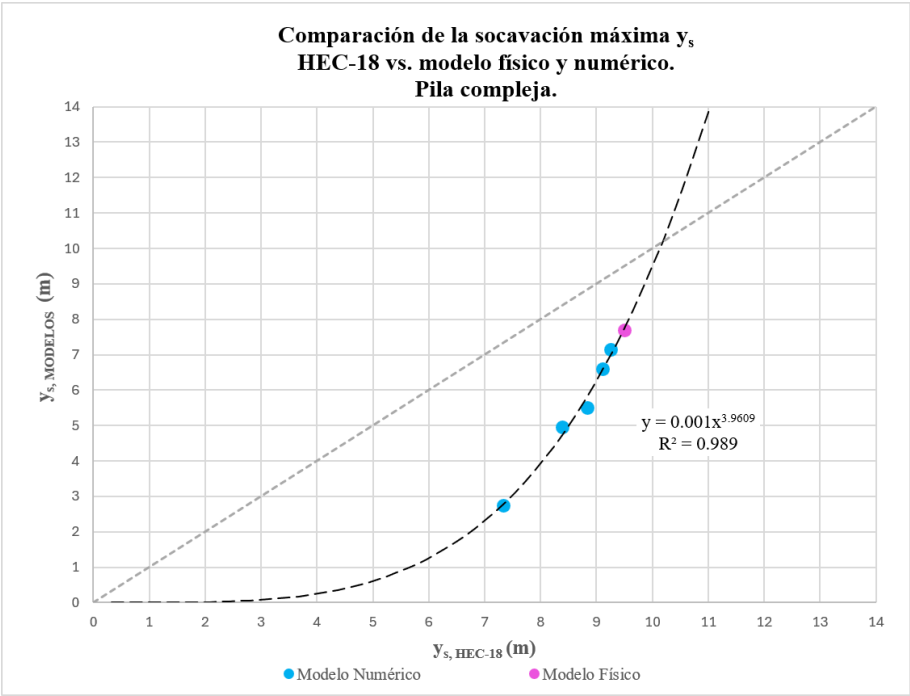


Figura 23. Comparación entre la profundidad máxima de socavación $y_s$estimada mediante la metodología HEC-18 y la obtenida a partir de los modelos físico y numérico para pilas simples. La línea de igualdad (1:1) se incluye como referencia.

7. CONCLUSIONES

Durante el diseño de las pilas del nuevo puente sobre el río Danubio en Bratislava (Eslovaquia), se llevó a cabo un estudio exhaustivo de la socavación alrededor de las pilas proyectadas. Este estudio incluyó un modelo físico a escala 1:55, complementado con un modelo numérico desarrollado en Delft3D. Se analizaron distintas configuraciones del río y del puente para dos periodos de retorno principales, Q_{20} y Q_{100}, en función del objetivo de cada ensayo, obteniéndose información detallada sobre los patrones y las profundidades máximas de socavación.

La máxima profundidad de socavación se observó para el caudal Q_{20} durante la fase de construcción, escenario en el que el tablestacado representaba un obstáculo al flujo más significativo en comparación con el resto de las configuraciones analizadas. Asimismo, los modelos se emplearon para el diseño y la evaluación de una protección mediante escollera. Los resultados confirmaron que la protección frente a la socavación diseñada es robusta y estable para el caudal Q_{100}, sin observarse desplazamiento ni movimiento de las piezas de escollera.

Un análisis adicional comparó los valores de socavación obtenidos mediante los modelos físico y numérico con los calculados a partir de la metodología del HEC-18, tanto para pilas simples como complejas de nariz afilada. Se concluye que la metodología del HEC-18 tiende a sobreestimar los valores de profundidad de socavación para pilas simples hasta aproximadamente 16,5 m, comenzando a subestimar la profundidad real de socavación a partir de dicho umbral. De forma análoga, la metodología HEC-18 tiende a sobreestimar la socavación para pilas complejas hasta aproximadamente 10,0 m, pasando a subestimar la profundidad real de socavación para valores superiores.

REFERENCIAS

Abdalla, E. Z. E. S. (1990). On the scaling of movable-bed river models. *Internacional Institute for Hydraulic and Environmental Engineering (actual IHE Delft),* Delft.

Bijker, E. W.; Stapel D. R. A. y De Vries M. (1957). Some scale effects in models with bedload transportation. *Proc. of the IAHR Congress,* Lisbon, 1957, p. Al. l-Al. 13.

Bijker, E. W. (1965). Determination of scales of movable bed models. *Delft Hydraulics.* Publ. No. 35

Chauvin, J. L. (1962). Similitude des modeles de cours d'eau a fond mobile. *Bull. du Centre de Rech. et d'Essais de Chatou*, 1962, No. 1, p. 64-9l.

de Vries, M.; (1993) Use of models for river problems. *Educational, Scientific and Cultural Organization, UNESCO, United Nations.* Paris.

DHI Slovakia. (2017). Hydraulic model of Danube River for motorway bridge D4. Unpublished.

Einstein, H. A. y Chien N. (1956). Similarity of distorted river models with movable beds. *Trans. ASCE*, Vol. 121, p. 440-457.

FHWA (Federal Highway Administration). (2012). *Evaluating Scour at Bridges (HEC-18), Fifth Edition*, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Report No. FHWA-HIF-12-003.

Jansen, P. Ph.; van Bendegom L.; van den Berg, J.; de Vries, M. y Zanen A. (1979). Principles of River Engineering. Pitman, London.

Jones, J.S. (1984). Comparison of prediction equations for bridge pier and abutment scour. *Transportation Research Record*, *No. 950,* pp. 202-209.

Mueller, D.S. y Wagner, C.R. (2002). Analysis of pier scour predictions and real-time field measurements. *First International Conference on Scour of Foundations, (ICSF-1)*. Texas, U.S. Volume 1 – Scour Predictions, pp. 257-271.

National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. (2011). *Evaluation of Bridge Scour Research: Pier Scour Processes and Predictions*. The National Academies Press, Washington, DC.

Ramette, M. (1981*). Guide d'hydraulique fluviale.* Laboratoire National d'Hydraulique. Chatou, France, Report No. HE/40/81.04.

Struiksma, N. (1986). Scale effects in the reproduction of the overall bed topography in river models. *Proc. IAHR Symp*. Toronto (also *Delft Hydraulics Communication*, No. 381).

van Rijn, L. C. (1993). *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*.Aqua Publications, Amsterdam.

Ponencia Invitada

El hormigón proyectado como revestimiento definitivo en los túneles

PONENTE
Rafael Jiménez
Universidad Politécnica de Madrid

EL HORMIGÓN PROYECTADO COMO REVESTIMIENTO DEFINITIVO EN TÚNELES

Rafael Jiménez[(1)]

[(1)] Catedrático de Ingeniería del Terreno (Geotecnia)
Director Académico del Máster de Túneles de AETOS
Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
rafael.jimenez@upm.es

RESUMEN

Se presentan algunos avances y experiencias recientes en el empleo del Hormigón Proyectado como revestimiento definitivo en túneles, principalmente en el contexto de su aplicación conjunta con Membranas Proyectadas para impermeabilización. Se revisan también conceptos básicos sobre la interacción entre el terreno y el sostenimiento/revestimiento de los túneles, así como sobre su comportamiento hidrogeológico según sea la impermeabilización diseñada. Se enfatiza la importancia de una buena adhesión de la membrana, y de la adecuada transferencia de esfuerzos entre el sostenimiento y el revestimiento a través de la membrana, para poder considerar el comportamiento mecánico conjunto de ambas; y se finaliza con el análisis de estudios publicados con casos reales sobre el comportamiento de túneles ejecutados con Membrana y/o Hormigón Proyectados como revestimiento definitivo.

ABSTRACT

This paper presents recent advances and practical experience in the use of sprayed concrete as a permanent tunnel lining, with particular emphasis on its combined application with spray-applied waterproofing membranes. It also reviews the fundamental concepts governing the interaction between the ground and the tunnel support/permanent lining, together with the hydrogeological behaviour of tunnels under different waterproofing configurations. Particular attention is given to the importance of achieving an adequate bonding and stress transfer between the primary support and the permanent lining through the membrane, so that their composite mechanical behaviour can be reliably considered in design. Finally, the paper reviews published studies and documented case histories on the performance of tunnels constructed using spray-applied membranes and/or sprayed concrete as the permanent lining.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Túneles (Tunnels); Sostenimiento y Revestimiento (Primary and Secondary Lining); Hormigón Proyectado (Sprayed concrete); Membrana Proyectada (Sprayed Membrane)*

1. INTRODUCCIÓN

Tradicionalmente, los túneles ejecutados mediante las diversas variantes constructivas asociadas a la filosofía del Nuevo Método Austríaco (NMA) se han construido, en España y a nivel internacional, con (i) una capa de "sostenimiento" –definido como "*el conjunto de elementos resistentes que aportan al terreno excavado el confinamiento necesario para conseguir la sustentación y estabilización de la excavación*"; según la definición de la Guía de AETOS (AETOS, 2022)– ejecutada con hormigón proyectado; y, si las necesidades mecánicas o de utilización así lo exigían, con (ii) un "revestimiento" de hormigón, en masa o armado, que "*reviste el*

túnel y que está en contacto directo con el sostenimiento previamente colocado", y que a menudo se ejecutaba con la ayuda de carros de encofrado (AETOS, 2022).

Entre ambas capas, es habitual disponer elementos de drenaje e impermeabilización (geotextil + lámina impermeable), según detalles que se presentan en diversas normativas (ver e.g., AENOR, 2015), pero que como se verá más adelante pueden ser fuente de problemas hidrogeológicos durante la operación del túnel, y cuya presencia tiene además consecuencias sobre el comportamiento mecánico conjunto de las capas de sostenimiento y revestimiento mencionadas, al evitar que puedan trabajar de modo solidario. Esto hacía que, al proyectar, a menudo se desprecie la contribución mecánica del sostenimiento a largo plazo, dando lugar a la necesidad de revestimientos de mayor sección y que requieren de más recursos para su ejecución.

Sin embargo, la evolución reciente de la técnica dentro del campo de los túneles, junto con, en su caso, la evolución reciente de las membranas proyectadas para impermeabilización de túneles y/o de los hormigones proyectados que se pueden ejecutar con el "estado del arte actual", están haciendo posible el diseño de soluciones de impermeabilización mediante membrana proyectada que, a sus ventajas de *flexibilidad y facilidad de aplicación*, le añaden la ventaja de *permitir el trabajo mecánico conjunto del sostenimiento y del revestimiento definitivo* (que puede ser de Hormigón Proyectado), dando lugar a soluciones de Proyecto con revestimientos definitivos que son más fáciles de ejecutar y más económicas en su conjunto, particularmente en túneles de longitud limitada (< a 1km, aprox., aunque también se ha empleado en túneles mucho más largos, como el túnel de Vereina en Suiza, con 19km; o los 4,1km del túnel de Gevingas, sobre el que se hablará más adelante), con sección transversal variable, o con muchas intersecciones entre túneles y/o galerías; ver e.g., la Figura 1.



Figura 1. Ejemplo de sección transversal en la que el revestimiento definitivo con Hormigón Proyectado surge como alternativa natural a la solución con encofrado y hormigón bombeado (Fuente: CrossRail)

Esta comunicación presenta algunos avances recientes en este campo. En concreto, se discute (i) cómo interacciona el hormigón proyectado del sostenimiento/revestimiento con la perforación (túnel) excavado en un medio geotécnico, (ii) la interacción del túnel con el nivel freático, y los posibles enfoques de Proyecto para drenar y/o impermeabilizar un túnel; y (iii) nuevos sistemas de impermeabilización, mediante membranas impermeables proyectadas (de diversos polímeros o plásticos, como el EVA u otros materiales), para su empleo en revestimientos definitivos de túneles ejecutados con Hormigón Proyectado, que a su flexibilidad y facilidad de ejecución, añaden la ventaja de permitir el comportamiento mecánico conjunto del sostenimiento más el revestimiento. Se cierra la comunicación con (iv) el análisis y comentarios de experiencias recientes publicadas sobre el uso de estas técnicas en proyectos de ingeniería subterránea.

2. El HORMIGÓN PROYECTADO Y SU INTERACCIÓN CON EL TERRENO. USOS POSIBLES CON LOS MÉTODOS HABITUALES DE EJECUCIÓN DE TÚNELES

Tradicionalmente, se ha considerado que los avances tecnológicos en el campo del Hormigón Proyectado han sido responsables del gran éxito de los métodos de ejecución de túneles con métodos tradicionales (NMA, o similares), en los que se trabaja con un frente abierto y se permite una cierta "relajación" del terreno antes de colocar el sostenimiento o de que éste entre en carga, conforme el túnel se cierra y el sostenimiento de hormigón proyectado incrementa su resistencia y rigidez con el tiempo; lográndose grandes ahorros con respecto a métodos previos de diseño basados en la idea de sostener el "peso de la montaña" o de su arco de descarga (ver e.g., Terzaghi, 1946), en los que el sostenimiento se diseñaba para soportar cargas mucho mayores, dando lugar a sostenimientos muy pesados y difíciles de ejecutar. Ver, como ejemplo, la Figura 2, en la que se muestra una comparación entre ambos enfoques para "un mismo túnel" (o túneles similares ejecutados en el mismo macizo con varias décadas de separación entre ellos): El túnel de Loetschberg en Suiza.



Figura 2. El "significado" del NMA: Los túneles de Loetschberg I y II (Fuente: Melis, 2011)

Por tanto, según se muestra en la Figura 3, la interacción entre el terreno y el sostenimiento es clave para el diseño de los túneles, de modo que normalmente se emplea el control de las deformaciones (p.ej. convergencias) que se producen como mecanismo de control del comportamiento, y para verificar que la ejecución se desarrolla según lo previsto en el diseño.

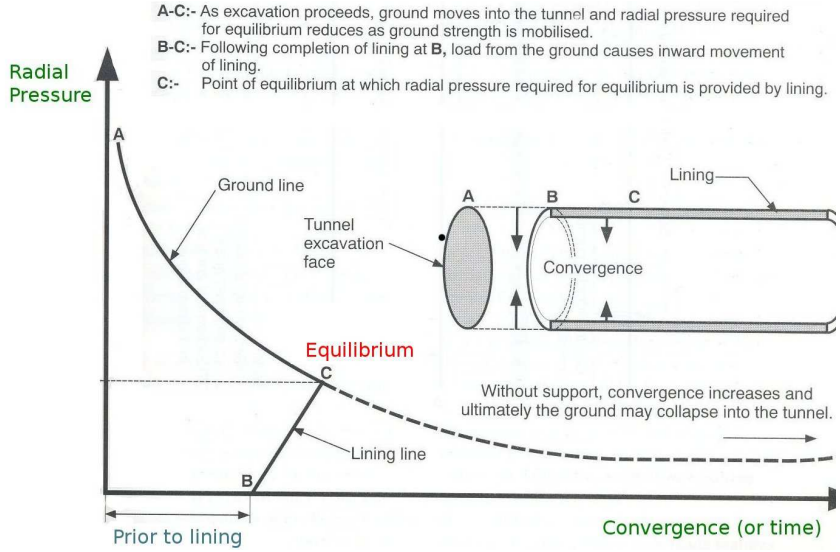


Figura 3. Ilustración de la relación entre deformaciones y tensiones radiales necesarias para el equilibrio de una cavidad subterránea (Fuente: HSE, 1996)

E, igualmente, el desarrollo de teorías para explicar cómo se deforma longitudinalmente un túnel –los llamados "*Longitudinal deformation profiles*" o LDPs; ver e.g., Vlachopoulos y Diederichs (2009)– ha permitido integrar estos tres aspectos fundamentales –convergencias, distancia al frente a la que se coloca el

sostenimiento, y tensiones sobre el mismo– en un enfoque integrado de diseño para calcular las tensiones sobre el sostenimiento asociadas a un proceso constructivo determinado y, con ello y al comprar dichas tensiones frente a su capacidad mecánica máxima, el factor de seguridad (FS) del sostenimiento. Ver la Figura 4.

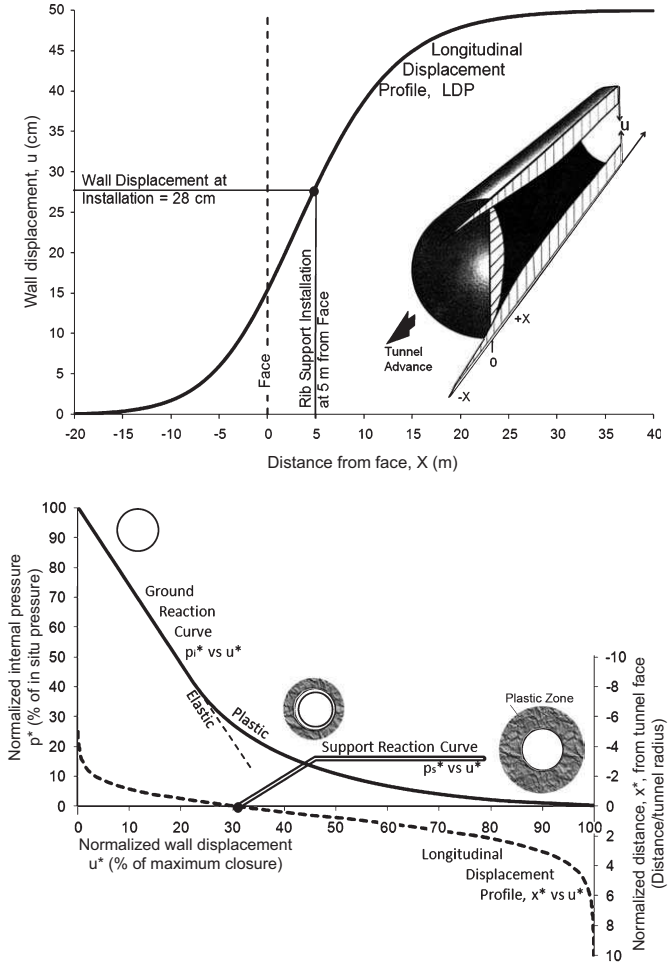


Figura 4. Relación entre deformación longitudinal del túnel y el momento de aplicación del sostenimiento, y cómo esto influye en las tensiones de equilibrio del sostenimiento (Fuente: Vlachopoulos y Diederichts, 2009).

Pero el Hormigón Proyectado en los túneles no está limitado para su empleo exclusivo en el NMA (o similares), sino que también puede ser empleado en el contexto de la ejecución mecánica de túneles con tuneladora (TBM), como por ejemplo en los "topos" para túneles en roca, en los que la naturaleza estable del terreno permite su perforación sin escudo y su sostenimiento con Hormigón Proyectado (quizás combinado con bulones y/o mallazo) colocado cerca del frente, así como incluso el posible empleo de Hormigón Proyectado desde posiciones traseras del *back-up* como revestimiento definitivo. Ver la Figura 5.

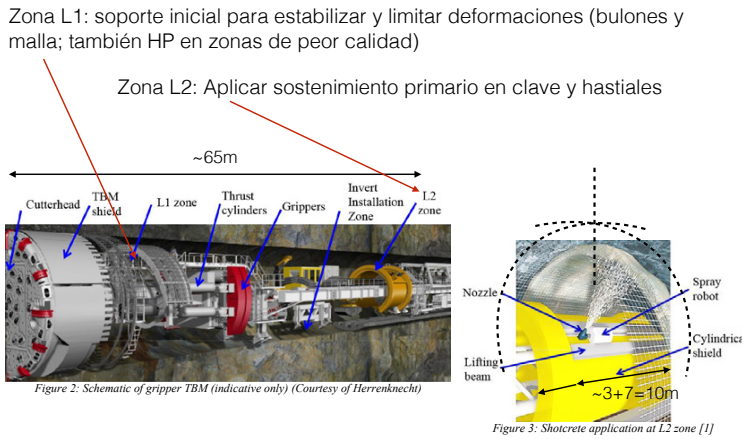


Figura 5. Ejemplo de uso de Hormigón Proyectado en túneles ejecutados con tuneladora (topo) (Fuente: Editado de Ashcroft y Peach, 2018).

3. EL HORMIGÓN PROYECTADO COMO REVESTIMIENTO DEFINITIVO: ALGUNAS REFERENCIAS RELEVANTES.

A la vista de lo anterior, es claro que el hormigón Proyectado está inherentemente asociado a los métodos "tradicionales" de ejecución de túneles (NMA o similares), si bien también puede usarse para túneles con tuneladora. Y, de hecho, se dispone de abundante información sobre métodos y técnicas modernas de ejecución del hormigón proyectado para asegurar su adecuado comportamiento mecánico, en términos de resistencia, ductilidad, impermeabilidad y durabilidad, entre otros factores importantes.

Así, por ejemplo, la Guía Técnica de AETOS para el "Diseño, Fabricación y Puesta en Obra del Hormigón Proyectado en Obras Subterráneas" (AETOS, 2014), ya anticipa el posible interés del Hormigón Proyectado como revestimiento definitivo, con diversas funciones como las siguientes:

- "Estructural: proporcionando estabilidad a largo plazo (si se considera que se produce una pérdida de resistencia del hormigón proyectado del sostenimiento provisional y fallo de los bulones u otros elementos del sostenimiento a lo largo del período de servicio del túnel)".
- "Estética: actúa como regularizador de la superficie de excavación: mejorando su aspecto estético, proporcionando uniformidad a la iluminación y facilitando la ventilación".
- "Mejora la estanqueidad del túnel, reduciendo las filtraciones procedentes del terreno".
- "Como escudo protector: impide la influencia de los agentes atmosféricos sobre las capas de hormigón proyectado de sostenimiento primario y los elementos metálicos del mismo (cerchas, mallazos, bulones, fibras de acero)".

De este modo, y "como consecuencia de la *mejora en la calidad* del hormigón proyectado y de la reducción de costes", puede plantearse el uso de Hormigón Proyectado como sustituto del hormigón bombeado en el revestimiento definitivo de túneles; aquí, es clave la referencia a la "calidad" del hormigón proyectado, ya que la "durabilidad" es función de la "calidad", y ésta aparece como "…factor esencial a considerar […] frente a las condiciones de esfuerzos y condiciones ambientales a las que [el revestimiento] estará sometido a lo largo del tiempo", al ser "la capa más interna y por tanto está expuesta a diversas acciones durante la vida de la obra subterránea" (ver AETOS, 2014, para más detalles).

Otra referencia clave sobre el Hormigón Proyectado como revestimiento definitivo en túneles es la del *Working Group 12* de la *International Tunnelling Association (ITA)* (ITA, 2020). En ella, se analizan las principales diferencias entre el hormigón proyectado y el hormigón bombeado que típicamente se emplean para revestimientos definitivos, así como otros aspectos relevantes para el diseño y construcción, así como sobre durabilidad y sostenibilidad, entre otros (p.ej. casos históricos, etc.). También son de interés las recomendaciones de la Asociación Francesa de Túneles y Excavaciones Subterráneas (AFTES) sobre "Diseño de hormigón Proyectado para sostenimiento subterráneo" (AFTES, 2000), y los lectores interesados en el tema pueden consultar las recomendaciones o códigos sobre Hormigón Proyectado desarrollados o empleados en diversos países, como los que se citan en la Tabla 1.

Tabla 1. Algunas guías o normas para Hormigón Proyectado (Fuente: ITA, 2020)

Código	País
EN 14487 (2006) & EN 14488 (2005, 2006); Eurocódigos	EU
ACI 506.2 (2018), ACI 506.5R-09 (2019) & ACI 506R-16 (2016) & ASTM C1436 – 13	USA
JSCE Guideline for Concrete Nr.8	Japón
BTS (2010) Specification for tunnelling 3rd edition	Reino Unido
EFNARC (1996 & 1999)	Europa
OBV (2013) Sprayed Concrete Guideline	Austria
NB 7 (2011, 2021) Sprayed Concrete for Rock Support	Noruega

4. LA INTERACCIÓN CON EL AGUA: ENFOQUES TÍPICOS DE IMPERMEABILIZACIÓN DE TÚNELES

La Figura 6 muestra los enfoques típicos a la hora de plantear el sistema de impermeabilización de un túnel:

- El enfoque de impermeabilización "abierta y drenada", que es muy habitualmente empleado en túneles por encima del nivel freático, y en el que se impermeabiliza únicamente la zona de clave y de hombros/hastiales del túnel y se colocan drenes longitudinales en la zona inferior del hastial, con la intención de evitar la entrada del agua de percolación (que, en su caso y/o eventualmente, pueda descender desde la superficie) y de facilitar su drenaje longitudinal. Aunque, como se indica, es una solución habitual, se han producido problemas con ella en situaciones en las que se producen oscilaciones del nivel freático (p.ej. asociadas a eventos de lluvia intensa, particularmente en zonas de permeabilidad elevada como zonas de falla) haciendo que el mismo pueda llegar a afectar a la zona de solera del túnel, provocando humedades o incluso problemas mayores como agrietamiento o levantamiento del firme en túneles de carreteras.
- Para evitar dichos problemas, puede emplearse un enfoque "cerrado y drenado", el que también se impermeabiliza la bóveda y los hombros/hastiales, y se colocan drenes longitudinales, pero con la diferencia de que ahora también se impermeabiliza la solera o contrabóveda del túnel (esto da lugar a la necesidad de juntas longitudinales, que se unen a las transversales necesarias en todo caso, y que deben soldarse adecuadamente). Esta solución puede emplearse también para túneles bajo el nivel freático, pero la presencia de los drenes longitudinales hace que, a largo plazo, el dren actúe como un gran dren, deprimiendo el nivel freático en su entorno, con el efecto mecánico de que se reducen los empujes del agua sobre el sostenimiento y/o el revestimiento, pero con el riesgo de que se pueden introducir consecuencias medioambientales negativas (p.ej. afección a fuentes o manantiales, que se secan; o a pozos de abastecimiento o riego que bajan su nivel).
- Por último, para evitar o limitar dicha afección al nivel freático puede emplearse un diseño "estanco" mediante una impermeabilización cerrada y sin drenes longitudinales, de modo que –al menos, conceptualmente– no se afectaría al nivel freático, que permanecería a una cota "más elevada", con la dificultad técnica de tener que diseñar un sistema de sostenimiento más revestimiento que pueda soportar las mayores presiones de agua que actuarían sobre el túnel.



Figura 6. Posibles enfoques de diseño al plantear la impermeabilización y drenaje de un túnel (Editado de Luciani & Peilla, 2018).

Típicamente, la impermeabilización se resuelve con soluciones de "tipo sándwich", en las que se coloca un geotextil + lámina de drenaje entre el sostenimiento y el revestimiento, según se muestra en la Figura 7; y es también habitual que se creen "compartimentos estancos" longitudinalmente, mediante juntas "*waterstop*" que evitan o limitan la migración longitudinal del agua. Dichas soluciones, que también se han empleado en España (ver e.g., en el caso del túnel de Santamarina en Extremadura), quedan no obstante fuera del alcance de este artículo, por lo que no se profundiza en ellas.

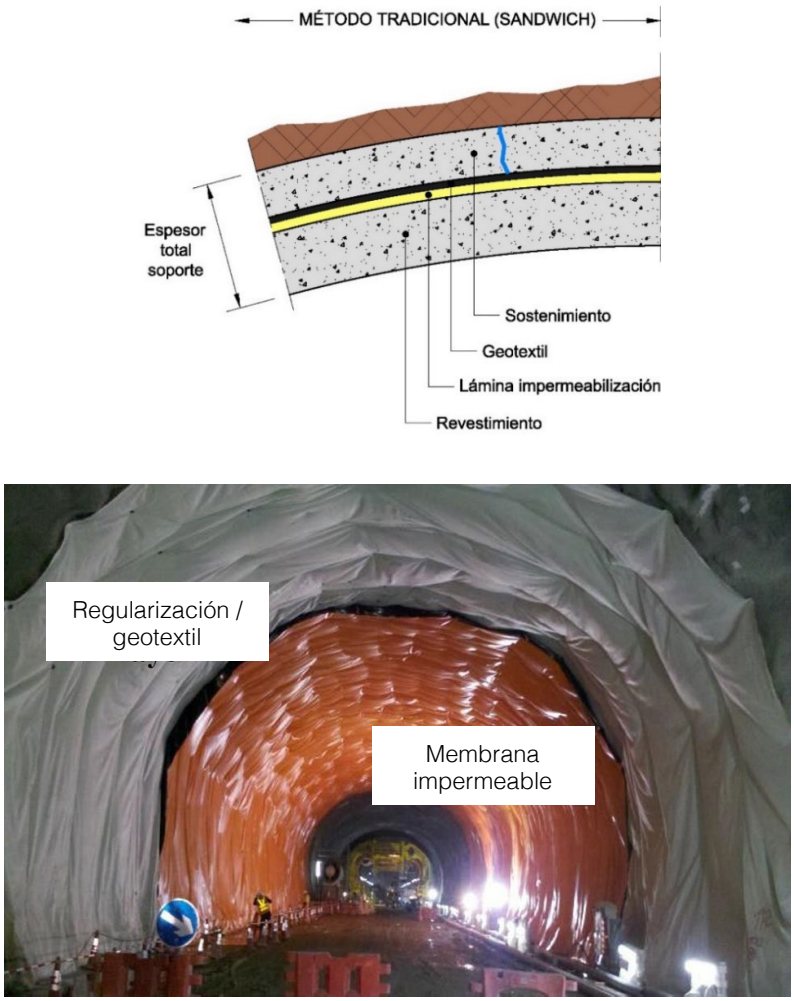


Figura 7. Sistema de impermeabilización tradicional de "tipo sándwich" (Fuentes: INECO, MAPEI.).

Sin embargo, estas soluciones tampoco están exentas de posibles problemas ya que, por ejemplo, los tubos o conductos de drenaje se pueden colmatar por la deposición de minerales, tal y como ocurrió en el túnel de Niévares (Asturias), en el que se producían deposiciones carbonatadas que casi cegaron los conductos del drenaje, dando lugar a la necesidad de una actuación de emergencia descrita por Fernández Nespral *et al.* (2014). Y, de modo similar, si el nivel freático asciende como consecuencia de dichas colmataciones, y dado que las presiones de agua podrán "acceder" hasta el geotextil a través de grietas o fisuras en el sostenimiento, entonces se tendrá que dicho geotextil (por su permeabilidad) puede servir para "transmitir" la presión alrededor de todo el revestimiento, o de grandes áreas del mismo, con potenciales efectos negativos sobre su comportamiento mecánico si no estaba adecuadamente dimensionado y armado para ello, tal y como se estima que pasó, entre otros, en el Túnel de Redondela, del Eje Atlántico de Alta Velocidad Ferroviaria. Ver las fotografías que se muestran en la Figura 8.



Figura 8. Ilustración de problemas por afluencia de agua y/o elevadas presiones de agua en un túnel: El caso del túnel de Redondela, con afección estructural como resultado de presiones del agua transmitidas a través del geotextil de protección (Fuente: Trabajo doctoral de E. Estébanez.).

5. NUEVOS SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACIÓN Y REVESTIMIENTO DEFINITIVOS BASADOS EN MEMBRANAS Y HORMIGÓN PROYECTADOS

En los últimos años, se ha ido consiguiendo una experiencia cada vez mayor en el empleo de una alternativa a la solución tradicional referida antes, que se basa en el empleo combinado de (i) Membranas Proyectadas como impermeabilización, y de (ii) Hormigón Proyectado como revestimiento definitivo de modo que, por ejemplo, el *ITA Working Group* en Hormigón Proyectado (*Shotcrete*) ya citaba en 2001 unos 150 casos de estudio en 11 países para su estudio de durabilidad.

Como resultado de dichas experiencias, nos parece importante indicar las siguientes ideas principales, sobre las que se puede ampliar información en la bibliografía citada:

- *Sobre el Hormigón Proyectado:* Aquí, según se mencionaba antes y debido a que se está empleando el Hormigón Proyectado como revestimiento permanente, es clave la durabilidad, que puede verse afectada por aspectos como el tipo de exposición y su resistencia a dicha exposición, siendo éstos a su vez función del diseño y ejecución del Hormigón Proyectado. Entre los factores que afectan a la durabilidad de un hormigón –p.ej. el uso de acelerantes, la presencia de cloro y/o sulfatos, posible reacción con áridos, etc.– es bien conocido que su permeabilidad y/o su capacidad de absorción son indicadores fiables de su "calidad" (en el sentido de durabilidad), con mejoras recientes en la tecnología del Hormigón Proyectado que mejoran su calidad, redundando en una menor permeabilidad del Hormigón Proyectado, según se comenta en más adelante.
- *Sobre la Membrana Proyectada:* En este caso, es clave la importancia del agua sobre el comportamiento de las membranas, y la afección de las condiciones ambientales (fundamentalmente, humedad y saturación; pero también la temperatura) sobre sus propiedades mecánicas. También son importantes las condiciones hidrogeológicas a la hora de proyectar las membranas, ya que el proceso *es inviable con agua fluyente,* y difícil (o incluso muy difícil, aunque depende en parte del tipo de membrana proyectada) en condiciones húmedas, lo que hace interesante, si existe agua en el terreno, emplear tratamientos de preinyección o postinyección para reducir su permeabilidad, así como drenar la superficie del sostenimiento que recibe a la membrana y mejorar las condiciones de la superficie de recibo. Y, por último, es importante que la membrana asegure una adecuada transmisión de esfuerzos

y tensiones entre las diversas capas con conforman el sistema combinado de sostenimiento + revestimiento, para asegurar su trabajo conjunto. Existen abundantes referencias para ampliar estos aspectos; ver e.g., la publicación del Grupo de Trabajo sobre "Sostenimientos/revestimientos e impermeabilización" (*lining and waterproofing)* de la ITA (ITATech, 2013).

A continuación, se analizan ejemplos reales de aplicación conjunta de membranas y hormigón proyectados empleados en túneles con revestimiento definitivo de Hormigón Proyectado. Así, en primer lugar, se usan los túneles en suelos del Proyecto CrossRail (ahora *Elisabeth Line*) en Londres como caso de estudio para analizar la transferencia de cargas a través de la membrana proyectada; y, a continuación, se analiza el comportamiento de túneles ejecutados con membrana y hormigón proyectados en roca dura en el norte de Europa (en ocasiones, bajo una carga importante de agua).

5.1 El Proyecto CrossRail como caso de estudio de la transferencia de cargas entre sostenimiento y revestimiento

Thomas y Pickett (2012) han analizado este problema, con particular énfasis en las condiciones de diseño asociadas a la ejecución del Proyecto CrossRail. En ese sentido, la Figura 9 muestra el planteamiento mecánico empleado para el diseño "tradicional" de sostenimientos + revestimientos en túneles en los que ambos elementos no tienen un grado de contacto o interacción mecánicas como para permitir asumir que entre ellos se produce una transferencia de cargas o esfuerzos relevante.

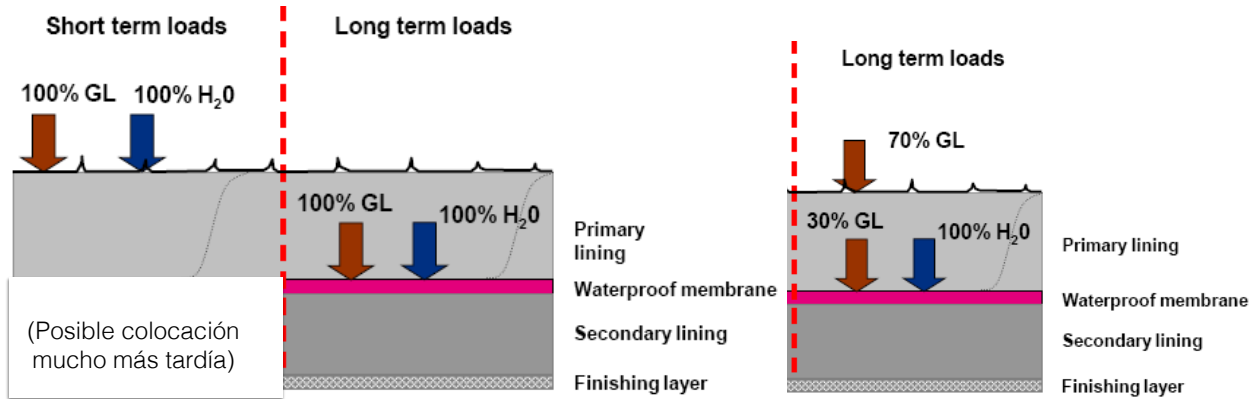


Figura 9. Modelos de cálculo para el caso sin interacción entre sostenimiento y revestimiento (a) Modelo "conservador", que desprecia cualquier contribución resistente del sostenimiento a largo plazo; (b) Modelo "intermedio", que considera una posible contribución parcial (70% en ese caso) del sostenimiento a largo plazo (Fuente: Thomas y Pickett, 2012.).

Según se observa, inicialmente se asumía que el sostenimiento primario solo ayuda (a efectos de cálculo) a resistir esfuerzos o empujes asociados a situaciones de carga a plazos tempranos, de modo que el sostenimiento debe diseñarse para soportar el 100% de la carga del terreno (GL o "*Ground Load*") y el 100% del eventual empuje hidráulico o carga de agua (WL o "*Water load"*), lo que está justificado porque el Hormigón Proyectado es bastante impermeable si no está fisurado.

Con el tiempo, se considera construido el revestimiento definitivo, para lo cual en la interfaz se colocaría la membrana de impermeabilización (con su correspondiente geotextil de protección), que no transmite esfuerzos. Esto hace que se deba asumir que el revestimiento definitivo debe resistir, por sí solo, el 100% de la carga de agua ya que, según se comentaba antes, hay que asumir la posible fisuración o agrietamiento del sostenimiento primario, con lo que las presiones de agua pueden transmitirse a través del geotextil de protección, que es permeable y está en contacto con el sostenimiento agrietado o fisurado. Del mismo modo, puede asumirse (ver la Figura 9(a)), de modo conservador, que el revestimiento también recibe el 100% de las cargas del terreno, lo que en la práctica supone despreciar, a efectos de cálculo, cualquier contribución resistente a largo plazo del sostenimiento primario instalado; o también puede asumirse una contribución parcial del sostenimiento + revestimiento, de modo que el sostenimiento (primario) y el revestimiento (o sostenimiento secundario) tomen, respectivamente, un porcentaje parcial de la carga del terreno (70-30% en el caso de la Figura 9(b)).

Debe notarse, no obstante, que *en ambos casos hay que asumir que el revestimiento recibe el 100% de la carga de agua,* por el problema mencionado de la transmisión de presiones a través del geotextil que protege a la lámina impermeable.

Lo anterior puede suponer una cierta reducción de los espesores de hormigón requeridos con respecto a otras soluciones, que Thomas y Pickett (2012) cuantifican como de un 10-15%, aproximadamente (p.ej. de un diseño con espesor total de 750mm de Hormigón Proyectado, a otro con 650mm), con lo que el posible ahorro se debe más a ahorros de plazo y/o de coste de encofrado, que a la propia reducción de la necesidad de materiales.

Pero hay otros posibles enfoques, que buscan el trabajo estructural conjunto de ambas capas (sostenimiento y revestimiento), para lo que normalmente se suele exigir una resistencia de adherencia en la interfaz ("*bond strength*") de al menos 1MPa, y resistencias al corte ("*direct shear strength")* de al menos 2MPa. Y, al emplearse una membrana proyectada, con un contacto íntimo entre la membrana y el sostenimiento sobre el que se proyecta que evita que se puedan transmitir presiones de agua a través suya (al estar "adherida" al sostenimiento), se tiene la consecuencia beneficiosa adicional de que el sostenimiento primario soporta, conjuntamente con el revestimiento, el 100% de la carga de suelo y el 100% de la carga de agua; resultando con ello en un comportamiento estructural conjunto optimizado, que dependerá en gran medida del grado de unión (*bonding)* entre sostenimiento y revestimiento (ver la Figura 10; y Su y Bloodworth, 2019, para más detalles).

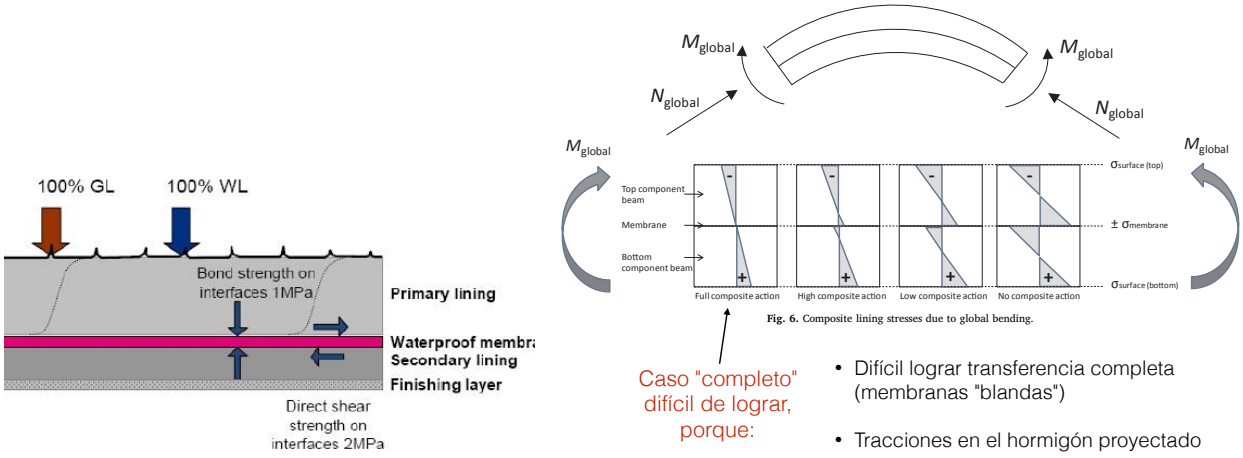


Figura 10. Modelos de cálculo para el caso sin interacción entre sostenimiento y revestimiento (a) Modelo del "comportamiento estructural conjunto" entre sostenimiento y revestimiento; (b) Modelos de transmisión de momentos entre sostenimiento y revestimiento, según el grado de "comportamiento estructural conjunto" (Fuentes: (a) Thomas y Pickett (2012); (b) editado de Su & Bloodworth (2019).).

5.2 Experiencias sobre el comportamiento de membranas proyectadas en túneles ejecutados en roca dura

A continuación, se analiza el comportamiento registrado en varios túneles con Hormigón Proyectado como revestimiento definitivo, y con el empleo de membranas proyectadas conformadas por un polímero de *Ethylene Vinyl Acetate* (EVA) combinado con una cierta cantidad de cemento como agente aglutinante.

En todos los casos (ver Holter & Foord (2015) y Holter (2016) para más detalles), se trata de Hormigones Proyectados que podemos definir como de "alta calidad" o correspondientes al mejor "estado del arte" actual sobre esta técnica, aplicados por "vía húmeda" y con sistemas completamente robotizados, y con unos 500kg/m^3 de cemento (más unos 25kg/m^3 adicionales de humo de sílice), relaciones agua-cemento del orden de 0,45, áridos menores a 8mm, y un 0,5-1% (en volumen) de fibras de Polipropileno o metálicas. (Ver la Tabla 2 para un rango típico de dosificaciones empleadas en los casos que siguen.)

Tabla 2. Ejemplos de dosificación del Hormigón Proyectado empleado en el túnel de Harangen y rangos para otros túneles cuyos resultados se presentan más adelante (Fuente: Holter, 2016)

Component	Quantity	Range for investigated concrete mixes from the other test sites
Cement CEM II A-V 42.5	502 kg/m^3	488–513 kg/m^3
17–18 % fly ash content		
Micro silica fume	25 kg/m^3	21–26 kg/m^3
Water added with base mix	240 kg/m^3	202–245 kg/m^3
Water added with accelerator at spraying nozzle	17 kg/m^3	17–20 kg/m^3
Water/binder-ratio[a]	0.45	0.44–0.47
Aggregate 0–8 mm	1497 kg/m^3	1497–1588 kg/m^3, fractions used 0–4, 0–8, 0–10 mm
Superplasticizer	7 kg/m^3	7–10 kg/m^3, different suppliers
Fiber reinforcement, structural polypropylene (PP)	9 kg/m^3	5–9 kg/m^3 (PP) 0.5–1 % by volume
	1 % by volume	40 kg/m^3 (steel) 0.6 % by volume
Binder paste content	0.43 m^3/m^3	0.41–0.44

[a] Considering equivalent binder content: weight of cement + two times weight of micro silica

La Figura 11 muestra un ejemplo de un testigo típico extraído de uno de estos túneles: el Túnel de Gevingas, en Noruega, ejecutado bajo el nivel freático en un macizo de roca dura, con un tratamiento de preinyección previo y con una solución de impermeabilización "drenada de tipo paraguas" (ver la Sección 4), y con un espesor de Hormigón Proyectado de entre 80-200mm, según las zonas. Se aprecia en el modelo mecánico de la Figura 11(c) que las fisuras de retracción en el Hormigón Proyectado no suelen alinearse entre sí, lo que refuerza la idea de que las presiones del agua actúan a nivel de sostenimiento (con lo que éste ayuda a soportarlas), más que únicamente a nivel de revestimiento. Ver la Sección 5.1.

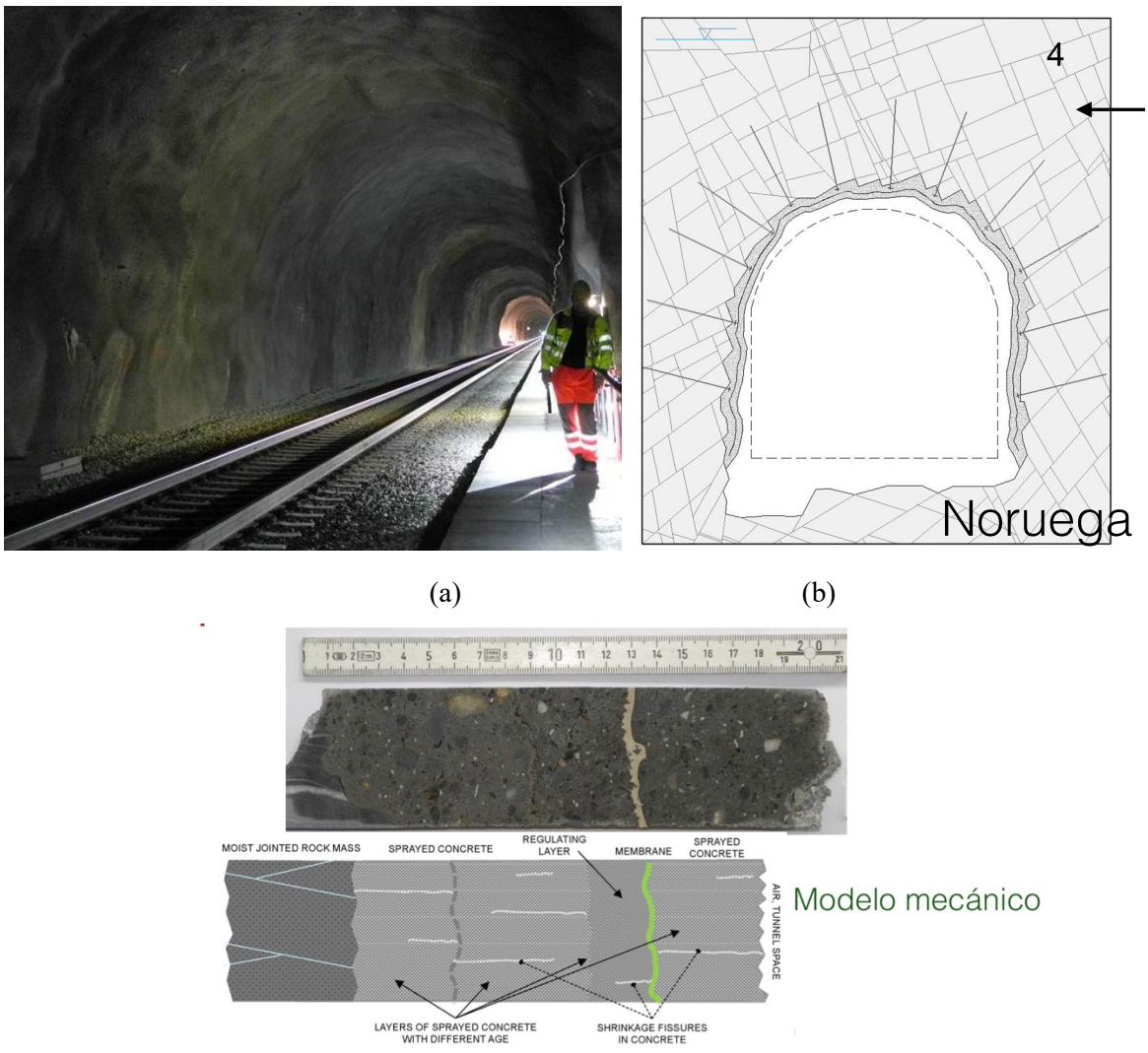
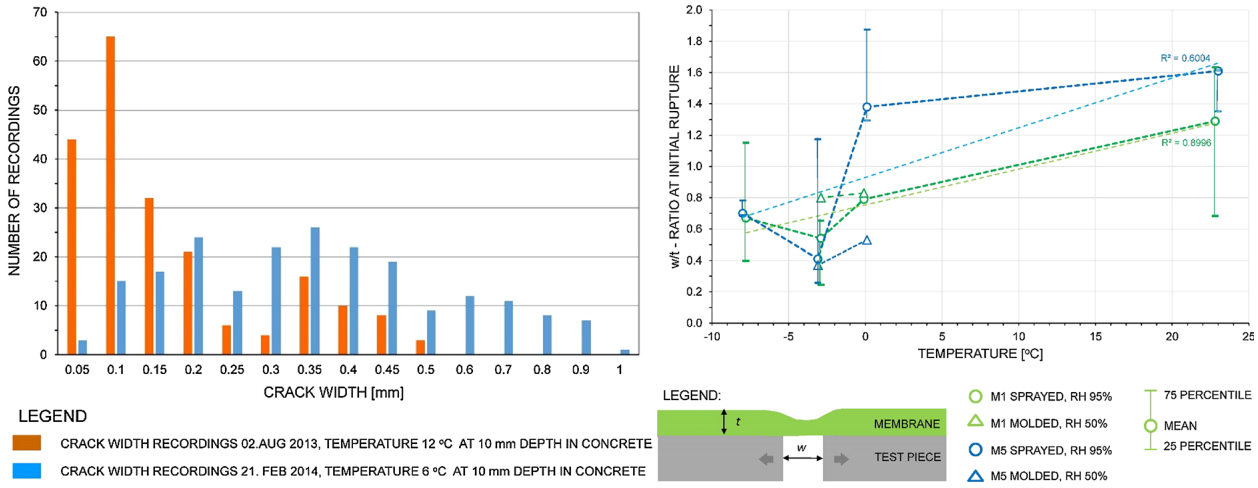


Figura 2: (a) Fotografía del túnel de Gevingas, y (b) ilustración conceptual de sus condiciones hidrogeológicas. (c) Fotografía de un testigo extraído de su sostenimiento + revestimiento, ejecutados con membrana y hormigón proyectados, e ilustración de un modelo mecánico representativo (Fuente: Holter, 2014; Holter y Foord, 2015)

Además, el análisis de los tamaños de grieta que se observan en el interior del túnel sugiere que, según se muestra en la Figura 12, las grietas tienen típicamente (nótese que se observa un cierto efecto ambiental) una apertura inferior a 1mm, con lo que resultan ser claramente menores que la capacidad de "puenteo" que, en base a los ensayos disponibles, tiene una geomembrana proyectada de unos 3mm de espesor (que suele ser el espesor mínimo de diseño; ver la Figura 11(c).).

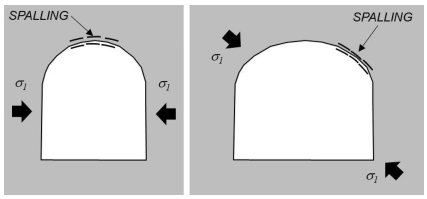


(a) (b)

Figura 3 (a) Registro de anchuras de grietas en el revestimiento de hormigón Proyectado del Túnel de Gevingas; y (b) resultado de ensayos de laboratorio para analizar la capacidad de puenteo de grietas por parte de la membrana, en función de su temperatura (Fuente: Holter, 2016)

Otras observaciones interesantes que resultan del análisis de este y otros casos son:

- *Los esfuerzos sobre el sostenimiento suelen ser muy bajos* (salvo, quizás y puntualmente, en zonas débiles): Esto se confirma con medidas de tensiones in-situ realizadas principalmente con la técnica del *doorstopper* en túneles ejecutados en roca dura, y en perforaciones realizadas tanto en el revestimiento como a diversa profundidad dentro del macizo rocoso, que ilustran que, debido a la mayor rigidez del macizo rocoso con respecto a la rigidez del Hormigón Proyectado empleado como sostenimiento/revestimiento, las tensiones se transmiten fundamentalmente a través del macizo, sin sobrecargar el Hormigón Proyectado del sostenimiento/revestimiento de modo relevante. Ver la Figura 13. (Nótese, no obstante, que se esperaría que los resultados fueran distintos para túneles ejecutados en formaciones de menor calidad geomecánica.)



Site	Tangential stresses (MPa)/depth		Young's modulus (GPa)	
	Rock	Shotcrete	Intact rock	Shotcrete
Konnerud, sewer tunnel	81.9/ 0.45 m	0.5/ 0.05 m	30.0	7.4
Ljungaverk, headrace tunnel	39.1/ 0.23 m	0.5/ 0.02 m	38.5	10.6
Heggura, highway tunnel	30.0/ 0.55 m	0.7/ 0.04 m	32.0	10.0

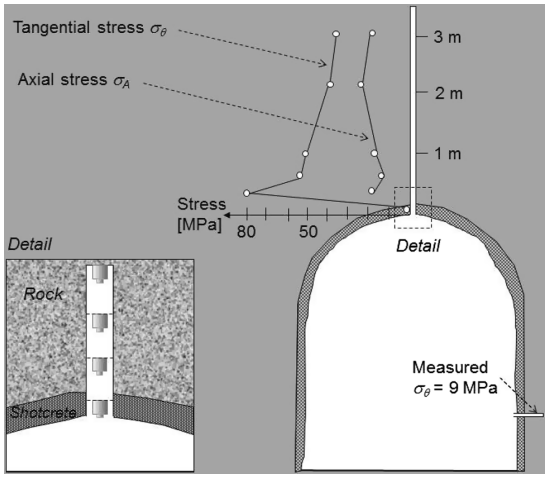


Figura 4 Medidas de tensiones realizadas en el entorno del revestimiento definitivo (de Hormigón Proyectado) de túneles ejecutados en macizos rocosos de muy buena calidad geomecánica (Fuente: Holter, 2014)

- *Las presiones del agua sobre el Hormigón Proyectado del revestimiento definitivo se reducen*

significativamente, con respecto a la ley hidrostática de presiones, como resultado del tratamiento de preinyección realizado (que impermeabiliza una corona amplia de macizo rocoso alrededor del túnel) y del drenaje parcial que supone que la solera no esté impermeabilizada. Ver la Figura 14.

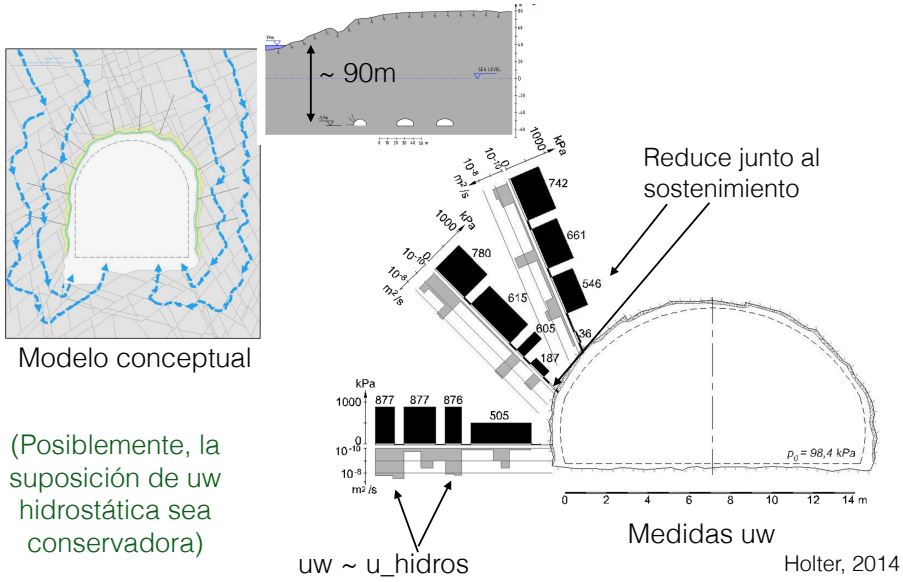


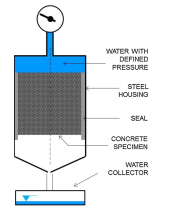
Figura 14. Medidas de presiones intersticiales en el entorno del revestimiento definitivo (de Hormigón Proyectado) de un túnel ejecutado bajo el nivel freático en un macizo rocoso de muy buena calidad geomecánica y tratado con preinyección, en el que se emplea una impermeabilización tipo "paraguas" con solera drenada (Fuente: Holter, 2014)

- Aunque es habitual que el Hormigón Proyectado del sostenimiento esté saturado o próximo a la saturación entre el macizo rocoso y hasta llegar a la membrana proyectada "impermeable" (con grados de saturación del 85-100%), la membrana proyectada recuperada en varios túneles presenta típicamente grados de saturación mucho menores (del orden del 30-35%), que van asociados a grados de humedad en la membrana del orden del 12-20%; ver la Tabla 3. Y, dado que el comportamiento mecánico de las membranas se puede ver muy penalizado al aumentar su saturación, esto hace que, en la práctica, funcionen mejor de lo que se podría haber previsto de otro modo, facilitando con ello el comportamiento estructural conjunto al que nos referíamos antes.

Tabla 3. Contenidos de humedad de la membrana proyectada de impermeabilización recuperada de varios túneles (Fuente: Holter y Gevin, 2016)

Site	Moisture content in membrane material (% of dry weight)		Number of specimens
	Mean	COV (%)	
Gevingås	12.7	13.7	7
Harangen	18.8	2.7	3
Ulvin	14.5	8.8	5
Laboratory lining[a]	15.8	3.1	3
Average, all sites	14.8	15.7	18

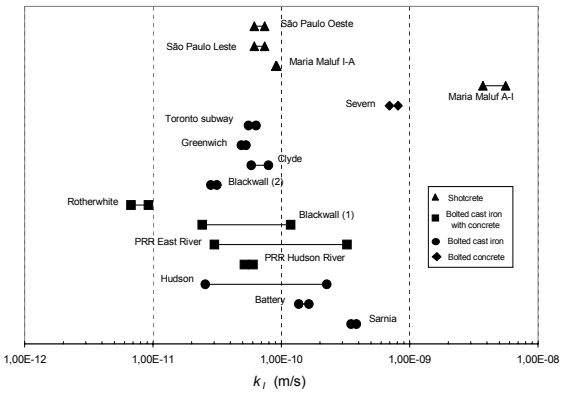
- Los resultados de los ensayos de permeabilidad realizados con testigos recuperados de sostenimientos/revestimientos de Hormigón Proyectado de alta calidad, en la línea de las dosificaciones presentadas en la Tabla 2, son muy bajas (del orden de 1E-14m/s, o inferiores) salvo imperfecciones, siendo por tanto varios órdenes de magnitud menores que las que tradicionalmente se habrían inferido a partir del retro-análisis (a nivel de túnel) de caudales medidos en túneles ejecutados con Hormigón Proyectado, como por ejemplo en los trabajos reportados por Celestino *et al.* (2001). Ver la Figura 15.



Muy impermeable (<= 1E-14m/s), salvo imperfecciones

Site	Specimen	Measured k_w (m/s)	Duration of pressure test (h)
Ulvin	U1–3	3.3×10^{-11}	94
	U1–5	3.6×10^{-12}	94
	U1–10	3.5×10^{-12}	94
	12 specimens	No measurable water flow though specimens	264–268
Harangen	H3	9.6×10^{-12}	94
	9 specimens	No measurable water flow though specimens	210–268
Gevingås	10 specimens	No measurable water flow though specimens	264–268

(a)

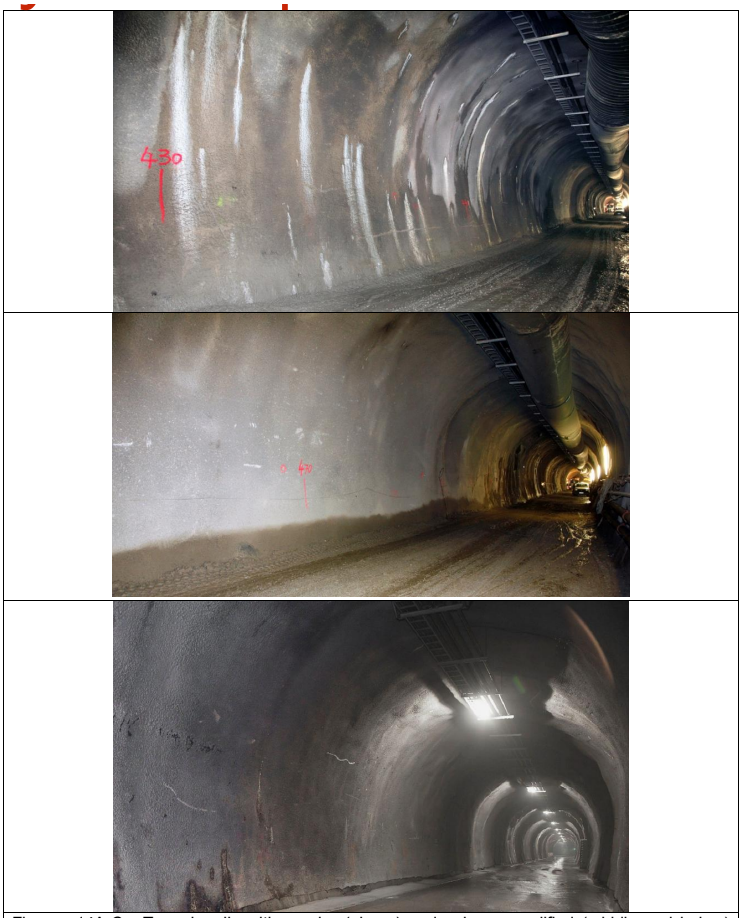


(b)

Figura 15. (a) Medidas recientes de permeabilidad en testigos de hormigón proyectado de calidad empleados como revestimiento definitivo en túneles (Holter y Gevin, 2016); (b) estimaciones de permeabilidad, basadas en retro-análisis de caudales infiltrados, reportadas por Celestino *et al.* (2001)

- La permeabilidad del revestimiento definitivo de Hormigón Proyectado también puede reducirse mediante la aplicación de fórmulas de dosificación mejoradas, como por ejemplo mediante la aplicación de polímeros. Ver la Figura 16.

A partir de lo anterior, resulta plausible un modelo conceptual según el cual las presiones que actúan sobre la membrana impermeable podrían ser también mucho menores que las correspondientes a la situación hidróstática, tal y como se muestra en la Figura 17, donde se muestra un esquema conceptual del desarrollo de presión de poros en el hormigón de un revestimiento de túnel ejecutado con hormigón proyectado bajo bajas presiones de agua subterránea donde, a la derecha, se muestra la improbable aparición de presión de poros en la interfaz con la membrana, mientras que a la izquierda se representa la aparición más probable de presión de poros en la interfaz roca–hormigón.



Figures 14A-C: Tunnel walls with regular (above) and polymer-modified (middle and below) wet-mix shotcrete liner. Note the significantly reduced incidence of leaking cracks in the polymer-modified shotcrete shown in the two lower Figures (14B and C). The bottom Figure 14C shows the same area as the middle Figure 14B, but after 2 years of service life.

Figura 56: Ilustración de la mejora de la impermeabilización que se logra con formulaciones mejoradas del Hormigón Proyectado (con polímeros; ver la descripción en la misma). (Fuente: Wacker Chemie, 2012, 2025).

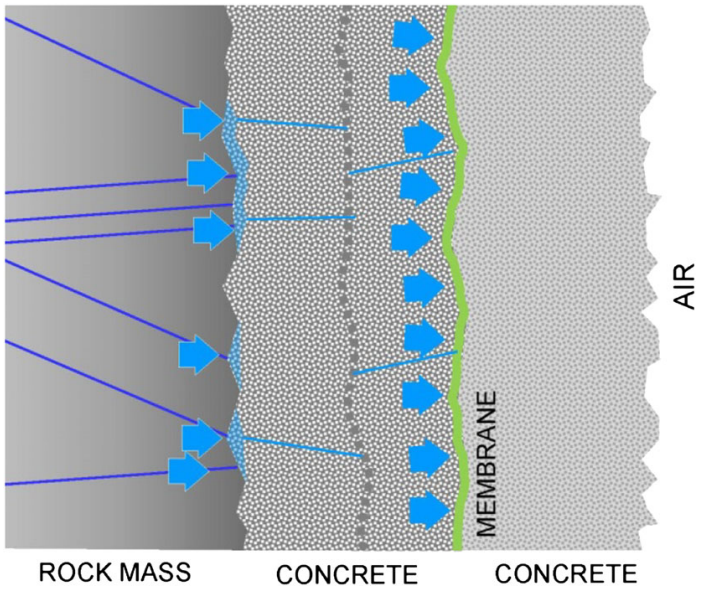


Figura17: Esquema conceptual del desarrollo de presión de poros en el hormigón de un revestimiento de túnel ejecutado con hormigón proyectado bajo bajas presiones de agua subterránea (Holter y Gevin, 2016)

6. COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES

En este trabajo se analizan las posibilidades de aplicación del Hormigón Proyectado, combinado con una Membrana Proyectada de impermeabilización, como revestimiento definitivo en túneles. Para ello, se explican los fundamentos mecánicos que permite dicho trabajo conjunto del sostenimiento y el revestimiento, con potenciales consecuencias sobre el posible ahorro de materiales y para una mayor facilidad de ejecución (al poderse prescindir del encofrado), y gracias a la capacidad de la membrana para adherirse al sostenimiento resistiendo tracciones así como para transmitir esfuerzos de corte.

Igualmente, se analiza el comportamiento –tensiones, grietas, humedades, etc.– registrado a partir de datos medidos en túneles reales ejecutados en macizos rocosos de muy buena calidad (rocas duras Escandinavia y/o del norte de Europa), que sirven para analizar el comportamiento del sostenimiento y revestimiento de hormigón proyectado, y de su membrana proyectada de impermeabilización, en situaciones reales de aplicación; y que sugieren (entre otros aspectos no analizados aquí) que los esfuerzos sobre el revestimiento definitivo serían limitados, que las presiones del agua sobre la membrana y sobre el revestimiento definitivo también lo serían, y que la humedad y saturación de la membrana serían bajos, con las consecuentes ventajas que ello supone en relación a su comportamiento mecánico.

A partir de lo anterior, se considera que esta tecnología resulta ser de interés creciente en el entorno tecnológico español, y particularmente allí donde los macizos rocosos no presentan mucha cantidad agua, con la observación final de que los avances en la tecnología del Hormigón Proyectado, y de las Membranas Proyectadas, junto la mejora de nuestra comprensión sobre cómo se comportan, ha sido y será crucial para el éxito de estos Proyectos y de otros similares a ejecutar en el futuro, que esperamos que sean cada vez más comunes conforme se gane experiencia con este concepto de diseño y esta forma de ejecutar los túneles.

7. AGRADECIMIENTOS

A la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y a la Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas (AETOS) por la oportunidad para publicar estas páginas; y al Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades quién, a través de la Agencia Estatal de Investigación y con cofinanciación de la Unión Europea, ha financiado el Proyecto de Referencia PID2024-161402OB-I00 (2025-2029) ”SUPERANDO LOS RETOS DEL AGUA SUBTERRANEA EN TUNELES DE TRANSPORTE”, en el que se basa esta investigación.

REFERENCIAS

AENOR (2015). Norma UNE 104424 sobre Materiales sintéticos. Puesta en obra. Sistemas de impermeabilización de túneles y galerías con láminas termoplásticas prefabricadas de PVC-P. Madrid.

AETOS (2014). Guía Técnica de AETOS para el “Diseño, Fabricación y Puesta en Obra del Hormigón Proyectado en Obras Subterráneas”. Madrid.

AETOS (2022). Borrador (v04) de Guía Técnica sobre Sostenimiento y Revestimiento de Túneles. Madrid.

AFTES (2000). AFTES recommendations for the design of Sprayed Concrete for Underground Support. AFTES magazine, “Tunnels et Ouvrages Souterrains”.

Ashcroft, B.G. y Gary R. (2018). Optimizacion of plant employed to install permanent shotcrete lining using open gripper TBMs. In: Proc. *Eight International Symposium on SPRAYED CONCRETE - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support.* Trondheim, Norway.

Celestino, T. B., Giambastiani, M. y Bortolucci, A. A. (2001). Water inflows in tunnels: back-analysis and role of different lining systems. In: *Proc. ITA World Tunnel Congress*, Milano, Vol. 2, pp. 547-554 .

FERNÁNDEZ-NESPRAL, C., OTEO, C., y SOLA, P. (2014). Rehabilitación de los túneles de Niévares (Asturias) por las patologías derivadas del depósito de sales carbonatadas en su sistema de drenaje. *Revista Obras Públicas* 3557: 31-54

Holter, K. G. (2014). Loads on Sprayed Waterproof Tunnel Linings in Jointed Hard Rock: A Study Based on Norwegian Cases. *Rock Mechanics Rock Engineering* 47:1003–1020.

Holter, K. G. y Foord R. (2015). Testing of properties and constructability considerations of EVA-based sprayed membranes for waterproofing of tunnels. In: *Proc. of ITA WTC 2015 Congress and 41st General Assembly.* May 22-28, 2015, Lacroma Valamar Congress Center, Dubrovnik, Croatia.

Holter, K. G. (2016). Performance of EVA-Based Membranes for SCL in Hard Rock. *Rock Mechanics Rock Engineering* 49:1329–1358.

HSE (1996). Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) tunnels. Editado por el Health and Safety Executive. Sheffield, UK.

ITA (2020). Permanent Sprayed Concrete Linings. ITA Report Nº 24, ITA Working Group Nº 12 and ITATech. October 2020.

ITATech (2013). Design Guidance for Spray Applied Waterproofing Membranes. ITATech Activity Group on Lining and waterproofing.

Luciani A. y Peila D. (2018). Tunnel Waterproofing: Available Technologies and Evaluation Through Risk Analysis. *International Journal of Civil Engineering.* https://doi.org/10.1007/s40999-018-0328-6.

Melis, M. (2011). Apuntes de introducción al proyecto y construcción de túneles y metros en suelos y rocas blandas o muy rotas. La construcción del Metro de Madrid y la M-30. Madrid.

Su, J. y Bloodworth, A., 2019. Simulating composite behaviour in SCL tunnels with sprayed waterproofing membrane interface: A state-of-the-art review. *Eng. Struct.* 191, 698–710.

Terzaghi, K. (1946). Rock defects and loads on tunnel supports. En: *Rock tunneling with steel supports*. Editado por R. V. Proctor and T. L. White.

Thomas, A.H. y Pickett, A.P. (2012). Composite Shell Linings. Spritzbeton Tagung, Alpbach. 1–17.

Vlachopoulos, N., y Diederichs, M. S. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. *Rock mechanics and rock engineering,* 42(2), 131-146.

Ponencia Invitada

El vertedero de Asland. Historia de un gran relleno sobre arcillas rápidas (quick clays) en Noruega

PONENTE
Teresa Mateos
Acciona Ingeniería

EL VERTEDERO DE ÅSLAND. HISTORIA DE UN GRAN RELLENO SOBRE ARCILLAS RÁPIDAS (QUICK CLAYS) EN NORUEGA.

María Teresa MATEOS

Departamento de Geotecnia. Acciona Ingeniería.
Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno. Escuela de Ingenieros de Caminos.
Universidad Politécnica de Madrid.
mariateresa.mateos.garcia@acciona.com
mariateresa.mateos@upm.es

RESUMEN

El proyecto de ferrocarril de alta velocidad de Follo Line en Oslo (Noruega) requería la ejecución de un gran vertedero para el material extraído de la excavación de 2 túneles paralelos de unos 20km de longitud. Este vertedero se situaría sobre un valle relleno por hasta 15m de arcillas rápidas (quick clays) y un nivel de turba suprayacente. El riesgo de un posible fallo del terreno debido a las pobres características resistentes de estas arcillas, unida a la sensibilidad existente en Noruega en relación con las "quick clays", debido a la frecuencia de accidentes en estos materiales y a la falta de datos de su comportamiento de consolidación hicieron que el diseño del vertedero cobrara una importancia especial en el proyecto, tanto en la fase de diseño como en la de construcción. Se entendía que la posibilidad de rotura del cimiento del vertedero podría resultar en un deslizamiento a favor de los niveles de "quick clays", con los consiguientes daños, pero también que cualquier retraso en la ejecución del vertedero repercutiría en la excavación del túnel, ya que el acopio de material era continuo durante toda su excavación. Por tanto, el diseño geotécnico del vertedero debía incluir la caracterización geotécnica de los sedimentos que rellenaban el valle, la definición de los procedimientos de compactación del material de la excavación del túnel, la estabilidad de cada una de las tongadas del relleno en relación con la maquinaria prevista para cada una de sus fases constructivas, el control de esta ejecución, así como la monitorización de asientos, desplazamientos horizontales y piezometría durante su construcción. En esta ponencia describe tanto la metodología con la que se abordó el proyecto, como los principales resultados obtenidos durante el seguimiento de su ejecución.

ABSTRACT

The Follo Line Project in Oslo (Norway)required the execution of a huge landfill for the muck material excavated from the two twin tunnels 20km long. The landfill will be located over the ground constituted by a deposit of quick clays up to 15m thick and a peat level overlaying. The risk of a possible failure of these clays jointed to the Norwegian sensibility related to high frequency of accident associated to quick clays and the lack of consolidation experience with this material made that the landfill design were especially relevant during the design and building stages of the project. The possibility of failure of the landfill foundation could result in a landslide through the quick clays level, with the related consequences; but also, every delay in the landfill execution would have consequences in the tunnels excavation, as the filling was continuous during the works. Therefore, the geotechnical design of the landfill did include not only the geotechnical characterization of the sediments filling the valley, but also the compaction procedure of the muck material from the tunnel excavation, the stability of every fill layer related to the machinery required for its construction, the execution control and the settlement and

piezometry monitoring during its execution.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS) *Arcillas rápidas (Quick clays); Consolidación (Consolidation); Vertedero (landfill).*

1. INTRODUCCIÓN

El Proyecto de Follo Line consiste en una línea férrea de alta velocidad que une Oslo con la ciudad de Ski, a unos 25 km al sur. Banenor, la administración noruega de ferrocarriles -entonces Jervanerverket- adjudicó el proyecto en 2015 a un consorcio constituido por las empresas Acciona y Ghella. Acciona Ingeniería fue la empresa responsable del diseño, asistencia técnica y seguimiento de las obras. El proyecto de obra civil se dividía en dos partes: túneles y superficie. Esta comunicación se centra en la parte de superficie, en concreto en el diseño, ejecución y control de la obra del vertedero de Åsland.

La excavación de los túneles generó un gran volumen de material, la mayor parte del cual fue destinada al vertedero. El volumen final de material acopiado ascendió a más de 2.5 millones de metros cúbicos, alcanzando una altura máxima en la zona descrita en este documento entre 30 y 40m

Uno de los requerimientos del proyecto era la ubicación del vertedero en un valle próximo a los túneles de acceso a las cavernas, por los cuales se evacuaría todo el material excavado por las tuneladoras; este valle excavado en roca por la acción glaciar constituye una cuenca sedimentaria rellena principalmente por suelos blandos con espesores de turba de hasta 2m de espesor en superficie, sobre un depósito de "quick clays" de hasta 15m de potencia. Bajo las arcillas existe un nivel de depósitos de morrena -till- que descansa sobre el sustrato rocoso, constituido principalmente por gneis (Figura 1).

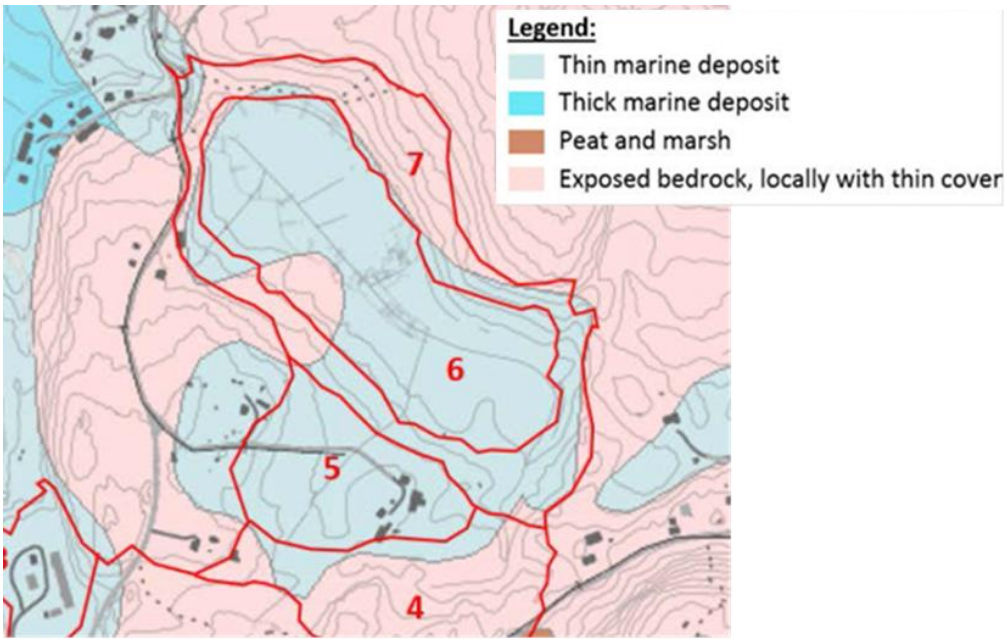


Figura 1. Mapa geológico (www.NGU.no). Las zonas marcadas con 6 y 7 corresponden aproximadamente a la ubicación inicial del vertedero.

La experiencia de construcción de rellenos o cualquier otra obra sobre "quick clays" era y sigue siendo muy limitada; en general, la práctica noruega evita en la medida de lo posible construir o excavar en este tipo de suelos, debido a su comportamiento frágil que puede desembocar en rápidos deslizamientos que han resultado frecuentemente en daños importantes a infraestructuras y pérdida de vidas humanas. Por tanto, el fin último del diseño era la definición del procedimiento de ejecución del relleno, de forma que se minimizara el riesgo de fallo durante la ejecución y posterior consolidación del terreno.

Sin embargo, a pesar de las pobres características del terreno que rellena el valle, hay que destacar que su geometría favorecía la estabilidad del vertedero ya que los depósitos de suelos blandos están casi completamente rodeados de afloramientos rocosos -gneis- salvo en un "estrecho" en la zona noroeste del valle que sirve de desagüe al pequeño arroyo que lo drena actualmente. Simplificando, dada la morfología del valle,

el relleno del vertedero se puede asimilar a un gran ensayo edométrico, en el cual el terreno a consolidar está lateralmente confinado. La diferencia fundamental con el edómetro es que no era posible aplicar la carga (relleno de material) simultáneamente en todo el valle y esto da lugar a que momentáneamente el espesor de rellenos pueda causar el fallo del terreno.

Por tanto, el diseño del vertedero incluyó una detallada estrategia de ejecución del relleno, así como la monitorización continua de su evolución. Esta comunicación recoge y analiza datos de asientos y piezometría durante un periodo de más de 5 años. Este diseño geotécnico fue acompañado de un diseño del drenaje bajo el relleno de manera que se asegurara que la red fluvial existente seguía funcionando durante la ejecución de la obra.

2. ANTECEDENTES. QUÉ SON LAS "QUICK CLAYS" O ARCILLAS RÁPIDAS.

El diseño del vertedero partía de la idea de que su estabilidad iba a depender principalmente del comportamiento de estas arcillas rápidas, o arcillas frágiles o arcillas sensitivas como se han llamado también en nuestro país. Todos estos adjetivos sugieren posibles fallos, sensibilidad a los cambios y que estos van a ser rápidos. Por lo que el riesgo de fallo no sólo es posible cuando se trata con estos materiales, si no que también es súbito.

Este comportamiento es consecuencia de su origen geológico. Como es sabido se trata de arcillas marinas depositadas en agua salada que, inicialmente, era la que rellenaba sus poros. La sedimentación y floculación de arcillas en medio marino resulta en una fábrica abierta en "castillo de naipes". En el caso de Escandinavia, debido al ascenso isostático del continente tras la retirada de los glaciares, estos sedimentos marinos afloran por encima del nivel del mar.

El agua dulce del continente poco a poco lava las sales que mantienen estable su estructura abierta y, aunque la fábrica permanece, las fuerzas eléctricas entre los cristales de arcilla desaparecen al ir sustituyendo el agua dulce al agua salada, por lo que las arcillas se transforman en arcillas rápidas (quick clays) o sensitivas caracterizadas por su gran deformabilidad y comportamiento frágil en rotura.

Ya Bjerrum en 1967 describe las principales consecuencias geotécnicas de esta transformación:

I. La desalinización reduce la plasticidad de la arcilla mientras que su humedad permanece aproximadamente constante. Una arcilla cuya humedad es mayor que su límite líquido se comportará como un líquido en su estado remoldeado. Esta es la propiedad que les da nombre y que implica que la sensitividad de estas arcillas ($S_t = C_u^{undisturbed}/C_u^{remoulded}$) puede alcanzar valores por encima de 300.

II. Reducción de la resistencia al corte sin drenaje (C_u^u) debido a la disminución de los enlaces entre las partículas.

III. Incremento en la compresibilidad de la arcilla. La estructura de estas arcillas es tan inestable que pequeñas cargas pueden causar grandes reducciones en el índice de poros.

En este sentido, actualmente la normativa noruega (NGF Guideline 2. Symbols and terminology in geotechnics; NVE Guideline 7/2014 for planning and development of quick clay areas) distingue los siguientes términos:

- Arcilla rápida (quick clay): arcilla que en el estado remoldeado tiene una resistencia al corte (C_u^r) menor de 0.5kPa.
- Arcilla sensitiva (sensitive clay): arcillas que presentan una cierta pérdida de resistencia en estado remoldeado. En general, una arcilla es poco sensitiva si $S_t < 8$, de sensitividad media si el valor de S_t está entre 8 y 30 y muy sensitiva para valores superiores.
- Comportamiento frágil (brittle behaviour): se trata de arcillas y limos que muestran una pérdida importante de la resistencia al corte al aumentar la deformación tras su resistencia máxima o de pico. Las guías del NVE clasifican como suelos frágiles aquellos con una resistencia al corte menor de 2 kPa y S_t mayor de 15.

Estas distinciones son importantes porque definen el valor de los coeficientes geotécnicos a emplear en el diseño, siendo más estrictos cuando una arcilla se clasifica como frágil.

Las condiciones para que un suelo tenga estas propiedades son más probables cuando:

- El depósito arcilloso es de espesor limitado.
- Los niveles granulares infrayacentes, usualmente sedimentos de morrenas (till), son más potentes – y muestran mayor capacidad de conducir agua o "transmisividad" y, por tanto, la posibilidad de lavar las sales en las arcillas es también mayor.
- Cerca de los bordes de los valles, donde la roca aflora, o de relieves no aflorantes del sustrato rocoso.

Todas estas condiciones se dan en el valle sobre el que se ubica el vertedero. Sin embargo, en este caso, no estábamos en las peores condiciones ya que la sensitividad media es ligeramente superior a 30 y la resistencia al corte sin drenaje de la arcilla remoldeada del orden de 0,3 kPa. Las zonas con más riesgo se localizaron en la parte central de la cuenca sedimentaria y hacia el norte de la misma.

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA. APROXIMACIÓN A LA PRÁCTICA GEOTÉCNICA "NORUEGA".

El proyecto de investigación geotécnica constituye siempre el primer paso del diseño. En el momento de diseñar eta investigación tuvimos que adaptarnos a la práctica noruega que difiere de la habitual en otros países debido a que ha sido desarrollada específicamente en Escandinavia para la caracterización de las arcillas frágiles. De hecho, Bjerrum en su Conferencia Rankine (1967) relata que el Instituto Geotécnico Noruego (NGI) se constituyó con el objetivo de desarrollar investigaciones sobre el comportamiento de estos sedimentos, así como para la redacción de recomendaciones prácticas de diseño y construcción de obras civiles que involucran a este tipo de suelos.

De acuerdo con la práctica noruega, la campaña de reconocimientos de campo incluyó toma de muestras inalteradas, ensayos de corte in situ (vane test), ensayos CPTu, "total soundings" y calicatas de resistividad. Nos detendremos brevemente sólo en los que son específicos de la práctica noruega.

3.1. MUESTRAS INALTERADAS Y ENSAYOS "DE RUTINA".

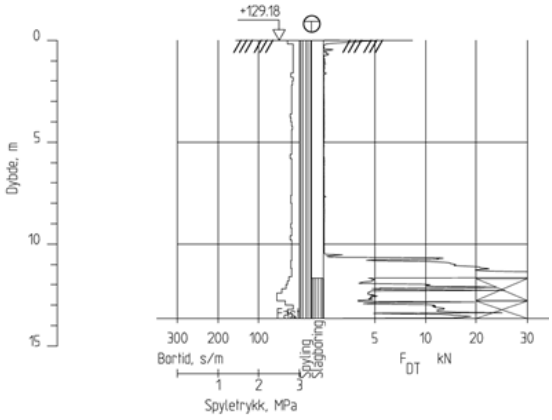
La toma de muestras se realiza mediante la hinca de tomamuestras de pistón de 60 a 100 cm de longitud. Salvo indicaciones en contra, la hinca se realiza de manera continua hasta la profundidad requerida. Los diámetros varían entre 54 mm a 95 mm, siendo los más comunes las primeros, aunque la calidad de las muestras mejora con el diámetro (Karlsrud, 2014).

La longitud de cada muestra es de unos 75cm; así se consigue tener muestra suficiente para efectuar el conjunto de ensayos "de rutina" que incluye: densidad, humedad natural, límites de Atterberg, contenido en materia orgánica, resistencia al corte sin drenaje –con muestra inalterada y remoldeada- y, por tanto, sensitividad. La resistencia al corte sin drenaje se estima a partir del ensayo de caída de cono. Se trata un conjunto de ensayos seleccionados para clasificar sus suelos más característicos y problemáticos: arcillas normalmente consolidadas, ya sean sensitivas o no, y turba. Prácticamente con los resultados de estos ensayos es posible realizar la mayor parte del diseño geotécnico en Noruega.

3.2. "TOTAL SOUNDINGS".

Estos reconocimientos, típicos de países escandinavos, combinan perforación a rotación por presión, con la perforación en roca a percusión con agua. Este segundo procedimiento se activa para atravesar suelos firmes, niveles de grava y/o roca. El sistema de inyección de agua se puede activar tanto para la perforación a presión como percusión. Las operaciones de perforación se pueden alternar en cualquier momento durante la penetración, permitiendo el reconocimiento de perfiles del terreno con intercalaciones de suelos y rocas de diferente resistencia. En la figura siguiente se muestra un registro típico obtenido en el fondo del valle estudiado en el que se distingue claramente el espesor de quick clays de los sedimentos de morrena. El registro muestra a la derecha la presión durante la perforación; la línea quebrada a la izquierda representa el tiempo necesario por metro de perforación. Además, se registra la presión de agua (spyletrikk) y los tramos con perforación a percusión (slagboring).

La combinación de estos parámetros unida al registro de los sondeos en la zona aporta datos para la interpretación del perfil geotécnico. Curiosamente, no se han desarrollado correlaciones para estimar parámetros mecánicos de los terrenos atravesados a partir de estos registros.



3.3.

Figura 2. Registro típico de "total sounding" perteneciente a este proyecto.

3.4. ENSAYOS CPTU.

Estos ensayos se ejecutan de la forma habitual; sin embargo**,** se han desarrollado correlaciones específicas para la estimación de la resistencia al corte sin drenaje de las arcillas noruegas con diferentes grados de sensitividad (Karlsrud et al, 2005). Estos autores, tras la recopilación de datos de 17 arcillas diferentes con sensitividad entre 4 y 240, establecieron las siguientes correlaciones, dependientes del grado de sobreconsolidación (OCR) y del índice de plasticidad (I_p).

Tabla 1. Correlaciones desarrolladas específicamente para arcillas sensitivas.

	$N_{\Delta u}$	N_{kt}
Arcillas poco sensitivas (St<15)	6.9 - 4.0logOCR + 0.07(I_p)	7.8 + 2.5logOCR + 0.082(I_p)
Arcillas muy sensitivas (St>15)	9.8 - 4.5logOCR	8.5 + 2.5logOCR

3.5. ENSAYOS EDOMÉTRICOS.

Los ensayos de consolidación se realizan habitualmente mediante aplicación continua de la carga. Durante la realización de estos ensayos se controla la proporción entre la presión de poro y la presión total, de forma que se mantiene el máximo posible para conseguir que la duración del ensayo sea mínima. De esta forma, se puede realizar el ensayo edométrico en un día, teniendo resultados de deformabilidad y coeficientes de consolidación en un tiempo muy reducido. La solución exacta para el análisis e interpretación de los resultados fue ya publicada por Janbu et al en 1981.

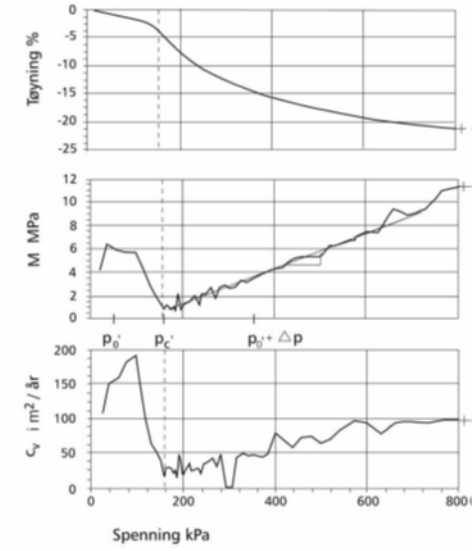


Figura 3. Ejemplo de resultado de ensayo de consolidación con aplicación continúa de carga (HB-V220).

Estos ensayos proporcionan la evolución tanto del módulo de deformación como del coeficiente de consolidación vertical a medida que se va aplicando la carga, así como una definición casi inmediata de la presión de preconsolidación a partir del análisis de las curvas de la figura anterior.

4. PERFIL GEOTÉCNICO. MORFOLOGÍA DE LA CUENCA SEDIMENTARIA.

El perfil geotécnico a lo largo del valle se estableció a partir de los resultados de los reconocimientos citados y de resultados de ensayos de tomografía eléctrica. Esta técnica se usa frecuentemente para localizar niveles de arcillas marina, debido a que la presencia de cationes en el agua que las satura incrementa su conductividad.

Así, de acuerdo con el Instituto Geológico de Noruega Noruega (Norges Geologiske Undersokelse, NGU) los valores característicos de la resistividad que indicarían la presencia de quick clays en el terreno son los siguientes:

- Arcilla marina no "lixiviada" : 1-20 Ωm
- Arcilla marina lixiviada: 20 -90 Ω m
- Arcilla, costra desecada: 70 -300 Ω m

Las figuras siguientes muestran un perfil transversal característico del valle y su correspondiente perfil de tomografía eléctrica. Los valores de resistividad registrados corresponden a arcillas marinas más o menos lixiviadas.

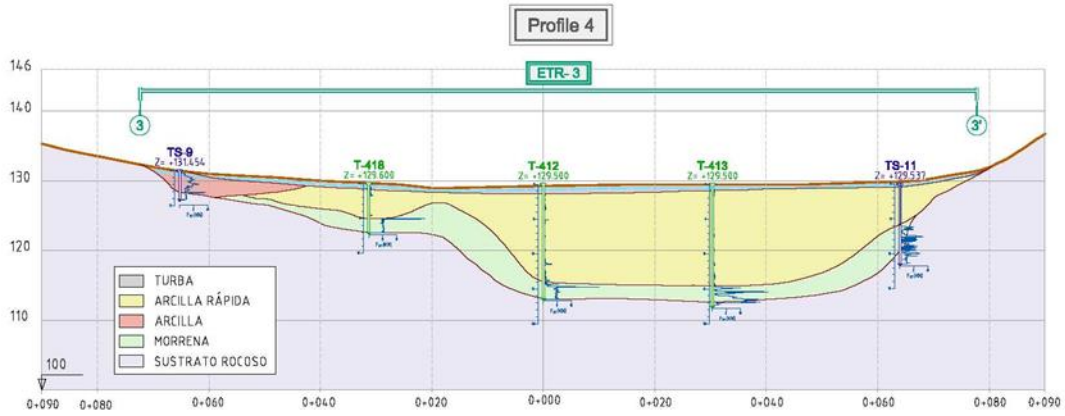


Figura 4. Perfil geotécnico representativo transversal al valle.

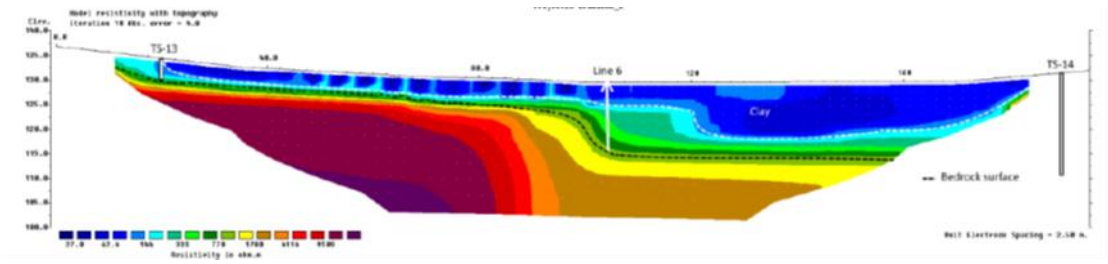


Figura 5. Perfil de tomografía eléctrica correspondiente.

De acuerdo con los datos disponibles, los glaciares excavaron el valle y dejaron su rastro en forma de depósitos de morrena. Estos valles posteriormente se rellenaron principalmente por arcillas marinas que posteriormente se transformaron en quick-clays. Sobre estas, se han diferenciado otros niveles de arcillas marrones de mayor consistencia y a techo una capa de turba de hasta 2m de espesor.

En sentido transversal, el valle es claramente asimétrico, estando los mayores espesores de sedimentos marinos desplazados hacia el noreste. En sentido longitudinal, se han distinguido dos cuencas sedimentarias, la principal de mayor tamaño en la que los sedimentos son fundamentalmente arcillas marinas, y la situada al sureste, de menor volumen y profundidad, rellena principalmente por arcillas marrones de mejores propiedades geotécnicas. En el resto del documento nos referiremos principalmente al relleno de la cuenca principal.

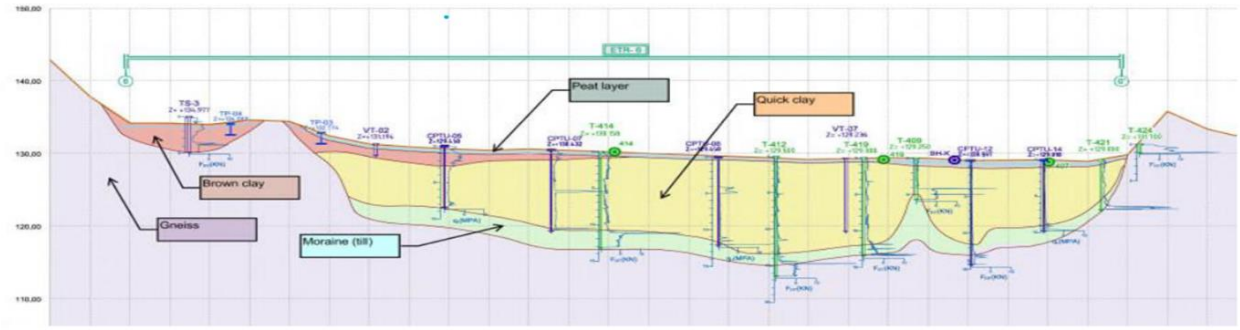


Figura 6. Perfil geotécnico longitudinal. Se observa la cuenca principal rellena por "quick clays" y la menor, rellena por arcillas marrones.

5. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.

La caracterización geotécnica más precisa se centró en los niveles de "quick clays" ya que eran las que iban a definir el comportamiento del vertedero y la posibilidad de fallo del cimiento.

Los resultados de los ensayos muestran que se trata de un suelo de baja densidad (17.5 kN/m^3), compuesto principalmente por finos, siendo el 40% del total arcillas y un 30% limos. Como se observa en la figura siguiente, se trata de arcillas de baja plasticidad, que se caracterizan por una humedad natural por encima del límite líquido, de acuerdo con lo definido por Bjerrum en 1967.

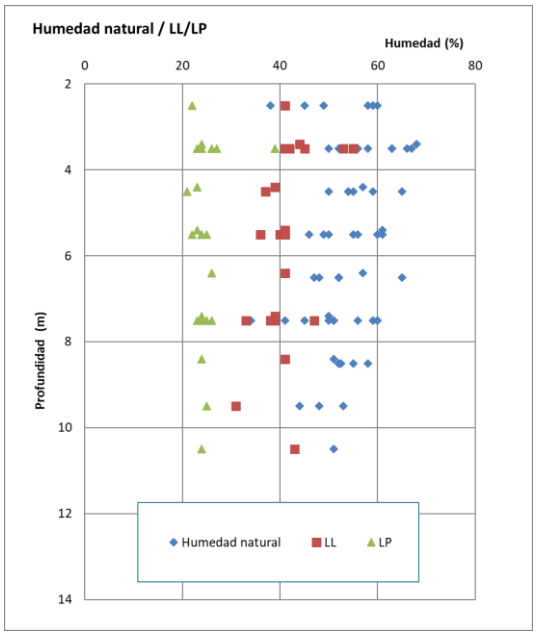


Figura 7. Resultados de los ensayos de humedad natural y plasticidad.

La resistencia al corte sin drenaje se estableció a partir de los resultados de ensayos de laboratorio (fall cone test) y de campo (CPTu y vane tests). Los ensayos CPTu se interpretaron según las correlaciones de la Tabla 1. La figura siguiente muestra los resultados del análisis de los ensayos realizados, así como la línea de diseño seleccionada que corresponde a la correlación propuesta en el Håndbok V220 (SVV) que relaciona la resistencia al corte sin drenaje con el valor del índice de plasticidad mediante las siguientes expresiones.

$$C_u = (a_u + p'_0).tan\theta_u$$

$$tan\theta_u \sim 0.4\sqrt{I_P} \quad (1)$$

Donde:

- a_u = adherencia (kPa)
- p'_0 = presión efectiva de referencia (kPa)
- I_p = índice de plasticidad

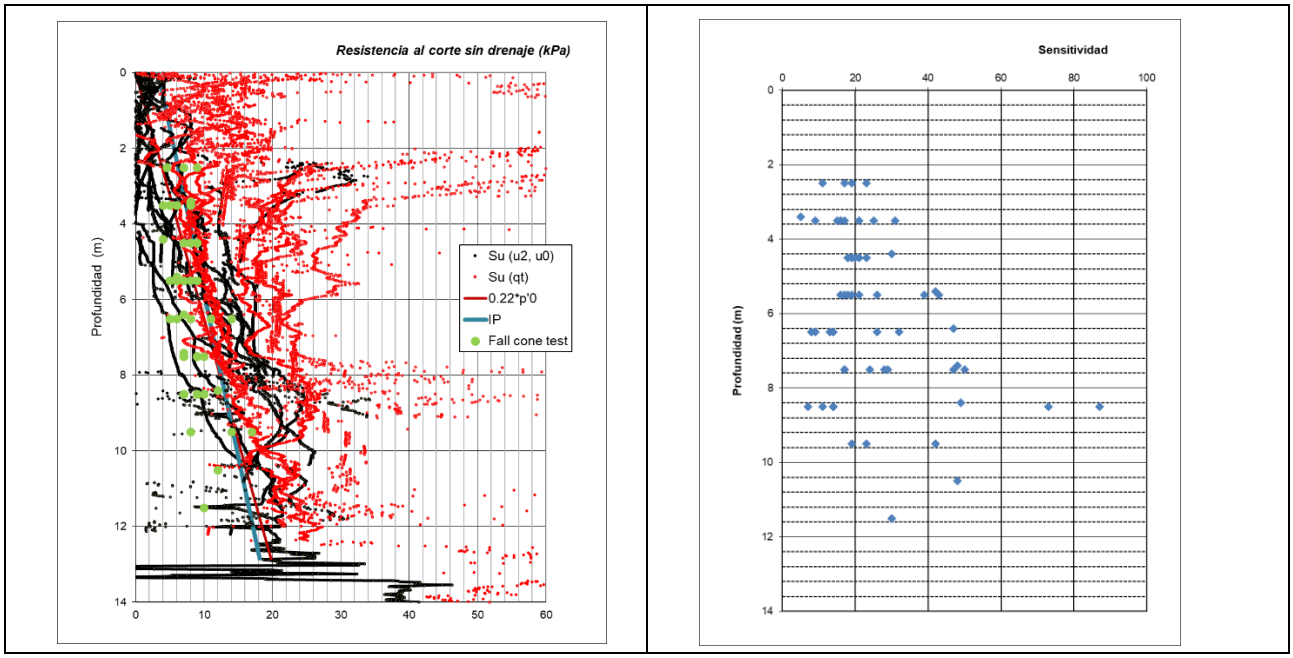


Figura 8. Resultados de la resistencia al corte sin drenaje y de sensitividad mediante ensayos de "caída de cono".

Además, de la resistencia al corte sin drenaje, para caracterizar el comportamiento de estos materiales es importante conocer su sensitividad. Los datos disponibles se muestran en el gráfico de la derecha de la figura anterior. Se han obtenido a partir del ensayo de "caída de cono" (fall cone test). Estos resultados indican que la sensitividad de estas arcillas es sólo relativamente alta, y que los valores de resistencia residual de acuerdo con la sensitividad medida son menores de 0.5kPa.

Finalmente, el valor del módulo de deformación de estos materiales se estimó tanto a partir de los resultados de los ensayos CPTu y de los ensayos edométricos. El valor de los módulos estimados muestra que se trata de materiales muy deformables.

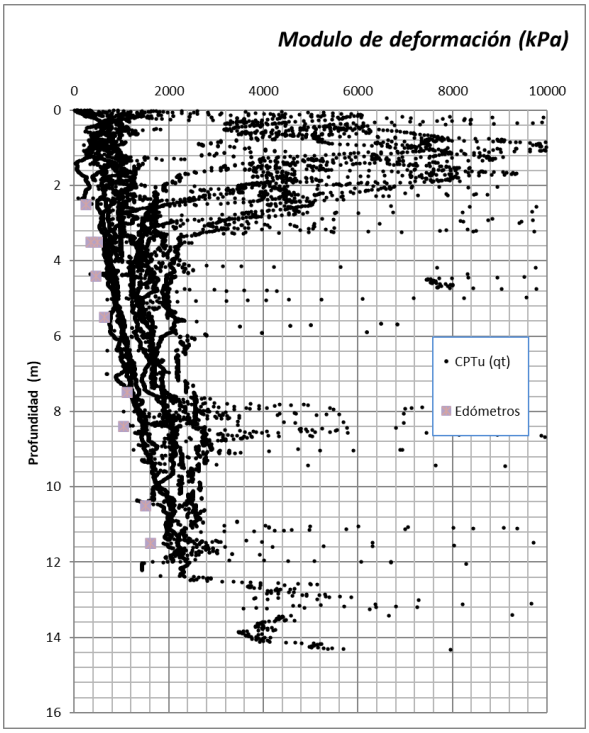


Figura 9. Estimación del módulo de deformación.

Resumiendo, teníamos un suelo que se podía definir al menos como frágil (brittle) o como arcillas rápidas (quick-clay), con una densidad natural baja, humedad por encima del límite líquido, resistencia al corte sin

drenaje entre 5 y 20 kPa y módulo de deformación entre 0.25 y 1.6 MPa, sobre el que había que ejecutar un vertedero de hasta 40m de altura.

6. DISEÑO DEL VERTEDERO Y PROCESO CONSTRUCTIVO.

La construcción del vertedero, por tanto, requería la definición de un proceso constructivo que evitara el fallo del terreno, especialmente del nivel de "quick clay" debido a su fragilidad y al drástico cambio en sus propiedades mecánicas que implica su rotura.

Por otro lado, la investigación geotécnica se confirmó la geometría de fondo del valle; se trata de una cuenca sedimentaria casi completamente confinada lateralmente por el sustrato rocoso, salvo un pequeño cauce en su extremo noroeste, que sirve de drenaje al valle.

Para evitar el fallo del terreno y partiendo de la base de que no había ninguna limitación en cuanto a magnitud del asentamiento, el diseño se desarrolló en base a los siguientes puntos:

- Se debía evitar que se generara un exceso de presión intersticial en el terreno que comprometiera la estabilidad del relleno.
- Se debía estimar la altura máxima estable de cada capa de relleno durante la construcción. Esta estimación debe incluir las sobrecargas de tráfico de toda la maquinaria necesaria para la ejecución del de cada una de las capas del relleno.
- La construcción de cada capa se debe concluir antes del comienzo de la siguiente o se debe evaluar el desfase entre la construcción de capas sucesivas, que asegure su estabilidad.
- Todo el procedimiento –incluida la maquinaria a emplear- se recogió en planos y cualquier cambio en el mismo, debía ser aprobado por el diseñador.
- Todo el proceso constructivo debía quedar registrado en planos.
- Registro y análisis continuo de los resultados de la monitorización del vertedero.

Con objeto de cumplir con el primer punto, limitación de la acumulación de presiones intersticiales, se diseñó un ***tratamiento de mejora del terreno mediante drenes mecha***. La ejecución de los drenes ya requería la construcción de una capa de refuerzo de espesor determinado que asegurara la estabilidad de la maquinaria de hinca de drenes y que funcionara posteriormente como *capa drenante*. Para la ejecución de esa capa drenante no se eliminó el nivel de turba a pesar de que su presencia elevaría la magnitud de los asientos; sin embargo, todo el entramado de la estructura vegetal que albergaba la turba proporcionaba un nivel de refuerzo fundamental para el desarrollo de los trabajos.

Además, debido a la magnitud de los asientos previstos, la altura de la capa drenante debería ser dimensionada para conseguir que el drenaje inferior fuera operativo durante más tiempo. La resistencia al corte de esta capa debía contribuir, además, a la estabilidad del relleno durante su construcción. Para la construcción de esta *capa de refuerzo* se empleó el material procedente de la excavación de los túneles mediante excavación y voladura, convenientemente machacado y tamizado.

Un esquema del tratamiento de mejora/refuerzo se muestra en la figura siguiente. Como puede verse, el tratamiento incluye un geotextil de separación del terreno natural para evitar la colmatación de la capa drenante, así como una geomalla de refuerzo entre la capa drenante y la de refuerzo. Por debajo del geotextil se ejecutó una capa de regularización vertida directamente sobre el nivel de turba que era necesaria para facilitar el tráfico de la maquinaria. Además, la capa drenante se ejecutó en 3 tongadas de 0.3m de espesor extendidas consecutivamente a lo largo de toda la extensión del vertedero (Figura 11).

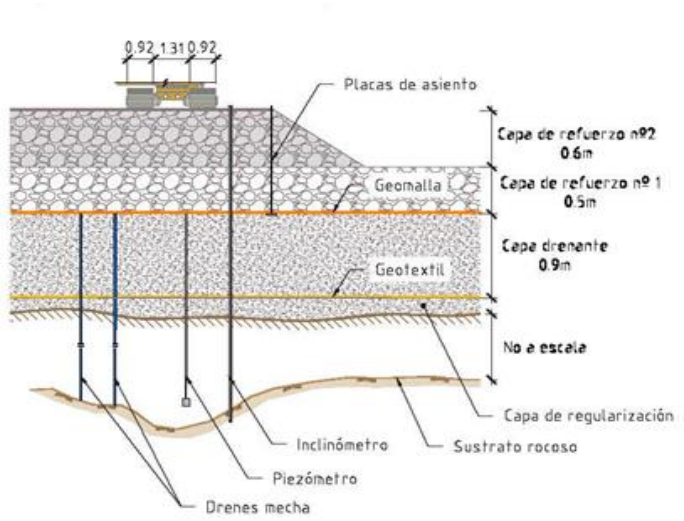


Figura 10. Esquema del tratamiento del terreno y de las capas de refuerzo en la base del vertedero. Incluye también los equipos de instrumentación instalados.

Después de la ejecución de la capa drenante se llevó a cabo la instalación de la monitorización que consistió en piezómetros de cuerda vibrante, placas de asientos e inclinómetros. Durante la ejecución del vertedero, se añadieron y/o sustituyeron varios piezómetros. La distribución completa de la instrumentación se muestra en la siguiente figura. El tiempo total de monitorización ha sido de casi tres años en las placas de asientos y de unos cinco años en el de los piezómetros. En todos los casos se comprobaba la estabilidad de cada capa con la maquinaria correspondiente necesaria para la ejecución en dada una de ellas, indicándose la carga máxima, la distancia al borde temporal de relleno y otros datos geométricos de distribución de cargas.

Tras la instalación de la instrumentación se ejecutaron los drenes mecha en una malla cuadrada de 2m de lado hasta alcanzar el sustrato rocoso, los depósitos de morrena o el rechazo. Posteriormente se continuó con el relleno, los primeros 3m sin compactar para evitar vibraciones que pudieran afectar a la estabilidad de las quick-clays y posteriormente compactadas, según se explica en el apartado siguiente.



Figura 11. Extensión de la primera capa del material drenante (0.3m) sobre el geotextil de separación.

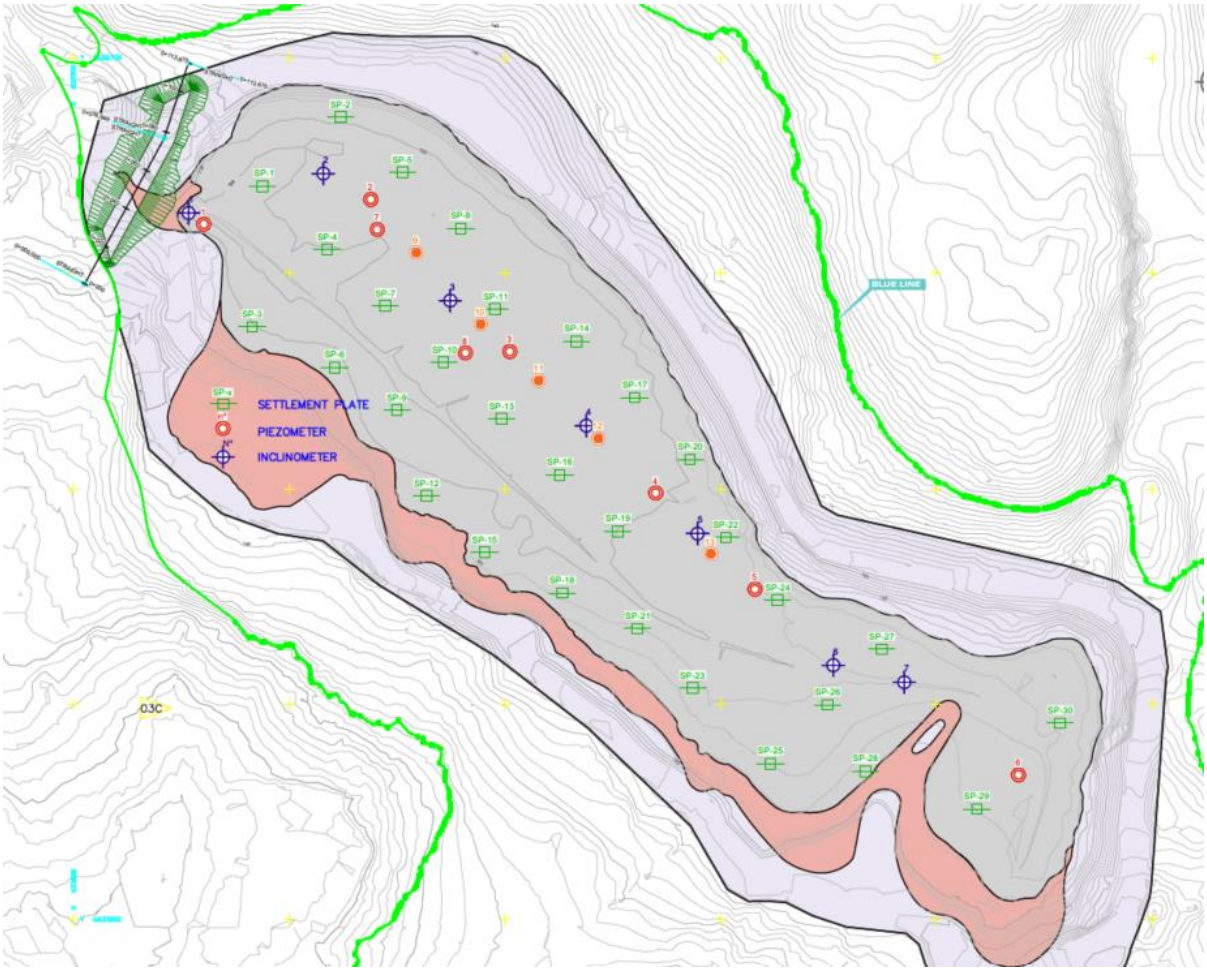


Figura 12. Plano de instrumentación.

7. COMPACTACIÓN DE LOS MATERIALES DEL VERTEDERO.

A pesar de que no había ninguna restricción en cuanto a asientos totales ni diferenciales en el vertedero por parte del cliente, si había requerimientos en cuanto a la resistencia final del relleno que implicaba un control de la compactación, ya que el plan original era desarrollar un área de recreo con pistas deportivas, jardines y otras instalaciones.

El material del relleno era el procedente de la excavación de los túneles. Las propiedades geotécnicas de estos materiales dependen del tipo de roca, del procedimiento de excavación, de la humedad y otros factores. Por tanto, no es sencillo extrapolar datos de un proyecto a otro, por lo que para establecer el procedimiento de compactación se decidió ejecutar un terraplén de prueba para conseguir los valores de los módulos de deformación especificados por el cliente:

$$E_{v1} > 20 \text{ MPa} \qquad E_{v2} / E_{v1} < 3 \qquad (2)$$

La figura siguiente muestra la geometría del terraplén de prueba. La anchura en coronación perpendicular a la figura era de 16m. El terraplén se dividió en 4 secciones, en cada una de las cuales el espesor de las tongadas y la energía de compactación era diferente, abarcando los siguientes casos:

- Espesor de tongada entre 0.5 y 1m.
- Compactación mediante rodillo vibrador autopropulsado (modelo H25i).
- Número de pasadas con el rodillo entre 2 y 8.

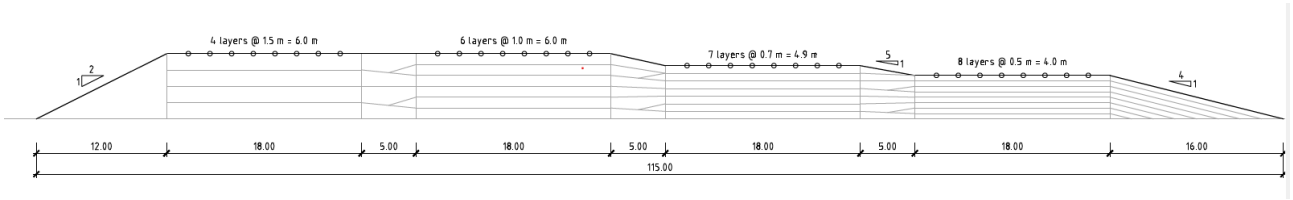
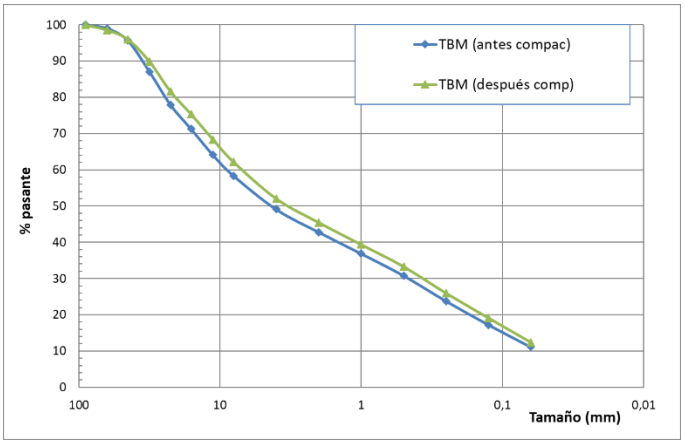


Figura 13. Sección longitudinal del terraplén de prueba,

En cada sección, el control de la compactación consistió en:

- Toma de muestras para determinación de la humedad natural del material, granulometría y ejecución de ensayos de compactación Proctor.
- Determinación de la densidad y humedad in situ, mediante la excavación de una cata de profundidad igual a la de la tongada.
- Determinación de la densidad y humedad in situ mediante métodos nucleares (Troxler).
- Ensayos de placa de carga.

Hay que decir que los resultados no fueron muy concluyentes en cuanto a la determinación de la combinación de espesor de tongada y número de pasadas con el rodillo más eficaces. Si se comprobó que la compactación no suponía un cambio significativo en la granulometría del material, como se muestra en la siguiente figura.



		PLT	
Section 1. 0.5m	N. Passages	E1 (MPa)	E2/E1
Layer 4	5	19,45	3,57
Layer 6	7	20,6	3,72

		PLT	
Section 2. 0.7m	N. Passages	E1 (MPa)	E2/E1
Layer 2	6	31,5	2,85
Layer 6	4	19,8	3,7

		PLT	
Section 3. 1m	N. Passages	E1 (MPa)	E2/E1
Layer 2	7	21,05	3,72
Layer 4	6	21,36	3,05

Figura 14. Comparación de la granulometría de los rellenos antes y después de la compactación (izquierda). Resultados de los ensayos de placa de carga (derecha).

La tabla de la figura anterior recoge las combinaciones de espesores de tongada y número de pasadas del rodillo que resultaron en los valores más próximos a los requeridos por el cliente. En base a estos resultados, se decidió que la compactación se realizaría en tongadas de 0.7m de espesor en las que se aplicarían 6 pasadas del rodillo vibrador seleccionado.

La figura siguiente muestra los resultados obtenidos para los rellenos permanentes del vertedero. Se observa que los resultados no son homogéneos y que, en general, los valores resultantes no siempre alcanzaron los buscados.

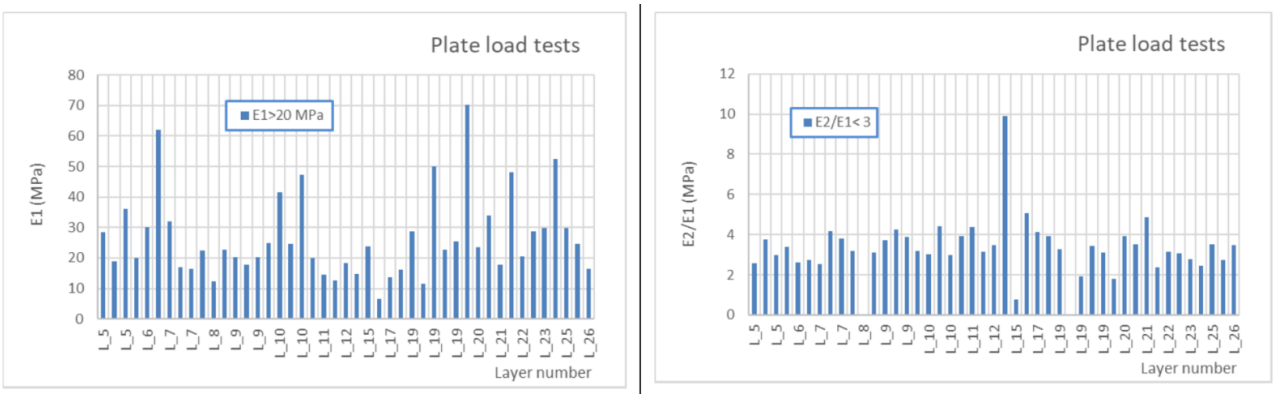


Figura 15. Resultados de ensayos de placa de carga ejecutados para el control de la compactación.

8. RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN.

8.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LAS PLACAS DE ASIENTOS.

Como ya se ha comentado fue posible registrar movimientos verticales mediante placas de asientos durante casi 3 años. Estos resultados se muestran en las dos figuras siguientes. El valor máximo del asiento registrado en las zonas en las que el espesor de suelos blandos es máximo -alrededor de 15m- fue algo mayor de 4m. Las líneas verticales de trazos corresponden a los dos tramos seleccionados para realizar el análisis comparativo de consolidación en diferentes fases de la misma.

El primero de ellos, entre julio y octubre de 2016, corresponde a la terminación de la ejecución de la capa de refuerzo, cuando se había rellenado del orden de 2m sobre la topografía inicial. Hay que tener en cuenta que la instrumentación se instaló cuando ya se había construido la capa de drenaje de 0.9m de altura y la inicial de regularización, por lo que ya se había generado un cierto incremento de presión intersticial y de asientos. El segundo tramo, desde octubre de 2017 a enero de 2019 corresponde al tramo final de consolidación, en el que ya se había alcanzado la altura final del vertedero.

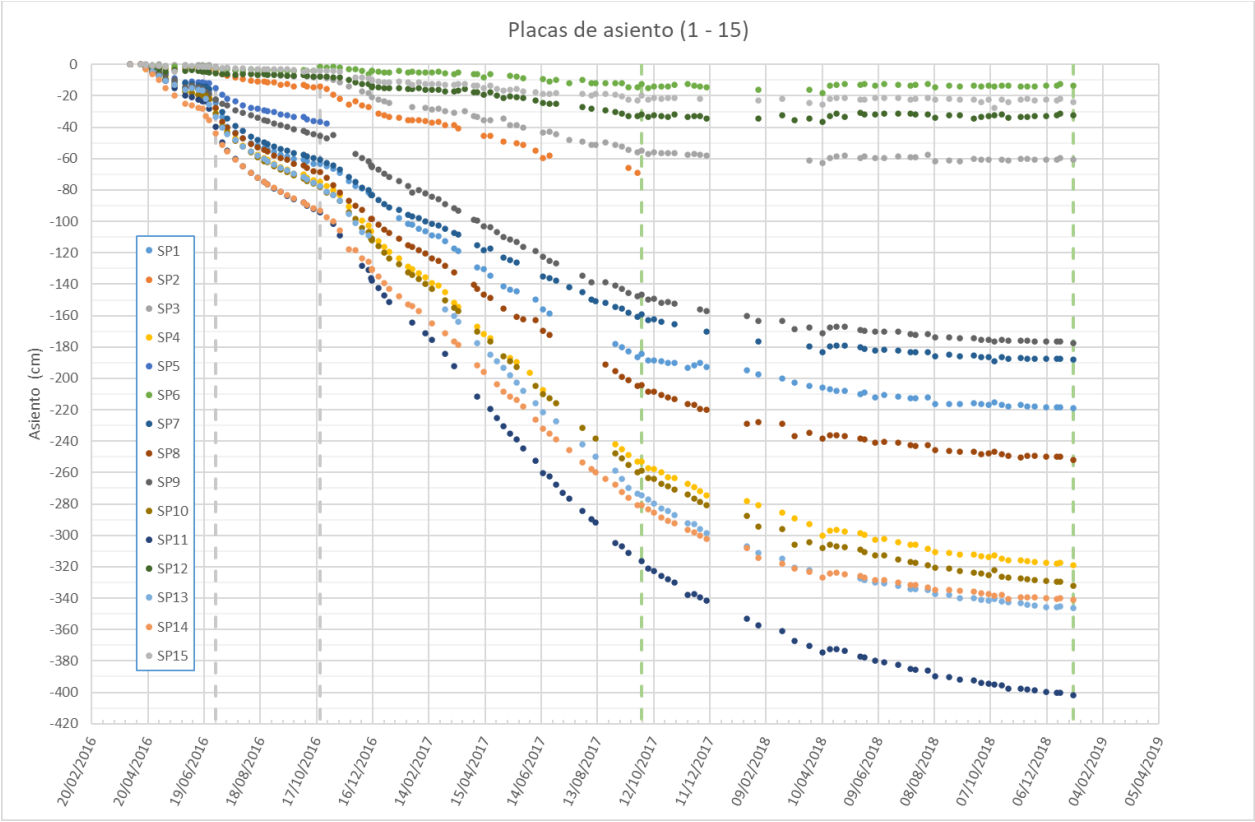


Figura 16. Resultados de las placas de asientos (SP1 a SP15)

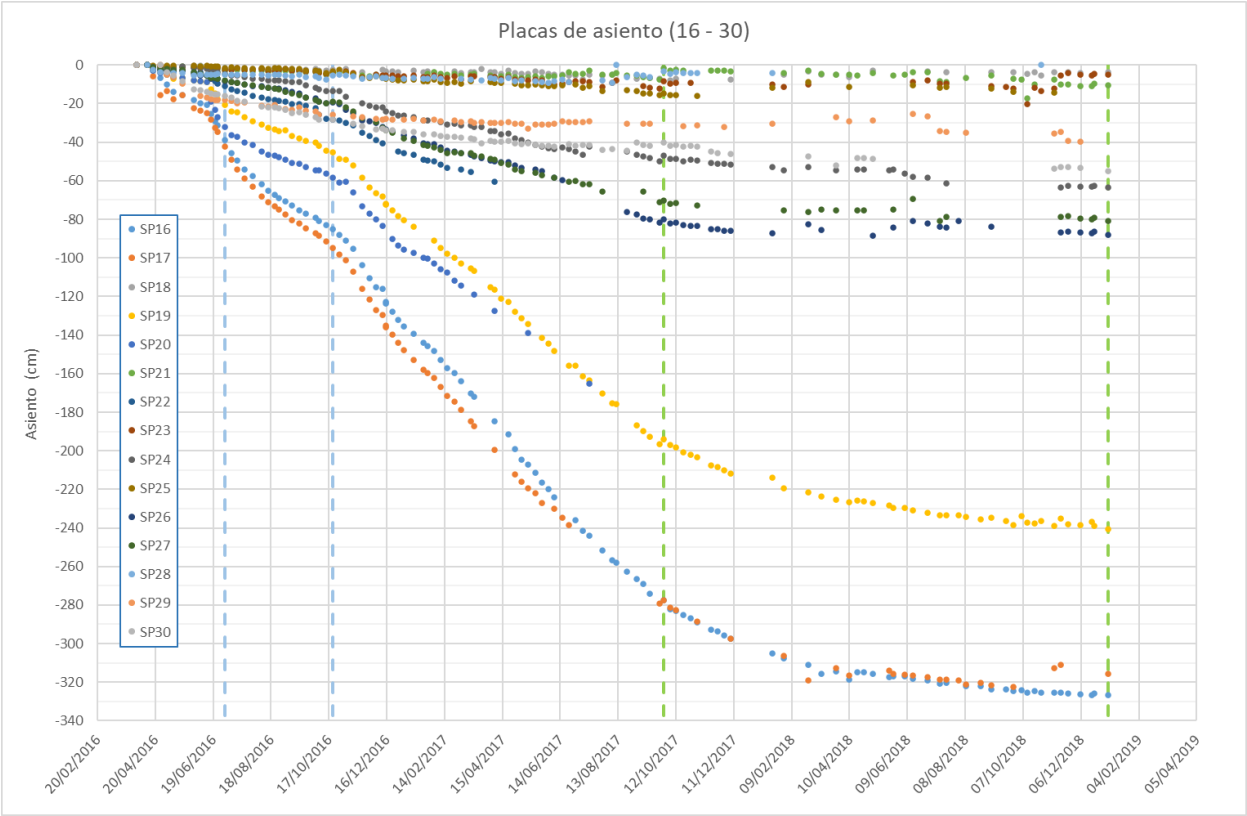


Figura 17. Resultados de las placas de asientos (SP16 a SP30).

La magnitud del asiento refleja claramente la topografía del sustrato rocoso en el valle, manifestando su asimetría en relación con la mayor potencia de sedimentos, desplazada hacia el noreste, y la posición actual del arroyo que drena el valle, desplazado hacia el suroeste.

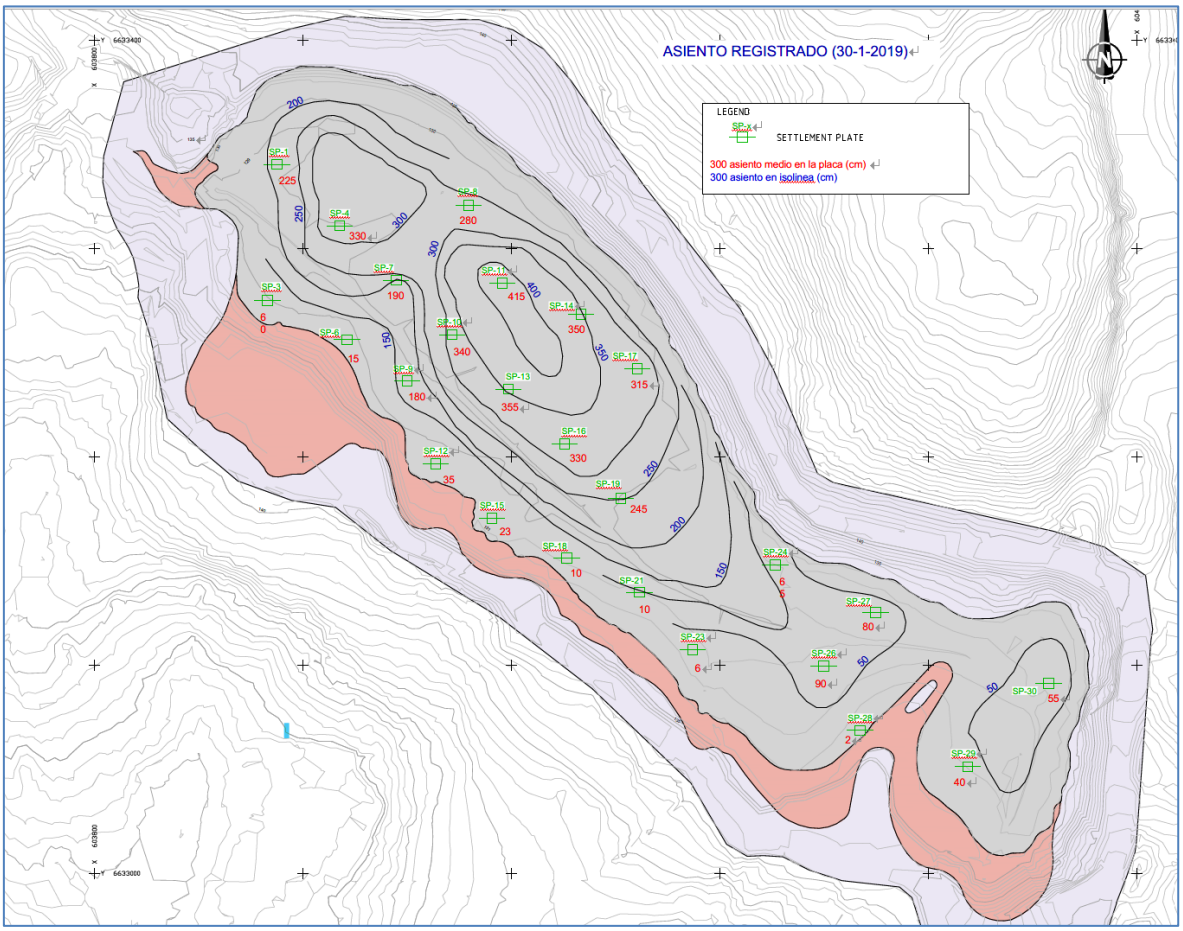


Figura 18. Valores registrados en las placas de asientos (enero 2019).

Al comparar los datos de asientos medidos en las placas con la altura máxima del relleno en el momento de la última medida y el espesor de "quick clay" en cada punto, se pudo estimar el valor del módulo de deformación medio para estos materiales. Este valor es del orden de 1300kPa, con valores máximos de unos 2100kPa y mínimos alrededor de 1100 kPa, que confirman su elevada deformabilidad. Estos valores son del orden de los deducidos a partir de los ensayos CPTu y edométricos (ver Figura 9).

Los datos correspondientes a los dos tramos marcados en las figuras fueron analizados siguiendo el método de Asaoka (Asaoka, 1978). A partir de este análisis fue posible estimar el asiento final correspondiente a la altura del relleno en cada momento y los valores de los coeficientes de consolidación de los suelos arcillosos. Se ha supuesto que en el primer tramo estudiado los drenes verticales funcionan correctamente mientras que, en el segundo debido a la magnitud de los asientos ya desarrollados, los drenes han dejado de funcionar y la contribución principal al proceso de consolidación es por drenaje vertical.

Las figuras siguientes muestran la diferencia en los tiempos de consolidación estimadas para los dos tramos y las diferentes placas de asientos analizadas. No hay que olvidar que, en el caso del primer tramo, la ejecución de la siguiente capa del relleno interrumpe el proceso de consolidación. En cualquier caso, el tiempo en alcanzar un grado de consolidación del 80% es del orden de 3 veces mayor en el tramo final de consolidación analizado que en el primero.

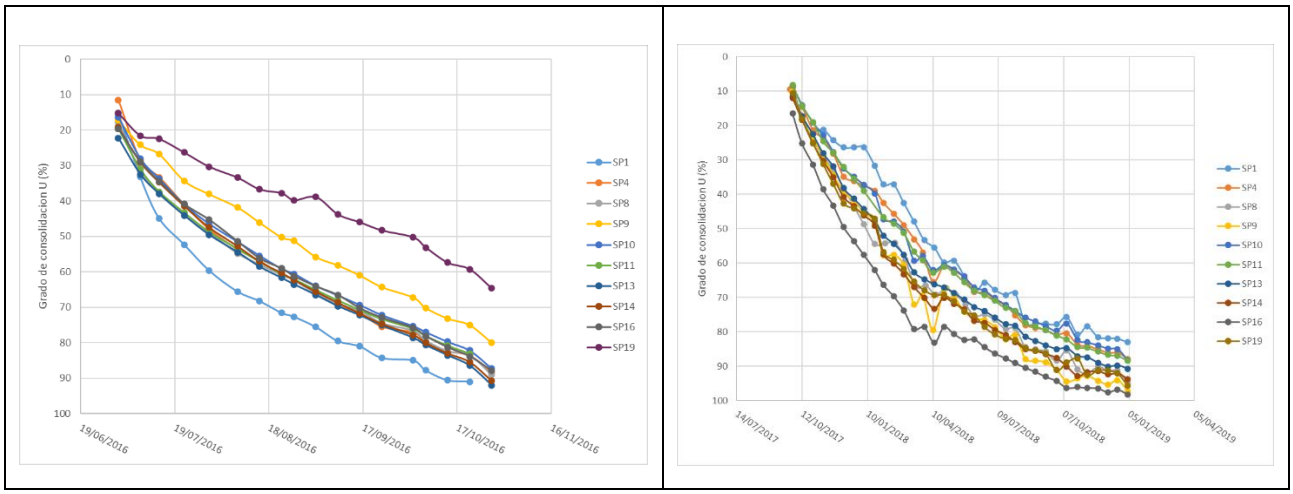


Figura 19. Tiempos de consolidación en los dos tramos analizados.

Para el análisis de los coeficientes de consolidación se han empleado los parámetros de los drenes instalados, incluyendo un cierto espesor de remoldeo alrededor de los drenes. Los datos de partida son los siguientes:

- Dimensiones del dren: a = 100mm; b = 4mm.
- Malla cuadrada de 2m de lado.

De acuerdo con las recomendaciones recogidas en el Håndbok 274 (Statens vegvesens 2014), se han considerado los siguientes valores:

- Diámetro de la zona remoldeada (ds) igual a 2 veces el diámetro del dren (d) y $d = 2(a+b)/\pi$.
- Relación entre la permeabilidad del terreno sin alterar y el remoldeado = 3.
- Relación entre el coeficiente de consolidación horizontal (c_h) y vertical (c_v) = 2,5.

Los resultados se resumen en la tabla siguiente. Se consideran valores representativos del coeficiente de consolidación horizontal los estimados en el primer tramo analizado y de consolidación vertical a los del último.

Tabla 2. Valores de los coeficientes de consolidación horizontal y vertical estimados.

	Junio - diciembre 2016		Septiembre 2017 - enero 2019	
Placa de asiento	Grado de consolidación	C_h	Grado de consolidación	C_v
	%	m^2/año	%	m^2/año
SP1	91	18,5	83	3,1
SP4	88	13,5	88	12,1
SP8	89	12,9	95	6,6
SP9	80	7,0	97	6,4
SP10	87	12,6	88	7,8
SP11	83	12,7	88	12,0
SP13	92	14,4	91	21,4
SP14	91	14,3	94	5,0
SP16	88	13,4	98	3,3
SP19	65	6,2	96	12,9
Promedio	**85,4**	**12,6**	**91,8**	**9,1**

Estos resultados se pueden comparar con los datos obtenidos en los edómetros (c_v) y en los ensayos CPT (c_h).

En el primer caso se midieron valores representativos entre 4,5 y 5 m^2/año, del orden de los recomendados para arcillas blandas en el Håndbok V220. Por su parte, los resultados de los ensayos disipación de presiones

intersticiales de los CPTu's proporcionan valores para c_h entre 5 y 8 m^2/año.

Aunque los valores son ligeramente diferentes, se comprueba que el orden de magnitud de los valores estimados tanto a partir de los resultados de la instrumentación como con ensayos de campo y laboratorio es semejante.

8.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS PIEZÓMETROS.

En el caso de los piezómetros se obtuvieron lecturas durante toda la construcción del vertedero y el tiempo suficiente para analizar su consolidación final. Se instalaron piezómetros de cuerda vibrante según se muestra en la figura Figura 12. En cada punto indicado en el mapa, se instalaron 2 piezómetros a diferente elevación. En ocasiones, los piezómetros inicialmente instalados tuvieron que ser sustituidos por otros en la misma posición. La figura siguiente muestra el registro completo de uno de estos puntos. Es posible observar los incrementes de presión intersticial correspondientes a cada fase de construcción del relleno, alguna de las cuales se señala en la figura.

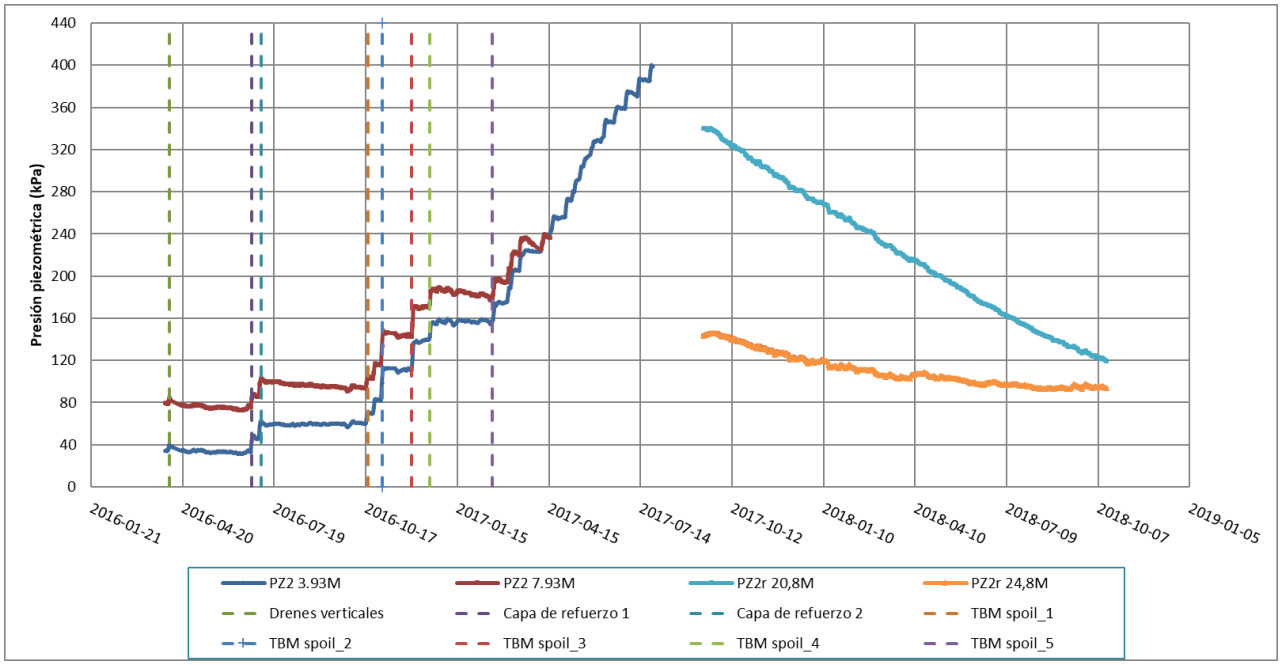
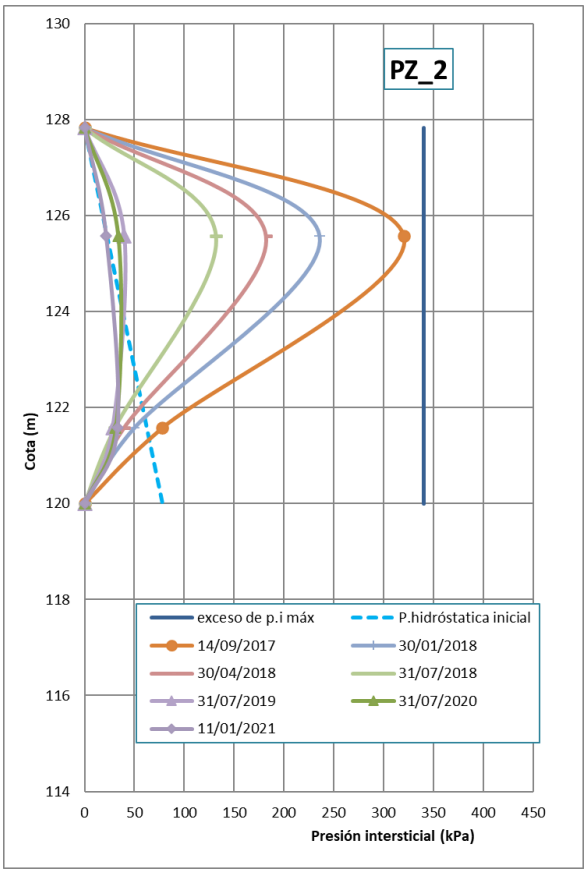
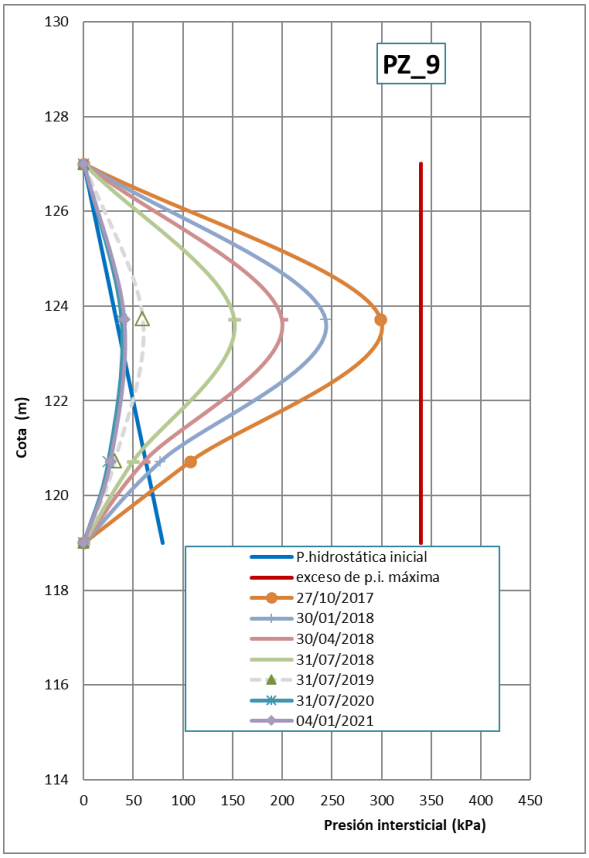
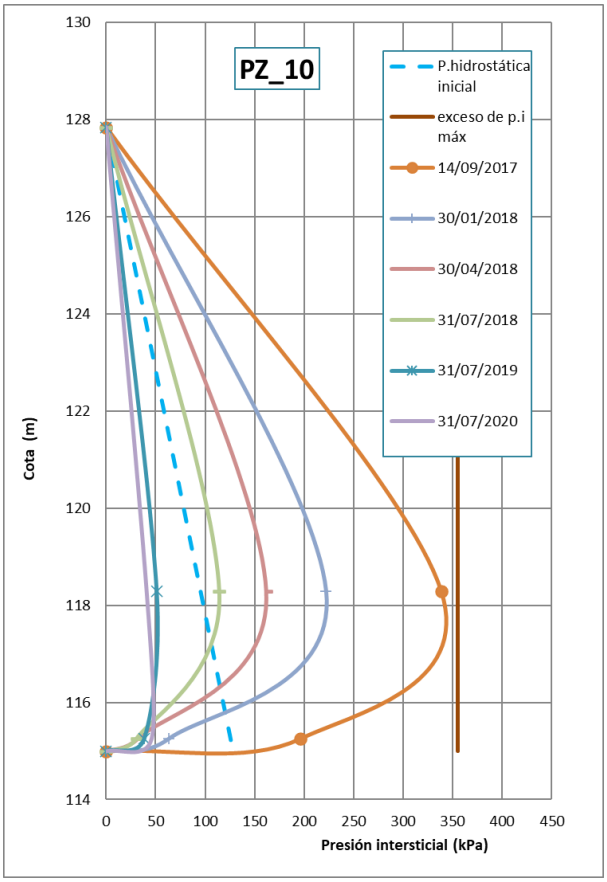


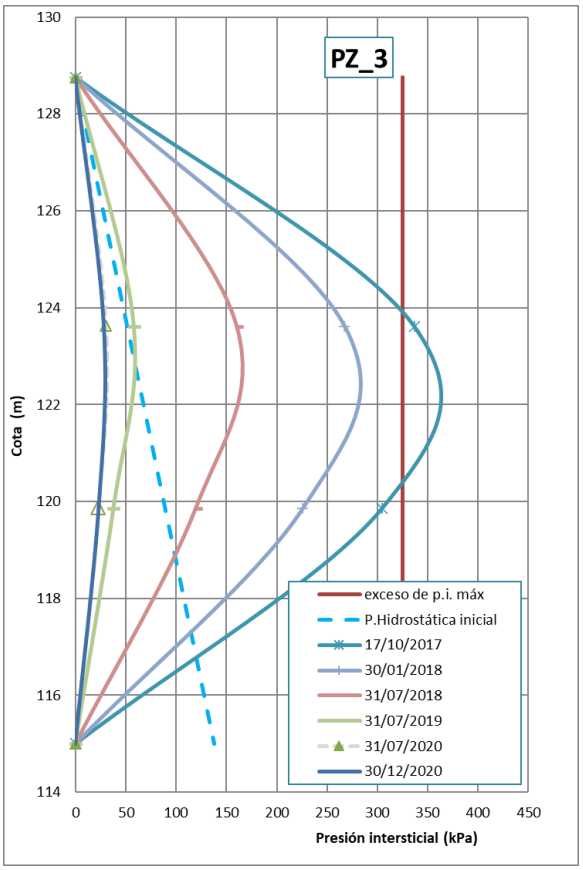
Figura 20. Ejemplo de registro piezométrico completo.

A partir de los resultados de los piezómetros se ha podido dibujar la evolución de exceso de presión intersticial para el tramo final de consolidación del relleno, tras la aplicación de la máxima carga -altura máxima del relleno en cada punto-. Las figuras siguientes muestran a modo de "dromocronas" la disipación de presiones intersticiales registrada en los piezómetros más representativos durante el periodo final de monitorización.


PZ_2
Cota (m)
Presión intersticial (kPa)
exceso de p.i máx
P.hidróstatica inicial
14/09/2017
30/01/2018
30/04/2018
31/07/2018
31/07/2019
31/07/2020
11/01/2021


PZ_9
Cota (m)
Presión intersticial (kPa)
P.hidrostática inicial
exceso de p.i. máxima
27/10/2017
30/01/2018
30/04/2018
31/07/2018
31/07/2019
31/07/2020
04/01/2021


PZ_10
Cota (m)
Presión intersticial (kPa)
P.hidrostática inicial
exceso de p.i máx
14/09/2017
30/01/2018
30/04/2018
31/07/2018
31/07/2019
31/07/2020


PZ_3
Cota (m)
Presión intersticial (kPa)
exceso de p.i. máx
P.Hidrostática inicial
17/10/2017
30/01/2018
31/07/2018
31/07/2019
31/07/2020
30/12/2020

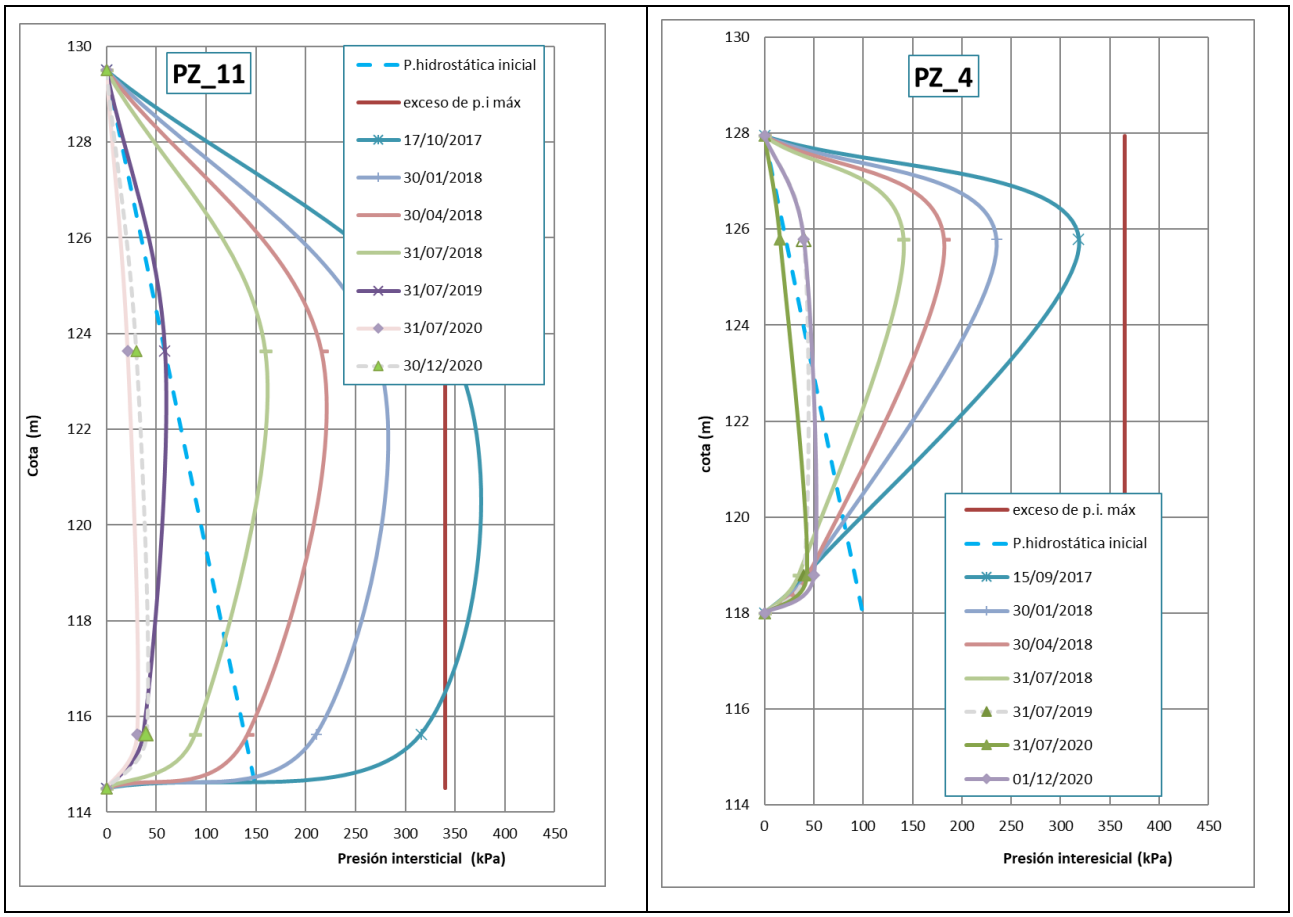


Figura 21. Evolución del exceso de presión intersticial registrado durante la fase de consolidación final.

La forma de las curvas que se muestran responde por un lado a la posición de los piezómetros en el perfil del terreno y, por otro, a la capacidad drenante a techo y a muro del espesor de suelos blandos. La línea vertical corresponde aproximadamente a la presión vertical ejercida por la altura máxima del relleno ejecutado en cada punto. Se observa con claridad que la consolidación se produce por el drenaje tanto a techo -a favor de las capas drenantes ejecutadas- como a muro del nivel arcilloso, a favor de los depósitos de morrena.

A partir de estas “dromocronas” y del incremento máximo de presión intersticial debido a la carga del relleno se ha podido estimar el grado de consolidación correspondiente a las fechas indicadas. Las curvas resultantes se han superpuesto a las mostradas anteriormente basadas en la evolución de los asientos. Los resultados se recogen en la siguiente figura que muestra que existe una apreciable concordancia en el desarrollo de la consolidación registrado por ambos métodos. Además, se observa que, al término del registro de presiones intersticiales, la consolidación estaría prácticamente concluida y no serían esperables muchos más asientos en el cimiento del vertedero.

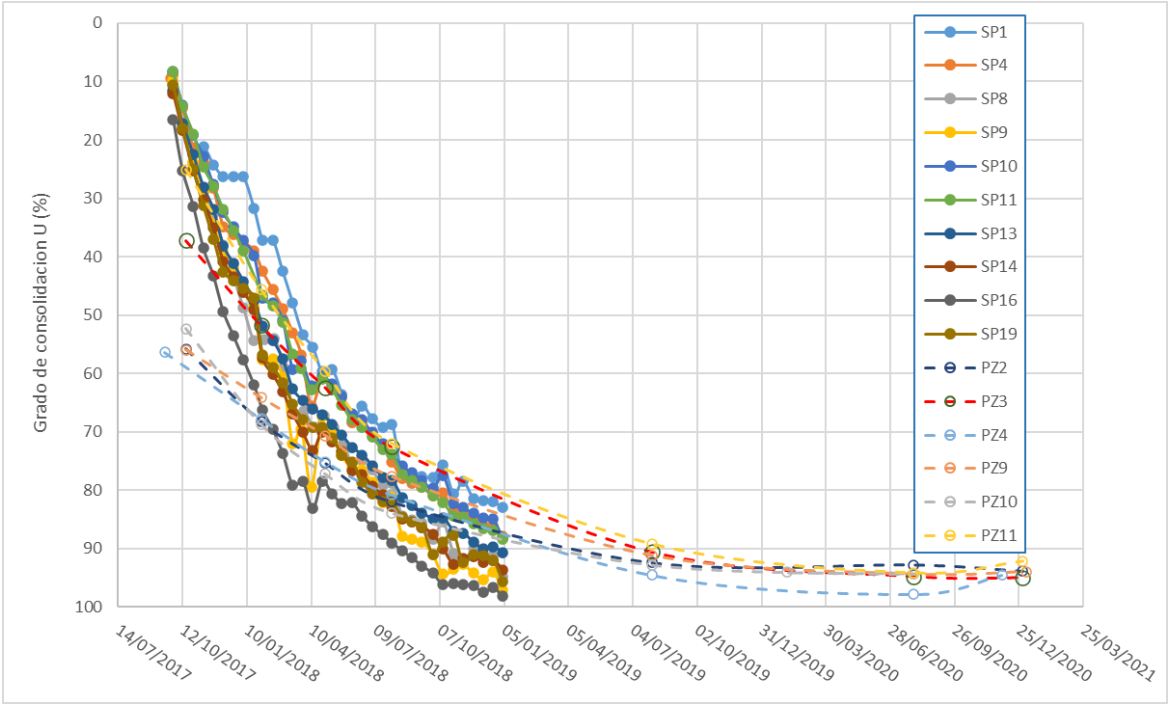


Figura 22. Grado de consolidación estimado a partir de los resultados de las placas de asiento (SP) y los piezómetros (PZ).

9. CONCLUSIONES

El documento presentado describe aquellos aspectos del diseño que fueron más relevantes para el proyecto del vertedero. Desde el primer momento se entendió que este diseño y la posterior ejecución eran una de las claves para el éxito del proyecto de los túneles.

Dado que era el primer proyecto de Acciona Ingeniería en Noruega, fue necesario en primer lugar conocer y adaptarse a la forma habitual de trabajo local que, como hemos visto, difiere de alguna manera a nuestra práctica habitual. Se puso de manifiesto en esta primera obra noruega, así como en otras proyectadas y ejecutadas en otros países del mundo, la necesidad de entender tanto su Geología como la forma de abordar determinados problemas propia de cada lugar.

Por otro lado, la ya comentada sensibilidad noruega a todos los proyectos que involucren arcillas rápidas hizo necesario una comunicación frecuente y fluida tanto con el cliente como con las constructoras (consorcio Acciona-Ghella). El seguimiento durante la ejecución de la obra fue continuo, y los constructores respetaron todos los límites establecidos, aunque en ocasiones parecieran excesivos.

El documento no describe todos los diferentes aspectos que hubo que abordar tanto durante el diseño como durante la ejecución, como el diseño y ejecución del muro de cierre del valle en su extremo noroeste, el sistema de drenaje del valle y vertedero, el espesor de material no compactado para evitar vibraciones sobre las arcillas o las grietas que fueron apareciendo en superficie del relleno debido al asiento diferencial en superficie causado por variación drástica del espesor de suelos blandos en los bordes de la cuenca sedimentaria.

Sin embargo, entendemos que los principales objetivos del proyecto fueron conseguidos, ya que se pudo ejecutar el vertedero en un tiempo acorde a la excavación de los túneles, que esta ejecución tuvo seguridad suficiente durante todo el proyecto y que, finalmente, se construyó un relleno de calidad acorde a los requerimientos del cliente.

Finalmente, como se ha explicado, los datos de la instrumentación han permitido tener un mayor conocimiento acerca de las propiedades deformacionales y de consolidación de unos suelos peculiares como son las “arcillas rápidas”.

REFERENCIAS

Asaoka, A. 1978. Observational procedure of settlement prediction. Soil and Foundations, Journal of the Soils and Foundations Engineering, 18(4): 87-101.

Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlement of buildings, Seventh Rankine Lecture. Géotechnique, 17: 81-118.

Håndbok V220 (2014) Geoteknikk i vegbygging. Statens vegvesen, Norway

Håndbok V274 (2014). Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. Statens vegvesen, Norway

Janbu, N., Tokheim, O. and Senneset, K (1981). Consolidation tests with continuous loading. X ICSMFE, Estocolmo: 643-654.

Karlsrud, K. (2014). Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high quality block samples. Bjerrums Foredrag Nr. 23. Norsk Geoteknisk Forening.

Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D.A. and Strandvik, S. (2005). CPTU correlations for clays, Proc. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka: 693-702.

Norges Geologiske Undersokelse, NGU (2011) Veileder for bruk av resistivitetsmålinger I potensielle kvikkleireområder. Rapport nr.: 2010.048

Norwegian Geotechnical Society, NGF (2013). Guideline 2 Symbols and definitions in geotechnics.

Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE) 2014. Guideline for planning and development of quick clay areas (NVE report 7/14).

NIFS (2015). Detection of brittle materials. Summary report with recommendations. Final report. NIFS Report no. 101/2015.

Ponencia Invitada

Impacto de la socavación en puentes y estructuras. Análisis forense del colapso de los puentes en Aldea del Fresno tras la DANA de septiembre de 2023

PONENTE
Belén Peña
Dirección General de Carreteras, Comunidad de Madrid

IMPACTO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES Y ESTRUCTURAS. ANÁLISIS FORENSE DEL COLAPSO DE LOS PUENTES EN ALDEA DEL FRESNO TRAS LA DANA DE SEPTIEMBRE DE 2023

Belén Peña[(1)], Yolanda Alcaraz[(2)] y Gonzalo Arias[(3)]

[(1)] Subdirectora General de Concesiones y Explotación de Carreteras. Comunidad de Madrid (belen.pena@madrid.org)
[(2)] Jefa de División de Concesiones y Estructuras. Comunidad de Madrid (yolanda.alcaraz@madrid.org)
[(3)] Socio Director de Sistemas de INES Ingenieros (gah@inesingenieros.com)

RESUMEN

Este artículo presenta un análisis detallado del impacto de la socavación en puentes y otras estructuras viarias de la Comunidad de Madrid tras la DANA de septiembre de 2023. El trabajo se centra en el estudio forense de los mecanismos que provocaron el colapso de varios puentes, así como en las medidas adoptadas para mejorar su resiliencia frente a futuros eventos hidrológicos extremos.

ABSTRACT

This article presents a detailed analysis of the impact of scour on bridges and other road structures in the Community of Madrid following the September 2023 DANA event. The study focuses on the forensic investigation of the mechanisms that led to the collapse of several bridges, as well as on the measures adopted to improve their resilience to future extreme hydrological events.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: socavación (scour), emergencias (emergencies), puente (bridge)*

1. INTRODUCCIÓN

Entre el 3 y el 4 de septiembre de 2023, la red de carreteras gestionada por la Comunidad de Madrid se vio gravemente afectada por una DANA que impactó con especial intensidad en el suroeste de la región. Como consecuencia de este episodio, tres grandes puentes colapsaron por completo y otros muchos sufrieron daños de consideración, poniendo de manifiesto la elevada vulnerabilidad de las estructuras sobre cauce frente a episodios hidrológicos extremos.

Entre los distintos mecanismos que pueden comprometer la estabilidad de un puente durante una avenida, la socavación ocupa un lugar central por su capacidad para reducir de forma rápida y, en ocasiones, poco visible la seguridad de la cimentación y de los elementos de apoyo. Los colapsos analizados evidencian que este fenómeno no responde a un patrón único, sino que puede materializarse mediante procesos diversos, socavación local en pilas y estribos, socavación por expansión o lavado del terraplén de acceso, cuya interacción puede desencadenar fallos de gran severidad. Esta constatación sitúa la socavación en el centro de la reflexión técnica que motiva este trabajo.

Desde esta perspectiva, el artículo aborda, en primer lugar, la caracterización de los efectos inmediatos de la DANA y el análisis forense de los colapsos ocurridos, con especial atención a los mecanismos de socavación que intervinieron en cada caso (se hace un preámbulo explicativo del cálculo de los diferentes tipos de socavación). A continuación, expone las principales soluciones de reconstrucción adoptadas, concebidas no

solo para restituir la funcionalidad perdida, sino también para incorporar criterios de protección y adaptación frente a futuros procesos erosivos. Finalmente, se presenta el estudio de vulnerabilidad desarrollado para el conjunto de puentes de carreteras de la Comunidad de Madrid que salvan cauces, así como las medidas de mejora propuestas para reforzar su resiliencia. En su conjunto, el trabajo pretende contribuir a una mejor comprensión de la socavación como modo de fallo prioritario y a su integración efectiva en la gestión, conservación y diseño de puentes.

2. LA DANA Y SUS EFECTOS INMEDIATOS

El fin de semana del 2 al 4 de septiembre de 2023 un evento meteorológico extremo conocido como Depresión Atmosférica en Niveles Altos (DANA) tuvo lugar sobre la península, con efectos especialmente nocivos en la zona suroeste de la Comunidad de Madrid y norte de la provincia de Toledo, en forma de grandes avenidas de agua en determinadas subcuencas que habitualmente aportan poca o muy poca agua.

En particular, cabe destacar la subcuenca del arroyo Grande, que es un afluente del río Perales, el cual es a su vez afluente del río Alberche por su margen izquierda. Solo este último río está regulado por un embalse situado aguas arriba de la confluencia con el río Perales.

La altísima aportación de agua del primero de ellos (el arroyo Grande), provocó el colapso total de un puente y al colapso parcial de otro y, de forma secuencial y casi inmediata, los cursos de agua del río Perales y del Alberche sufrieron importantes crecidas, más entendible en el primero de ellos que ya arrastraba sus propias aportaciones de importancia. Como consecuencia directa de esta entrada de agua del arroyo Grande junto con el agua que ya bajaba por el propio río Perales, un gran puente colapsó en el casco urbano de la localidad de Arroyo del Fresno.

En el caso del río Alberche que, como se ha mencionado, está muy regulado aguas arriba, la aportación directa del río Perales por su margen izquierda produjo un efecto devastador sobre el tercero de los tres puentes colapsados, en la zona del puente por la que entra pocos metros aguas arriba el río Perales, mientras que la parte ubicada sobre el curso del río Alberche (a la altura del puente los dos ríos discurren paralelos aun incluso en aguas altas) el puente se comportó adecuadamente.

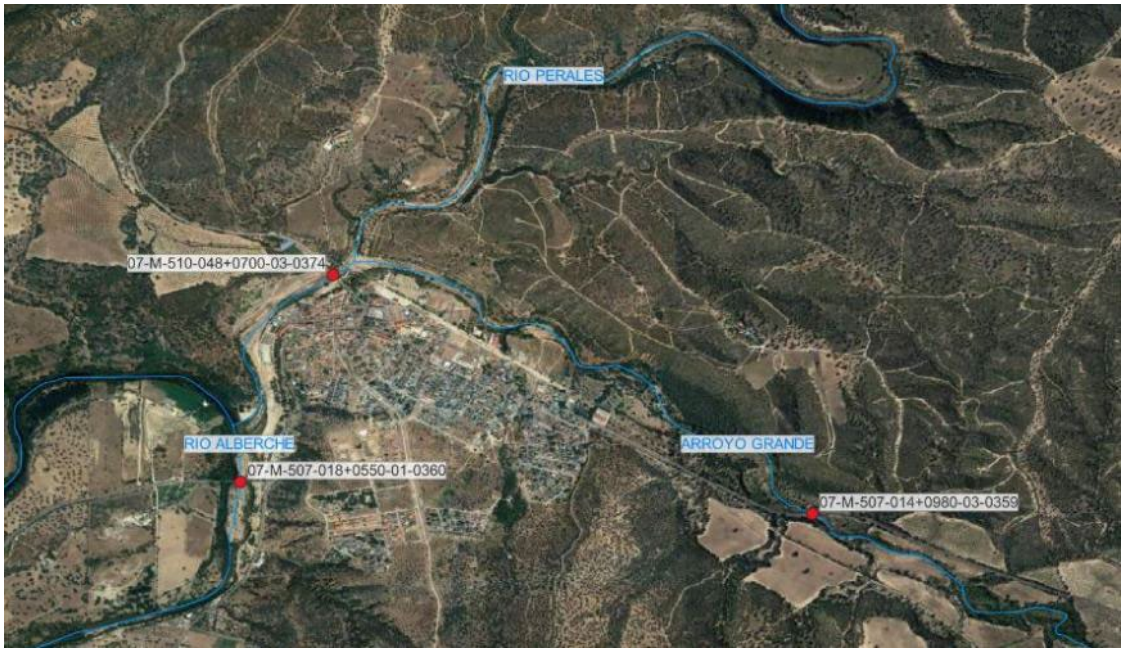


Figura 1. Disposición de los principales puentes y cauces afectados

Una de las principales reflexiones que suscita el colapso de estos tres puentes es que ninguno de ellos había mostrado problemas relevantes en las inspecciones periódicas previas, realizadas de forma sistemática en el marco del Sistema de Gestión de Puentes, ni desde el punto de vista estructural ni en relación con la socavación o la vulnerabilidad de sus cimentaciones. Y, sin embargo, los tres colapsaron.

Asimismo, conviene recordar que numerosos puentes, pontones y tramos de carretera de la zona sufrieron

daños de diversa entidad que, aun sin llegar al colapso total, los dejaron inhabilitados para la circulación de vehículos y peatones, por lo que también fue necesario acometer su reconstrucción.

3. TIPOS DE SOCAVACIÓN

Antes de entrar en el caso concreto que se presenta en este artículo, es conveniente hacer un breve repaso a los diferentes tipos de socavación que se pueden agrupar bajo ese término en el caso de los puentes.

- **Socavación general del cauce**, que se produce por la contracción que genera el puente al reducir la sección del cauce. Se calcula habitualmente por el método de Laursen:

$$D_s = H_s - h_2 \quad (1)$$

Siendo:

H_s la profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente, después de la socavación

h_2 la profundidad existente en la sección contraída del puente, antes de la socavación

Para el cálculo de H_s se emplea la siguiente formulación:

$$H_s = \left(\frac{0{,}025 \cdot Q_2^2}{D_m{}^{2/3} \cdot B_2^2}\right)^{3/7} \quad (2)$$

Donde:

Q_2 es el caudal para el periodo de retorno considerado

D_m es el diámetro equivalente a $1{,}25 \cdot D_{50}$

D_{50} es el diámetro de la partícula del lecho en una mezcla granulométrica cuyo 50% es menor

B_2 es el ancho hidráulico del puente

El tamaño del árido en el lecho resulta un factor relevante en la estimación de la socavación general.

- **La socavación local de pilas y estribos**, que produce daños en la cimentación de los elementos de la subestructura de los puentes. Para la estimación de la socavación local en pilas y estribos se emplean hasta tres formulaciones bastante aceptadas. Lo habitual es calcular según todas ellas y luego hacer una media o tomar la máxima, según se quiera ser más o menos conservador.

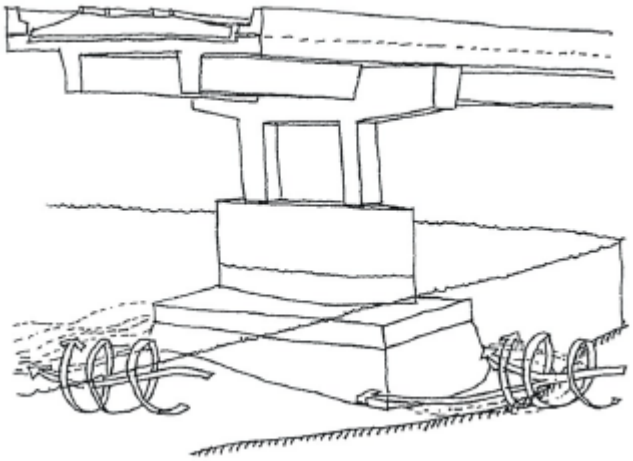


Figura 2. Efecto de la socavación local en la pila de un puente (Fuente: Catálogo de daños de ADIF)

Para el cálculo de la socavación local en las pilas de un puente, d_s, se emplea la siguiente formulación:

$$d_s = 0{,}32 \cdot K_f \cdot (a')^{0{,}62} \cdot h^{0.47} \cdot F_r^{0{,}22} \cdot D_{50}^{-0{,}09} + \alpha \qquad (3)$$

Donde:

K_f es un factor de corrección por la forma de la pila

a' es el ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo

h es la profundidad del flujo inmediatamente aguas arriba de la pila

F_r es el número de Froude inmediatamente aguas arriba de la pila

D_{50} es el diámetro de la partícula del lecho en una mezcla granulométrica cuyo 50% es menor

Nuevamente, el tamaño del árido en el lecho resulta un factor relevante en la estimación de la socavación local.

- Finalmente, se describe **la socavación por expansión**, que se produce a la salida del cauce bajo el puente, aguas abajo. El agua pasando bajo el puente en una sección hidráulica que constriñe la sección hidráulica natural del cauce provoca una disipación de esa energía en la sección inmediatamente aguas abajo del puente, normalmente con mayor efecto hacia una de las dos márgenes, produciendo la erosión del terreno de la margen afectada y la socavación de los muros de contención de las tierras en los accesos al puente (muros laterales).



Figura 3. Efecto de la socavación por expansión en el muro lateral de la margen derecha del cauce, en el puente ubicado en el P.K. 30+600 de la carretera M-501, tras la DANA



Figura 4. Efecto de la socavación por expansión en el muro lateral de la margen derecha del cauce, en el puente ubicado en el P.K. 10+150 de la carretera M-507, tras la DANA

- **Lavado del terraplén de acceso por cualquiera de los estribos del puente**. No es, en su inicio, una socavación como tal, pero el arrastre de los materiales granulares con los que se construye un terraplén de acceso termina descubriendo el trasdós del estribo, posibilitando la socavación del estribo en su parte trasdosada.



Figura 5. Efecto del lavado del trasdós del estribo en el puente sobre el arroyo Grande, ubicado en el P.K. 14+980 de la carretera M-507, tras la DANA

Además de estos fenómenos de socavación, conviene recordar que un cauce puede tener otros efectos sobre los puentes, no clasificados como socavación:

- Bloqueo de los vanos del puente por acumulación de objetos arrastrados por la corriente, si las dimensiones de los vanos son inferiores a las de los objetos.
- Impacto de acarreos arrastrados por la corriente sobre cualquier elemento del puente.
- Empuje hidrodinámico, cuando la lámina de agua alcanza el tablero, puede producir un empuje lateral

sobre el puente (sobre el tablero, en particular) en la dirección de la corriente.

- Subpresión contra el tablero, que produce el levantamiento del tablero apoyado sobre la subestructura cuando el nivel del agua alcanza la cara inferior del tablero.

Todos estos procesos descritos, bien sea como socavación o como otro tipo de proceso, son los efectos dañinos que los cauces producen sobre los puentes y que pueden conducir a algún tipo de colapso. Es importante saber reconocerlos a la hora de realizar la investigación forense de un colapso de puentes sobre cauces.

4. INVESTIGACIÓN DE LOS COLAPSOS DE VARIOS PUENTES

Una de las medidas que adoptamos en la Comunidad de Madrid una vez organizados los trabajos imprescindibles iniciales (adjudicación y arranque de los trabajos de reconstrucción y devolución de la conectividad de la Red) fue la realización de los estudios forenses correspondientes para cada uno de los tres grandes puentes colapsados. Para la materialización de estos estudios, se realizaron diversas acciones:

- Vuelos con drones desde los primeros días, para analizar la ubicación de los restos de los puentes, dispersos a lo largo de los cauces aguas debajo de la ubicación original, de forma que pudiera entenderse la dinámica del colapso.
- Estudios geotécnicos en los emplazamientos de los puentes que sirvieron, además, para la definición de la cimentación de los puentes que reemplazaron a los originales colapsados.
- Análisis de toda la documentación existente de los puentes originales.
- Modelo hidrológico-hidráulico general, que abarcó la confluencia de los tres ríos (arroyo Grande, Perales y Alberche), de forma que se pudo estudiar mediante los modelos de socavación individuales los posibles procesos de colapso.
- Levantamiento topográfico del área afectada.
- Análisis de la deforestación existente y de los restos vegetales acumulados en las márgenes de los cauces, aguas arriba de las ubicaciones de los puentes colapsados.

Como conclusión de cada estudio forense realizado se identificó una causa probable para cada uno de los tres puentes, que se puede resumir en los siguientes subapartados.

4.1. PUENTE SOBRE EL ARROYO GRANDE

Descripción del puente original

La estructura 07-M-507-014+0980-03-0359 se localizaba en el tramo de la carretera M-507 entre Aldea del Fresno y Villamanta, permitiendo a dicha carretera M-507 salvar el Arroyo Grande en su P.K. 14+980.

La estructura constaba de 2 vanos isostáticos esviados de 19,40+19,40 m de luz. El tablero estaba formado por 8 vigas doble T de hormigón pretensado con un canto de 1,12 m. La pila intermedia se componía de 3 fustes de sección circular unidas mediante una viga cargadero. Los estribos, de hormigón armado, se componían de un muro frontal portante, murete de guarda y muros en vuelta. Se desconocía la cimentación de pila y estribos.



Figura 6. Alzado izquierdo (Fuente: Imagen tomada en inventario)

Respecto a la sección funcional, el puente soportaba la carretera M-507, constituida por dos carriles de circulación (uno para cada sentido) de 3,50 m aproximadamente y arcenes de 0,50 m. Como sistemas de contención disponía de pretiles metálicos en ambos bordes de tablero.

Consecuencias del colapso

Tras la riada producida el 3 de septiembre de 2023, el puente sobre el Arroyo Grande sufrió un derrumbe total. En la visita realizada el 4 de septiembre por la mañana con un equipo de ingenieros de la empresa INES Ingenieros Consultores únicamente se observó en su posición el muro frontal del estribo E1, estando el resto de los elementos estructurales aguas abajo del río (con el nivel del agua no se pudo ver su ubicación exacta, observándose únicamente una parte del tablero unos 15 m aguas abajo de su posición inicial) o hundidos en el lecho del cauce (caso del estribo 2).



Figura 7. Vista de los restos en el emplazamiento del puente

Conclusiones del colapso

Tras el análisis de los hechos sucedidos, se considera como secuencia de hechos más probable el siguiente:

- La avenida supuso una importante acumulación de restos vegetales aguas arriba del puente, reduciendo significativamente la capacidad de desagüe, resultando el aumento del calado hasta producirse el sobrevertido.
- El sobrevertido por la zona de terraplén pudo producir la socavación del pie del talud, que habría evolucionado hasta la destrucción completa del terraplén de acceso. En ambos estribos se lavaron los rellenos del trasdós. En el caso del estribo 1 se perdieron unos 12 metros de terraplén, mientras que en el estribo 2 la pérdida ascendió a 30 metros.

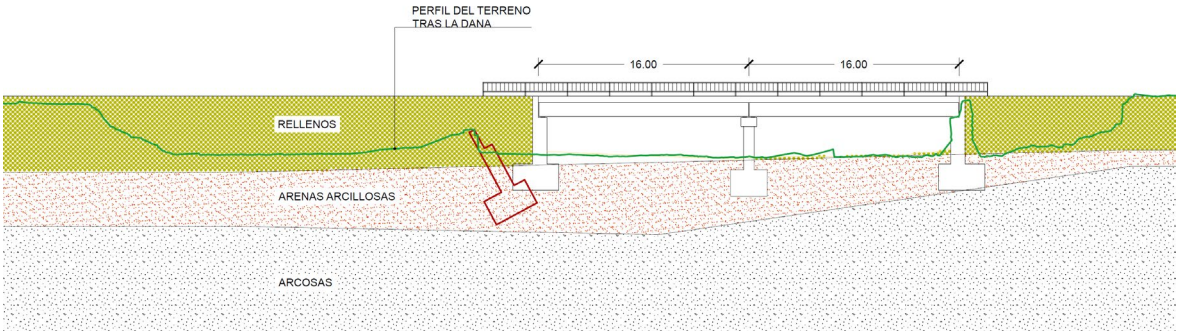


Figura 8. Sección longitudinal del puente con la superposición de la geotecnia y el perfil del terreno tras la DANA en verde y la posición final del estribo 2 en rojo

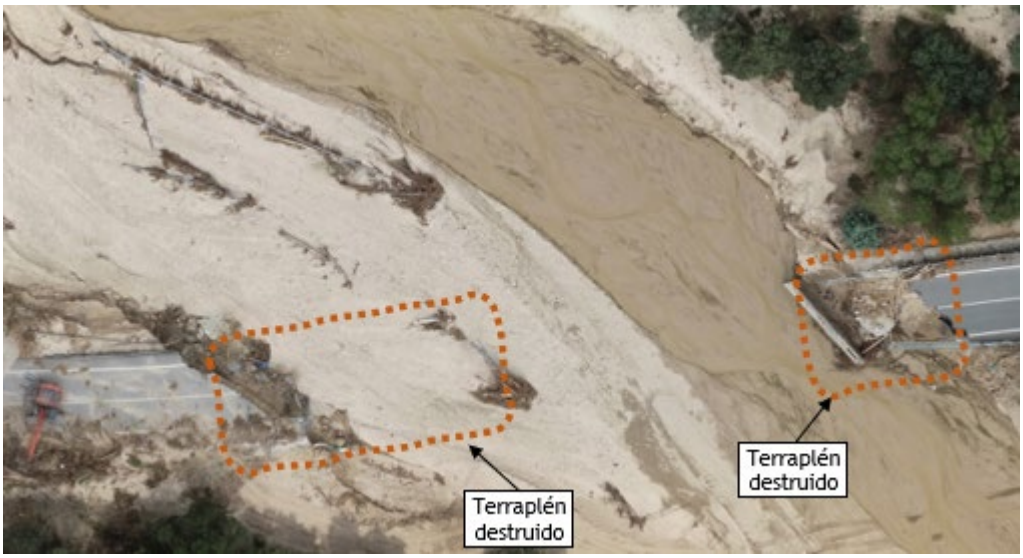


Figura 9. Vista aérea de la zona del puente, señalando las pérdidas en los terraplenes de acceso

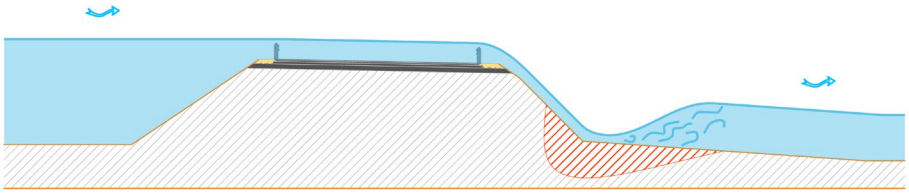


Figura 10. Esquema de la socavación del pie del talud al producirse el sobrevertido de agua por encima del talud

– En pila y estribos se habría producido una socavación importante, pudiendo alcanzar la cara inferior de la cimentación.

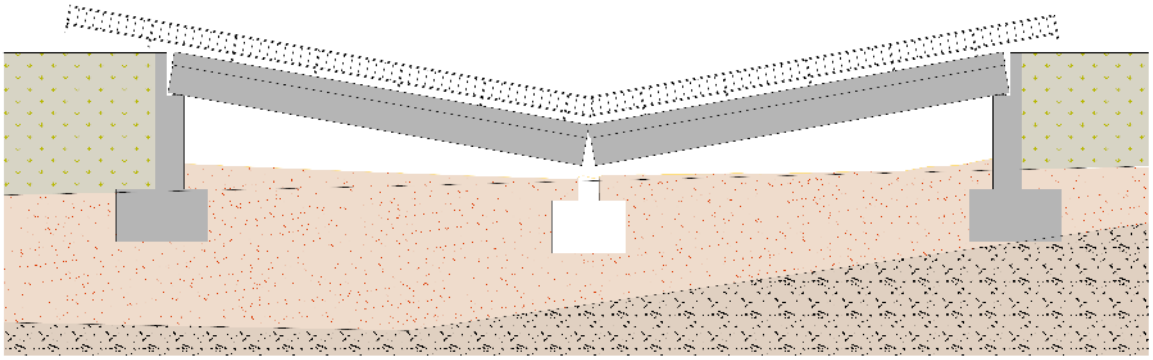


Figura 11. Croquis del colapso del tablero al hundirse la pila. (Fuente: INES Ing.)

– Al juntarse la socavación en el estribo 2 (margen izquierda) y la destrucción del relleno de su trasdós, el estribo se habría hundido y habría rotado.

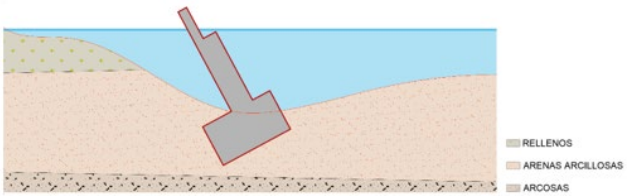


Figura 12. Croquis del movimiento del estribo 2

– El hundimiento y rotación del estribo 2, supondría la pérdida del apoyo del tablero, no siendo capaz de resistir el empuje del agua, comenzando a rotar con respecto al estribo 1 (margen derecha), donde mantendría el apoyo, hasta ser arrastrado aguas abajo.

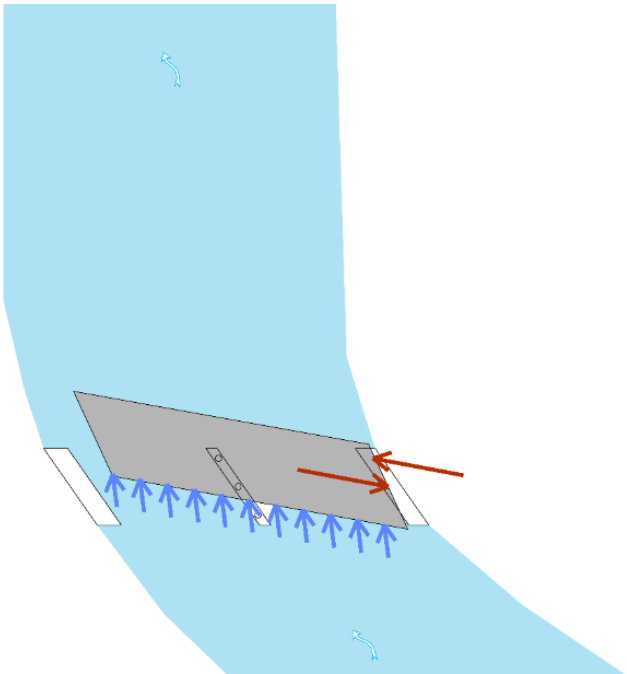


Figura 13. Croquis del desplazamiento del tablero (fase 2). (Fuente: INES Ing.)

– La pila no se ha encontrado, pero lo más probable es que se haya producido una socavación que la hiciera hundirse o que el movimiento del tablero la hiciera volcar.

4.2. PUENTE SOBRE EL RÍO PERALES

Descripción del puente original

La estructura 07-M-510-048+0700-03-0374 se encuentra localizada a la salida del municipio de Aldea del Fresno hacia Chapinería y permite a la carretera M-510 salvar el río Perales en el p.k. 48+700.

La estructura consistía en un puente de alineación recta con una longitud total de 82,5 m distribuido en 5 vanos isostáticos iguales de 16,5 m de longitud entre ejes de pilas. Cada uno de los vanos apoyaba directamente sobre las pilas o estribos, salvando una luz aproximada de 16 m.

El tablero presentaba una tipología de losa nervada de hormigón armado de 1,50 m de canto y 6,20 m de anchura. Dicha losa estaba conformada por 3 nervios de 1,25 m de canto y una losa superior de 0,25 m de espesor. Los nervios se encontraban equiespaciados 2,10 m y poseían un espesor de 0,30 m.



Figura 14. Alzado izquierdo (Fuente: Imagen tomada en IP 03/04/2023)

Las pilas se definen como un entramado espacial de barras de hormigón armado de secciones cuadradas (35 x 35 cm) reforzadas en sus nudos mediante chaflanes y arriostradas en ambas direcciones. La cimentación de cada una de las barras verticales (8 por pila) se resuelve mediante pilotes.

Los estribos y aletas eran de mampostería concertada de forma hexagonal, combinada con sillería artificial en los elementos de más resistencia: aristas, ángulos e impostas. Según la documentación existente, los estribos se apoyaban también sobre pilotes prefabricados de hormigón armado de 5,80 m de longitud.

La plataforma estaba formada por una única calzada de 3,50 m de anchura, insuficiente para el tránsito simultáneo de dos carriles de circulación, motivo de la necesidad vigente de regulación de tráfico alternativo mediante semáforos dispuestos en ambos accesos a la estructura. A ambos lados de la calzada se disponen sendas aceras peatonales elevadas de 1,25 m de anchura, separadas de la calzada mediante un pretil metálico urbano y con barandilla en su borde exterior.



Figura 15. Vista de la plataforma (Fuente: Imagen tomada en IP 03/04/2023)

La singularidad histórica de este puente exige aportar cierta información adicional en aras de mantener la historia del puente. La construcción original del puente data entre 1915-1925, siendo la primera referencia

conocida el 1925. La obra es del ingeniero José Eugenio de Ribera Dutaste, ingeniero referente de la ingeniería civil española del primer tercio del siglo XX. Desde su construcción hasta el colapso del puente en 2023, se tiene constancia de la ejecución de 2 actuaciones de rehabilitación en la estructura:

- En 1999 se realizaron algunas actuaciones de refuerzo y reparación de la estructura de hormigón. Por un lado, algunas pilastras se encamisaron con hormigón y se sellaron fisuras hasta una altura aproximada de 1,50 m sobre el terreno. Por otro lado, los nervios del tablero se reforzaron a flexión mediante el pegado de algún tipo de laminado a flexión y/o cortante. Además, se procedió a la sustitución de la barandilla metálica original por una barandilla metálica de perfiles cuadrangulares.
- En 2021, la Comunidad de Madrid llevó a cabo una serie de reparaciones sobre el puente y la ampliación de las aceras hasta una anchura de 1,30 m, dejando una calzada útil de 3,50 m. Entre las reparaciones, aparte de las actuaciones de la reparación de fisuras y desconchones ser realizaron operaciones de refuerzos del tablero a flexión y cortante mediante fibra de carbono (láminas y tejidos) y refuerzos de la parte baja de algunas pilastras.

Consecuencias del colapso

Tras la riada producida el 3 de septiembre de 2023, el puente sobre el Río Perales sufrió un derrumbe total. En la visita realizada el 4 de septiembre por la mañana con un equipo de ingenieros de la empresa INES Ingenieros Consultores, únicamente se observó en su posición el vano V5 (lado Aldea del Fresno), apoyado en el estribo 2 y la pila 4. El muro frontal del estribo E1 quedó en su ubicación semiderruido, estando el resto de los elementos estructurales aguas abajo del río (con el nivel del agua no se pudo ver su ubicación exacta, aunque en días posteriores y a medida que descendía el caudal del río se pudieron observar los restos, como por ejemplo una parte del tablero aguas abajo de su posición inicial).



Figura 16. Vistas de la estructura tras su colapso

Conclusiones del colapso

Durante la DANA sucedieron la siguiente serie de hechos, para los que se han establecido unas posibles relaciones entre sí y orden de ocurrencia que se detallará a lo largo de este apartado. El fin es intentar dilucidar la causa o causas que produjeron o favorecieron el colapso de la estructura.

- Durante la DANA se produjo una fuerte avenida, con un caudal estimado de 1,5 a 2 veces superior al caudal asociado a un periodo de retorno de 500 años.
- Este caudal produjo una sobreelevación del nivel del agua de 3,5 a 4,0 m y gran acción erosiva con multitud de arrastres de vegetación. Hay que reseñar que, durante gran parte del año, por este cauce discurre muy poca o incluso ninguna cantidad de agua.
- Cuatro (4) de los cinco (5) vanos colapsaron durante la madrugada del día 3 de septiembre, desplazándose los vanos 2 y 3 unos 50-60 metros aguas abajo. El vano 5 (más próximo a Aldea del Fresno) fue la única parte del tablero que no colapsó.

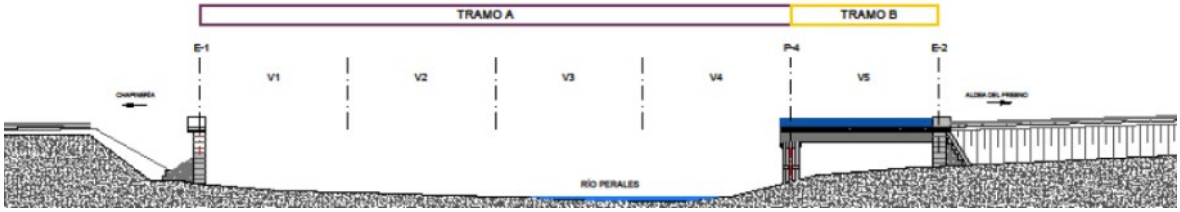


Figura 17. Elementos remanentes del puente original tras el colapso

- Las pilas 1, 2 y 3 también colapsaron. En el caso de la pila 2 no se encontró ningún resto de la misma. La mayor parte de la pila 4 se mantuvo en su posición, soportando junto con el estribo 2 el único vano que no colapsó.
- El estribo 1 sufrió un lavado de las tierras del trasdós. Además, los muros laterales de mampostería se disgregaron y el muro frontal giró ligeramente hacia aguas arriba del cauce. El estribo 2 (más próximo a Aldea del Fresno) no sufrió apenas daños, manteniéndose todos los elementos estructurales en su posición.



Figura 18. Cinemática de los restos de la estructura de la tubería

- La DANA produjo una fuerte avenida, con un caudal máximo estimado de 1,5 a 2 veces superior al caudal asociado a un periodo de retorno de 500 años. Este caudal produjo una sobreelevación del nivel del agua de 3,5 a 4,0 m y gran acción erosiva con multitud de arrastres de vegetación. Además, se estima que la lámina de agua no sobrepasó la rasante del puente, quedando la misma 1,00 metro aproximadamente por debajo de la rasante.
- La gran masa de agua de la avenida, unida a la multitud de arrastres de vegetación (ramas y troncos de gran tamaño) y el probable arrastre de uno de los vanos y restos de pilas de la estructura situada a unos 40-50 m aguas arriba, pudo originar la rotura de los fustes de las pilas 1, 2 y 3, los cuales

presentaban secciones transversales de reducido tamaño (35 x 35 cm).

- El colapso de las pilas sería el desencadenante de la caída de los vanos (isostáticos). Los vanos 2 y 3 parece que fueron los primeros vanos colapsados y los que mayores desplazamientos sufrieron aguas abajo del puente debido a que se encontraban en la zona de flujo preferente y de mayor velocidad del agua y los que coinciden en dirección del agua con el vano y pila arrastrados de la estructura situada aguas arriba.
- Por último, el estribo 1 sufrió un lavado importante del terreno del trasdós originado probablemente por la generación de vórtices aguas abajo del estribo debido a la expansión del cauce tras el paso del puente y al impacto directo del agua del cauce aguas arriba del estribo debido a la dirección del flujo de agua de Arroyo Grande. Además, el giro del muro frontal estaría relacionado con la socavación producida por el flujo del agua.

4.3. VIADUCTO DE LA PEDRERA

Descripción del puente original

La estructura 07-M-507-018+0550-01-0360 se encuentra localizada en la salida oeste de Aldea del Fresno hacia Villa del Prado y permite a la carretera M-507 salvar la conexión de los ríos Perales y Alberche en su P.K. 18+550.

Es un puente cuya obra original data de finales del siglo XVIII y está construido con bóvedas de fábrica de ladrillo de directriz policéntrica que apoyan en pilas de fábrica de sillería granítica. El puente constaba de 26 vanos de 5,70 m de luz libre y 7,40 m de distancia entre ejes de pilas, con una longitud total de 203 m.

Como se detalla en el apartado siguiente, la estructura sufrió una obra de acondicionamiento en los años 1981 a 1983. En esta actuación, se ensanchó la plataforma con voladizos de hormigón armado para materializar las aceras y se hormigonó una losa en la parte superior de los rellenos de las bóvedas en toda la longitud del puente. Este ensanche dotó a la plataforma de los 8,00 m de ancho que muestra actualmente. La plataforma se remató con imposta de bloques graníticos y pretil de fábrica de ladrillo que imita a la original rematado con sillares de granito.

Además, en estas obras se reconstruyeron los vanos 1 a 5 con arcos de hormigón. En cada uno de estos primeros cinco vanos, la losa apoya en dos arcos (vigas de canto variable) de hormigón en masa que son las que reciben de la losa las cargas del tráfico y las transmite a los apoyos. Estos arcos tienen en su parte exterior un recubrimiento de ladrillos para guardar la apariencia general del puente como tipología bóveda de fábrica de ladrillos.



Figura 19. Alzado izquierdo, en una imagen tomada del Inventario del puente original

Respecto a la sección funcional, el puente soportaba la carretera M-507, constituida por dos carriles de circulación (uno para cada sentido) de 3,25 m aproximadamente y aceras de 0,45 m. Como sistemas de contención disponía de pretiles de fábrica de ladrillo.



Figura 20. Vista de la plataforma (Fuente: Imagen tomada en inventario)

Consecuencias del colapso

Tras la riada producida el 3 de septiembre de 2023, el puente de la Pedrera sufrió un derrumbe parcial: 10 de los 26 vanos del puente, en concreto los vanos 5 a 14, colapsaron completamente por fallo de la cimentación (vuelco de las pilas hacia aguas arriba). Los cuatro primeros vanos (1 a 4, arcos reconstruidos con hormigón) quedaron en pie, pero con graves daños, mientras que los vanos 15 a 26, los más alejados de Aldea del Fresno, sufrieron daños menos graves que los anteriores.



Figura 21. Vista de la rotura de la sección del puente desde la plataforma del viaducto, los días 4 (izquierda) y 13 (derecha) de septiembre de 2023



Figura 22. Vista aguas abajo de la zona colapsada del viaducto, el día 4 de septiembre de 2023



Figura 23. Vista aérea de dron del puente tras su colapso

Se pueden establecer 4 tramos, según el estado de deterioro de cada uno de ellos:

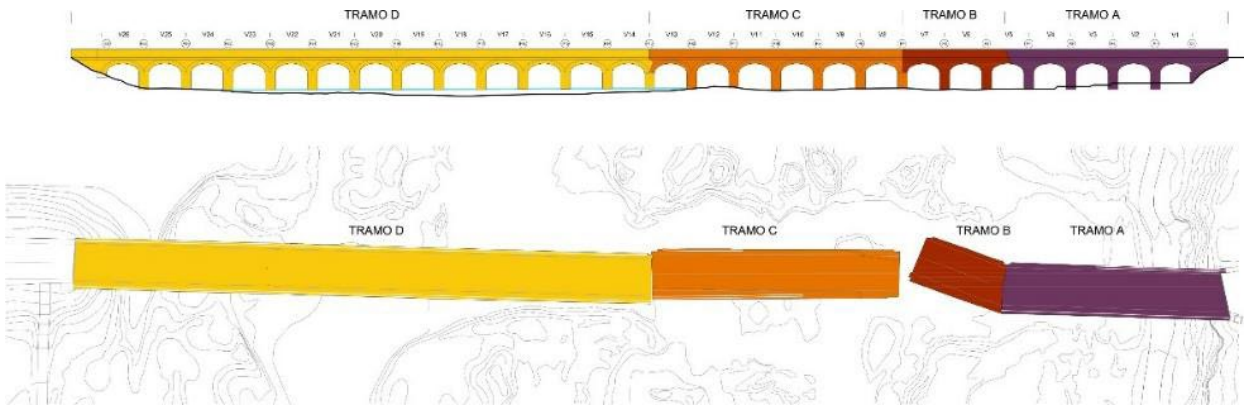


Figura 24. Esquema de división de tramos según los desperfectos tras la riada. Tramo A: en posición original; Tramo B: derrumbado bajo las pilas del puente; Tramo C: desplomado; Tramo D: en posición original

Conclusiones del colapso

Tras el análisis de la información recopilada y de los hechos sucedidos, se considera como secuencia de hechos más probable la siguiente:

- La DANA produjo una fuerte avenida, con un caudal que procedía casi en su totalidad por el río Perales y que, por tanto, afectó de forma predominante a la primera mitad del viaducto (lado Aldea del Fresno).
- La avenida produjo multitud de arrastres de vegetación que quedaron acumulados aguas arriba de los vanos, produciendo una circulación de agua acelerada al reducirse significativamente la sección hidráulica de cada vano.
- Este aumento de la velocidad produjo un aumento de la acción erosiva en el lado de aguas arriba, creando hoyas de socavación en la cimentación de las pilas en el lado de la corriente.
- La socavación local de estas pilas y la pérdida progresiva de la superficie de apoyo sería el desencadenante del colapso de las pilas y de los vanos. Se produjeron agrietamientos de las bóvedas y arcos por las secciones más débiles que no fueron capaces de resistir los esfuerzos de torsión generados por esta pérdida del apoyo. Estas secciones fueron la mitad del vano 5, el último vano reconstruido con arcos de hormigón, y la pila 13, sobre la cual existía una junta de dilatación del tablero.

Es interesante observar en la siguiente Figura cómo las pilas micropilotadas cuyos micropilotes no alcanzaban el nivel II (Terciario) acabaron fallando, frente a las pilas más próximas a la margen izquierda que sí resistieron.

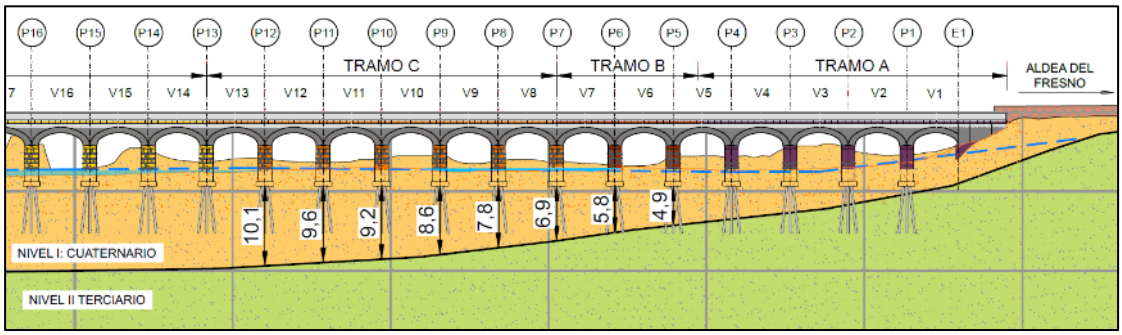


Figura 25. Detalle de los niveles estratigráficos en las pilas colapsadas. Tramo C (naranja) con las pilas desplomadas y Tramo D (rojo) completamente colapsado

– Tras este proceso, se produjo el vuelco de todo el conjunto de los vanos y pilas afectados. El derrumbe completo de las pilas 5 y 6 probablemente fue una intensificación de este mismo proceso de socavación y vuelco, bien porque estas pilas estuvieran peor cimentadas (menor profundidad del recalce de micropilotes en la obra de 1983) o bien por una mayor velocidad y, por tanto, intensidad de socavación. En cualquier caso, en estas dos pilas es probable que se perdiera por completo la superficie de apoyo y, con ello, se produjera la caída de los vanos adyacentes.

4.4. PUENTE DE VILLAMANTA

Otro caso también interesante es el puente ubicado sobre el arroyo Grande en el pk 9+600 de la carretera M-530, en el municipio de Villamanta, que resistió el embate del arroyo durante la DANA, pero no así los muros laterales en los accesos al propio puente.

Se trata de un puente de 3 vanos de bóvedas de fábrica de ladrillo, que en 2003 fue objeto de una reconstrucción mediante la cual se hizo un vaciado del relleno de las bóvedas, que fueron sustituidas interiormente por una losa de canto variable de hormigón armado, con micropilotes en las pilas y estribos (para dotar al tablero del puente, además, de una mayor anchura mediante voladizos en sus bordes).

En aquella intervención no se reforzaron los muros laterales, y éstos sufrieron graves daños en la DANA con colapsos parciales, resaltando clara la respuesta de los elementos adecuadamente cimentados de aquellos que no lo estaban. Lección evidente de la importancia de la cimentación en un puente.



Figura 26. Afección terraplenes de acceso aguas abajo del puente

5. PRINCIPALES TRABAJOS DE RECONSTRUCCIÓN

Dentro de los 6 grupos de obras de reconstrucción en que se organizaron los trabajos inmediatos, destacan tres de ellos por su envergadura, y se corresponden con la construcción de tres puentes completamente nuevos en sustitución de los tres grandes puentes totalmente colapsados que se han descrito en el capítulo anterior. El resto de las obras acometidas, asociadas a colapsos parciales de otros puentes o a pequeñas intervenciones en pontones y tramos de carreteras, no se han incluido en este artículo.

5.1. PUENTE SOBRE EL ARROYO GRANDE

La solución del nuevo puente sobre el arroyo Grande estuvo condicionada por la avenida acontecida que, de una manera natural, planteó los nuevos límites en el régimen hidráulico al que debía responder. Los estribos originales del puente, separados una distancia de 38,50 m, quedaron devorados por el cauce, por lo que se vio necesario construir los nuevos en la ubicación en la que había quedado cortada la carretera, con una distancia de 78 m entre frentes de estribos.

Se planteó la ejecución de un tablero mixto de 2 vanos de 40,00 m de luz entre ejes de apoyos, continuos, mediante dos vigas cajón de acero con losa de compresión de hormigón armado con voladizos. Se optó por una solución mixta en acero, por tratarse de elementos más livianos para su transporte y construcción y con unos tiempos de fabricación menores que otras soluciones de hormigón. Además, esta decisión permitió adoptar dimensiones más esbeltas, incrementando la capacidad hidráulica respecto a una estructura de hormigón.

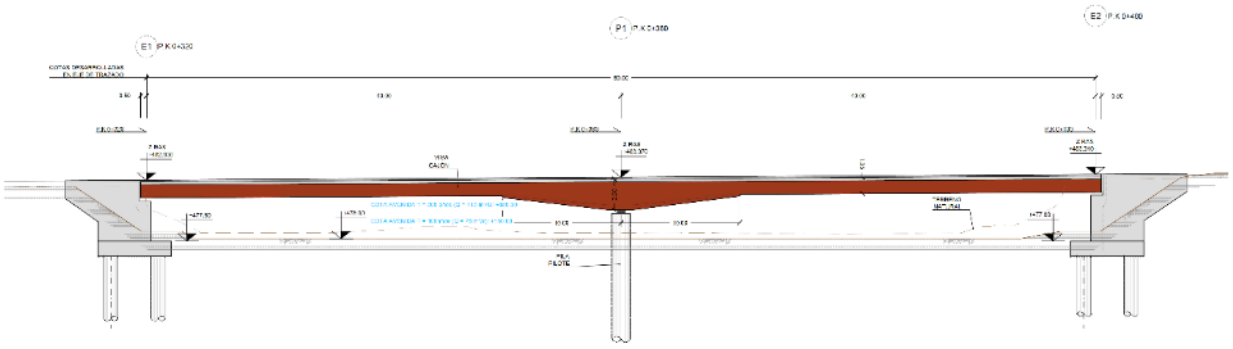


Figura 27. Definición del alzado del nuevo puente

La cimentación de las nuevas pilas y estribos es profunda mediante pilotes hasta el sustrato competente. Los estribos se cimentan mediante un encepado apoyado en 6 pilotes de 1,20 m, mientras que la pila consiste en un par de fustes circulares de 1,50 m de diámetro que dan continuidad a sendos pilotes de igual dimensión.



Figura 28. Vista aérea del puente definitivo con los desvíos al fondo

5.2. PUENTE SOBRE EL RÍO PERALES

El nuevo puente se dispuso en la misma alineación en planta que el puente histórico, dando continuidad al trazado de la carretera M-510. La actuación se llevó a cabo desde la puerta de entrada a la Ermita, en la conexión norte, hasta la intersección con la calle Real, en la conexión sur.

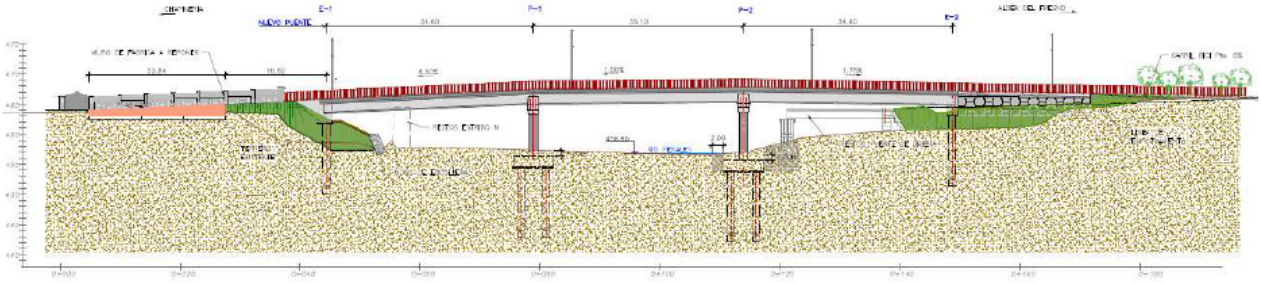


Figura 29. Alzado en sección longitudinal del nuevo puente

Todos los elementos de la subestructura se ejecutaron sobre una cimentación profunda a base de pilotes.



Figura 30. Vista aérea del puente nuevo casi finalizado y el desvío situado aguas abajo

5.3. VIADUCTO DE LA PEDRERA

Con la tipología original de distribución de luces cortas de 7,40 m por vano entre ejes de pilas, la capacidad hidráulica del puente quedaba en entredicho, favoreciendo la acumulación de acarreos aguas arriba del puente ante crecidas de agua tan fuertes como la vivida. Ante esta tesitura, y dado que había que reconstruir los vanos colapsados, no era lógico mantener la tipología original (modificada con nuevos materiales, refuerzo de la cimentación y sistema estructural en la intervención de 1981) y, por lo tanto, la nueva solución debía considerar unos vanos de mayor luz y con ello un menor número de pilas, así como la elevación de la cota bajo tablero.

Por ello, se planteó la ejecución de un nuevo viaducto de 5 vanos, en paralelo al puente actual por el lado de aguas arriba, de luces de 30,55 / 47,00 / 47,00 / 47,00 / 30,55 m y con una estructura por arriba que supusiera el menor obstáculo posible al agua y que respetara en todo momento la capacidad hidráulica requerida, para lo que fue necesario elevar la rasante hasta la cota +461,00 m. El nuevo puente tiene una longitud total de 202,10 m entre ejes de apoyo en estribos y una anchura total de plataforma de 15,20 m. La solución de atirantado rígido permite un tablero ligero y esbelto, que eleva su cota sobre el agua, con tan solo cuatro apoyos intermedios. Todo el tablero se planteó en acero con losa de compresión continua cada dos vanos, apoyando en cada elemento de la subestructura mediante dos neoprenos.

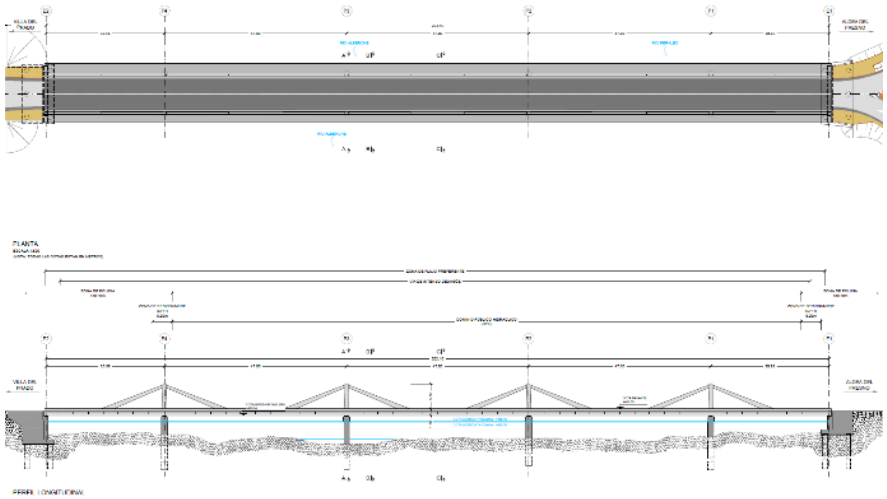


Figura 31. Definición en planta y alzado del nuevo puente

Se proyectó una anchura de tablero de 15,20 m que permite 2 carriles de circulación de 3,25 m, arcenes de 0,75 m, sistemas de contención de vehículos, aceras para el tránsito peatonal y carril bici y barandillas exteriores. La plataforma fue impermeabilizada tanto en calzada como en aceras y el tablero cuenta con sumideros y gárgolas. Finalmente se dispuso de un sistema de iluminación ornamental que pone en valor el conjunto.



Figura 32. Vista aérea del puente histórico. Vuelo de dron realizado en febrero de 2024.



Figura 33. Vista general de la nueva estructura ejecutada. Vuelo de dron realizado en junio de 202

6. ESTUDIO DE VULNERABILIDAD DE LOS PUENTES

La reacción y las medidas adoptadas tras la DANA no se quedan solo en la reconstrucción acelerada de la infraestructura dañada, sino que puso en marcha, por iniciativa de la Comunidad de Madrid, un estudio para identificar las vulnerabilidades de los puentes de la Red de carreteras frente a futuros eventos de este tipo y la propuesta de una serie de medidas de adaptación de los puentes al cambio climático, de forma que de un modo preventivo se ejecutan obras que mejoren la respuesta de los puentes en el futuro, minimizando o evitando los riesgos.

La Comunidad de Madrid cuenta con 433 puentes que cruzan cauces fluviales sobre un total de 950 y, por tanto, pueden verse afectadas por eventos de inundación. La mayoría de estos puentes son de pequeñas dimensiones, como lo son la mayoría de los cauces que pasan bajo ellos. Destaca la alta presencia de puentes de bóveda de fábrica (245 estructuras, un 57% del total), junto con otras tipologías como soluciones convencionales de vigas (18%), losas o cajones (11%), marcos y pórticos (7%), tubos (6%) y una pequeña proporción de tipologías singulares como celosías, arcos o atirantados (1%).

El estudio adopta una aproximación metodológica basada en indicadores, siguiendo las directrices de la Metodología de Adaptación al Cambio Climático en Carreteras. El enfoque empleado en este estudio se fundamenta en los siguientes cuatro pilares principales:

- Identificación y análisis de los modos de fallo más relevantes ante fenómenos de inundación.
- Evaluación de la vulnerabilidad de cada estructura frente a cada uno de estos modos de fallo.
- Valoración de la gravedad de las consecuencias asociadas a la pérdida funcional de la infraestructura.
- Estimación del riesgo como combinación entre vulnerabilidad y gravedad, con el fin de priorizar actuaciones de adaptación.

6.1. IDENTIFICACIÓN Y ANÁLISIS DE LOS MODOS DE FALLO

Para la identificación de los modos de fallo relevantes, se ha realizado una revisión sistemática de literatura técnica y científica. Este análisis ha permitido establecer un conjunto reducido y representativo de modos de fallo principales, que agrupan la mayoría de las tipologías observadas en colapsos reales.

- Socavación de cimentaciones: pérdida de apoyo por erosión del lecho.



Figura 34. Vuelco de las pilas de un puente por socavación local aguas arriba

- Subpresión o Empuje hidráulico: colapso por levantamiento del tablero o por pérdida de estabilidad de éste, derivado de esfuerzos verticales generados por el empuje dinámico del caudal en sentido contrario al peso propio.
- Lavado o erosión del material del terraplén de acceso tras los estribos: pérdida de estabilidad de los estribos por falta de material trasdosado, descompensándose el equilibrio con la carga recibida del tablero.
- Colisión o impacto de objetos: colapso por daño a un elemento estructural consecuencia de un impacto de material de arrastre, tratándose en este caso, de otra estructura colapsada precedente u otro objeto de origen humano y no vegetal.
- Obstrucción de vanos y embalsamiento: pérdida de funcionalidad por rebase o colapso consecuencia de acumulación de arrastres y material vegetal.



Figura 35. Obstrucción de un pontón por aterramiento



Figura 36. Obstrucción de un vano por acumulación de vegetación arrastrada por el cauce

6.2. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD

Entendiendo la vulnerabilidad como el grado de susceptibilidad de una estructura a sufrir un colapso frente a un fenómeno de inundación, se ha procedido a evaluar este indicador para las 433 estructuras sobre cauce. La vulnerabilidad se calcula en función de la exposición —la amenaza de inundación específica para cada activo— y la sensibilidad —la capacidad intrínseca de la estructura para responder al fenómeno de inundación con independencia de su ubicación geográfica—.

Con el objetivo de que el indicador de vulnerabilidad represente fielmente el fenómeno físico que origina cada modo de fallo, se han definido, para cada caso, las variables más relevantes desde el punto de vista de la exposición y de la sensibilidad (ver siguiente figura). En este sentido, se han desarrollado algoritmos específicos para cada modo de fallo, los cuales constituyen la principal mejora respecto a experiencias anteriores, al mejorar la representación del proceso real de colapso.

	Socavación	Subpresión	Lavado	Colisión	Obstrucción
					
Exposición	Q, Velocidad, No. Froude, H, Naturaleza y orientación del cauce	WSE	WSE, Velocidad, No. Froude, Orientación del cauce	WSE, Q (m3/s) y Velocidad	WSE, Q (m3/s), Velocidad, Naturaleza / limpieza del cauce
Sensibilidad	Cimentación, existencia y forma de pilas, protección, daños de socavación observables	Tipo de apoyos, isostático vs hiperestático, material tablero / tipología.	Existencia de aletas, medidas de protección, estado de conservación	Existencia de pilas, proximidad a otros puentes aguas arriba, condición del tablero	Capacidad de desagüe / luces libres

Figura 37. Variables consideradas más relevantes para representar el fenómeno físico del colapso en función del tipo de modo de fallo en un puente

Por ejemplo, se desarrolla el indicador de vulnerabilidad por socavación. Tal y como refleja el siguiente esquema de decisión, el colapso por socavación depende de la profundidad alcanzada por la misma, derivada de la avenida esperada. Esta profundidad se descompone en una socavación general del cauce y una socavación local en pilas y estribos. Su cálculo parte de variables que caracterizan el flujo, el material del lecho y la geometría del puente, finalizando en una expresión empírica determinista aplicando formulaciones clásicas (Laursen, Froehlich, Liu). Una vez obtenida la profundidad de socavación, se compara con rangos establecidos según la tipología de cimentación (superficial o profunda), obteniendo así un primer criterio de clasificación.

A continuación, se introducen dos nuevas condiciones extraídas de las inspecciones: si se ha detectado socavación previa, y su grado. En caso contrario, se valora la existencia o ausencia de medidas de protección frente a la socavación. Esta lógica permite clasificar las 433 estructuras en cuatro niveles de vulnerabilidad al colapso por socavación: “No vulnerable (0)”, “Vulnerable (1)”, “Vulnerable (2)” y “Vulnerable (3)”.

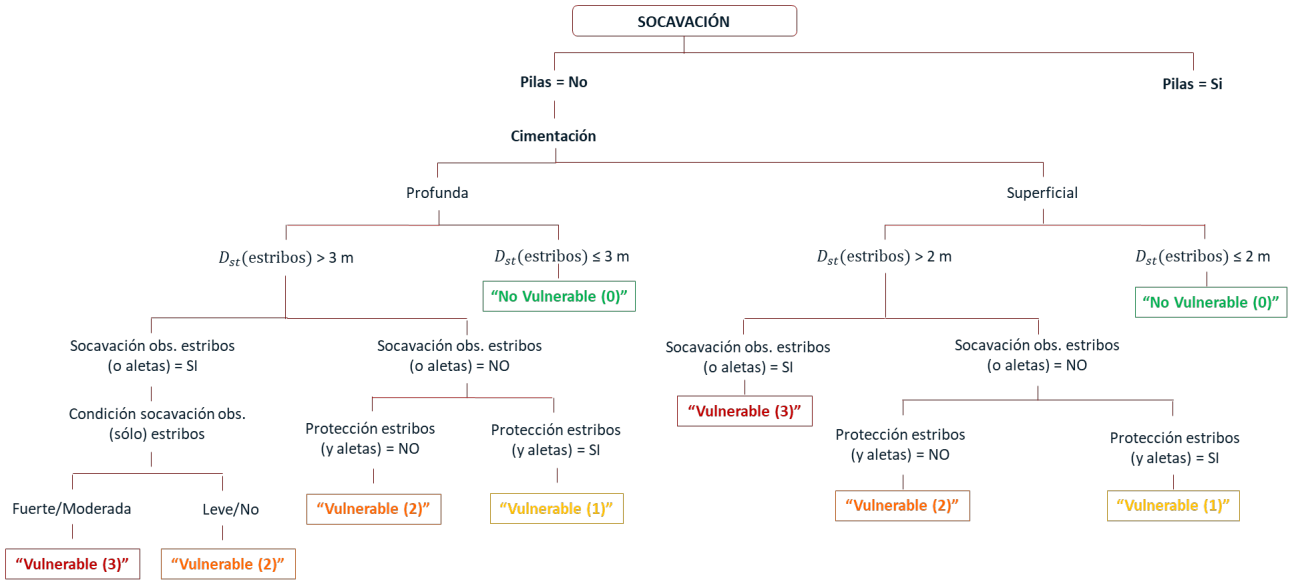


Figura 38. Esquema seguido por el algoritmo que define el indicador de vulnerabilidad por socavación para un puente sin pilas

Como se ha indicado, las ecuaciones utilizadas requieren variables que caracterizan el flujo, como caudal, calado, velocidad o número de Froude. Aquí entra en juego el análisis de exposición, que además introduce la probabilidad de fallo al considerar la recurrencia de la amenaza. Este análisis de exposición se basa en registros pluviométricos de 144 estaciones de AEMET, con series temporales cuya longitud iguala o supera los 20 años, considerando todo el registro de datos disponible hasta la fecha de inicio del estudio (i.e., desde enero de 1970 hasta septiembre de 2024).

No se han incorporado proyecciones climáticas en el estudio debido a la alta dispersión e incertidumbre asociada a los modelos actuales, así como a la necesidad de obtener un indicador de vulnerabilidad asociado a la situación actual, considerando un registro de datos actualizado. La exposición se ha representado mediante una modelización bidimensional de lluvia sobre malla, haciendo uso del programa HEC-RAS. El resultado es una serie de curvas IDF y hietogramas para cada una de las 144 estaciones, cubriendo el área de estudio dentro de la cuenca del Tajo, que se ha dividido en seis subcuencas: Alberche, Alto Tajo, Guadarrama, Jarama, Tajo Medio y Tajuña.

Tras depurar el modelo digital del terreno eliminando interferencias aguas arriba, se han podido simular escenarios con periodos de retorno de 100 y 500 años para cada estructura. Gracias a la modelización 2D, se han generado archivos ráster con variables clave para cada modo de fallo (velocidad del flujo, calado, cota, número de Froude), así como hidrogramas y manchas de inundación. La automatización del análisis mediante el uso de QGIS y el desarrollo de scripts en Python ha permitido facilitar el estudio de las 433 estructuras con un nivel de detalle equivalente al de una evaluación individualizada, dentro del marco del estudio global.

Finalmente, la incorporación de un factor de sensibilidad estructural, con un nivel de precisión similar al de la exposición, ha sido posible gracias al detallado inventario de estructuras de la Comunidad de Madrid, actualizado mediante campañas de inspección sistemática, incluyendo inspección específica de cauces. Con esta información, se han aplicado los algoritmos definidos para calcular la vulnerabilidad por cada modo de fallo, clasificándolos para cada estructura en uno de los cuatro niveles establecidos (“No vulnerable (0)”, “Vulnerable (1)”, “Vulnerable (2)” y “Vulnerable (3)”), para los periodos de retorno de 100 y 500 años.

6.3. VALORACIÓN DE LA GRAVEDAD

Además de conocer la probabilidad de fallo, es imprescindible estimar el impacto asociado a dicho fallo. Para ello, se introduce un indicador de gravedad, entendido como una medida del nivel de consecuencias que acarrearía la pérdida de funcionalidad o el colapso de una determinada estructura, con el foco puesto en la Administración que gestiona dichas estructuras. Nuevamente, se trata de un valor cualitativo; dicho valor permite la discretización, pero no permite conocer el valor monetario del impacto. La gravedad se calcula a partir de tres dimensiones clave:

- Consecuencias económicas, basadas en la metodología “Asset Replacement Value” que estima los costes derivados de la reconstrucción del activo como consecuencia de un colapso manteniendo las características y el nivel de servicio actual. Los costes estimados tienen en cuenta la demolición de la estructura existente, su reemplazo y la posible necesidad de estructuras temporales a implementar durante el reemplazo. El cálculo del coste se estima a partir de la geometría del activo y su tipología.
- Consecuencias sociales, estimadas por la importancia de la vía afectada (clasificación funcional, IMD y tiempos de restablecimiento), el valor patrimonial de las estructuras afectadas y, la afectación a núcleos de población aislables, teniendo en cuenta la densidad de población y el acceso a servicios esenciales o evacuación de emergencias.
- Consecuencias medioambientales, computadas considerando la afección a espacios naturales protegidos definidos en la Red Natura 2000 (LIC o ZEPA), el transporte a vertederos autorizados de los residuos que se generen como consecuencia del colapso y, por primera vez, calculando la “Huella de Carbono”, que identifica y mide los gases de efecto invernado (GEI) emitidos a la atmosfera como consecuencia de la pérdida del activo. El cálculo de la Huella de Carbono, Kg de CO_2 equivalente, se hace fundamentalmente en base al material principal del activo.

La puntuación de gravedad se calcula una sola vez por activo, independientemente del modo de fallo, ya que se asocia a la consecuencia global de la pérdida, no al mecanismo específico. Uno de los principales avances respecto a experiencias previas es la incorporación del análisis de consecuencias sociales para núcleos de población. Aunque no se centra en los daños económicos directos a los ciudadanos, el enfoque pone en evidencia la situación en que quedarían los núcleos poblacionales en caso de una emergencia por inundación. Muchos de ellos dependen de puentes que cruzan cauces, por lo que su colapso podría limitar o incluso impedir la salida de la población y la entrada de servicios de emergencia. El análisis de accesibilidad y, en particular, la dependencia funcional de los municipios respecto a la resiliencia de los puentes se convierte así en un criterio esencial para:

- Priorizar las actuaciones de adaptación en las estructuras afectadas.
- Definir planes de actuación específicos ante situaciones de emergencia.

Con este propósito, se ha llevado a cabo un estudio detallado de los 179 municipios de la Comunidad de Madrid, analizando tanto su población como el número de accesos que permanecerían operativos ante una avenida extraordinaria.



Figura 39. Gravedad social por municipios

6.4. ESTIMACIÓN DEL RIESGO

Una vez definidos los valores de vulnerabilidad y gravedad, se procede a la construcción del indicador de riesgo, entendido como la combinación entre la probabilidad de fallo y la severidad de sus consecuencias. El cálculo del riesgo se realiza de forma individual para cada modo de fallo, en base a la matriz de riesgo genérica, en la que se cruzan los niveles de vulnerabilidad y gravedad, lo que permite obtener una matriz de riesgo

específica por estructura (matriz de priorización). Este enfoque facilita una lectura integrada del comportamiento esperado de cada estructura frente a distintos mecanismos de colapso.

6.5. RESULTADOS OBTENIDOS

Se han aprovechado las múltiples funcionalidades del sistema de gestión de puentes i3met® para la presentación de la información. La incorporación de los indicadores asociados a cada una de las estructuras permite poder visualizarlas particularizando la leyenda de representación en función del indicador que se desee mostrar (riesgo, vulnerabilidad o gravedad), así como, elegir el periodo de retorno sobre el que consultar la información (i.e., 100 o 500 años). Adicionalmente, la capa vectorial que representa las estructuras permite ser filtrada por cada uno de los atributos de sus campos, posibilitando infinitas consultas particularizadas que puedan interesar a su usuario.

Buscando dar trazabilidad a los resultados y comprender mejor los riesgos y vulnerabilidades, a qué modo de fallo se corresponden y qué consecuencias pueden acarrear, así como simplificar su visualización, se ha incorporado un resumen de los indicadores, que representa el color que marca su categoría, y dos diagramas de barras, indicándose en el primero a qué modos de fallo responde, y en el segundo a qué tipo de consecuencias. Los diagramas de barras asocian un valor de porcentaje (0%, 50%, 75%, 100%) a cada uno de los cuatro niveles establecidos ((0), (1), (2), (3)) para clasificar tanto el indicador de vulnerabilidad por modo de fallo como el indicador de gravedad por índice de gravedad. Esta información aparece junto con el resumen de datos de cada activo que también contiene una fotografía general para facilitar la comprensión de la problemática.

7. MEDIDAS DE MEJORA PROPUESTAS

Tradicionalmente, las inspecciones principales periódicas han servido para priorizar actuaciones de conservación mediante el índice de estado. Sin embargo, los nuevos indicadores de riesgo, vulnerabilidad y gravedad nos permitirán avanzar hacia la incorporación de medidas de adaptación, tanto estructurales como no estructurales, en su estrategia de gestión de puentes. Este nuevo enfoque permite dos líneas complementarias de actuación:

- Adaptación integrada a la conservación: implementar medidas de adaptación en paralelo a las intervenciones programadas de conservación, aprovechando los trabajos ya previstos. Entre las medidas propuestas se pueden enumerar las siguientes:
  - Protección de los elementos del puente más expuestos con mantos de escollera, gaviones y elementos similares.
  - Protección de la cimentación con losas / contrabóvedas con rastrillos en todo el lecho del cauce bajo el puente.
  - Limpieza de los cauces para retirar la vegetación que, en caso de arrastre, pueda obturar los vanos de un puente.
  - Retirada de puentes, construcciones o cualquier objeto situado aguas arriba en el entorno del puente, para evitar su colisión futura en caso de arrastre.
  - Apertura de vanos de alivio para mejorar la capacidad hidráulica.
  - Mejora de la conexión entre el tablero y la subestructura, para evitar los efectos de la Subpresión y el empuje hidrodinámico.
  - Recompactación y mejora del terreno en trasdós, e incorporación de drenaje del trasdós mediante tubos drenantes o geodrenes, para minorar el efecto del lavado del terraplén de acceso.
- Priorización basada en resiliencia: definir intervenciones en función de los niveles de riesgo, independientemente del estado de conservación actual de las estructuras.

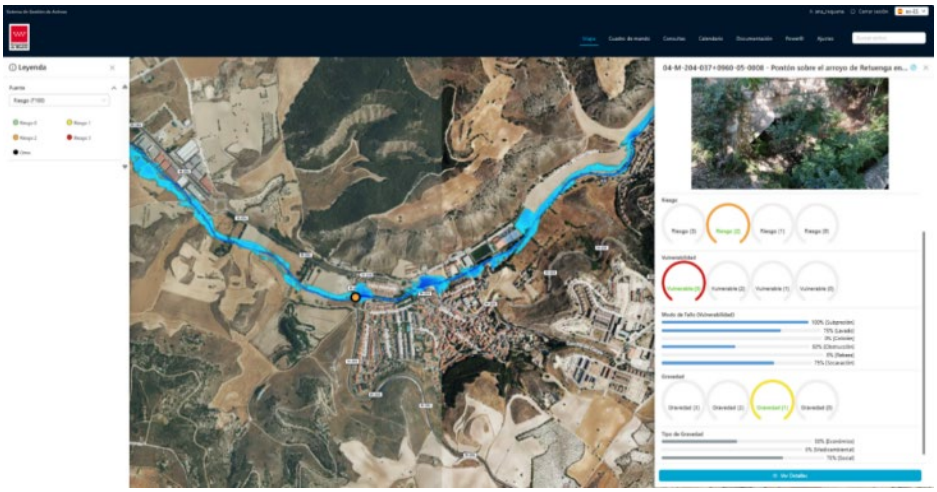


Figura 40. Resumen de datos correspondientes al análisis de vulnerabilidad, gravedad y riesgo para el periodo de retorno de 100 años para una estructura dada.

Ambas estrategias son viables y pueden desarrollarse de manera complementaria, con una planificación diferenciada de recursos y presupuestos, evitando duplicidades en las actuaciones. Como resultado tangible, ya se ha incorporado un primer catálogo de medidas de adaptación estructurales en las actuaciones de mantenimiento y conservación correspondientes al año 2026.

Además, como parte del enfoque innovador promovido por carreteras de la Comunidad de Madrid, se está desarrollando un sistema de alerta temprana, como medida no estructural, basado en un esquema de aviso múltiple que combinará los protocolos de emergencia existentes (AEMET, Confederación Hidrográfica del Tajo, Protección Civil) y la instrumentación instalada: estaciones de aforo, radar meteorológico y estaciones pluviométricas, estableciendo umbrales específicos para cada puente.

8. CONCLUSIONES

La reacción tras la DANA del 3 de septiembre de 2023 permite extraer una serie de lecciones aprendidas que pueden ser de interés y aplicación para otras Administraciones que deban afrontar retos similares.

- Los colapsos analizados muestran que la socavación no constituye un fenómeno único, sino un conjunto de mecanismos de erosión y pérdida de apoyo que pueden actuar de forma simultánea o encadenada. La socavación local en pilas y estribos, la socavación por expansión y el lavado del terraplén de acceso deben interpretarse como procesos interrelacionados dentro de la respuesta hidráulica del puente frente a una avenida extrema.
- Los estudios forenses ponen de manifiesto que el colapso no depende exclusivamente de la magnitud del caudal, sino también de la vulnerabilidad específica de cada estructura: tipología resistente, configuración de vanos, capacidad hidráulica, geometría de pilas y estribos, profundidad y naturaleza de la cimentación, así como condiciones locales del cauce y del terreno. En consecuencia, puentes sometidos a una misma avenida pueden fallar por mecanismos distintos.
- Una de las principales enseñanzas del episodio es que la socavación puede desarrollarse con gran rapidez y alcanzar un nivel crítico sin manifestaciones previas evidentes en las inspecciones ordinarias. Ello obliga a complementar la inspección visual tradicional con análisis hidráulicos, geotécnicos y geomorfológicos específicos, especialmente en estructuras que cruzan cauces con alta variabilidad hidrológica o con antecedentes de erosión.
- La información relativa a las cimentaciones constituye un factor decisivo para evaluar la vulnerabilidad frente a la socavación. La ausencia o insuficiencia de datos sobre la profundidad de apoyo, el tipo de cimentación o la estratigrafía del terreno limita de forma significativa la capacidad de anticipar el comportamiento real de los puentes ante avenidas extraordinarias. Mejorar este conocimiento debe implementarse en la gestión.

- La reconstrucción de los puentes colapsados no puede plantearse como una mera reposición de las soluciones anteriores, sino como una oportunidad para incorporar criterios de adaptación frente a la socavación: aumento de la capacidad hidráulica, reducción de obstáculos al flujo, cimentaciones profundas en sustrato competente, protección del lecho y de los estribos, limpieza del cauce y mejora del comportamiento de los terraplenes y accesos.
- El estudio de vulnerabilidad desarrollado para los puentes de carreteras de la Comunidad de Madrid confirma que la socavación debe situarse entre los modos de fallo prioritarios en la gestión de estructuras sobre cauce. Su evaluación sistemática, combinada con el análisis de consecuencias, permite avanzar desde una lógica reactiva basada en reparar daños hacia una estrategia preventiva orientada a priorizar intervenciones y reforzar la resiliencia de la red.
- En definitiva, la principal conclusión de este trabajo es que la socavación debe dejar de considerarse un problema excepcional asociado únicamente a episodios extremos y pasar a integrarse como una variable central en la inspección, conservación, proyecto y explotación de los puentes. Solo así será posible reducir de forma efectiva el riesgo de colapso ante futuras avenidas.



Figura 41. Imágenes que deseamos no volver a ver. Viaducto de La Pedrera sobre el río Alberche el 4 de septiembre de 2023

REFERENCIAS

MITMS (2023). Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible. Grupo de trabajo transversal sobre Cambio Climático y Resiliencia en Carreteras de la Asociación Técnica de la Carretera (ATC) Metodología de Adaptación al Cambio Climático en Carreteras. Junio 2023. ISBN 978-84-7790-658-2.

Lee, G. C., Mohan, S. B., Huang, C., and Fard, B. N. (2013). A Study of U.S. Bridge Failures (1980-2012). Technical Report MCEER-13-0008. ISSN 1520-295X.

Tan, J. S., Elbaz, K., Wang, Z. F., Shen, J. S., and Chen, J. (2020). Lessons Learnt from Bridge Collapse: A View of Sustainable Management. Sustainability, 12(3), 1205.

Ashraf, F., Tyralis, H., and Papacharalampous, G. (2022). Explaining the Flood Behavior for the Bridge Collapse Sites. Journal of Marine Science and Engineering. 10(9), 1241.

Lebbe, M. F. K., Lokuge, W., Setunge, S., and Zhang, K. (2014). Failure mechanisms of bridge infrastructure in an extreme flood event. 1st International Conference on Infrastructure Failures and Consequences (ICIFC 2014).

Cristian David Toro Herrera. Universidad de Cauca. Colombia. Tipos de socavación. Parte IV. Socavación en Puentes. Capítulo 3. Cálculo de socavación de puentes.

Kent, K. M. (1964). Time of Concentration. Chapter 15 documentation. U.S. Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, DC.

Kerby, W. S. (1959). Time of concentration for overland flow. Civil Engineering. (N.Y.), 29(3), 174.

Fang, X., Thompson, D. B., Cleveland, T. G., Pradhan, P., and Malla, R. (2008). Time of Concentration Estimated Using Watershed Parameters Determined by Automated and Manual Methods. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 134(2), 202-211.

CEDEX (2023). Borrador de la Guía metodológica para la elaboración de estudios hidrológicos de avenidas para presas (versión: octubre 2023). Centro de Estudios Hidrográficos del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, y Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico.

FHWA (2023), Asset value calculation in infobridge, LTBP-InfoBridges, Federal Hihgway Administration, Washington, D.C., pp. 1-4.

Dr. Reed M. Ellis and Paul D. Thompson. Bridge Asset Valuation and the Role of the Bridge Management System. 2007

CINARK: https://www.materialepyramiden.dk/?utm_medium=website&utm_source=archdaily.mx#

TECNIBERIA: https://hueco2.tecniberia.es/

iTec: https://itec.es/metabase/productos-sostenibles/0/0/0/

López, D., Fernández, P., Paniagua, I., Mata, A., Carracedo, D., Muñoz de las Heras, J., Batanero, P., Merino, I., Izquierdo, F. J., y Salinero, D. (2023). Determinación del riesgo potencial de inundación de la red ferroviaria convencional mediante modelización hidrológica-hidráulica de lluvia sobre malla en HEC-RAS 2D de la España peninsular. Jornadas de la Ingeniería del Agua, octubre de 2023.

Ponencia Invitada

Desarrollos recientes en las estructuras de suelo reforzado con materiales poliméricos

PONENTE
Iván Puig Damians
Universidad Politécnica de Cataluña

LA TRANSICIÓN DE LOS MUROS DE SUELO REFORZADO HACIA INFRAESTRUCTURAS CIRCULARES Y RESILIENTES: DE LOS ENFOQUES CONVENCIONALES AL DISEÑO INTEGRAL DE BASE COMPORTAMENTAL

Ivan P. DAMIANS [1,2,3,4]*, Aníbal MONCADA [1,2], Khashayar MALEKMOHAMMADI [2], Shushiong XIAO [2], Juan Carlos GUZMÁN–MARTÍNEZ [2,5]

[1] Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE), Campus Nord UPC, 08034 Barcelona, Spain. (http://cimne.com)
*e–mail: ivan.puig@upc.edu

[2] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA), Universitat Politècnica de Catalunya – BarcelonaTech (UPC), 08034 Barcelona, Spain. (https://camins.upc.edu/)

[3] VSL Construction Systems / VSL International Ltd., 08908 L'Hospitalet del Llobregat, Barcelona, Spain. (http://www.vsl.com)

[4] International Geosynthetics Society (IGS), Austin, Texas, USA (https://www.geosyntheticssociety.org)

[5] Universidad de Antioquia (UdeA), Facultad de Ingeniería, Medellín, 050010, Colombia. (http://www.udea.edu.co)

RESUMEN

Los muros de suelo reforzado han evolucionado progresivamente desde sistemas convencionales de contención hacia soluciones multifuncionales capaces de integrar capacidad estructural, durabilidad, eficiencia ambiental y resiliencia frente a acciones climáticas. No obstante, persisten incertidumbres relevantes asociadas al comportamiento a largo plazo de los refuerzos poliméricos, la respuesta geotécnica de materiales reciclados utilizados como relleno, la influencia de acciones ambientales acopladas y la incorporación sistemática de criterios de sostenibilidad y funcionalidad en servicio dentro del diseño. En este contexto, el presente trabajo propone un marco integrado para la transición de los muros de suelo reforzado hacia infraestructuras circulares, resilientes y orientadas al comportamiento en servicio. La aproximación planteada articula avances recientes relacionados con la modelización termo–hidro–mecánica (THM), la caracterización experimental de materiales, la interacción suelo–refuerzo, la monitorización a escala real y la evaluación integral de sostenibilidad, con especial atención al uso de materiales reciclados de la construcción, por ejemplo, derivados de pavimento asfáltico recuperado (RAP/ERAP), además de materiales marginales, como relleno estructural y de bandas poliméricas como elementos de refuerzo. El trabajo integra distintas escalas de análisis con el objetivo de discutir cómo los procesos ambientales, hidráulicos y mecánicos pueden influir en la respuesta deformacional y funcional de estructuras reforzadas a largo plazo. Asimismo, se analiza el potencial de herramientas numéricas avanzadas calibradas experimentalmente para representar de forma más realista el comportamiento observado en servicio, en línea con las verificaciones de estados límite de servicio recientemente incorporadas en el nuevo Eurocódigo 7 para estructuras de relleno reforzado. Desde una perspectiva de sistema, se plantea la integración de criterios ambientales, económicos, funcionales y sociales mediante metodologías de análisis multicriterio y ciclo de vida, incluyendo el Modelo Integrado

de Valor para Evaluaciones de Sostenibilidad (MIVES), como herramienta de apoyo a decisiones de diseño más robustas. En conjunto, el trabajo propone una visión integradora orientada a avanzar hacia metodologías de diseño de base comportamental capaces de reducir incertidumbres y mejorar la resiliencia, circularidad y funcionalidad de futuras estructuras de suelo reforzado.

ABSTRACT

Reinforced soil walls have progressively evolved from conventional retaining systems into multifunctional solutions capable of integrating structural capacity, durability, environmental efficiency, and resilience against climate–related actions. Nevertheless, significant uncertainties remain regarding the long–term behaviour of polymeric reinforcements, the geotechnical response of recycled materials used as backfill, the influence of coupled environmental actions, and the systematic incorporation of sustainability criteria into design approaches. The present work proposes an integrated framework for the transition of reinforced soil walls towards circular, resilient, and serviceability–oriented infrastructure systems. The proposed approach integrates recent advances in thermo–hydro–mechanical (THM) modelling, experimental material characterization, soil–reinforcement interaction, full-scale monitoring, and comprehensive sustainability assessment, with particular attention to the use of recycled construction materials, such as those derived from reclaimed asphalt pavement (RAP/ERAP), and marginal materials used as structural fill, with polymeric strips employed as reinforcement elements. The study integrates different scales of analysis to discuss how environmental (be it thermal and/or hydraulic) and mechanical processes may influence the long–term deformational and functional response of reinforced soil structures. Furthermore, the potential of experimentally calibrated advanced numerical tools is explored to simulate in–service behaviour in a more accurate manner, in line with the serviceability limit state verifications recently incorporated into the new Eurocode 7 for reinforced fill structures. From a system–level perspective, the integration of environmental, economic, functional, and social criteria is proposed through multicriteria and life cycle assessment methodologies, including the Integrated Value Model for Sustainability Assessment (MIVES), a decision–support tool for more robust design approaches. Overall, the work presents an integrative vision aimed at advancing behaviour–based design methodologies capable of reducing uncertainties and improving resilience, circularity, and functionality of future reinforced soil structures.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Muros de suelo reforzado con geosintéticos (Geosynthetic reinforced soil walls), Comportamiento termo–hidro–mecánico (Thermo–hydro–mechanical behaviour), Materiales de relleno reciclados sostenibles (Sustainable recycled backfill materials)*

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Evolución de los muros de suelo reforzado

Desde su introducción a gran escala durante la segunda mitad del siglo XX, los muros de suelo reforzado (ver Figura 1) han experimentado una evolución significativa, consolidándose como una alternativa técnicamente eficiente frente a estructuras convencionales de contención, tales como muros de gravedad, muros ménsula de hormigón armado o soluciones ancladas (Vidal, 1969; Schlosser y Elias, 1978; Jewell, 1996). La combinación de material de relleno compactado con inclusiones resistentes a tracción permite desarrollar estructuras capaces de movilizar mecanismos internos de refuerzo, redistribuyendo tensiones y limitando deformaciones mediante la interacción suelo–refuerzo.

Inicialmente, las aplicaciones de suelo reforzado se desarrollaron predominantemente mediante refuerzos metálicos, especialmente bandas y escalas de acero galvanizado, ampliamente utilizadas en infraestructuras viarias, estribos de puente y estructuras de contención de gran altura. El desarrollo progresivo de normativas internacionales, incluyendo AASHTO LRFD (2024), BS 8006 (2016), NF P 94–270 (2020) y, más

recientemente, el nuevo Eurocódigo 7 (EN 1997, 2025) –el cual implica la transformación de la BS y la NF a sus respectivos anejos nacionales– ha permitido estandarizar procedimientos de diseño y verificación, favoreciendo la expansión global de estas tipologías estructurales (Bathurst *et al.*, 2005; Berg *et al.*, 2009).

En las últimas décadas, el avance de los materiales geosintéticos ha impulsado una transición progresiva desde refuerzos metálicos hacia soluciones poliméricas, motivada por ventajas asociadas a su durabilidad en ambientes agresivos, menor sensibilidad a fenómenos de corrosión, reducción de peso, facilidad constructiva y potencial disminución del impacto ambiental (Koerner, 2012; Damians *et al.*, 2017; Dixon *et al.*, 2018). Particularmente, las bandas poliméricas basadas en núcleos de poliéster recubiertos con polietileno han mostrado un elevado potencial para aplicaciones estructurales, incluso en presencia de materiales marginales o reciclados donde el empleo de acero puede requerir espesores de sacrificio/galvanizado importantes, y/o medidas de protección adicionales.

Paralelamente, los enfoques de diseño han evolucionado desde metodologías esencialmente analíticas, centradas en verificaciones de equilibrio límite, hacia enfoques integrales más avanzados basados en comportamiento/desempeño/prestaciones, incorporando modelización numérica, monitorización instrumental y la evaluación del comportamiento a largo plazo vinculadas a estados límite en servicio (Bathurst *et al.*, 2011, 2019; Damians *et al.*, 2015; EN 1997–3, 2025). Esta evolución refleja un cambio de paradigma en la ingeniería geotécnica, donde la funcionalidad estructural debe coexistir con exigencias crecientes de sostenibilidad, resiliencia y eficiencia en el uso de recursos.



a) b)

Figura 1. Esquema conceptual de una estructura de suelo reforzado (a) y ejemplo de aplicación en infraestructura de transporte: estribo para puentes (b). Fuente: VSL International (https://vsl.com/technology/vsol–retained–earth–walls).

La madurez alcanzada por las estructuras de suelo reforzado ha permitido extender su aplicación más allá de los muros convencionales de contención con placas discretas o de altura entera, incluyendo estribos integrales (ver Figura 2a), donde el terreno reforzado pasa a desempeñar funciones estructurales tradicionalmente asociadas a elementos de hormigón armado (FHWA, 2018; Zornberg *et al.*, 2007), así como puentes completos –esto es, estribo y paso de vía o vano– mediante arcos de hormigón prefabricado de pequeño espesor y muros espalda–espalda de acabado lateral (Malekmohammadi *et al.*, 2024) tal y como se muestra en el caso–ejemplo de la Figura 2b. Esta evolución ha contribuido a consolidar los muros de suelo reforzado como una tecnología capaz de asumir funciones cada vez más complejas dentro de infraestructuras de transporte.

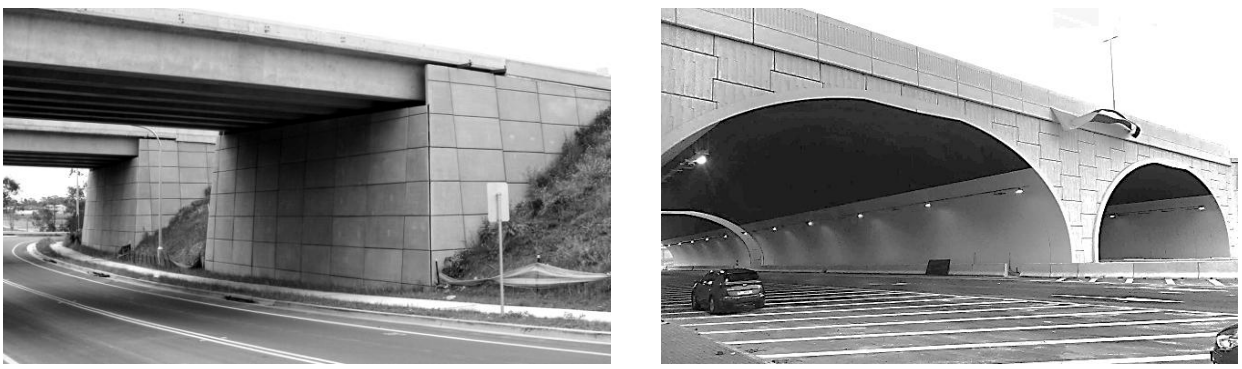


Figura 2. Alternativa de estribos de puente con suelo reforzado: (a) solución clásica, y (b) solución con arco y muros espalda–espalda. Fuente: VSL International (https://vsl.com/technology/vsol–retained–earth–walls).

1.2 Limitaciones de los enfoques convencionales de diseño

A pesar de la amplia implantación de los muros de suelo reforzado y del desarrollo de marcos normativos consolidados, persisten limitaciones relevantes en los enfoques convencionales de diseño. La mayor parte de los procedimientos actuales se fundamentan en metodologías analíticas simplificadas y verificaciones de equilibrio límite, generalmente formuladas bajo hipótesis conservadoras sobre la distribución de tensiones, la interacción suelo–refuerzo y el comportamiento de largo plazo de los materiales (p.ej., Berg *et al.*, 2009; BS, 2016). Los principales códigos internacionales continúan basándose predominantemente en experiencias derivadas de estructuras con rellenos granulares convencionales y refuerzos metálicos, lo que introduce incertidumbres cuando se incorporan materiales reciclados o refuerzos poliméricos sometidos a procesos de degradación dependientes del tiempo, temperatura y condiciones ambientales. Aspectos como la fluencia de materiales poliméricos, la variabilidad de la humedad interna, la migración de agua, los cambios térmicos o las modificaciones en el grado de saturación suelen ser considerados de forma indirecta o simplificada, sin capturar completamente su influencia acoplada sobre la respuesta estructural (Bathurst *et al.*, 2005; Hsuan *et al.*, 2008). Adicionalmente, numerosos procedimientos de diseño siguen apoyándose en coeficientes de interacción suelo–refuerzo predeterminados, frecuentemente muy conservadores, cuya representatividad puede resultar limitada frente a geometrías innovadoras de refuerzo o materiales de relleno no convencionales. Esta situación puede conducir tanto a sobredimensionamientos innecesarios como a una comprensión incompleta de mecanismos críticos de deformación y redistribución de tensiones.

La incorporación de herramientas numéricas avanzadas como metodología –aun no primaria– de diseño dentro de los nuevos eurocódigos 0 (EN 1990, 2025) y 7 (EN 1997–1/–2/–3, 2025) representa una oportunidad relevante para superar parte de estas limitaciones. No obstante, la fiabilidad de estas aproximaciones depende de procesos rigurosos de calibración y validación experimental. A su vez, se requiere una adecuada representación constitutiva de las interacciones termo–hidro–mecánicas que gobiernan el comportamiento real de estas estructuras. Esta necesidad resulta especialmente relevante en el contexto del Eurocódigo 7, que incorpora explícitamente verificaciones de estados límite de servicio (SLS) para estructuras de relleno reforzado, incluyendo (ver Eurocódigo 7, parte 3, sección 9.2.5.2; EN 1997-3, 2025):

- deformaciones globales del macizo reforzado;
- asientos diferenciales del paramento;
- movimientos relativos entre refuerzo y cara;
- deformaciones capaces de afectar servicios o estructuras próximas
- abombamientos del frente;
- deterioros/patologías asociadas a elementos prefabricados del paramento (p.ej., grietas, desconchamientos, etc.).

Sin embargo, aunque el nuevo marco normativo establece de forma explícita la necesidad de dichas verificaciones, no detalla cómo hacerlo con el desarrollo metodologías para su evaluación ni su posible cuantificación, por supuesto tampoco en estructuras complejas sometidas a acciones ambientales acopladas o materiales no convencionales. En este contexto, la combinación de caracterización experimental, modelización termo–hidro–mecánica (THM) y validación a escala real propuesta en este trabajo constituye una aproximación coherente para avanzar hacia procedimientos de verificación físicamente representativos basados en comportamiento integral real y la evaluación en servicio a largo plazo.

1.3 Infraestructuras circulares y resilientes en geotecnia

La necesidad de reducir el impacto ambiental asociado al desarrollo y mantenimiento de infraestructuras ha impulsado un creciente interés por soluciones geotécnicas capaces de integrar principios de economía circular, eficiencia material y resiliencia frente al cambio climático. En este contexto, las estructuras de suelo reforzado presentan un elevado potencial de adaptación debido a su capacidad para incorporar materiales reciclados, minimizar el consumo de hormigón y acero, y optimizar el uso de materiales localmente disponibles (Damians *et al.*, 2018; Moncada *et al.*, 2026a). Entre las estrategias emergentes destaca la valorización estructural de materiales reciclados, como los áridos triturados de hormigón y ladrillo; y particularmente, agregados derivados de pavimentos asfálticos recuperados (*Reclaimed Asphalt Pavement*, RAP), cuya reutilización permite reducir el consumo de áridos naturales y disminuir la huella ambiental asociada al transporte y extracción de materiales vírgenes (Ncube y Bobet, 2021; Kim *et al.*, 2007). Sin embargo, la incorporación de este tipo de materiales plantea nuevos retos relacionados con su comportamiento geotécnico, durabilidad, interacción con sistemas de refuerzo y respuesta frente a acciones ambientales variables (Arulrajah *et al.*, 2013; FHWA, 2021). De forma paralela, el concepto de resiliencia ha adquirido una relevancia creciente en la

ingeniería geotécnica, particularmente, frente a escenarios de cambio climático caracterizados por variaciones térmicas más severas, eventos extremos de precipitación y modificaciones en los regímenes de humedad del terreno (Lee y Basu, 2018; Reddy *et al.*, 2024). Bajo estas condiciones, el comportamiento acoplado THM adquiere un papel fundamental en la evaluación del desempeño a largo plazo de estructuras de suelo reforzado. En consecuencia, el diseño de futuras infraestructuras geotécnicas requiere superar enfoques centrados exclusivamente en estados límite resistentes, integrando simultáneamente criterios de desempeño, durabilidad, sostenibilidad y adaptación climática mediante metodologías cuantificables y objetivas.

1.4 Objetivos y planteamiento

A partir de lo mencionado anteriormente, el presente trabajo propone un marco integrado para la evolución de los muros de suelo reforzado hacia infraestructuras geotécnicas más sostenibles, resilientes y orientadas al comportamiento en servicio. El trabajo articula y conecta avances recientes relacionados con la modelización THM, la caracterización experimental, la interacción suelo–refuerzo, el uso de materiales reciclados y las metodologías de evaluación de sostenibilidad, con el objetivo de plantear una aproximación coherente al diseño integrado de estructuras de suelo reforzado.

Particularmente, el trabajo aborda: (i) el papel de la interacción suelo–refuerzo y de las condiciones ambientales sobre el comportamiento de estructuras reforzadas; (ii) la influencia potencial de procesos termo–hidráulicos y deformaciones dependientes del tiempo en la respuesta a largo plazo de refuerzos poliméricos; (iii) las oportunidades y limitaciones asociadas al uso de materiales reciclados como relleno estructural; (iv) el potencial de herramientas numéricas avanzadas y estrategias de calibración experimental en el contexto del nuevo Eurocódigo 7; y (v) la integración de criterios ambientales, económicos, funcionales y sociales mediante metodologías de evaluación multicriterio.

Más que sustituir los procedimientos convencionales de diseño, el trabajo plantea una visión integradora orientada a reducir incertidumbres y avanzar hacia metodologías de diseño de base comportamental, capaces de representar de forma más realista la respuesta en servicio de estructuras reforzadas sometidas a condiciones ambientales, materiales y requisitos funcionales cada vez más exigentes.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 Refuerzos poliméricos y comportamiento a largo plazo

El uso de refuerzos poliméricos en estructuras de suelo reforzado ha experimentado un crecimiento progresivo durante las últimas décadas, impulsado por su elevada resistencia a la corrosión, menor peso, facilidad de manipulación y potencial reducción del impacto ambiental frente a soluciones metálicas convencionales. Entre los distintos tipos disponibles, destacan geomallas, geotextiles estructurales y bandas poliméricas de poliéster recubiertas, ampliamente utilizadas en estructuras de contención, estribos de puente y terraplenes reforzados debido a su adecuada resistencia a tracción y comportamiento a largo plazo.

A diferencia de los refuerzos metálicos, cuyo deterioro suele asociarse predominantemente a procesos electroquímicos de corrosión, los materiales poliméricos presentan mecanismos de degradación más complejos, condicionados por factores mecánicos, químicos y ambientales (Greenwood *et al.*, 2012; Miyata *et al.*, 2018). Procesos como la fluencia, relajación de tensiones, oxidación, hidrólisis, degradación química o envejecimiento térmico pueden afectar significativamente tanto la rigidez como la resistencia disponible del material durante la vida útil de la estructura (Koerner *et al.*, 1988; Hsuan *et al.*, 2008; Jailloux *et al.*, 2008).

El comportamiento diferido de los refuerzos poliméricos adquiere especial relevancia en estructuras sometidas a cargas permanentes elevadas y variaciones ambientales prolongadas. En particular, el efecto combinado de temperatura, humedad relativa, contenido de agua y confinamiento puede modificar sustancialmente la respuesta mecánica del sistema reforzado (Allen y Bathurst, 2019; Bathurst y Naftchali, 2021). En este sentido, distintos autores han señalado la necesidad de abandonar aproximaciones simplificadas basadas exclusivamente en factores reductores globales, y transitar a metodologías capaces de reproducir el comportamiento dependiente del tiempo mediante formulaciones viscoelásticas o viscoplásticas calibradas experimentalmente (Zhang y Moore, 1997; Eldesouky y Brachman, 2020; Moncada *et al.*, 2024a).

Pese a los avances recientes en caracterización material y modelización constitutiva, persisten incertidumbres relacionadas con la representación del comportamiento acoplado de los refuerzos poliméricos enterrados en condiciones reales de servicio, particularmente cuando interactúan con materiales no convencionales o reciclados.

2.2 Materiales reciclados (RAP/ERAP) como relleno estructural

La creciente necesidad de reducir el consumo de recursos naturales y minimizar los impactos ambientales derivados de las infraestructuras ha promovido un interés creciente por el uso de materiales reciclados como relleno estructural en ingeniería geotécnica. Entre ellos, los materiales derivados de pavimentos asfálticos reciclados (*Reclaimed Asphalt Pavement*, RAP), y particularmente sus versiones procesadas o estabilizadas (*Engineered Reclaimed Asphalt Pavement*, ERAP), representan una alternativa de especial interés debido a su elevada disponibilidad y potencial capacidad resistente.

Diversos estudios han mostrado que los materiales RAP pueden presentar propiedades mecánicas comparables a rellenos granulares convencionales, incluyendo: permeabilidad, adecuados parámetros resistentes con baja deformabilidad y aceptable compactabilidad/trabajabilidad bajo determinadas condiciones de procesamiento (Bleakley *et al., 2014;* Soleimanbeigi *et al.*, 2022). Asimismo, su reutilización permite reducir significativamente el consumo de áridos naturales, disminuir las necesidades de transporte y favorecer estrategias de economía circular asociadas al mantenimiento de infraestructuras viarias. No obstante, la incorporación de RAP/ERAP como relleno estructural en muros de suelo reforzado continúa siendo limitada, principalmente debido a la falta de evidencia experimental a escala real y a incertidumbres asociadas a su comportamiento a largo plazo. Aspectos como la evolución de la rigidez, la influencia de temperatura y humedad, la presencia de ligantes bituminosos residuales o la interacción específica con refuerzos poliméricos aún requieren investigación adicional. Además, el recubrimiento de bitumen puede alterar la respuesta hidráulica a largo plazo, con lo que es necesario verificar la resistencia a la obstrucción y la durabilidad (Rahardjo *et al.*, 2013).

En consecuencia, los códigos internacionales de diseño continúan formulándose principalmente sobre materiales granulares convencionales, limitando la incorporación sistemática de materiales reciclados en aplicaciones estructurales geotécnicas. Esta situación pone de manifiesto la necesidad de estudios experimentales y numéricos que permitan validar criterios de diseño adaptados a nuevas tipologías de relleno.

2.3 Interacción suelo–refuerzo y comportamiento de arrancamiento

La interacción suelo–refuerzo constituye uno de los mecanismos fundamentales que gobiernan el comportamiento mecánico de las estructuras de suelo reforzado. La transferencia de esfuerzos entre el terreno y los elementos de refuerzo permite movilizar resistencia interna, controlar deformaciones y garantizar la estabilidad global e interna de la estructura. En consecuencia, una adecuada caracterización de esta interacción resulta esencial para el diseño fiable de muros reforzados.

Tradicionalmente, el comportamiento suelo–refuerzo ha sido evaluado mediante ensayos de arrancamiento (*pullout*) y ensayos de corte directo, empleados para determinar coeficientes de interacción y parámetros de adherencia entre distintos materiales de relleno y tipologías de refuerzo (Palmeira y Milligan, 1989; Palmeira, 2009). Estos ensayos permiten analizar mecanismos complejos asociados a fricción, interbloqueo mecánico, dilatancia local y redistribución de tensiones, particularmente relevantes en refuerzos discretos como bandas metálicas o poliméricas.

Típicamente, los procedimientos normativos utilizan coeficientes empíricos simplificados o valores conservadores derivados de bases experimentales limitadas, lo que puede conducir a importantes incertidumbres cuando se emplean nuevas geometrías de refuerzo o materiales no convencionales. En particular, las bandas poliméricas con perforaciones o protuberancias laterales pueden inducir mecanismos tridimensionales de interacción difíciles de representar mediante formulaciones bidimensionales simplificadas. En los últimos años, la combinación de ensayos físicos y modelización numérica tridimensional ha permitido mejorar significativamente la comprensión del comportamiento de arrancamiento, identificando fenómenos asociados a redistribución espacial de tensiones, variaciones locales de confinamiento y efectos geométricos del refuerzo (Bathurst y Ezzein, 2017; Ferreira *et al.*, 2020; Wang *et al.*, 2025; Marx y Zornberg, 2025; Moncada *et al.*, 2026b). Sin embargo, continúa existiendo una necesidad relevante de calibración experimental que permita trasladar estos avances hacia metodologías de diseño aplicables en práctica profesional.

2.4 Acciones termo–hidro–mecánicas en estructuras de suelo reforzado

El comportamiento de estructuras geotécnicas se encuentra fuertemente condicionado por la interacción acoplada entre procesos térmicos, hidráulicos y, por supuesto, mecánicos. En estructuras de suelo reforzado, además de la geometría y condiciones de carga, la evolución temporal de temperatura, contenido de humedad, infiltración de agua, evaporación y variaciones del grado de saturación puede modificar tanto la respuesta del

relleno como el comportamiento de los elementos de refuerzo y de sus interfaces. Las variaciones térmicas pueden afectar la rigidez y resistencia de materiales poliméricos, acelerando procesos de fluencia y degradación dependientes del tiempo. Paralelamente, cambios en el contenido hídrico del relleno alteran la tensión efectiva, la rigidez del terreno y las condiciones de interacción suelo–refuerzo, influyendo directamente sobre deformaciones globales y desplazamientos del paramento.

Pese a la relevancia de estos fenómenos, gran parte de los procedimientos convencionales de diseño consideran condiciones ambientales simplificadas o cuasi–estacionarias, sin capturar adecuadamente los procesos transitorios asociados a ciclos térmicos, infiltración o migración de humedad. La incorporación de formulaciones termo–hidro–mecánicas (THM) acopladas mediante herramientas numéricas avanzadas ha permitido mejorar la representación de estos procesos, facilitando predicciones más realistas del comportamiento diferido y del desempeño a largo plazo.

En este contexto, herramientas de modelización numérica con formulaciones acopladas THM representan una oportunidad para avanzar hacia diseños basados en comportamiento real, especialmente en estructuras sometidas a ambientes agresivos o escenarios climáticos cada vez más variables. Asimismo, distintas estrategias de control hidráulico han comenzado a incorporarse en estructuras de suelo reforzado con el objetivo de limitar la infiltración y la evolución del contenido de humedad. Entre ellas destacan los sistemas de barrera capilar, capaces de modificar la redistribución interna del flujo no saturado y reducir la penetración de agua hacia zonas sensibles de la estructura (Guzmán–Martínez *et al.*, 2022). Su integración resulta particularmente relevante en escenarios asociados al cambio climático y a la necesidad de mejorar la resiliencia hidráulica de infraestructuras geotécnicas.

2.5 Diseño orientado al comportamiento y la sostenibilidad

Tradicionalmente, el diseño de estructuras geotécnicas ha estado dominado por verificaciones de estabilidad y resistencia orientadas al cumplimiento de estados límite últimos y de servicio. Sin embargo, el incremento de exigencias asociadas a sostenibilidad, resiliencia y optimización del uso de recursos ha favorecido la transición hacia enfoques de diseño integral de base comportamental, capaces de integrar simultáneamente funcionalidad estructural, durabilidad, impacto ambiental y costes asociados al ciclo de vida.

En el ámbito de los muros de suelo reforzado, esta transición implica superar enfoques centrados exclusivamente en seguridad estructural para incorporar criterios relacionados con deformaciones admisibles, mantenimiento, comportamiento diferido, adaptabilidad frente a escenarios climáticos y eficiencia material. Simultáneamente, el uso creciente de herramientas de análisis de ciclo de vida (ACV) y metodologías multicriterio ha permitido cuantificar de forma objetiva el impacto ambiental, económico y social de distintas alternativas constructivas. Particularmente, metodologías basadas en teoría del valor y análisis multiatributo, como el modelo MIVES (Modelo Integrado de Valor para Evaluaciones Sostenibles; Alarcón *et al.*, 2011; Josa *et al.*, 2008), han mostrado un elevado potencial para evaluar infraestructuras geotécnicas desde una perspectiva holística, integrando simultáneamente indicadores técnicos, funcionales, ambientales y económicos. Sin embargo, su aplicación específica a estructuras de suelo reforzado con materiales reciclados continúa siendo relativamente limitada y requiere validación adicional mediante casos reales y evidencia experimental.

Estudios bibliométricos recientes muestran además un crecimiento significativo de la producción científica relacionada con sostenibilidad, resiliencia climática, materiales reciclados y modelización avanzada en estructuras de suelo reforzado, confirmando la consolidación de estas temáticas como líneas prioritarias de investigación a nivel internacional (Malekmohammadi y Damians, 2024; Moncada y Damians, 2024). Por tanto, la convergencia entre modelización avanzada, comportamiento acoplado THM, materiales reciclados y metodologías de sostenibilidad representa una línea de investigación emergente con elevado potencial para redefinir futuros enfoques de diseño geotécnico.

Particularmente, el nuevo Eurocódigo 7 refuerza la necesidad de superar enfoques exclusivamente resistentes al introducir verificaciones explícitas de estados límite de servicio en estructuras de suelo reforzado. Entre ellas se incluyen deformaciones del cuerpo reforzado, movimientos diferenciales del paramento, interacción cara–refuerzo y posibles afectaciones funcionales sobre infraestructuras próximas. De este modo, diversos trabajos han señalado la necesidad de complementar los enfoques tradicionales basados en equilibrio límite mediante metodologías orientadas al comportamiento deformacional y a la gestión explícita de incertidumbres. En este contexto, aproximaciones fundamentadas en rigidez (s*tiffness method*; Bathurst y Allen, 2023; AASHTO, 2024) y análisis basados en fiabilidad (*reliability-based analysis*; Bathurst *et al.*, 2019;

Bozorgzadeh y Bathurst, 2021) han mostrado un elevado potencial para representar de forma más realista la interacción suelo–refuerzo, la variabilidad material y la evolución temporal del comportamiento de estructuras reforzadas. Particularmente, estas aproximaciones adquieren especial relevancia ante las nuevas verificaciones de estados límite de servicio incorporadas en el Eurocódigo 7, tales como, deformaciones, movimientos diferenciales y funcionalidad estructural, que requieren metodologías capaces de reproducir de forma consistente la respuesta observada en servicio.

Este cambio normativo implica una transición hacia metodologías capaces de predecir comportamiento deformacional en servicio, requiriendo modelos calibrados, representación adecuada de la interacción suelo–refuerzo y consideración explícita de procesos dependientes del tiempo y de las condiciones ambientales.

3. METODOLOGÍA INTEGRADA

El marco metodológico propuesto combina experimentación física, modelización numérica avanzada y herramientas de evaluación multicriterio con el objetivo de analizar el comportamiento de muros de suelo reforzado incorporando refuerzos poliméricos y materiales reciclados de relleno. La metodología integra distintas escalas de observación —material, interfaz, estructura y sistema— permitiendo relacionar mecanismos locales de interacción suelo–refuerzo con el comportamiento global y el desempeño a largo plazo de la infraestructura.

La aproximación metodológica se articula en cinco componentes complementarios: (i) caracterización experimental de materiales; (ii) evaluación de la interacción suelo–refuerzo mediante ensayos de arrancamiento; (iii) modelización numérica termo–hidro–mecánica (THM) de estructuras reforzadas; (iv) calibración y validación iterativa de modelos predictivos mediante realimentación continua entre observaciones experimentales, simulación numérica y evidencia a escala real; y (v) evaluación integral de sostenibilidad mediante análisis de ciclo de vida y herramientas multicriterio (ver representación gráfica de la Figura 3). En conjunto, estos elementos configuran un marco integrado orientado a representar de forma físicamente consistente el comportamiento en servicio de estructuras de suelo reforzado.



Figura 3. Escalado de conocimiento o integración metodológica para el desarrollo de muros de suelo reforzado basados en la integración de base comportamental.

3.1 Caracterización experimental de materiales

La caracterización experimental constituye la base para la correcta representación del comportamiento mecánico e hidráulico de los materiales empleados tanto en laboratorio como en modelización numérica. Se consideran materiales de relleno convencionales de naturaleza granular y materiales reciclados derivados de

pavimentos asfálticos recuperados (RAP/ERAP), así como diferentes tipologías de refuerzos poliméricos y metálicos empleados como referencia comparativa. La caracterización de los materiales de relleno incluye la determinación de propiedades granulométricas, densidad máxima y humedad óptima de compactación, resistencia al corte y parámetros de deformabilidad. Para ello, se consideran ensayos normalizados de granulometría, compactación tipo Proctor y ensayos de corte directo (de medidas estándar así como de grandes dimensiones, según granulometría a ensayar), permitiendo determinar propiedades fundamentales para la definición de modelos constitutivos y la interpretación del comportamiento experimental posterior.

La Figura 4 muestra los resultados de caracterización básica de los materiales empleados como relleno estructural. La comparación granulométrica evidencia diferencias en la distribución de tamaños entre el material granular convencional y el RAP, asociadas a la presencia de partículas procedentes del fresado de mezclas asfálticas. Asimismo, las curvas de compactación muestran comportamientos diferenciados en términos de densidad seca máxima y humedad óptima, reflejando la influencia de la composición y textura superficial de las partículas recicladas. Estos resultados confirman la necesidad de una caracterización específica de los materiales reciclados antes de su incorporación en estructuras de suelo reforzado, constituyendo la base para la interpretación de los ensayos de interacción suelo–refuerzo y para la definición de parámetros de entrada en los modelos numéricos desarrollados posteriormente.

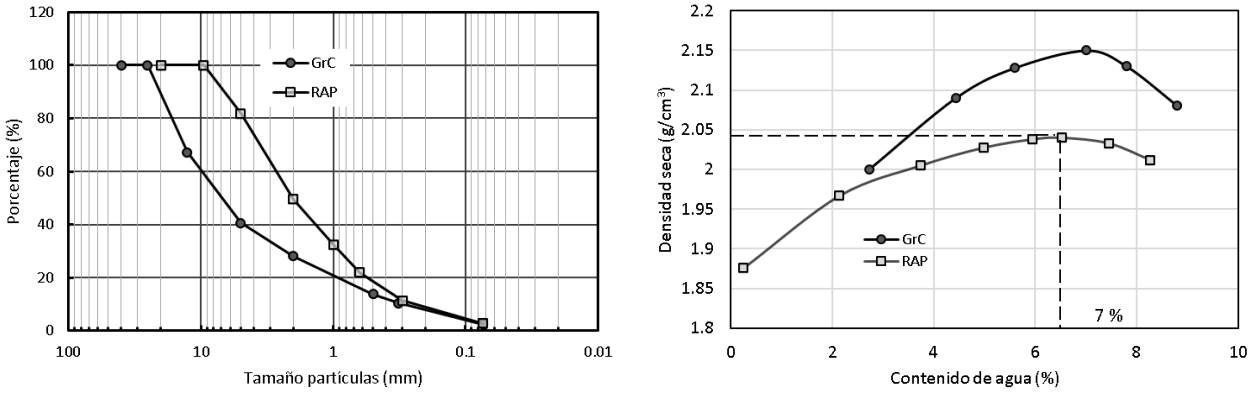


Figura 4. Caracterización geotécnica de los materiales de relleno empleados en el estudio: (a) distribución granulométrica del suelo granular convencional (GrC) y del material reciclado derivado de pavimento asfáltico (RAP); (b) curvas de compactación y determinación de la densidad seca máxima y humedad óptima.

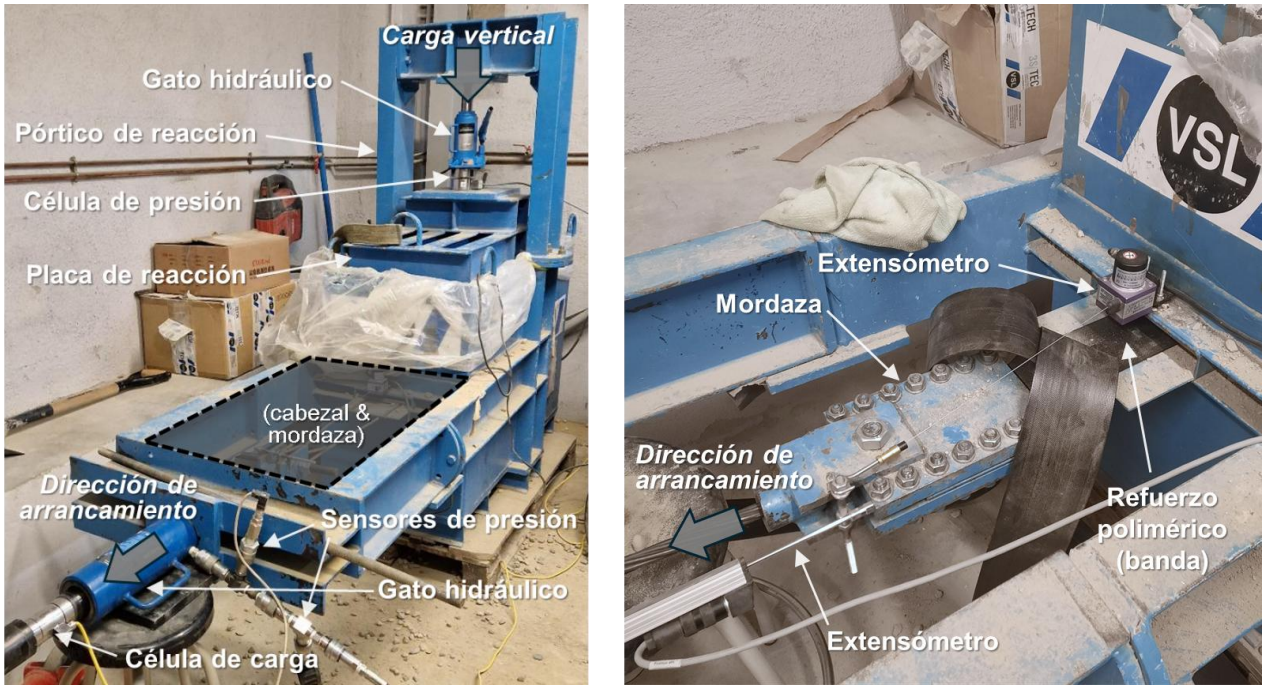
En el caso de los refuerzos, se consideran bandas poliméricas basadas en núcleos de poliéster recubiertos con polietileno, incluyendo diferentes configuraciones geométricas (como por ejemplo, bandas agujereadas o lateralmente ranuradas) destinadas a modificar los mecanismos de interacción con el terreno. Se incorporan igualmente refuerzos metálicos de tipo escalerilla como referencia de comportamiento convencional, permitiendo establecer comparaciones relativas en términos de resistencia de arrancamiento, deformabilidad y desempeño estructural. La información experimental obtenida constituye el conjunto de parámetros de entrada para las etapas posteriores de modelización numérica y calibración, reduciendo incertidumbres asociadas a propiedades asumidas o simplificadas.

3.2 Ensayos de interacción suelo–refuerzo

La interacción suelo–refuerzo se evalúa mediante campañas experimentales basadas principalmente en ensayos de arrancamiento (*pullout;* ASTM D6706–01, 2021; EN 13738, 2004) y ensayos de corte directo (ASTM D5321–12, 2021), orientados a caracterizar los mecanismos resistentes que gobiernan la transferencia de esfuerzos entre los elementos de refuerzo y el relleno. Los ensayos de arrancamiento se desarrollan en una caja rígida instrumentada (ver Figura 5), donde el material de relleno es compactado en capas sucesivas hasta alcanzar condiciones representativas de densidad y confinamiento. Los refuerzos se disponen horizontalmente en el interior del material y se someten a desplazamiento controlado bajo diferentes niveles de presión vertical, representativos de distintas profundidades de instalación en un muro real.

La campaña experimental contempla la evaluación de distintas geometrías de refuerzo, niveles de confinamiento, tipologías de relleno y condiciones ambientales, permitiendo estudiar fenómenos asociados a fricción, interbloqueo mecánico, redistribución de tensiones y dilatancia localizada. Con especial énfasis en la influencia de materiales reciclados sobre la resistencia de arrancamiento y la respuesta deformacional de

bandas poliméricas. Los resultados experimentales permiten obtener parámetros específicos de interacción suelo–refuerzo, tales como coeficientes de interacción y resistencia movilizada, proporcionando información clave para calibrar formulaciones numéricas y contrastar hipótesis simplificadas frecuentemente adoptadas en códigos de diseño internacionales.



a) b)

Figura 5. Dispositivo experimental utilizado para el estudio de la respuesta al arrancamiento (*pullout*) de refuerzos: (a) imagen general del cajón y (b) detalle del cabezal (Damians *et al.*, 2024; Moncada *et al.*, 2026b).

3.3 Modelización numérica THM

La respuesta estructural de los muros de suelo reforzado se analiza mediante herramientas numéricas avanzadas basadas en formulaciones termo–hidro–mecánicas (THM) acopladas, capaces de representar simultáneamente procesos de transferencia de calor, migración de humedad y respuesta mecánica del sistema (Olivella *et al.*, 1996). La modelización incorpora explícitamente los principales componentes estructurales de un muro reforzado, incluyendo cimentación, relleno reforzado, paramento, capas de refuerzo e interfaces suelo–estructura. Se consideran modelos bidimensionales y tridimensionales, prestando especial atención a la representación espacial de tensiones y deformaciones en estructuras reforzadas mediante bandas discretas, donde aproximaciones bidimensionales convencionales pueden no capturar adecuadamente fenómenos tridimensionales de redistribución de esfuerzos.

El análisis THM permite estudiar la evolución temporal de variables ambientales relevantes, incluyendo temperatura, humedad relativa, infiltración de agua y grado de saturación (Moncada *et al.*, 2024a), evaluando simultáneamente su influencia sobre el comportamiento mecánico del relleno y la evolución diferida de los refuerzos poliméricos, incluyendo fenómenos de fluencia y relajación de tensiones.

La implementación de modelos constitutivos específicos y formulaciones dependientes del tiempo permite analizar escenarios representativos de servicio y comportamiento a largo plazo, alineados con el enfoque de modelización incorporado en el nuevo Eurocódigo 7. Esta aproximación permite evaluar explícitamente variables directamente relacionadas con los estados límite de servicio definidos en el nuevo Eurocódigo 7 para estructuras reforzadas, incluyendo deformaciones del cuerpo del muro, desplazamientos diferenciales del paramento, evolución de deformaciones dependientes del tiempo y posibles afectaciones funcionales derivadas de movimientos excesivos.

3.4 Estrategias de calibración y validación

La fiabilidad de las simulaciones numéricas depende de la adecuada calibración y validación de los modelos implementados. En este trabajo, la calibración se desarrolla de manera progresiva mediante un enfoque multinivel, comenzando por la caracterización de materiales, continuando con la reproducción de ensayos de

interacción suelo–refuerzo y culminando en la simulación del comportamiento global de estructuras reforzadas.

En una primera etapa, los parámetros constitutivos de materiales y propiedades de interfaz se ajustan utilizando resultados experimentales de laboratorio, particularmente ensayos de arrancamiento (p.ej., Damians *et al.*, 2024; Moncada *et al.*, 2026b) y de corte directo tanto estándar como de dimensiones (p.ej., de 30×30 cm de tamaño de cajón de corte, permitiendo no discriminar por tamaño de partículas) (Xiao, 2025). Posteriormente, se desarrollan análisis de sensibilidad para identificar los parámetros con mayor influencia sobre la respuesta estructural y reducir posibles fuentes de incertidumbre. La validación de modelos se lleva a cabo mediante comparación entre predicciones numéricas, resultados experimentales y evidencia procedente de casos instrumentados y literatura especializada. Se consideran variables de control relacionadas con desplazamientos, distribución de tensiones, deformaciones internas y resistencia movilizada en refuerzos, evaluando la capacidad predictiva de las formulaciones implementadas bajo diferentes condiciones de carga y ambientales (p.ej., Huang *et al.*, 2009; Cristelo *et al.*, 2016; Brouthen *et al.*, 2022). Esta estrategia permite avanzar desde modelos simplificados hacia herramientas predictivas capaces de reproducir el comportamiento observado con un mayor grado de representatividad física.

3.5 Evaluación de sostenibilidad (ACV + MIVES)

La evaluación del desempeño global de los muros de suelo reforzado se complementa mediante metodologías de sostenibilidad basadas en análisis de ciclo de vida (ACV) y evaluación multicriterio. Esta aproximación permite superar evaluaciones exclusivamente estructurales, integrando simultáneamente dimensiones ambientales, económicas, funcionales y sociales.

El análisis de ciclo de vida considera las principales etapas asociadas al desarrollo de la infraestructura, incluyendo extracción o recuperación de materiales, fabricación, transporte, construcción, mantenimiento y fin de vida. Se presta especial atención al efecto derivado de la sustitución de refuerzos metálicos por materiales poliméricos y de la incorporación de materiales reciclados como relleno estructural, evaluando impactos relacionados con emisiones de carbono, consumo energético y agotamiento de recursos (Pons *et al.*, 2016; Damians *et al.*, 2017; Moncada *et al.*, 2026a).

Complementariamente, la evaluación multicriterio se desarrolla mediante el modelo MIVES (Modelo Integrado de Valor para Evaluaciones Sostenibles), basado en teoría del valor y análisis multiatributo. Esta metodología permite integrar indicadores técnicos, ambientales, económicos y funcionales dentro de una estructura jerárquica de decisión, facilitando la comparación objetiva entre distintas tipologías de muro, materiales y configuraciones estructurales (Damians *et al.*, 2018; Moncada *et al.*, 2026a).

La combinación de ACV y MIVES permite avanzar hacia enfoques de diseño basados en comportamiento integral, donde la selección de soluciones geotécnicas no depende únicamente de criterios resistentes, sino también de su eficiencia ambiental, durabilidad y capacidad de adaptación frente a escenarios futuros.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

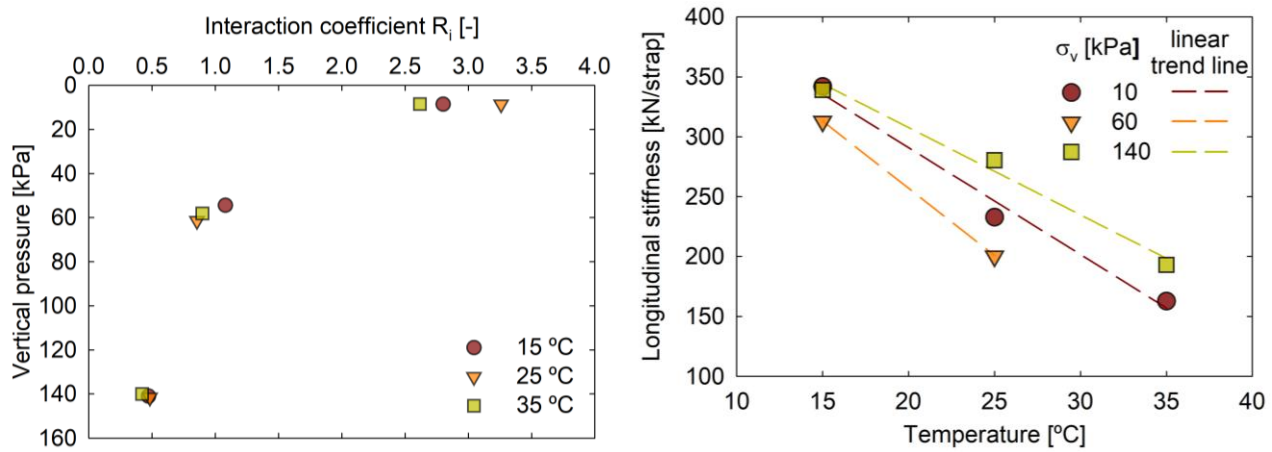
Los resultados presentados integran evidencia experimental, modelización numérica avanzada y estudios previos desarrollados sobre estructuras de suelo reforzado con refuerzos poliméricos y materiales reciclados. La discusión se centra en el efecto combinado de acciones ambientales, comportamiento diferido o a largo plazo de los materiales, interacción suelo–refuerzo y desempeño global de la infraestructura, con especial atención al potencial de transición hacia soluciones geotécnicas más resilientes y sostenibles.

4.1 Influencia de las condiciones ambientales en el comportamiento de los refuerzos y del sistema

Los resultados obtenidos muestran que las condiciones ambientales ejercen una influencia significativa sobre el comportamiento de los muros de suelo reforzado, particularmente cuando se emplean refuerzos poliméricos y materiales reciclados sensibles a procesos termo–hidráulicos (Moncada *et al.*, 2024a). Variables como la temperatura, el contenido hídrico, la infiltración de agua y las variaciones del grado de saturación afectan simultáneamente la respuesta mecánica del relleno y el comportamiento de largo plazo de los refuerzos. Tal y como se muestra en la Figura 6, resultados experimentales de arrancamiento de refuerzos poliméricos demuestran, entre otras, la sensibilidad de la resistencia a la interacción suelo–refuerzo y la rigidez resultante de las bandas poliméricas para diferentes temperaturas impuestas y monitorizadas dentro del material de relleno (Moncada *et al.*, 2026b).

Los análisis numéricos acoplados THM indican que las fluctuaciones térmicas pueden inducir modificaciones relevantes en la rigidez de los materiales poliméricos y acelerar fenómenos de deformación diferida, especialmente bajo cargas sostenidas (Moncada *et al.*, 2024b). De forma paralela, la redistribución de humedad en el relleno afecta las tensiones efectivas y, por consiguiente, las condiciones de interacción suelo–refuerzo, alterando la distribución de esfuerzos internos y la deformabilidad global del sistema. Los resultados sugieren que hipótesis convencionales basadas en condiciones ambientales estacionarias pueden subestimar efectos asociados al comportamiento transitorio del sistema, especialmente en escenarios climáticos caracterizados por variaciones térmicas intensas o ciclos de humedad–sequedad. En consecuencia, la incorporación explícita de variables ambientales en el análisis permite una representación más realista del comportamiento en servicio y de la evolución temporal de la estructura.

Los resultados sugieren asimismo que la gestión de los procesos hidráulicos internos puede desempeñar un papel relevante en la mejora del comportamiento a largo plazo de estas estructuras. La incorporación de barreras capilares u otras soluciones de control de humedad permite modificar la redistribución del flujo en medios parcialmente saturados, limitando la infiltración hacia zonas críticas y reduciendo la variabilidad de parámetros geotécnicos dependientes del contenido de agua (Zornberg *et al.*, 2010). Desde este enfoque, la combinación de modelización THM y medidas pasivas de control termo–hidráulico representa una vía prometedora para incrementar la resiliencia de los muros de suelo reforzado frente a acciones ambientales futuras. Desde una perspectiva normativa, estos resultados adquieren especial relevancia en el marco de las verificaciones de servicio recientemente introducidas por el Eurocódigo 7 para estructuras reforzadas, además de la inclusión de factores de control derivados del cambio climático. Los efectos observados sobre deformabilidad global, desplazamientos diferenciales y redistribución de tensiones sugieren que simplificaciones convencionales podrían resultar insuficientes para garantizar el cumplimiento de estados límite de servicio asociados a deformaciones del relleno reforzado, movimientos relativos entre paramento y refuerzo o afectaciones funcionales sobre infraestructuras adyacentes.



a) b)

Figura 6. Modelización THM de muros de suelo reforzado – ejemplo de la influencia de las condiciones ambientales de temperatura: (a) variación del coeficiente de interacción de bandas poliméricas de grado 30 kN con respecto a la profundidad, y (b) variación de la rigidez longitudinal con respecto a la temperatura para diferentes escenarios de confinamiento (Moncada *et al.*, 2026b)

4.2 Respuesta a largo plazo de refuerzos poliméricos

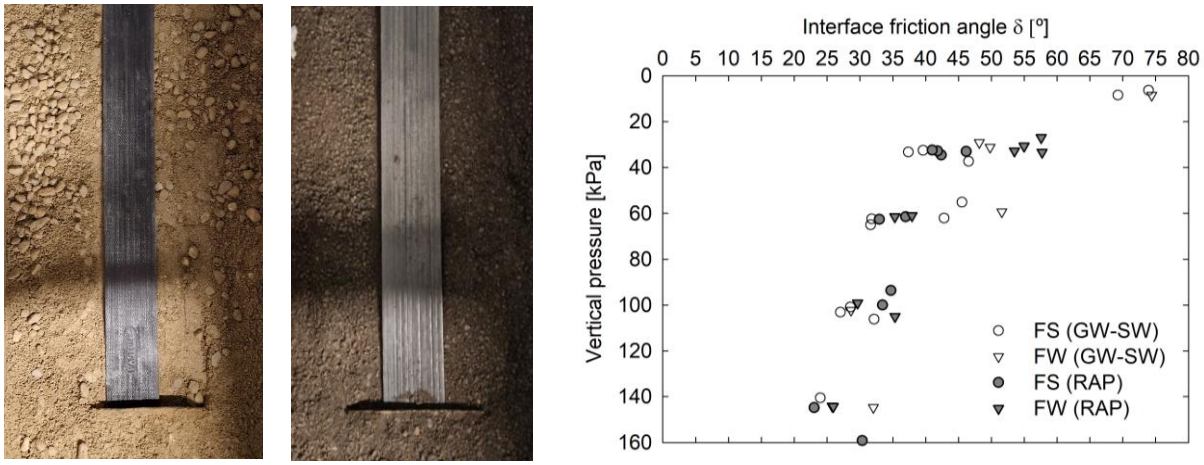
La evaluación del comportamiento a largo plazo de los refuerzos poliméricos exhibe la relevancia de fenómenos dependientes del tiempo, particularmente la fluencia y la relajación progresiva de tensiones (Greenwood *et al.*, 2012). Los resultados obtenidos muestran que la respuesta mecánica de bandas poliméricas no puede representarse adecuadamente mediante aproximaciones elásticas simplificadas o factores reductores globales independientes de las condiciones ambientales. Los modelos constitutivos implementados permiten reproducir de forma más consistente la evolución de deformaciones acumuladas bajo cargas sostenidas, observándose una marcada dependencia respecto a la temperatura y a las condiciones de humedad del entorno enterrado (Moncada *et al.*, 2024a). Este comportamiento resulta especialmente relevante en aplicaciones de larga vida útil, donde pequeños incrementos de deformación pueden influir sobre desplazamientos del paramento, redistribución de esfuerzos internos y estados límite de servicio.

La comparación conceptual frente a refuerzos metálicos muestra ventajas relevantes asociadas a resistencia frente a ambientes agresivos y reducción de fenómenos de corrosión, aunque pone de manifiesto la necesidad de incorporar metodologías específicas de diseño capaces de considerar explícitamente mayores deformaciones y, en particular, el carácter viscoplástico de los materiales poliméricos. En este sentido, los resultados respaldan la conveniencia de adoptar aproximaciones de diseño integral basadas en el comportamiento y prestaciones/desempeño y modelización avanzada para reducir incertidumbres asociadas al comportamiento diferido de estructuras reforzadas, sobre todo, para poder verificar y garantizar requerimientos funcionales en servicio y a largo plazo bajo la previsión de factores ambientales probables (aunque por supuesto habría que ajustar y definir cuál serían las limitaciones de deformación para considerar que el comportamiento es válido).

4.3 Viabilidad geotécnica de rellenos reciclados

La incorporación de materiales reciclados del hormigón estructural, o derivados de pavimentos asfálticos recuperados (RAP/ERAP) como relleno estructural muestra un potencial significativo desde el punto de vista geotécnico, especialmente cuando se consideran estrategias de economía circular aplicadas a infraestructuras de transporte. Los resultados experimentales y la evidencia bibliográfica disponible indican que los materiales procesados adecuadamente pueden alcanzar propiedades resistentes comparables a rellenos granulares convencionales, mostrando capacidad suficiente para aplicaciones en estructuras de suelo reforzado bajo condiciones representativas de servicio. Asimismo, su reutilización permite reducir el consumo de materiales naturales y limitar impactos ambientales asociados a extracción, fabricación y transporte. No obstante, la viabilidad geotécnica de materiales reciclados continúa condicionada por aspectos relacionados con heterogeneidad material, sensibilidad ambiental y comportamiento a largo plazo. Variables como contenido residual de ligantes, evolución de humedad, compactabilidad y posible variación temporal de propiedades mecánicas requieren especial atención en procesos de diseño y control constructivo.

Los resultados obtenidos (ver Figura 7) sugieren que la incorporación de RAP puede considerarse técnicamente viable siempre que exista una adecuada caracterización geotécnica mecánica y electroquímica, y una correcta integración con sistemas de refuerzo compatibles, por ejemplo, con un adecuado espesor de sacrificio/galvanizado en refuerzos metálicos, y un espesor de recubrimiento y/o con materiales/componentes menos susceptibles a ambientes químicamente agresivos para refuerzos poliméricos, tal como se describe en la guía de uso de materiales sostenibles para estructuras de suelo reforzado de la FHWA (2021).



a) b) c)

Figura 7. Comparación entre materiales de relleno: (a) suelo granular, (b) RAP, y (c) resultado de la relación de los ángulos de fricción y de interacción suelo–refuerzo para diferentes configuraciones de bandas de grado 30 kN.

4.4 Capacidad predictiva de los modelos numéricos

Los modelos numéricos implementados muestran una elevada capacidad para reproducir mecanismos relevantes del comportamiento de muros de suelo reforzado, incluyendo redistribución de tensiones, deformaciones internas, interacción suelo–refuerzo y efectos dependientes del tiempo asociados a condiciones ambientales variables.

La incorporación de formulaciones termo–hidro–mecánicas acopladas permite representar procesos que habitualmente no se contemplan bajo enfoques convencionales de equilibrio límite, particularmente aquellos

asociados a migración de humedad, gradientes térmicos y evolución de propiedades mecánicas del sistema enterrado. Asimismo, la modelización bidimensional simplificada evidencia limitaciones relevantes al respecto de aproximaciones tridimensional simplificadas cuando se analizan refuerzos discretos, donde mecanismos espaciales de transferencia de carga pueden adquirir una relevancia significativa. La capacidad predictiva de los modelos depende, sin embargo, de procesos rigurosos de calibración experimental y selección adecuada de parámetros constitutivos (ver ejemplos en la Figura 8, como ejemplo de la calibración de modelos de interacción suelo-refuerzo según mecanismos de corte directo y de arrancamiento; Xiao, 2025, Damians *et al.*, 2024; Moncada *et al.*, 2026b). Los análisis de sensibilidad globales muestran que pequeñas variaciones en propiedades de interfaz suelo–refuerzo, parámetros rígido–resistentes de los diferentes elementos de conformación del sistema (esto es, de los refuerzos, del suelo de cimentación, del suelo retenido, del paramento, etc.; Brouthen *et al.* 2022; Damians *et al.*, 2014, 2015, 2016, 2021, 2022) o incluso parámetros de comportamiento diferido, pueden generar cambios apreciables en la respuesta global del sistema.

En consecuencia, los resultados refuerzan el papel creciente de la modelización numérica como herramienta primaria de diseño en el contexto del nuevo Eurocódigo 7, siempre que exista un soporte experimental suficiente para garantizar la representatividad física de los modelos implementados. En este sentido, la modelización calibrada experimentalmente constituye una herramienta especialmente adecuada para la verificación de estados límite de servicio definidos por el Eurocódigo 7, proporcionando un marco racional para evaluar deformaciones, movimientos diferenciales y funcionalidad en servicio de estructuras reforzadas complejas.

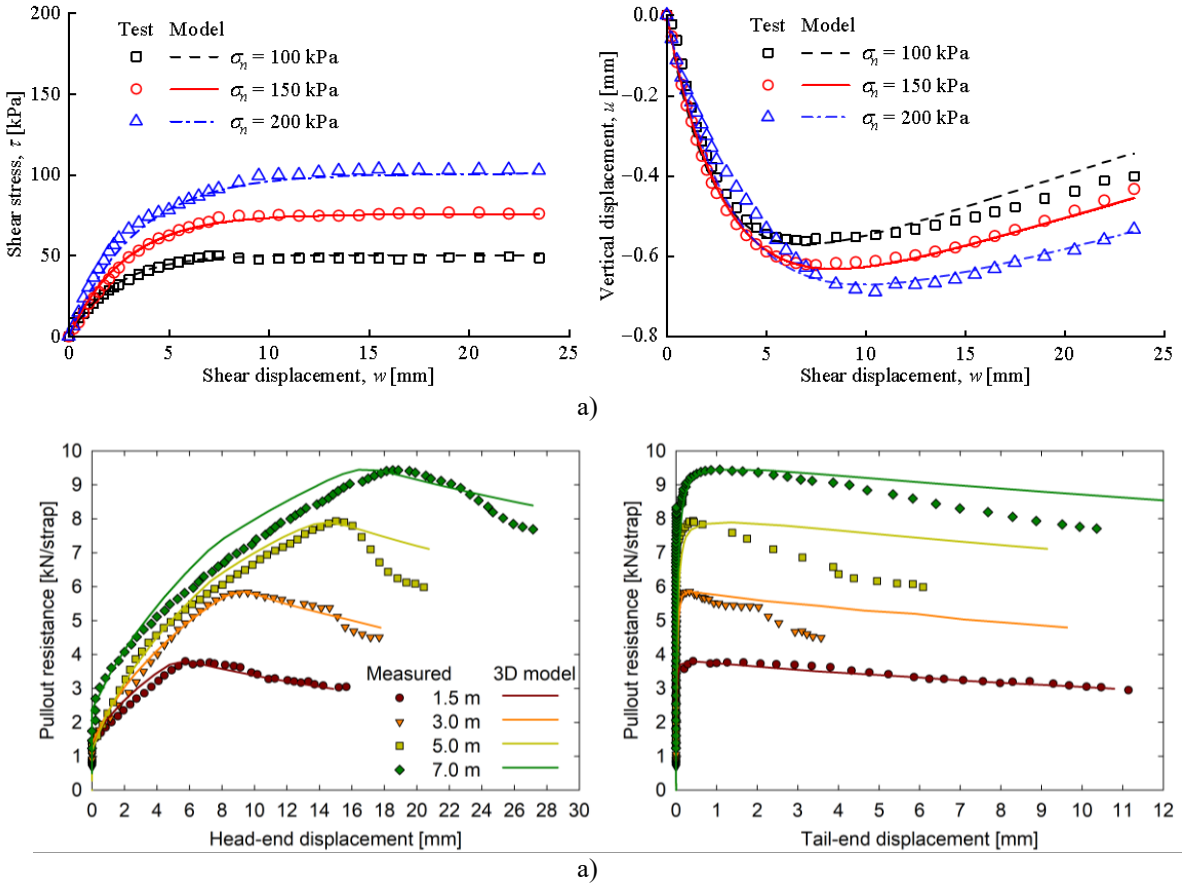


Figura 8. Calibración de modelos numéricos: predicción y resultados de los ensayos de (a) corte directo grande con material RAP, y (b) arrancamiento para la evaluación de la interacción suelo-refuerzo polimérico (grado 30 kN) con suelo granular convencional.

4.5 Comparación técnico–ambiental frente a soluciones convencionales

La comparación entre muros de suelo reforzado y rellenos reciclados frente a soluciones convencionales basadas en hormigón armado pone de manifiesto ventajas relevantes desde perspectivas técnicas y ambientales (Damians *et al.*, 2017, 2018). Desde un punto de vista estructural, las estructuras de suelo reforzado presentan una elevada adaptabilidad constructiva, menor sensibilidad frente a deformaciones diferenciales y un comportamiento más flexible frente a acciones externas. Particularmente, el uso de refuerzos poliméricos

reduce limitaciones asociadas a corrosión y permite ampliar el rango de materiales potencialmente utilizables como relleno estructural. Desde una perspectiva ambiental, la sustitución parcial de acero y áridos naturales mediante materiales poliméricos y reciclados permite reducir significativamente emisiones asociadas a fabricación, transporte y mantenimiento. La incorporación de criterios de ciclo de vida evidencia una reducción potencial del impacto ambiental global, especialmente en escenarios donde existen fuentes locales de materiales reciclados.

La aplicación de metodologías de evaluación ambiental permite además comparar distintas soluciones basadas en estructuras de suelo reforzado desde una perspectiva de eficiencia material y sostenibilidad. Como ejemplo representativo, la Figura 9 presenta una comparación entre una solución convencional de puente mediante estribos de hormigón armado con losa de tablero y una solución alternativa basada en arco de hormigón + suelo reforzado (*Arch+RSW*), para una misma longitud de vano de 10 m, evaluadas mediante potencial de calentamiento global (GWP) y demanda energética acumulada (CED). Los resultados muestran reducciones significativas tanto en emisiones equivalentes de CO_2 como en demanda energética acumulada para la solución basada en arco + suelo reforzado, asociadas principalmente a una menor utilización de hormigón y acero de refuerzo. Esta evidencia pone de manifiesto el potencial de las soluciones geotécnicas basadas en interacción suelo–estructura para contribuir a estrategias de descarbonización, resiliencia y optimización material dentro del ámbito de las infraestructuras civiles.

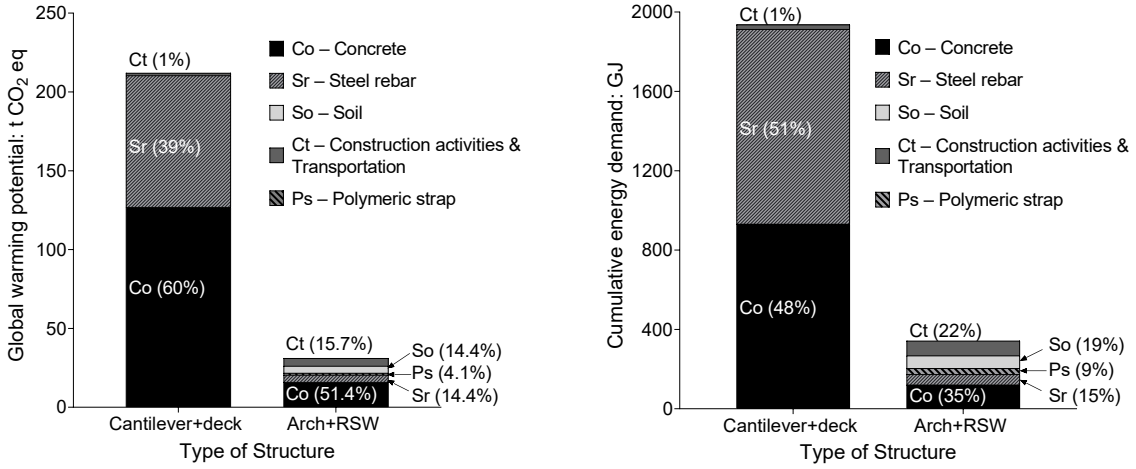


Figura 9. Ejemplo comparativo ambiental entre puente convencional (cantiléver+deck) y de tipo arco+suelo reforzado (arch+RSW): (a) potencial de calentamiento global/huella de carbono, y (b) demanda energética acumulada. (Malekmohammadi *et al.*, 2024).

Los análisis multicriterio muestran igualmente mejoras relevantes en indicadores globales de sostenibilidad cuando se consideran conjuntamente variables funcionales, económicas, ambientales y sociales. En este sentido, la integración de herramientas de análisis de ciclo de vida (ACV) y del Modelo Integrado de Valor para Evaluaciones de Sostenibilidad (MIVES) permite ampliar la evaluación más allá de criterios exclusivamente resistentes o económicos, incorporando indicadores ambientales, funcionales y sociales dentro del proceso de decisión. Este enfoque favorece una valoración más integral de alternativas de diseño, alineada con objetivos de circularidad, resiliencia y comportamiento en servicio de infraestructuras geotécnicas. No obstante, la generalización de estas soluciones requiere todavía una mayor validación experimental a escala real y el desarrollo de recomendaciones normativas específicas que permitan reducir la percepción de incertidumbre técnica asociada a materiales no convencionales. En conjunto, tal y como se muestra en el ejemplo de la Figura 10 (de Moncada *et al.*, 2026a), los resultados sugieren que los muros de suelo reforzado con bandas poliméricas y rellenos reciclados (p.ej., reciclados de la construcción y demolición, C&D, y suelos locales disponibles, LAS, frente a rellenos granulares estandarizados, GR) representan una alternativa técnica y ambientalmente competitiva, alineada con las necesidades emergentes de resiliencia climática, economía circular y optimización del comportamiento de infraestructuras geotécnicas.

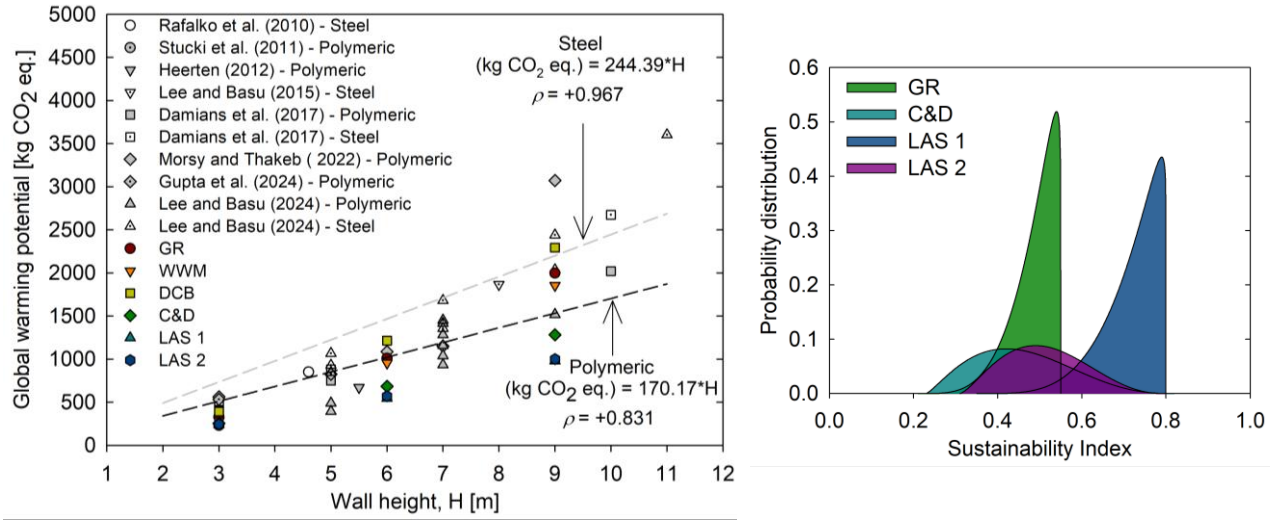


Figura 10. Influencia del relleno en los análisis de evaluación de la sostenibilidad: (a) efecto en el requerimiento ambiental con resultados del potencial de calentamiento global (GWP), y (b) Índice de sostenibilidad MIVES: Distribución probabilística del índice de sostenibilidad para diferentes materiales de relleno (Moncada *et al.*, 2026a).

5. HACIA UNA NUEVA GENERACIÓN DE MUROS DE SUELO REFORZADO

La evolución reciente de las estructuras de suelo reforzado pone de manifiesto una transición progresiva desde enfoques tradicionales centrados exclusivamente en estabilidad y resistencia hacia sistemas más complejos capaces de integrar desempeño estructural, durabilidad, sostenibilidad y resiliencia frente a acciones ambientales. En este contexto, la combinación de refuerzos poliméricos, materiales reciclados, modelización avanzada y herramientas de evaluación multicriterio configura un escenario emergente en el que los muros de suelo reforzado dejan de entenderse únicamente como elementos de contención para convertirse en infraestructuras geotécnicas multifuncionales y optimizadas. La evidencia experimental, numérica y conceptual presentada sugiere que esta transición requiere superar simplificaciones históricas de diseño y avanzar hacia metodologías capaces de capturar la naturaleza acoplada, dependiente del tiempo y sensible al entorno de estas estructuras. El concepto de desempeño adquiere así un papel central, incorporando no solo requisitos resistentes, sino también criterios relacionados con deformabilidad, durabilidad, mantenimiento, comportamiento diferido y eficiencia ambiental a lo largo del ciclo de vida.

5.1 Del diseño convencional al diseño basado en desempeño

Los enfoques tradicionales de diseño de muros de suelo reforzado han estado históricamente dominados por verificaciones analíticas de equilibrio límite y factores globales de seguridad, orientados principalmente a garantizar la estabilidad interna y externa de la estructura. Aunque estas metodologías han demostrado ser robustas en numerosos contextos de aplicación, presentan limitaciones relevantes cuando se introducen materiales innovadores, escenarios ambientales variables o requerimientos crecientes asociados a sostenibilidad y resiliencia. La incorporación de refuerzos poliméricos y materiales reciclados exige una comprensión más profunda de mecanismos de interacción suelo–refuerzo, deformaciones dependientes del tiempo y procesos ambientales acoplados que no siempre quedan representados mediante aproximaciones simplificadas.

En consecuencia, surje la necesidad de avanzar hacia enfoques de diseño de base comportamental, donde el objetivo no se limita a satisfacer estados límite resistentes, sino también a garantizar niveles aceptables de funcionalidad, deformabilidad, mantenimiento y comportamiento a largo plazo. La creciente integración de herramientas numéricas avanzadas dentro del nuevo Eurocódigo 7 representa un cambio sustancial en esta dirección. En particular, la incorporación explícita de verificaciones de estados límite de servicio para estructuras de suelo reforzado —incluyendo deformaciones del cuerpo reforzado, movimientos diferenciales del paramento, interacción paramento–refuerzo o afectaciones funcionales sobre elementos próximos— pone de manifiesto la necesidad de metodologías capaces de representar el comportamiento real de la estructura más allá de verificaciones simplificadas de equilibrio límite.

Además de las verificaciones frente a estados límite últimos, la posibilidad de incorporar formulaciones acopladas termo–hidro–mecánicas, modelos constitutivos dependientes del tiempo y estrategias de calibración

experimental permite aproximar de forma más realista el comportamiento observado en servicio. En este contexto, aproximaciones orientadas al comportamiento deformacional (p.ej., *Stiffness Method*) refuerzan la necesidad de avanzar hacia marcos de diseño más consistentes con la respuesta observada en servicio, incorporando de forma más explícita deformaciones, variabilidad material e incertidumbres asociadas al comportamiento a largo plazo. Este cambio de enfoque favorece además una utilización más eficiente de materiales, la reducción de incertidumbres asociadas al comportamiento en servicio y una mayor adaptabilidad frente a condiciones ambientales y funcionales cada vez más exigentes, contribuyendo al desarrollo de infraestructuras geotécnicas más resilientes y sostenibles.

5.2 Implicaciones para normativa y práctica profesional

La evolución de la modelización numérica avanzada, la incorporación de materiales reciclados y el uso de refuerzos poliméricos plantean implicaciones relevantes para el desarrollo futuro de normativas y procedimientos de diseño geotécnico. Los principales códigos internacionales continúan formulándose, en gran medida, sobre evidencia derivada de rellenos granulares convencionales y refuerzos metálicos, manteniendo hipótesis simplificadas que pueden resultar excesivamente conservadoras o insuficientemente representativas frente a nuevas configuraciones estructurales. En particular, el uso de materiales reciclados como relleno estructural requiere criterios más específicos de aceptación, control y verificación, capaces de capturar adecuadamente su heterogeneidad, comportamiento ambiental y evolución a largo plazo. De forma análoga, la creciente implantación de refuerzos poliméricos hace necesario incorporar metodologías más explícitas para el tratamiento de fenómenos como la fluencia, degradación dependiente del tiempo y sensibilidad ambiental.

Desde la práctica profesional, la transición hacia enfoques basados en el comportamiento integral implica igualmente un cambio metodológico relevante, donde la experiencia empírica y las verificaciones simplificadas deben complementarse progresivamente con monitorización, modelización numérica calibrada y análisis multicriterio de alternativas. Este cambio no pretende sustituir los enfoques convencionales, sino ampliar las herramientas disponibles para mejorar la fiabilidad y eficiencia del diseño. En este contexto, la combinación entre demostradores a escala real, bases de datos experimentales y procedimientos de modelización calibrados emerge como una estrategia esencial para reducir incertidumbres y facilitar la transferencia efectiva del conocimiento hacia la práctica profesional.

5.3 Limitaciones y líneas futuras de investigación

Pese a los avances alcanzados, persisten limitaciones relevantes que deben ser consideradas en la interpretación de los resultados y en la evolución futura de estas tecnologías. En primer lugar, la representación del comportamiento a largo plazo de refuerzos poliméricos continúa condicionada por incertidumbres relacionadas con la variabilidad material, la evolución ambiental en condiciones enterradas y la extrapolación temporal de fenómenos de fluencia y degradación. Asimismo, aunque los materiales reciclados muestran un elevado potencial para aplicaciones estructurales geotécnicas, su comportamiento puede verse influenciado por heterogeneidades inherentes al proceso de obtención, diferencias regionales de composición y condiciones específicas de compactación y exposición ambiental. En este sentido, la generación de bases de datos experimentales más amplias y la instrumentación de demostradores a escala real constituyen aspectos prioritarios para reforzar la fiabilidad de los criterios de diseño.

Desde el punto de vista de la modelización, resulta necesario continuar avanzando en formulaciones numéricas capaces de integrar de manera más eficiente procesos termo–hidro–mecánicos, fenómenos químicos y comportamiento diferido bajo escenarios climáticos variables. La mejora de estrategias de calibración experimental y el desarrollo de procedimientos simplificados transferibles a la práctica profesional representan igualmente retos relevantes.

Asimismo, futuras líneas de investigación deberían avanzar hacia la formulación de modelos constitutivos más representativos de la interacción suelo–refuerzo, particularmente para interfaces entre materiales marginales/reciclados y bandas poliméricas sometidas a condiciones ambientales variables, tanto en el corto como largo plazo. La implementación de estos modelos en herramientas numéricas avanzadas permitiría mejorar la capacidad predictiva de estructuras reforzadas en servicio y reducir incertidumbres asociadas al comportamiento diferido y a procesos termo–hidro–mecánicos acoplados. A su vez, la creciente disponibilidad de datos experimentales, instrumentación a escala real y simulaciones avanzadas abre oportunidades para la incorporación de enfoques híbridos basados en inteligencia artificial, incluyendo redes neuronales artificiales (*ANN*) y, especialmente, redes neuronales informadas por la física (*PINN*), capaces de integrar conocimiento

mecanicista, modelización numérica y evidencia experimental para apoyar metodologías de diseño más robustas, adaptativas y físicamente consistentes.

Finalmente, futuras líneas de investigación deberían orientarse hacia el desarrollo de marcos integrados de diseño capaces de combinar comportamiento estructural, resiliencia frente a la acción climática y sostenibilidad mediante indicadores cuantificables y verificables, favoreciendo así la transición hacia infraestructuras geotécnicas más eficientes, adaptativas y alineadas con principios de economía circular.

6. CONCLUSIONES

El presente trabajo ha permitido integrar evidencia experimental, modelización numérica termo–hidro–mecánica y herramientas de evaluación multicriterio con el fin de analizar el potencial de transición de los muros de suelo reforzado hacia soluciones geotécnicas más sostenibles, resilientes y basadas en desempeño/comportamiento integral. Los resultados obtenidos ponen de manifiesto la necesidad de superar aproximaciones exclusivamente centradas en estabilidad resistente para incorporar mecanismos de interacción suelo–refuerzo, comportamiento dependiente del tiempo y efectos ambientales acoplados dentro de los procesos de diseño y evaluación.

A partir de los resultados y discusión desarrollados, pueden extraerse las siguientes conclusiones principales:

- Influencia significativa de las acciones ambientales sobre el comportamiento del sistema: Las variaciones de temperatura, humedad y grado de saturación influyen de manera relevante sobre el comportamiento mecánico de los muros de suelo reforzado, modificando tanto las propiedades del relleno como la respuesta de los elementos de refuerzo. La incorporación explícita de acciones termo–hidro–mecánicas permite representar de forma más realista el comportamiento en servicio y a largo plazo.
- Necesidad de considerar explícitamente el comportamiento diferido de los refuerzos poliméricos: La respuesta mecánica de refuerzos poliméricos se encuentra condicionada por fenómenos dependientes del tiempo, particularmente procesos de fluencia y relajación de tensiones. Los resultados sugieren que metodologías simplificadas basadas únicamente en factores reductores globales pueden resultar insuficientes para representar adecuadamente el desempeño a largo plazo de estas estructuras.
- Viabilidad técnica de materiales reciclados como relleno estructural: Los materiales derivados de pavimentos asfálticos reciclados (RAP/ERAP) presentan un elevado potencial para aplicaciones en muros de suelo reforzado, pudiendo alcanzar propiedades geotécnicas compatibles con requisitos estructurales habituales cuando existe una adecuada caracterización y control constructivo. Su incorporación favorece además estrategias de economía circular y optimización del uso de recursos.
- Relevancia de la interacción suelo–refuerzo en el desempeño estructural: La resistencia de arrancamiento y los mecanismos de transferencia de carga entre el refuerzo y el relleno desempeñan un papel esencial en el comportamiento global de la estructura. La calibración experimental de parámetros de interfaz resulta determinante para mejorar la fiabilidad de herramientas predictivas y reducir incertidumbres asociadas al diseño.
- Potencial de la modelización numérica avanzada como herramienta de diseño: Las formulaciones numéricas acopladas termo–hidro–mecánicas (THM) permiten capturar fenómenos que habitualmente quedan fuera de enfoques convencionales de equilibrio límite, incluyendo migración de humedad, gradientes térmicos y comportamiento diferido de materiales poliméricos. En este contexto, el nuevo Eurocódigo 7 ofrece una oportunidad relevante para avanzar hacia enfoques de diseño más representativos del comportamiento real.
- Ventajas técnico–ambientales frente a soluciones convencionales: La combinación de refuerzos poliméricos y materiales reciclados muestra un potencial significativo para reducir impactos ambientales asociados al consumo de acero, hormigón y áridos naturales, manteniendo simultáneamente prestaciones estructurales competitivas. La integración de herramientas como ACV y MIVES permite cuantificar estas ventajas desde una perspectiva objetiva y multicriterio.
- Los resultados obtenidos sugieren que la combinación de caracterización experimental, modelización termo–hidro–mecánica acoplada, monitorización a escala real y evaluación integrada de sostenibilidad constituye una aproximación especialmente adecuada para abordar las verificaciones de estados límite de servicio recientemente incorporadas en el nuevo Eurocódigo 7 para estructuras de suelo reforzado. En particular, la capacidad de representar deformaciones globales, movimientos diferenciales e interacción suelo–refuerzo permite avanzar hacia metodologías de diseño más consistentes con el comportamiento observado en servicio.

- Hacia un nuevo paradigma en el diseño de muros de suelo reforzado: La convergencia entre materiales circulares, modelización avanzada, interacción suelo–refuerzo y metodologías de sostenibilidad apunta hacia una nueva generación de estructuras geotécnicas basadas en desempeño, donde resiliencia, durabilidad y eficiencia material pasan a formar parte explícita de los criterios de diseño.

En conjunto, los resultados sugieren que el futuro de los muros de suelo reforzado pasa por enfoques integrados capaces de combinar comportamiento mecánico, adaptación climática y sostenibilidad dentro de un marco de diseño verificable y cuantificable. No obstante, la consolidación de este cambio requerirá ampliar la evidencia experimental a escala real, fortalecer procesos de validación numérica y promover adaptaciones normativas que faciliten la transferencia efectiva de estas soluciones hacia la práctica profesional.

REFERENCIAS

AASHTO (2024). *LRFD Bridge Design Specifications*, 10th Ed. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, USA.

Alarcón B., Aguado A., Manga R., Josa A. (2011). A value function for assessing sustainability: application to industrial buildings. *Sustainability*, 3 (1): 35–50.

Allen, T.M., Bathurst, R.J. (2019). Geosynthetic reinforcement stiffness characterization for MSE wall design. *Geosynthetics International*, 26 (6): 592–610.

Arulrajah, A., Piratheepan, J., Disfani, M.M., Bo, M.W. (2013). Geotechnical and Geoenvironmental Properties of Recycled Construction and Demolition Materials in Pavement Subbase Applications. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25 (8): 1077–1088.

ASTM D5321–12 (2021). *Standard Test Method for Determining the Shear Strength of Soil–Geosynthetic and Geosynthetic–Geosynthetic Interfaces by Direct Shear.* American Society for Testing Materials (ASTM International), West Conshohocken, PA, USA.

ASTM D6706–01 (2021). *Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil*. American Society for Testing Materials (ASTM International), West Conshohocken, PA, USA.

Bathurst, R.J., Allen, T.M., Walters, D.L. (2005). Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method. *Geotextiles and Geomembranes*, 23 (4): 287–322

Bathurst, R.J., Miyata, Y., Nernheim, A. (2011). Numerical modeling of geosynthetic reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 29 (1): 29–37

Bathurst, R.J., Ezzein, F.M. (2017). Insights into geogrid–soil interaction using a transparent granular soil. *Géotechnique Letters*, 7 (2): 179–183.

Bathurst, R.J., Lin, P., Allen, T.M. (2019). Reliability-based design of internal limit states for mechanically stabilized earth walls using geosynthetic reinforcement. *Canadian Geotechnical Journal*, 56 (6): 774-788.

Bathurst, R.J., Naftchali, F.M. (2021). Geosynthetic reinforcement stiffness for analytical and numerical modelling of reinforced soil structures. *Geotextiles and Geomembranes*, 49 (4): 921–940.

Bathurst, R.J. and Allen, T.M. (2023). LRFD calibration for soil failure limit state using the Stiffness Method. *Canadian Geotechnical Journal*, 60 (7): 1006-1014.

Berg, R.R., Christopher, B.R., Samtani, N.C. (2009). *Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*. FHWA–NHI–10–024 and FHWA–NHI–10–024 (Vols. 1–2).

Bleakley, A.M., Cosentino, P.J., Kalajian, E.H., Patel, M.J. (2014). Strength and creep characteristics of reclaimed asphalt pavement–sand blend backfill in mechanically stabilized earth walls. *Transportation Research Record*, 2462 (1), 18-27.

Bozorgzadeh, N., Bathurst, R.J. (2021). A Bayesian approach to reliability of MSE walls. *Georisk*, 15 (1): 1-11.

Brouthen, A., Houhou, M.N., Damians, I.P. (2022). Numerical Study of the Influence of the Interaction Distance, the Polymeric Strips Pre–Tensioning, and the Soil–Polymeric Interaction on the Performance of Back–to–Back Reinforced Soil Walls. *Infrastructures*, 7 (2), 22.

BS 8006–1 (2016). *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*, BS 8006–1: 2010 + A1 (2016). BSI, Milton Keynes, UK.

Cristelo, N., Félix, C., Lopes, M.L., Dias, M. (2016). Monitoring and numerical modelling of an instrumented mechanically stabilised earth wall. Geosynthetics International, 23 (1): 48–61.

Damians, I.P., Bathurst, R.J., Josa, A., Lloret, A. (2014). Numerical study of the influence of foundation compressibility and reinforcement stiffness on the behavior of reinforced soil walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 8(3), 247–259.

Damians, I.P., Bathurst, R.J., Josa, A. Lloret, A. (2015). Numerical analysis of an instrumented steel reinforced soil wall. ASCE *International Journal of Geomechanics*, 15 (1), 04014037.

Damians, I.P., Yu, Y., Lloret, A., Bathurst, R.J., Josa, A. (2015). Equivalent Interface Properties to Model Soil–Facing Interactions with Zero–Thickness and Continuum Element Methodologies. *Proceedings of the XV Pan–American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (XV PCSMGE): *From Fundamentals to Applications in Geotechnics*. Buenos Aires, Argentina, 15–18 November 2015, pp.1065–1072.

Damians, I.P., Bathurst, R.J., Lloret, A., Josa, A. (2016). Vertical facing panel–joint gap analysis for steel–reinforced soil walls. *International Journal of Geomechanics*, 16 (4), 04015103.

Damians, I.P., Bathurst, R.J., Adroguer, E.G., Josa, A., Lloret A. (2017). Environmental assessment of earth retaining wall structures. *Environmental Geotechnics*, 4 (6): 415–431.

Damians, I.P., Bathurst, R.J., Adroguer, E.G., Josa, A., Lloret A. (2018). Sustainability assessment of earth retaining wall structures. *Environmental Geotechnics*, 5 (4): 187–203.

Damians, I.P., Bathurst, R.J., Olivella, S., Lloret, A., Josa, A. (2021). 3D Modelling of strip reinforced MSE walls. *Acta Geotechica*, 16 (3): 711–730.

Damians I.P., Olivella S., Bathurst R.J., Lloret A., Josa A. (2022) Modeling soil–facing interface interaction with continuum element methodology. *Frontiers in Built Environment*, 8, 22:842495.

Damians, I.P., Moncada, A., Olivella, S., Lloret, A., Josa, A. (2024). Physical and 3D numerical modelling of reinforcements pullout test. *Scientific Reports*, 14 (1): 7355.

Dixon, N., Postill, H., Fowmes, G. (2018). Global challenges, geosynthetic solutions, counting carbon and climate change impacts. *Proceedings of the 11th International Conference on Geosynthetics (11th ICG).* Seoul, Korea.

Eldesouky, H.M.G., Brachman, R.W.I. (2020). Viscoplastic modelling of HDPE geomembrane local stresses and strains. *Geotextiles and Geomembranes*, 48 (1): 41–51.

EN 13738 (2004). *Geotextiles and geotextile–related products – Determination of pullout resistance in soil*, Technical Committee CEN/TC 189 – Geotextiles and geotextile–related products. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1990 (2025) *Basis of structural and geotechnical design*. Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes". European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

EN 1997–1 (2025). *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General Rules*. Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1997–2 (2025). *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 2: Ground properties*, Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", European Committee for Standardization (CEN) Brussels, Belgium.

EN 1997–3 (2025). *Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 3: Geotechnical structures*. Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

Ferreira, F.B., Vieira, C.S., Lopes, M.L. (2020). Pullout behavior of different geosynthetics—influence of soil density and moisture content. *Frontiers in Built Environment*, 6, 20:00012.

FHWA (Federal Highway Administration) (2018). Design and Construction Guidelines for Geosynthetic Reinforced Soil Abutments and Integrated Bridge Systems. Rep. No. FHWA-HRT-17-080.Washington, DC: National 105 Highway Institute, FHWA US DOT.

FHWA (Federal Highway Administration) (2021). Mechanically Stabilized Earth (MSE) wall fills: A Framework for Use of Local Available Sustainable Resources (LASR). Rep. No. FHWA-HIN-21-002.Washington, DC: National 105 Highway Institute, FHWA US DOT

Hsuan, Y.G., Schroeder, H.F., Rowe, K., Müller, W., Greenwood, J., Cazzuffi, D., Koerner, R. M. (2008). Long–term performance and lifetime prediction of geosynthetics. *Proceedings of the 4th European Conference on Geosynthetics* (EuroGeo-4). Edinburgh, Scotland, UK. Keynote paper.

Huang, B., Bathurst, R.J., Hatami, K. (2009). Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135 (10): 1486–1498.

Greenwood, J.H., Schroeder, H.F., Voskamp, W. (2012). Durability of Geosynthetics (Publication 243). CUR Committee C 187. *Building and Infrastructure*. ISBN 978–90–376–0533–4.

Guzman–Martinez, J.C., Garcia, E.F., Vega–Posada, C.A. (2022). Effects of hydro–mechanical material parameters on the capillary barrier of reinforced embankments. *Soils and Foundations* 62(1), 101090.

Jailloux, J.M., Nait–Ali, K.L., Freitag, N. (2008). Exhaustive long–term study on hydrolysis of high–tenacity polyester – 10–year results. *Proceedings of the 4th European Geosynthetics Conference* (EuroGeo-4),

Edinburgh, UK.
Jewell, R.A. (1996). Soil Reinforcement with Geotextiles. *Construction Industry Research and Information Association* (CIRIA), Special Publication 123, London.
Josa A., San José T., Cuadrado J. (2008). El caso de la EHE. *Jornada sobre sostenibilidad en la tecnología del hormigón*: MIVES, una herramienta de apoyo a la toma de decisiones. Barcelona, Spain, pp. 84–95.
Kim, W., Labuz, J.F., Dai, S. (2007). Resilient Modulus of Base Course Containing Recycled Asphalt Pavement. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2005.
Koerner, R.M., Lord Jr, A.E., Halse, Y.H. (1988). Long–term durability and aging of geotextiles. *Geotextiles and Geomembranes*, 7 (1–2): 147–158.
Koerner, R.M. (2012). *Designing with Geosynthetics* (6th ed., Vols. 1–2). Xlibris Corporation.
Lee, M., Basu, D. (2018). An integrated approach for resilience and sustainability in geotechnical engineering. *Indian Geotechnical Journal* 48: 207–234.
Malekmohammadi, K., Damians, I.P. (2024). A Bibliometric Review of Reinforced Soil Wall Research Topics. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 10, 42.
Malekmohammadi, K., Moncada, A., Damians, I.P. (2024). Concrete arches and reinforced soil: a sustainable alternative structure for road bridges. *Proceedings of 18th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (ECSMGE–24). Lisbon (Portugal), August 26–30.
Marx, D.H., Zornberg, J.G. (2025). Modelling the ultimate pullout resistance of geogrids. *Geosynthetics International*, 32 (3): 355–372.
Miyata, Y., Bathurst, R.J. Allen, T.M. (2018). Evaluation of tensile load model accuracy for PET strap MSE walls. *Geosynthetics International*, 25 (6): 656–671.
Moncada, A., Damians, I.P., Olivella, S., Bathurst, R.J. (2024a). Thermo–hydraulic numerical modelling of in–soil conditions in reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 31 (6): 808–823.
Moncada, A., Damians, I.P., Olivella, S. (2024b). Thermo–hydro–mechanical viscoplastic constitutive model for polyester strap reinforcement long–term response. *Computers and Geotechnics*, 175, 106695.
Moncada, A., Damians, I.P. (2025). Structural applications of CODE_BRIGHT: A review on numerical modelling of reinforced soil structures. *Frontiers in Built Environment*, 11, 1553500.
Moncada, A., Damians, I.P., Olivella, S., Bathurst, R.J. (2026a). Sustainability assessments of geosynthetic reinforced soil walls with polyester reinforcement layers. *Geosynthetics International* 1−18, February 2026.
Moncada, A., Bathurst, R.J., Damians, I.P., Olivella, S. (2026b). Influence of specimen stiffness and in–soil temperature on pullout response of PET straps. *Geotextiles and Geomembranes*, 2026.
Ncube, A.T., Bobet, A. (2021*). Use of recycled asphalt* (Joint Transportation Research Program Publication No. FHWA/IN/JTRP–2021/14). West Lafayette, IN: Purdue University.
NF P 94–270 (2020). *Calcul géotechnique: Ouvrages de soustènement. Remblais renforcés et massifs en soil cloué*. Norme française, Association Française de Normalisation (AFNOR), La Plaine Saint–Denis, France.
Olivella S., Gens A., Carrera J., Alonso, E. (1996). Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. *Engineering Computations,* 13 (7): 87–112.
Palmeira, E.M., Milligan, G.W.E. (1989). Scale and Other Factors Affecting the Results of Pull-Out Tests of Grid Reinforcements in Sand. *Geotechnique*, 39 (3): 511–524.
Palmeira, E.M. (2009). Soil-Geosynthetic Interaction: Modelling and Analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(5): 368–390.
Pons, O., De la Fuente, A., Aguado, A. (2016). The use of MIVES as a sustainability assessment MCDM method for architecture and civil engineering applications. *Sustainability*, 8 (5), 460.
Potts, D.M., Zdravković, L. (1999–2001). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering* (Vols. 1–2: *Theory* and *Application*). London: Thomas Telford.
Rahardjo, H., Satyanaga, A., Leong, E.C., Wang, J.Y. (2013). Unsaturated properties of recycled concrete aggregate and reclaimed asphalt pavement. *Engineering Geology*, 161 (3), 44–54.
Reddy, K.R., Janga, J.K., Kumar, G. (2025). Sustainability and resilience: A new paradigm in geotechnical and geoenvironmental engineering. Indian Geotechnical Journal, 55 (4): 2510–2531.
Schlosser, F., Elias, V. (1978). Friction in Reinforced Earth. *Proceedings of the ASCE Symposium on Earth Reinforcement*, Pittsburgh, PA, USA, April 1978, 735–764
Soleimanbeigi, A., Ozocak, A., Li, B., Akmaz, E., Dayioglu, A.Y., Tanyu, B.F., Aydilek, A.H., Likos, W.J. (2021). Mechanical and hydraulic compatibility of RAP with geosynthetics used in MSE walls. Geosynthetics International.
Wang, Z., Zhang, G., Yang, G., Qin, Y., Zhou, S. (2025). Experimental study on geogrid–soil interface

properties based on pullout tests: A case study. *Case Studies in Construction Materials*, 22, e04376.
Xiao, S., Damians, I.P., Wei, H., (2025). A review on the soil–geosynthetic interface direct shear test and numerical modelling, *Buildings*, 16 (1).
Vidal, H. (1969). The Principle of Reinforced Earth. *Highway Research Record*, 282, 1–16.
Zhang, C., Moore, I. (1997). Nonlinear mechanical response of high density polyethylene. Part I: experimental investigation and model evaluation. *Polymeric Engineering and Science*, 37, 404–413.
Zornberg, J.G., Abu–Hejleh, N., Watcharamonthein, J., McCartney, J.S. (2007). Monitored displacements of geosynthetic reinforced soil bridge abutments. *Journal of Bridge Engineering,* 12 (4): 485–495.
Zornberg, J.G., Bouazza, A., McCartney, J.S. (2010). Geosynthetic capillary barriers: Current state of knowledge. *Geosynthetics International*, 17 (5), 273–300.

Ponencia Invitada

Historia de la ejecución de los micropilotes en España

PONENTE
Pablo Ruiz Terán
Ferrovial Construcción

HISTORIA DE LA EJECUCIÓN DE LOS MICROPILOTES EN ESPAÑA

Pablo RUIZ-TERÁN

Dirección Técnica de Iberia, Latam y otros mercados
Ferrovial Construcción, S.A.
pruizteran@ferrovial.com

RESUMEN

Si la historia no se escribe, se olvida y finalmente se pierde. El objetivo de este artículo es recopilar en un solo documento algunas de las principales obras que han marcado la historia de los micropilotes en España. Siguiendo la buena costumbre establecida por D. Carlos Oteo Mazo con libros como «Doce lecciones sobre geotecnia de infraestructuras lineales del transporte» o «Quince lecciones y un epílogo sobre geotecnia de obras subterráneas», se han seleccionado quince obras que, a juicio del autor, se pueden calificar como verdaderamente singulares, ya sea desde el punto de vista histórico, por la entorno en el que se desarrollaron o bien por el uso de un sistema de ejecución totalmente novedoso en ese momento.

ABSTRACT

If history is not recorded, it is forgotten and eventually lost. The aim of this article is to bring together, within a single document some of the main works that have shaped the history of micropiles in Spain. Following the well-established approach adopted by D. Carlos Oteo Mazo in works such as "Twelve Lessons on Geotechnics of Linear Transport Infrastructure" and "Fifteen Lessons and an Epilogue on Geotechnics of Underground Works", fifteen projects have been selected which, in the author's view, can be regarded as truly outstanding—whether due to their historical significance, the environment in which they were developed, or the implementation of construction systems that were entirely innovative at the time.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Micropilotes (Micropiles), Historia (History), España (Spain).*

1. PUENTE DE TRETO (CANTABRIA)

La historia de los micropilotes en España comienza a principios de la década de 1970.

El primer uso documentado de micropilotes corresponde al Puente de Treto, en Cantabria.

El Puente de Treto, también conocido como el «puente giratorio», se sitúa en el cruce de la carretera N-634 sobre la ría de Limpias, entre los municipios de Colindres y Bárcena de Cicero, en Cantabria (Figura 1).

Consta de dos vanos «bowstring» de 61,84 m cada uno (margen de Treto) y dos vanos de 19,00 m cada uno (margen de Colindres). Los vanos giraban sobre su pila de apoyo para permitir el paso de embarcaciones (Figura 2).



Figura 1. Vista del Puente de Treto (Red de Patrimonio Industrial de Cantabria, 2021).

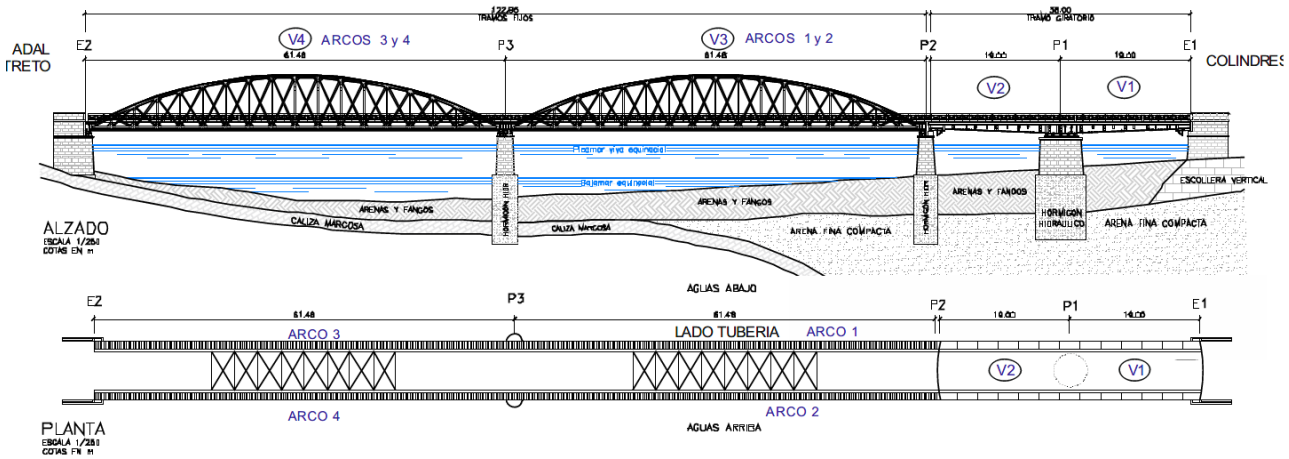


Figura 2. Alzado y planta del Puente de Treto (Collazos-Arias, 2020).

Fue diseñado por el ingeniero Eduardo Miera y García de Campero en 1890. El proyecto de construcción se adjudicó en 1893, las obras comenzaron en 1897 y finalizaron en 1905.

El Puente de Treto sustituyó a la barca de Treto (Figura 3), que había funcionado al menos desde el siglo XV para permitir el tránsito de mercancías, animales y pasajeros a través de la ría, garantizando así una comunicación estable entre Santander y Bilbao (Sánchez Cimiano y Delgado, 2016).

La ría de Limpias también servía como salida hacia América desde el puerto fluvial del Ribero, en Limpias, localidad interior situada a pocos kilómetros de Colindres, para gran parte de las mercancías producidas en Castilla (Figura 4). Por ello, el Puente de Treto se diseñó con un vano giratorio.



Figura 3. La barca de Treto. Grabado de Mariano Pedrero (Carreterucas. Historia de las carreteras de Cantabria, 2021).

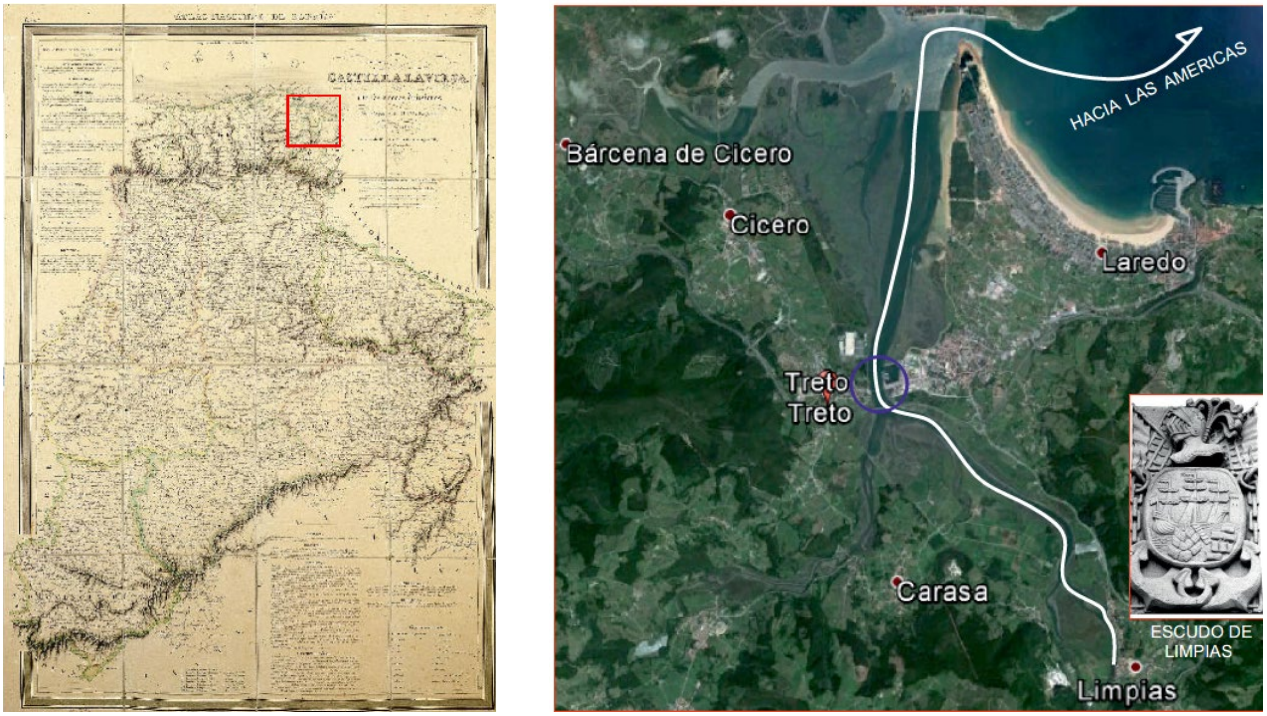


Figura 4. Salida al mar hacia América desde el puerto fluvial de Limpias (Sánchez Cimiano y Delgado, 2016).

Debido a la escasa anchura de la carretera (5,50 m), en 1969 se licitó un nuevo proyecto para duplicar el puente mediante la construcción de un nuevo tablero aguas arriba del existente. Incluso llegó a ejecutarse uno de los estribos, en la margen de Treto, que todavía hoy permanece visible (Figura 5).



Figura 5. Estribo de la duplicación del Puente de Treto (Carreterucas. Historia de las carreteras de Cantabria, 2021).

Cuando comenzaron las obras del estribo opuesto, empezaron a aparecer grietas en el puente debido a la presencia de una capa de gran espesor de arenas y fangos en el lecho de la ría. Esto obligó a paralizar los trabajos hasta poder determinar las causas de estas patologías.

En 1971, Gino Sgrosso y Carmine Santostefano diseñaron el recalce del estribo y de la pila del lado de Colindres mediante «Pali Radice», una técnica patentada desarrollada por la empresa italiana Fondedile (Figura 6).

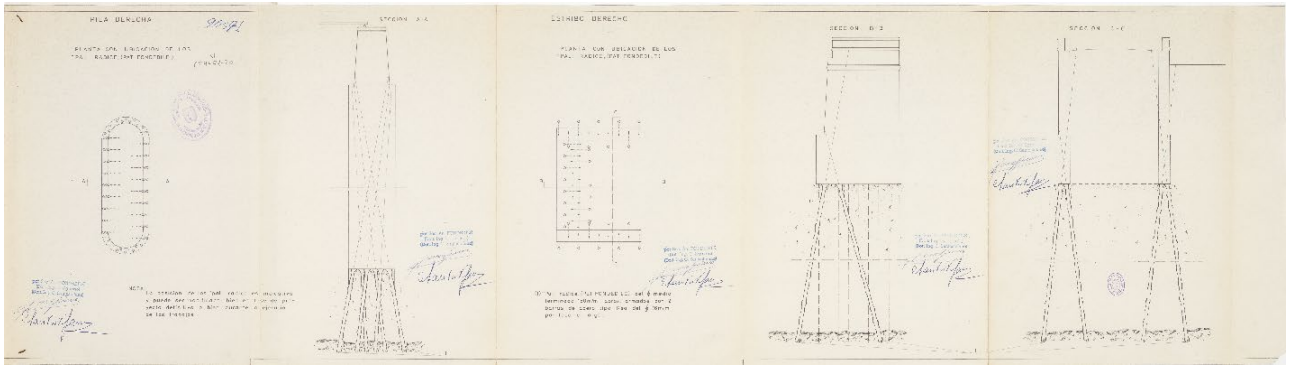


Figura 6. Diseño del recalce del Puente de Treto mediante «Pali Radice» (Sgrosso y Santostefano, 1971).

Durante el proceso de recalce volvieron a producirse movimientos en el puente, por lo que la ejecución se interrumpió de nuevo (Más Bahillo, 2025).

Finalmente, el estribo se reparó cosiendo las aletas con pernos y recreciéndolas con hormigón (Figura 7).



Figura 7. Reparación del estribo del lado de Colindres del Puente de Treto (Sánchez Cimiano y Delgado, 2016).

La construcción del nuevo puente nunca se reanudó y se optó por construir el viaducto de Colindres aproximadamente 240 m aguas arriba (Figura 8). Fue inaugurado en mayo de 1993, aliviando por fin al Puente de Treto del intenso tráfico que soportaba hasta ese memento.



Figura 8. Vista panorámica de la ría de Treto aguas abajo (Turiel Peredo, 2021).

2. COLEGIO MARIA CRISTINA (MADRID)

En 1972, Gino Sgrosso fundó la empresa Pilotes y Recalces S.L. (Piresa), que sigue en activo y es la empresa de ejecución de micropilotes más antigua de España. Teniendo en cuenta que además se trata de una empresa familiar, su longevidad constituye un logro extraordinario y merece el máximo reconocimiento.

En 1973 ejecutaron la primera pantalla de micropilotes en España en el Colegio María Cristina, situado en el Paseo de Pontones (Madrid), sin ningún tipo de anclaje ni arriostramiento (Figura 9).



Figura 9. Primera pantalla de micropilotes ejecutada en España (cortesía de Pilotes y Recalces S.L. (Piresa)).

La pantalla se diseñó para recalzar el edificio existente y permitir la excavación del terreno colindante con el fin de ampliar las instalaciones. Se ejecutó con cuatro filas de micropilotes: la primera se utilizó también para el recalce de la fachada del edificio existente; las dos siguientes se dispusieron inclinadas, una hacia la derecha y otra hacia la izquierda; y finalmente, la cuarta fila se colocó en vertical (Sgrosso Pastorelli y Carcedo, 2025).

Se trata, por tanto, de un ejemplo claro de «Reticoli di Pali Radice», un concepto introducido previamente por Fernando Lizzi (Figura 10).

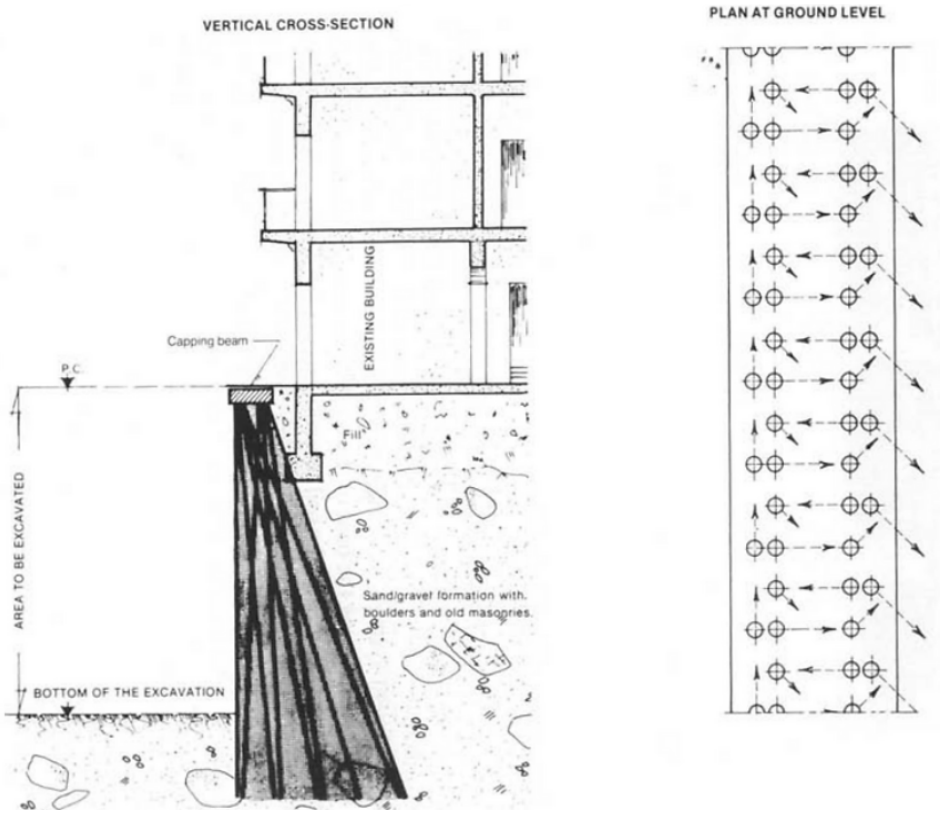


Figura 10. Esquema típico de «Reticoli di Pali Radice» y detalle de la viga de coronación (Lizzi, 1993).

Dada la singularidad y novedad de este tipo de obra en aquel momento, el proyecto fue visitado por el Profesor José Antonio Jiménez Salas, considerado el padre de la ingeniería geotécnica en España (Figura 11).



Figura 11. Profesor José Antonio Jiménez Salas visitando la obra junto al doctor Gino Sgrosso (cortesía de Pilotes y Recalces S.L. (Piresa)).

La maquinaria utilizada en aquella época sería hoy considerada auténtica pieza de museo (Figura 12).

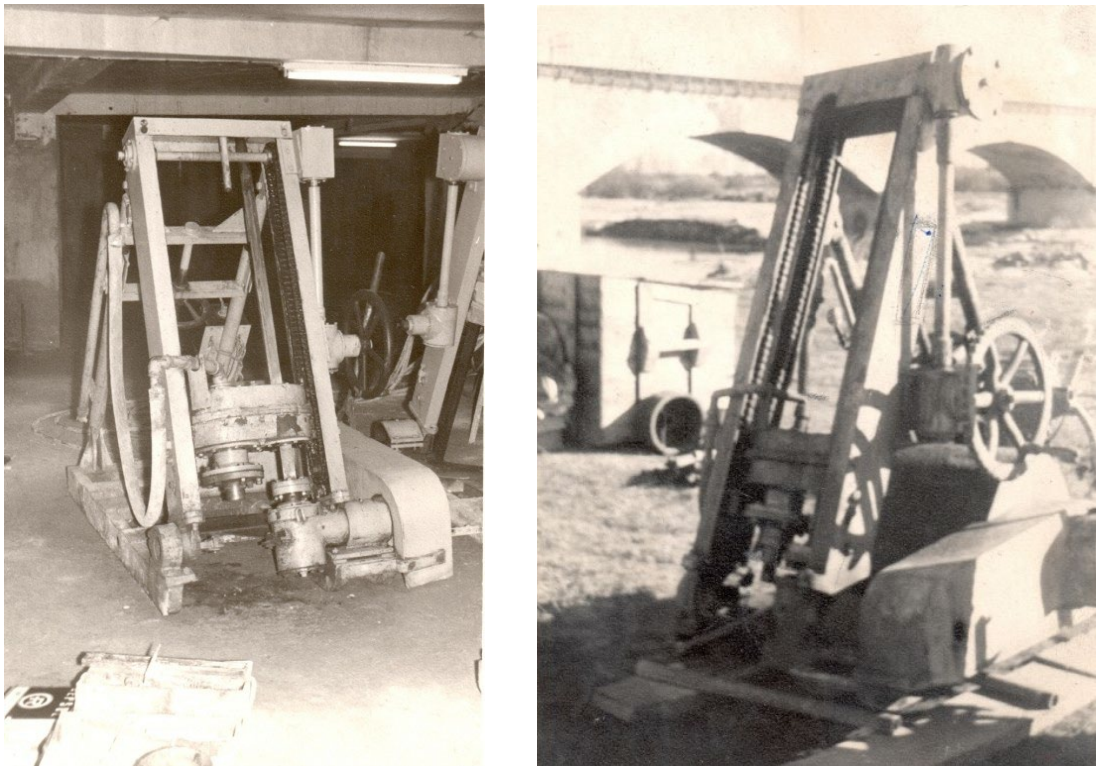


Figura 12. Máquinas de perforación utilizadas en la década de 1970 (cortesía de Pilotes y Recalces S.L. (Piresa)).

3. EL VIADUCTO VIEJO (TERUEL)

El Viaducto Viejo de Teruel, actualmente denominado Viaducto Fernando Hué, ostentó en su día el récord nacional de mayor luz entre apoyos en la categoría de puentes arco de hormigón (Figura 13).

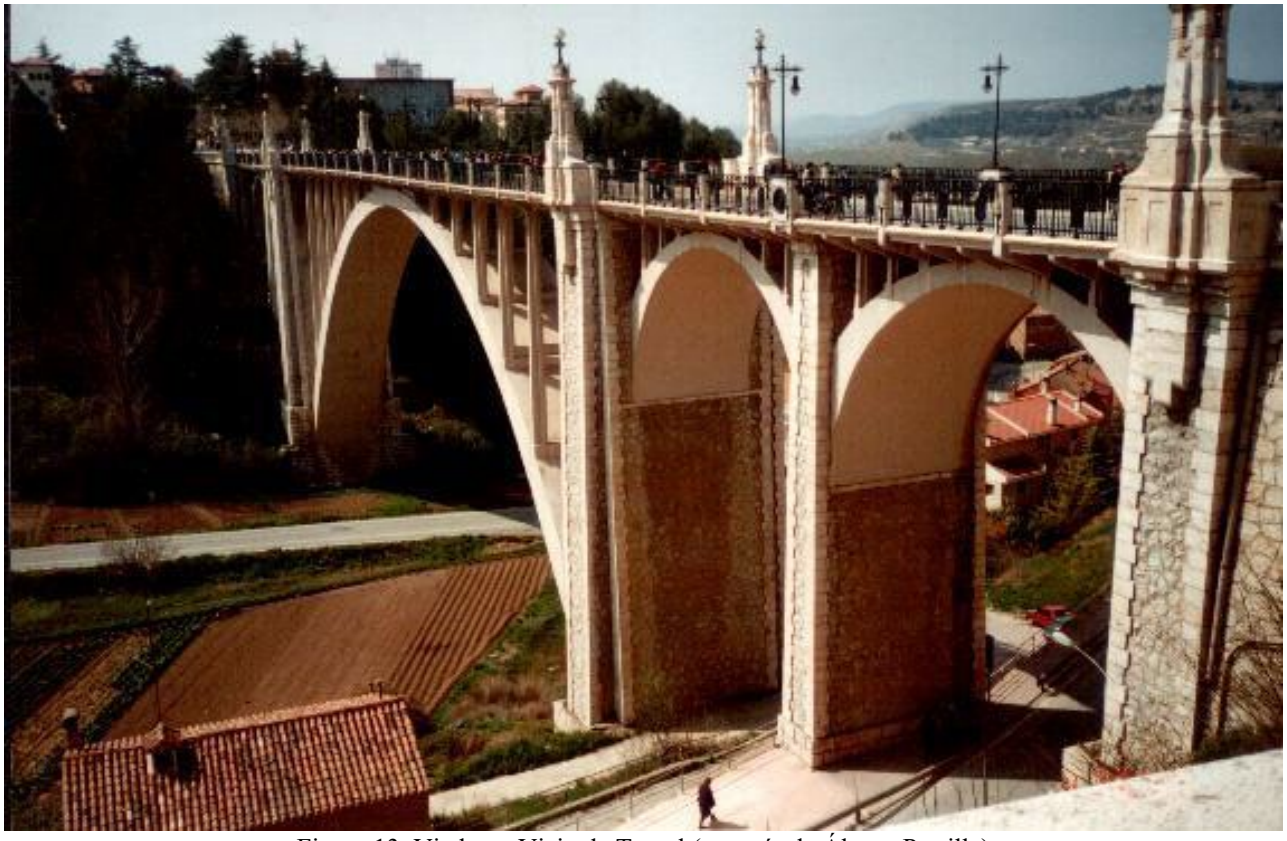


Figura 13. Viaducto Viejo de Teruel (cortesía de Álvaro Parrilla).

En 1920, el ingeniero Fernando Hué de la Barrera diseñó la estructura como solución para cruzar la rambla de San Julián en la carretera hacia Valencia. Antes de ello era necesario seguir un itinerario con fuertes pendientes, lo que suponía una gran dificultad, especialmente para peatones y carros de tracción animal.

El proyecto de construcción se adjudicó ese mismo año, aunque la cimentación no se completó hasta 1925. Ese año se redactó un proyecto modificado, aumentando la luz del primer arco del lado de Teruel para permitir el paso bajo él de la carretera de San Julián. Además, por razones estéticas, la luz de los demás arcos secundarios pasó de 10,00 m a 14,40 m (Figura 14).

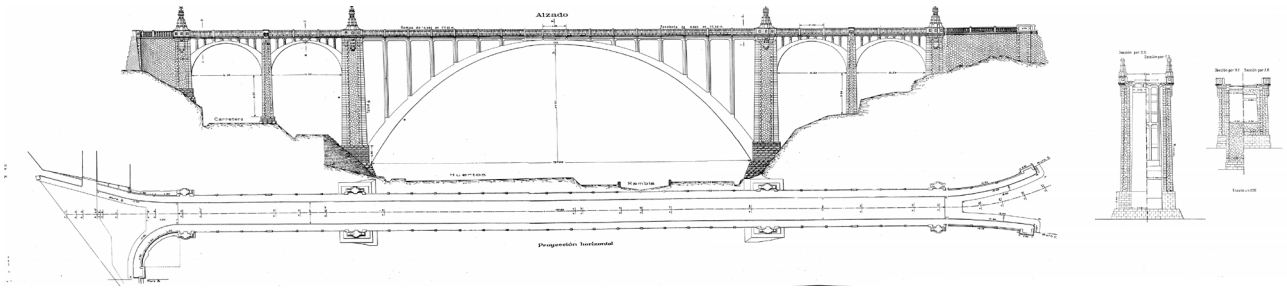


Figura 14. Alzado, planta y secciones del proyecto modificado del Viaducto Viejo de Teruel (Ostáriz Falo, 2019).

El arco central tiene una luz de 79,00 m y alcanza una flecha máxima de 26,53 m, con un espesor de 1,20 m en la clave y de 2,40 m en los arranques. La calzada tenía 5,00 m de anchura. Las obras de construcción finalizaron en 1929.

El puente sufrió daños durante la Guerra Civil (Figura 15). No fue reparado hasta 1949.



Figura 15. El Viaducto Viejo de Teruel durante la Guerra Civil fotografiado por Robert Capa (Ostáriz Falo, 2019).

En 1967 se aprobó un proyecto para ensanchar el viaducto, incrementando la anchura de la calzada hasta 7,00 m. En 1968 se adjudicó el contrato de construcción. Ese mismo año se detectó una grieta en el primer arco desde el lado del casco antiguo, por lo que las obras se paralizaron para inspeccionar las cimentaciones.

En 1973, diversos estudios y reconocimientos concluyeron en un informe que el viaducto necesitaba reparaciones. En 1975, las obras de recalce de la segunda pila del viaducto, empezando desde el lado del casco antiguo, fueron adjudicadas a Fondedile S.A. Madrid (Figura 16).

Al replantear las obras, se detectó que tanto esta pila como la más próxima al casco antiguo habían asentado 31 y 14 mm, respectivamente. En consecuencia, en 1976 se recalzaron ambas pilas (Ostáriz Falo, 2019).

Como anécdota, el esquema de esta obra aparece como ejemplo de recalce mediante micropilotes inclinados y entrelazados en la guía española para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera (Figura 17).

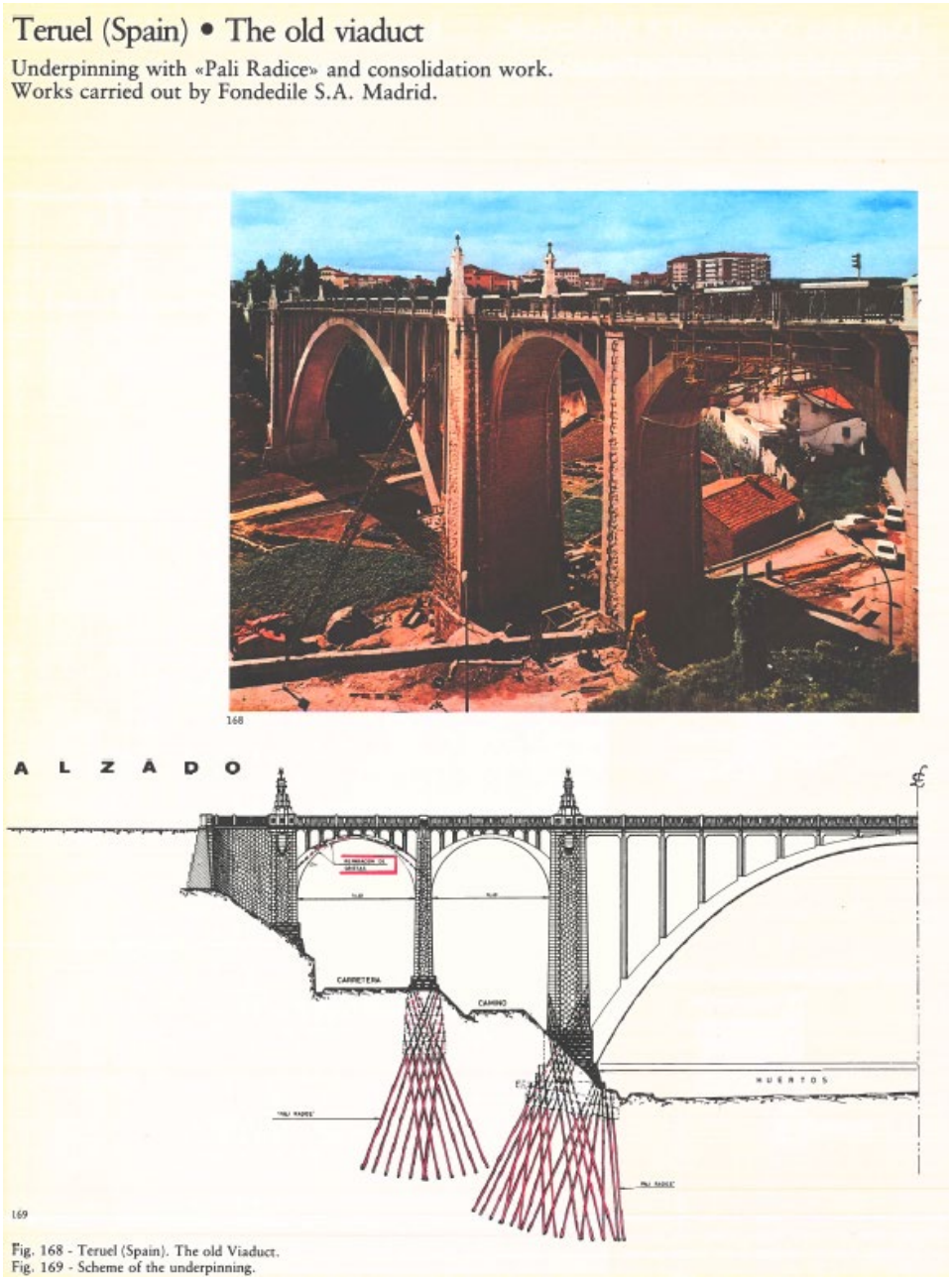


Figura 16. Recalce del Viaducto Viejo de Teruel (Lizzi, 1982).

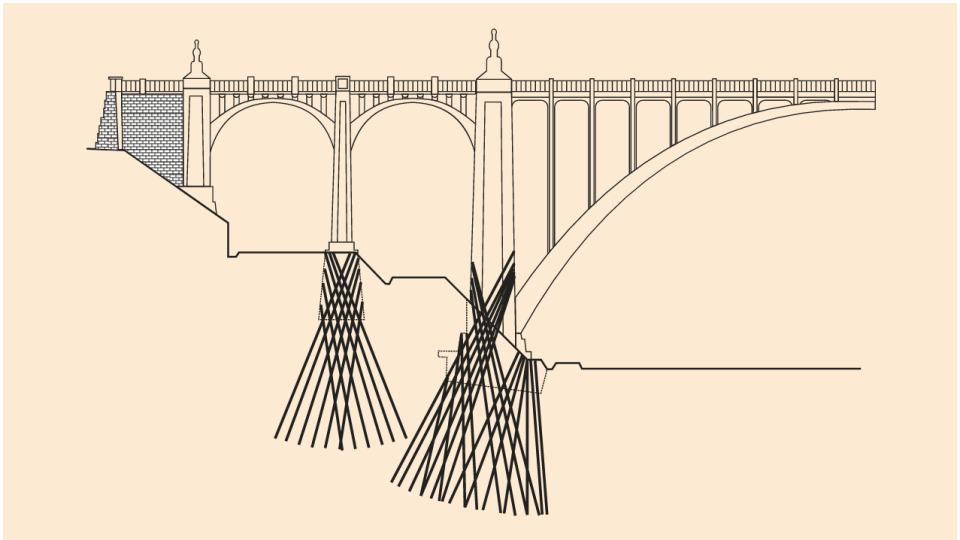


Figura 17. Esquema del recalce del Puente Viejo de Teruel (Ministerio de Fomento, 2005).

4. CASA DEL CORDÓN (BURGOS)

La Casa del Cordón es un palacio-fortaleza construido a finales del siglo XV. Su estilo arquitectónico corresponde a la transición entre el gótico y el renacimiento. Debe su nombre popular al cordón franciscano labrado en piedra, situado sobre una de sus entradas principales (Figura 18).



Figura 18. Fachada principal y Puerta del Cordón (de Juan García, 2014).

El edificio fue adquirido por el Banco Municipal de Burgos, que decidió rehabilitarlo para establecer en él la sede de la entidad (Figura 19).



Figura 19. Vista general de la Casa del Cordón antes del inicio de las obras de rehabilitación (de Juan García, 2014).

El arquitecto Fernando Moreno-Barberá fue el encargado de desarrollar el proyecto de rehabilitación. Este incluía la excavación de un sótano de 11,50 m de altura, distribuido en tres niveles para albergar un auditorio, cajas de seguridad para los clientes y un aparcamiento subterráneo. Era necesario conservar varios elementos del palacio, como dos de las fachadas existentes, el claustro interior y una arquería lateral (Figura 20).

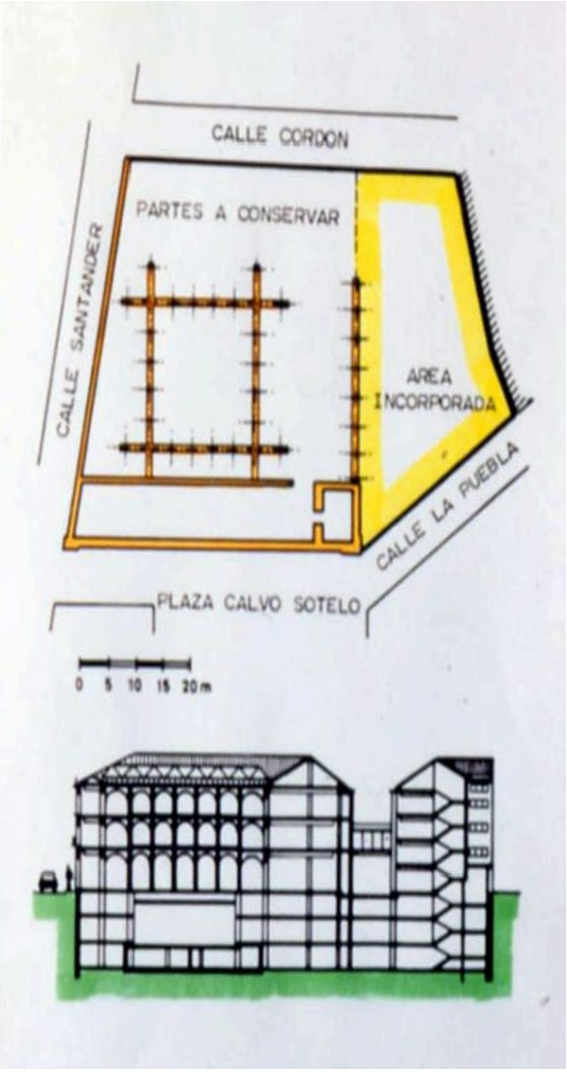


Figura 20. Planta de la Casa del Cordón y sección del nuevo edificio (partes a conservar en naranja y zonas nuevas en amarillo) (de Juan García, 2014).

Las obras de rehabilitación comenzaron en 1983.

El subsuelo de la zona estaba formado por una serie de estratos, de arriba abajo: el primer estrato era un relleno de unos 2,00 m de espesor; el segundo estaba compuesto por gravas y arenas, desde una profundidad de 4,00 m hasta 6,50 m; un tercer estrato aparecía solo en algunas zonas, formado por arcillas limo-arenosas con un espesor variable entre 2,00 y 3,00 m; y finalmente, a profundidades comprendidas entre 6,00 y 10,00 m aparecía un sustrato de margas yesíferas. El nivel freático se encontraba a una profundidad de 2,50 m (Muzás *et al*., 1985).

Fueron necesarias las siguientes actuaciones:

- En las alineaciones exteriores exentas se ejecutó un muro pantalla de hormigón armado, empotrado en el sustrato margoso.
- En las alineaciones de fachada situadas bajo el palacio a conservar se ejecutó un recalce profundo mediante bataches excavados manualmente dentro de recintos de terreno congelado. Los bataches penetraban hasta el nivel de las margas impermeables. En ellos se ejecutaron muros de hormigón armado, enlazados entre sí para completar un recinto exterior estanco (Figuras 21 y 22).
- Una vez conseguido el recinto estanco, el resto de los elementos a conservar se recalzó mediante micropilotes. Finalmente, se llevó a cabo la excavación de los sótanos (Figuras 23, 24 y 25).

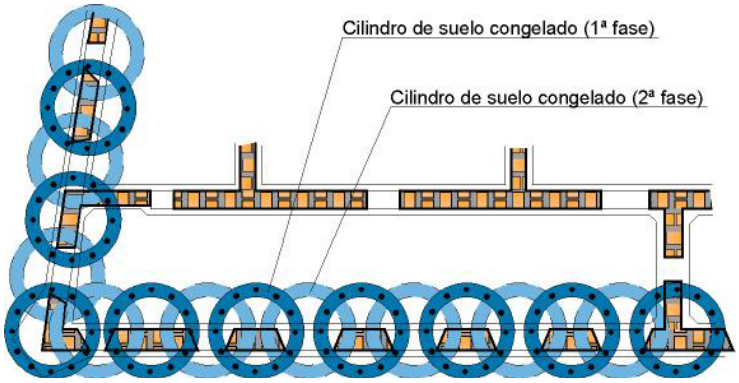


Figura 21. Fases de ejecución de los recintos de terreno congelado (anillos primarios en azul oscuro y secundarios en azul claro) (Ortuño, 2001).

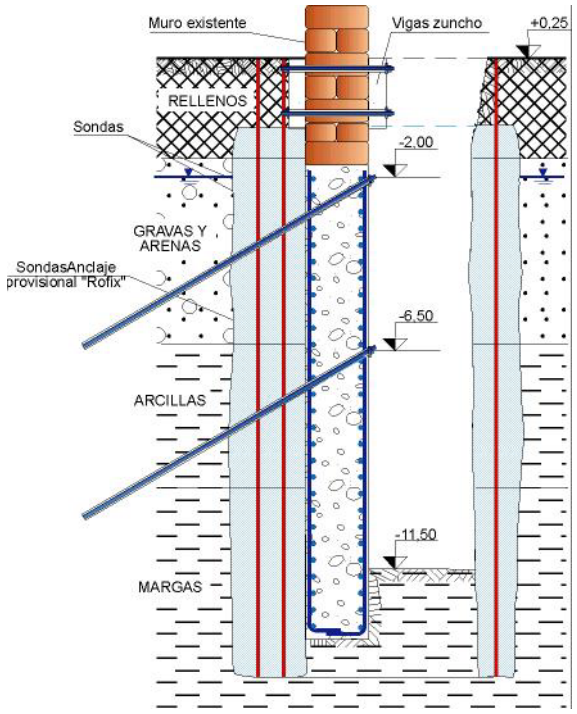


Figura 22. Detalle del muro de recalce dentro del recinto de terreno congelado en la Casa del Cordón (Ortuño, 2001).

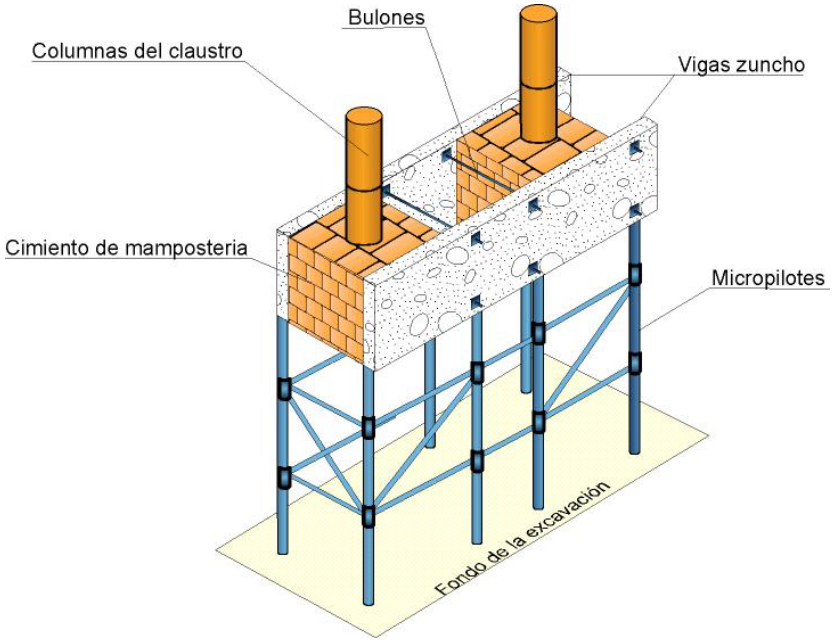


Figura 23. Detalle del arriostramiento y del esquema de recalce del claustro central de la Casa del Cordón (Ortuño, 2001).

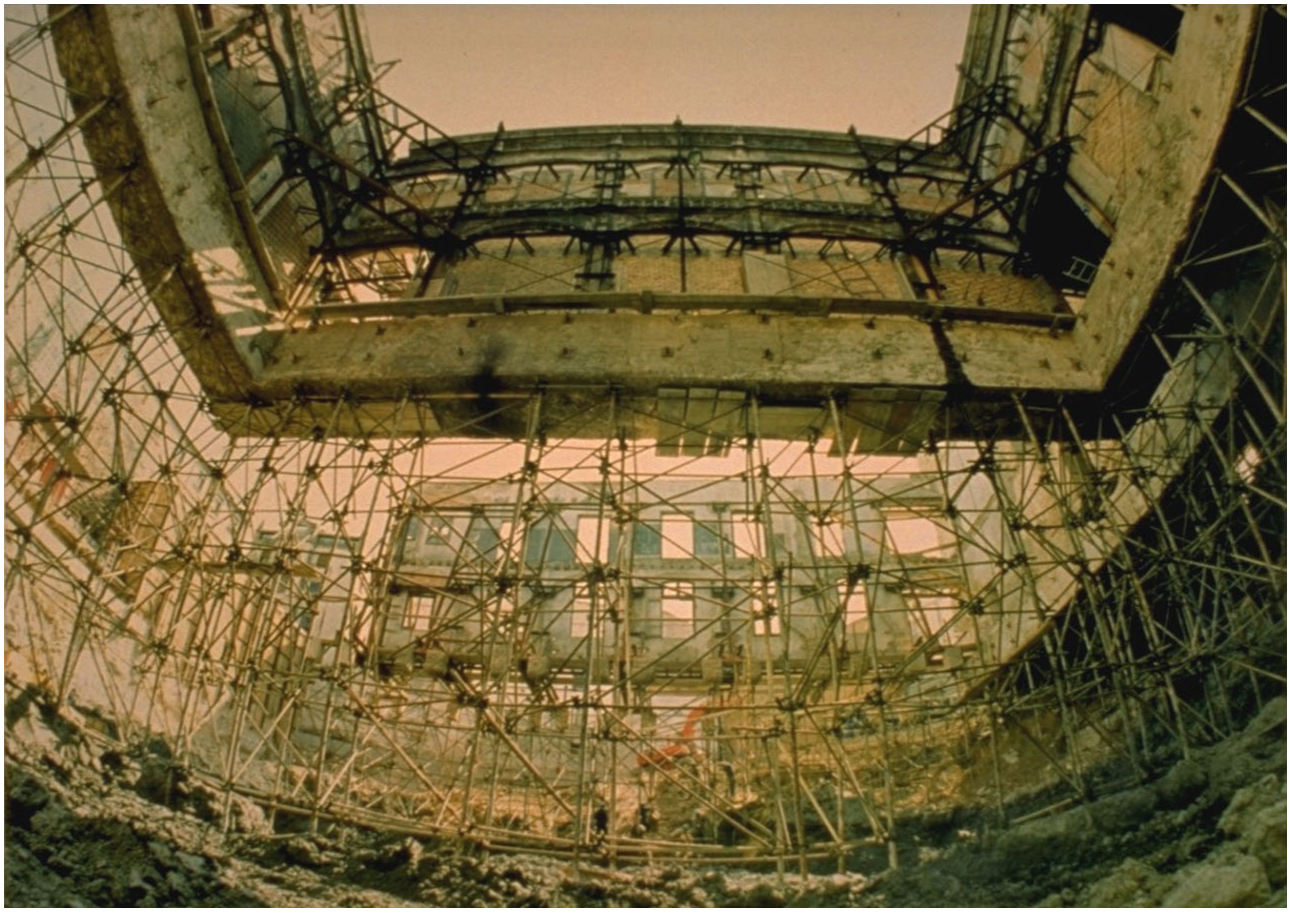


Figura 24. Vista panorámica de la excavación del claustro central de la Casa del Cordón (de Juan García, 2014).



Figura 25. Excavación con los dos tipos de recalce ejecutados en la Casa del Cordón (de Juan García, 2014).

La ejecución de los trabajos de congelación del terreno y de micropilotes fue llevada a cabo por Rodio Cimentaciones Especiales S.A. y Kronsa Internacional S.A.

A continuación, se muestran varias imágenes del edificio una vez finalizada la rehabilitación (Figura 26).



Figura 26. Fachada principal, patio y arco de Simón de Colonia tras la restauración (de Juan García, 2014).

5. PALACIO DE LINARES - CASA DE AMÉRICA (MADRID)

El Palacio de Linares fue construido a finales del siglo XIX. Se sitúa en la Plaza de Cibeles, en Madrid, en la

confluencia del Paseo de Recoletos con la Calle Alcalá. Su acceso principal, precedido por un amplio jardín, se abre a la Calle Marqués del Duero (Figura 27).

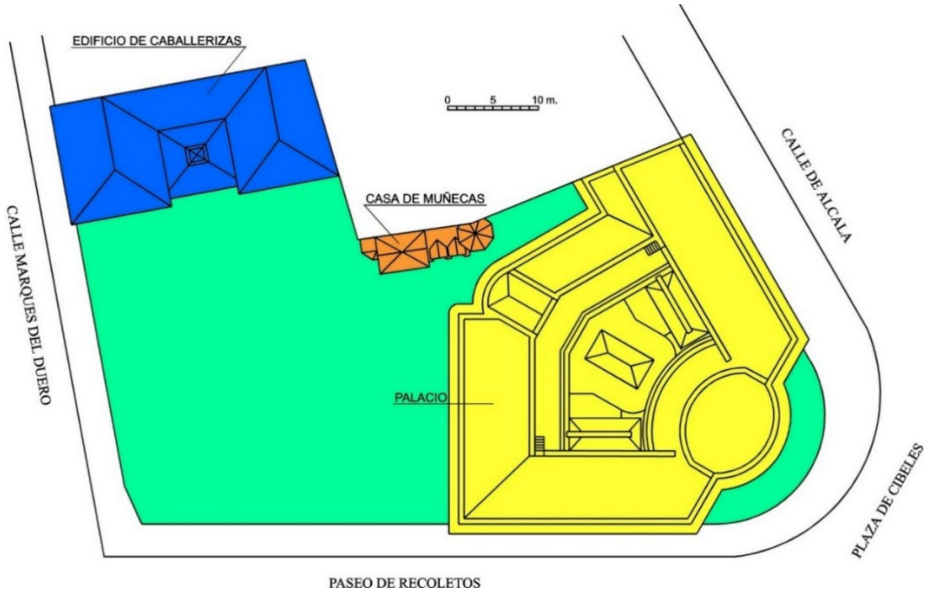


Figura 27. Planta general y localización del Palacio de Linares (de Juan García, 2014).

El edificio constaba de sótano, planta baja, planta principal y planta alta. Además, en su extenso jardín existen otros dos edificios: la «Casa de Muñecas» y el «Edificio de Caballerizas». El palacio fue declarado Monumento Histórico-Artístico en 1976.

Este palacio constituye un ejemplo notable de arquitectura de la alta burguesía. Su concepción general responde al estilo neobarroco francés. La forma curvilínea de la fachada principal y la balaustrada del balcón de la planta principal confieren al edificio un carácter singular. Su estética distintiva fue rápidamente reconocida y apareció con frecuencia en ilustraciones de la época (Figura 28).



Figura 28 Vista de la plaza de Cibeles hacia 1900-1905 (de Juan García, 2014).

Diversos acontecimientos llevaron al palacio a un estado de abandono y grave deterioro, haciendo imprescindible una restauración prácticamente integral.

Con motivo de la conmemoración del V Centenario del descubrimiento de América, se decidió instalar en el palacio la Casa de América. Desde entonces, se ha convertido en un centro permanente de investigación, promoción cultural y diálogo entre los países de la Comunidad Iberoamericana.

El proyecto de rehabilitación fue encomendado al arquitecto Carlos Puente Fernández. La actuación incluía la

creación de nuevos sótanos bajo el «Edificio de Caballerizas» y bajo el jardín (Figura 29).

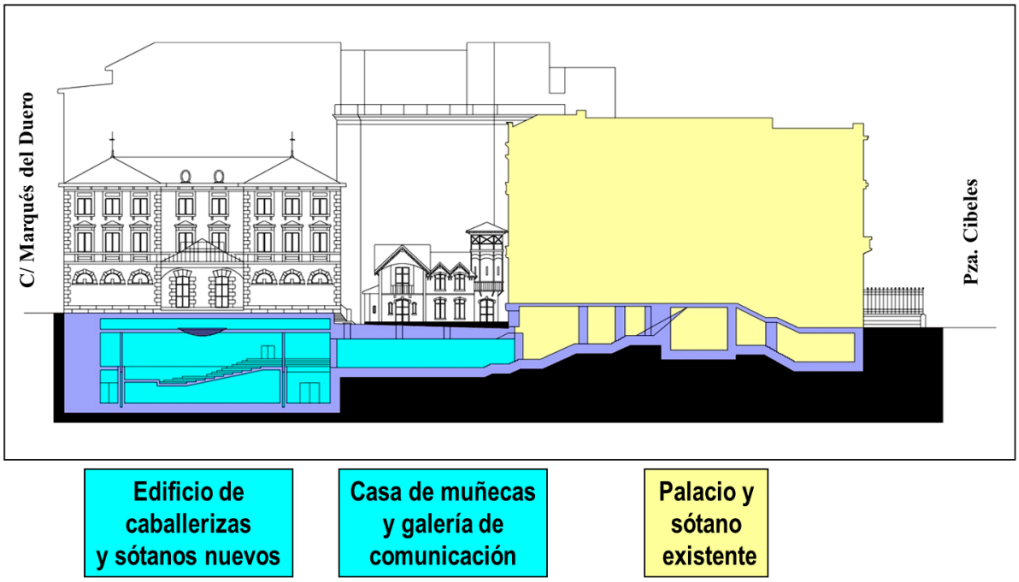


Figura 29. Sección de la Casa de América (nuevos sótanos en azul) (de Juan García, 2014).

Las obras de rehabilitación comenzaron en 1990.

El subsuelo de la zona estaba formado por una primera capa de relleno de hasta 4,20 m de espesor, bajo la cual aparecía un nivel de arena cuaternaria hasta una profundidad de 5,00 m. Finalmente, se encontraba un sustrato Terciario compuesto por arcilla arenosa (denominada localmente «tosco arenoso - tosco») de muy baja permeabilidad. Dentro de este sustrato existía un nivel de arena (denominada localmente «arena de miga») a una profundidad de 10,00 a 10,50 m, con un espesor variable entre 1,30 y 1,85 m (de Juan García, 2003).

El nivel freático se encontraba a una profundidad de 7,50 a 8,50 m, por tanto, la capa de arena actuaba como un acuífero confinado.

Para ejecutar la excavación de dos sótanos hasta una profundidad de 11,00 m bajo el «Edificio de Caballerizas», fueron necesarias las siguientes actuaciones:

- En las alineaciones exteriores exentas se ejecutó un muro pantalla de hormigón armado, empotrado en el sustrato Terciario.
- En las alineaciones de fachada situadas bajo las partes del palacio que debían conservarse, se realizó un recalce profundo mediante bataches excavados manualmente bajo la protección de dos filas de columnas secantes de jet grouting empotradas por debajo del acuífero confinado.
- Recalce mediante micropilotes de los muros orientados hacia el jardín (Figuras 30 y 31).



Figura 30. Equipos de micropilotaje trabajando en el interior del «Edificio de Caballerizas» (de Juan García, 2014).



Figura 31. Diferentes vistas del recalce mediante micropilotes del «Edificio de Caballerizas» (de Juan García, 2014).

Los trabajos ejecución de los micropilotes y de jet grouting corrieron a cargo de Kronsa Internacional S.A.

A continuación, se muestran varias imágenes del edificio una vez finalizada la rehabilitación (Figura 32).



Figura 32. Fachada del «Edificio de Caballerizas» y fachada principal de la Casa de América tras la restauración (de Juan García, 2014).

6. CENTRO COMERCIAL ABC (MADRID)

Anteriormente fue la sede de la empresa Prensa Española («ABC» y «Blanco y Negro») hasta 1989. Es uno de los edificios más característicos del Paseo de la Castellana y cuenta con varios accesos simultáneos desde la Calle Serrano.

Sus dos fachadas son radicalmente diferentes. La fachada principal, de estilo regionalista sevillano, es obra del arquitecto Aníbal González Álvarez, en 1926. La otra, la fachada de la Calle Serrano, de estilo clasicista francés, fue diseñada en 1896 por el arquitecto José López Sallaverry (Figura 33).



Figura 33. Fachada hacia el Paseo de la Castellana (izquierda) y hacia la Calle Serrano (derecha) del Centro Comercial ABC (de Juan García, 2014).

El edificio presenta un importante desnivel, ya que la Calle Serrano se encuentra casi 6 m por encima del Paseo de la Castellana.

En 1992 se llevó a cabo una rehabilitación integral del edificio para adaptarlo a su nuevo uso como centro comercial, lo que implicó la construcción de nuevos sótanos. El proyecto fue encomendado al arquitecto Mariano Bayón Álvarez (de Juan García, 2007).

El recalce de la estructura existente se realizó mediante grupos de 4 micropilotes con una separación entre ejes relativamente importante, para permitir su sustitución por los pilares definitivos cuando se alcanzara la cota final de excavación (Figura 34).



Figura 34. Pilares recalzados con grupos de 4 micropilotes arriostrados entre sí (de Juan García, 2003).

Los trabajos de ejecución de micropilotes fueron realizados por Kronsa Internacional S.A.

Tras la rehabilitación, el edificio pasó a tener tres plantas de sótano en el lado de la Calle Serrano, de las cuales la segunda coincide con la cota del Paseo de la Castellana. A este nivel se sitúa el acceso al aparcamiento, que consta de cuatro plantas bajo rasante. El primer sótano es común a todo el edificio y corresponde al tercer sótano de la Calle Serrano (de Juan García, 2003).

7. CASARAMONA – CAIXA FORUM (BARCELONA)

Fue construido a comienzos del siglo XX y sirvió como sede de la antigua fábrica textil Casaramona. El edificio se sitúa en la confluencia de la Avenida Francesc Ferrer i Guàrdia con la Calle Mèxic, en Barcelona.

Es un magnífico ejemplo de arquitectura industrial modernista catalana, construido con gran sencillez y utilizando ladrillo visto y hierro forjado (Figura 35).

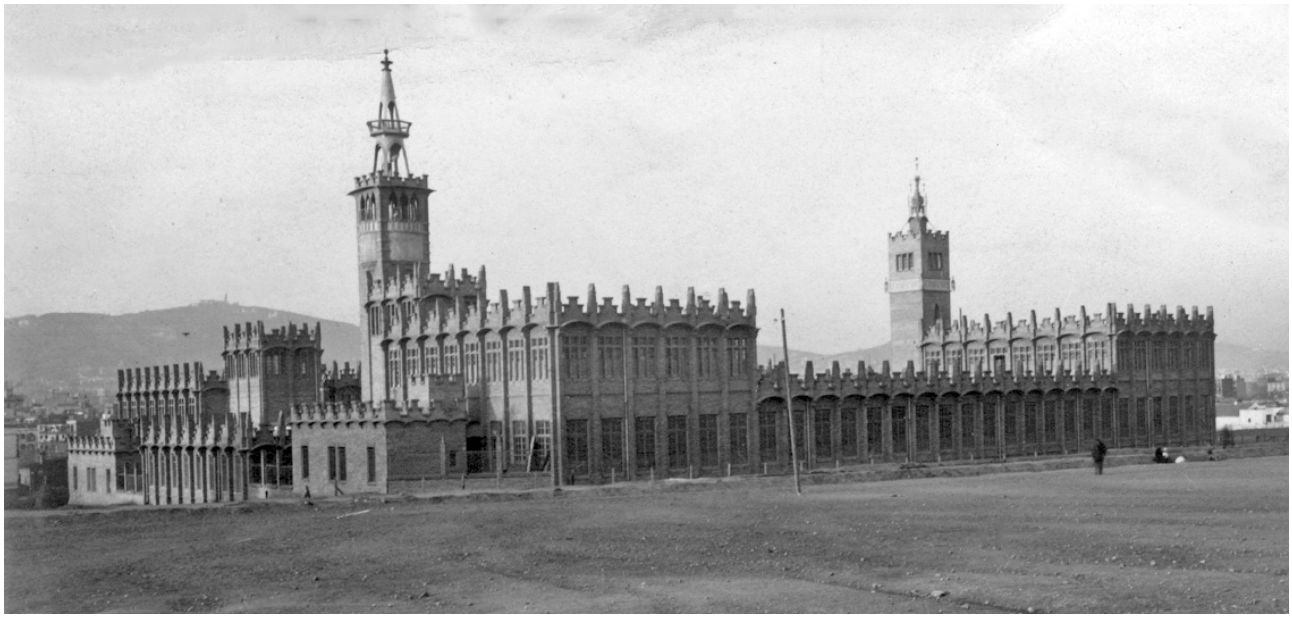


Figura 35. La antigua fábrica textil Casaramona en 1911 según Frederic Ballell Maymí (cortesía del Archivo Fotográfico de Barcelona).

Fue declarado Monumento Histórico-Artístico de Interés Nacional en 1976.

El proyecto de rehabilitación fue encomendado a los arquitectos Roberto Luna (autor principal del proyecto), Robert Brufau (responsable de estructuras), Javier Asarta (responsable de restauración) y Arata Isozaki (diseñador de la nueva plaza y del acceso principal).

Entre las actuaciones realizadas, se creó un gran vestíbulo subterráneo y se adaptaron los talleres de la fábrica para su uso como salas de exposición.

Para la excavación del vestíbulo se adoptaron dos soluciones diferentes:

<u>Solución 1</u>

- La plataforma de trabajo se rebajó 2,00 m para permitir el acceso de la maquinaria (Figura 36).
- Se perforaron los micropilotes y se recuperó parcialmente la barra hueca hasta 4,50 m por debajo de la plataforma de trabajo (Figura 37).
- Se excavaron pozos hasta la cota de las cabezas de los micropilotes y de los encepados, y posteriormente se construyeron nuevos pilares. Sobre ellos se apoyaron vigas metálicas conectadas a los pilares existentes.
- Se excavó bajo los antiguos pilares y se demolieron sus cimentaciones (Figuras 38 y 39).



Figura 36. Rebaje de la plataforma de trabajo (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).

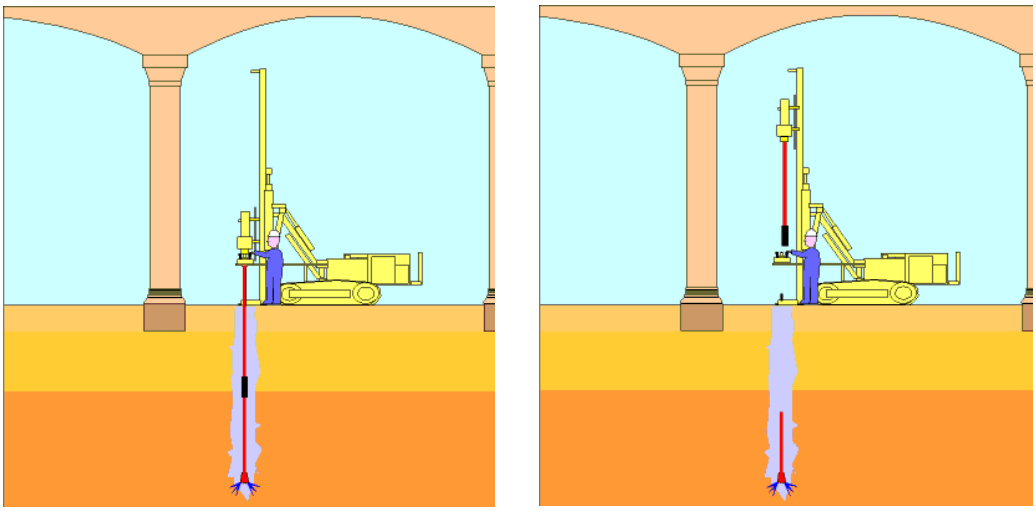


Figura 37. Perforación de micropilotes y recuperación parcial de la barra hueca hasta una cota inferior (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).

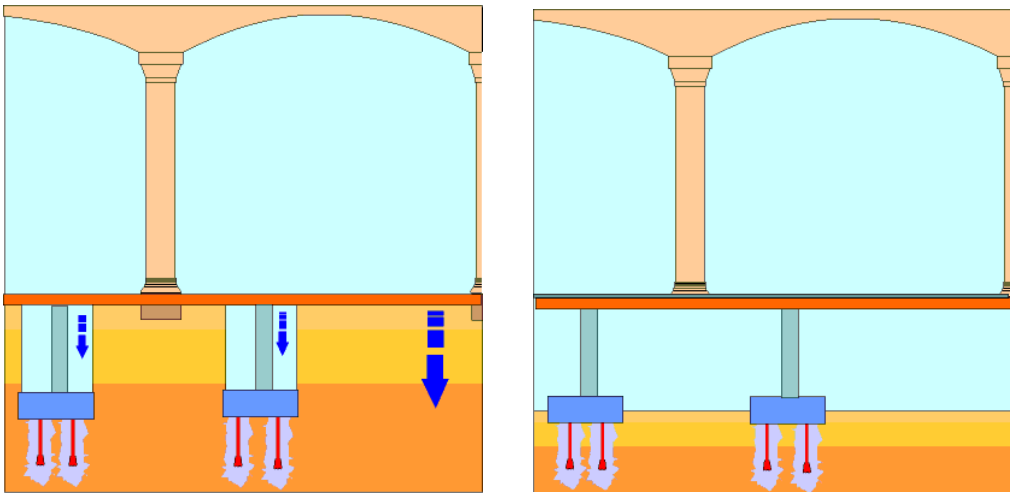


Figura 38. Recalce de pilares (izquierda), excavación y demolición de cimentaciones antiguas (derecha) (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).



Figura 39. Recalce de pilares y excavación de cimentaciones antiguas (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).

Solución 2

- La plataforma de trabajo se rebajó 2,00 m para permitir el acceso de la maquinaria.
- Se perforaron los micropilotes y se prolongó la barra hueca hasta 1,80 m por encima de la plataforma de trabajo (Figura 40).
- El tramo prolongado se encamisó con tubo de PVC y se rellenó con lechada de cemento para apoyar vigas metálicas, que se conectaron a los pilares existentes.
- Se excavó bajo los antiguos pilares y los micropilotes se arriostraron lateralmente (Figuras 41 y 42).
- Se formaron nuevos pilares entre los micropilotes (Figura 43).
- Se cortaron los micropilotes y se demolieron las cimentaciones de los antiguos pilares (Figura 44).

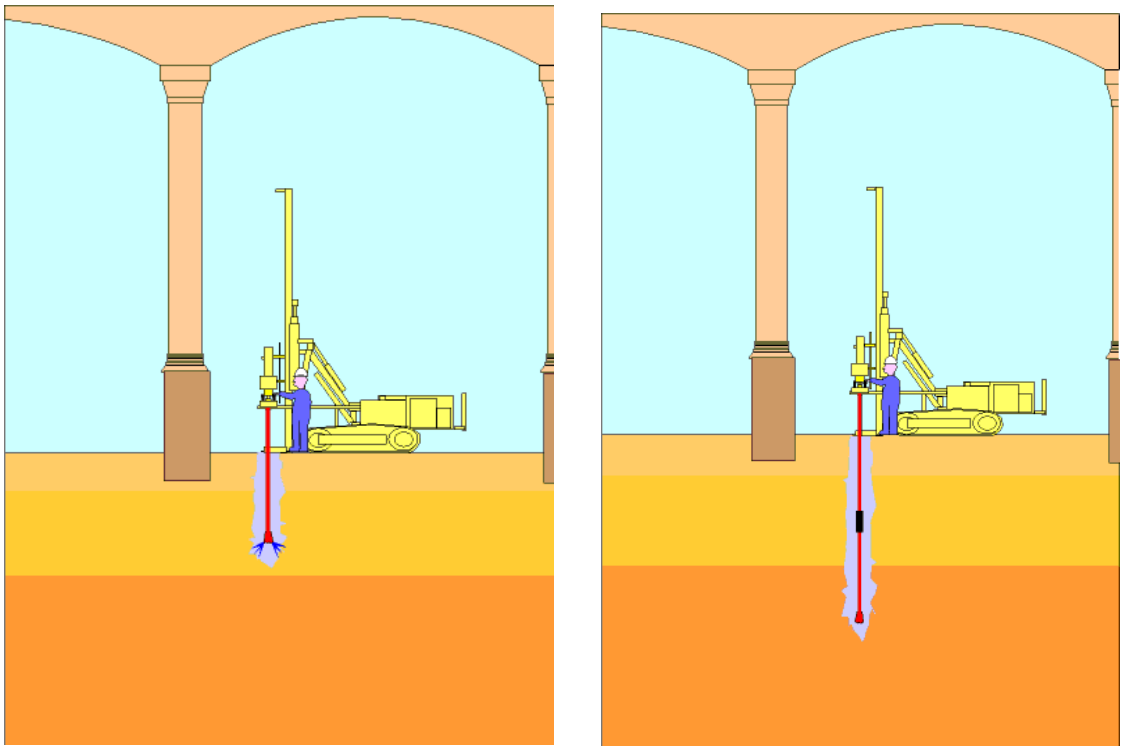


Figura 40. Perforación de micropilotes y prolongación de la barra hueca hasta una cota superior (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).

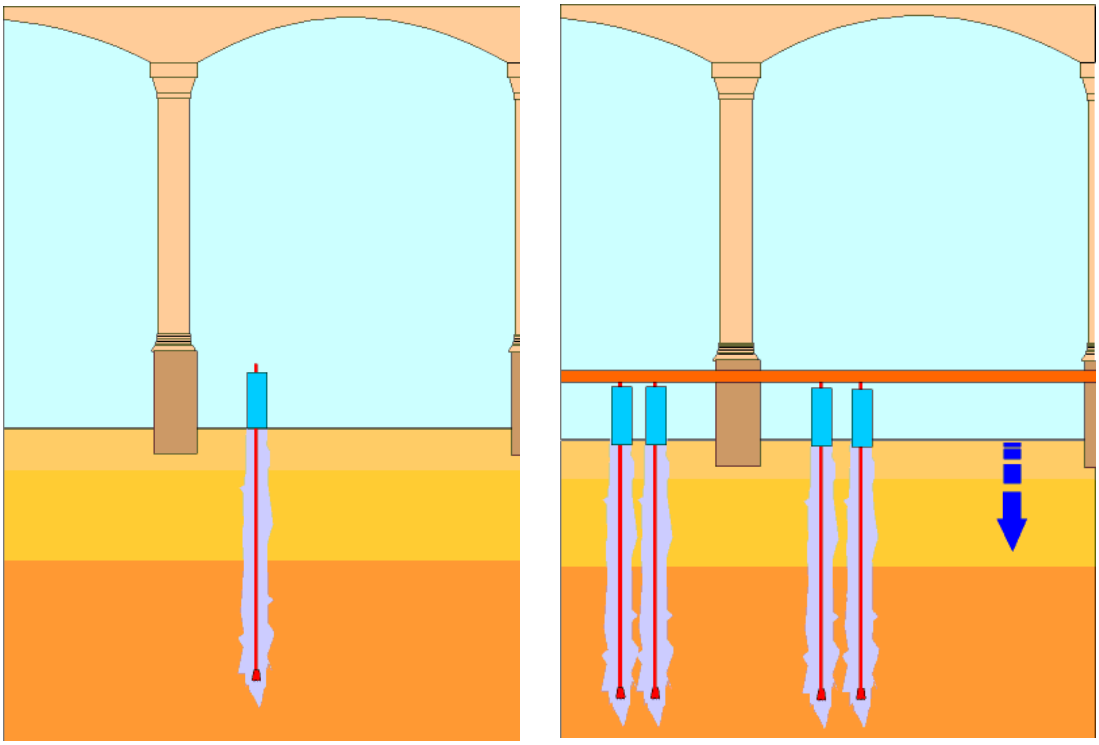


Figura 41. Encamisado con PVC (izquierda), recalce de pilares y excavación de cimentaciones antiguas (derecha) (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).



Figura 42. Encamisado con PVC (izquierda), recalce de pilares y arriostramiento lateral de los antiguos micropilotes (derecha) (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).

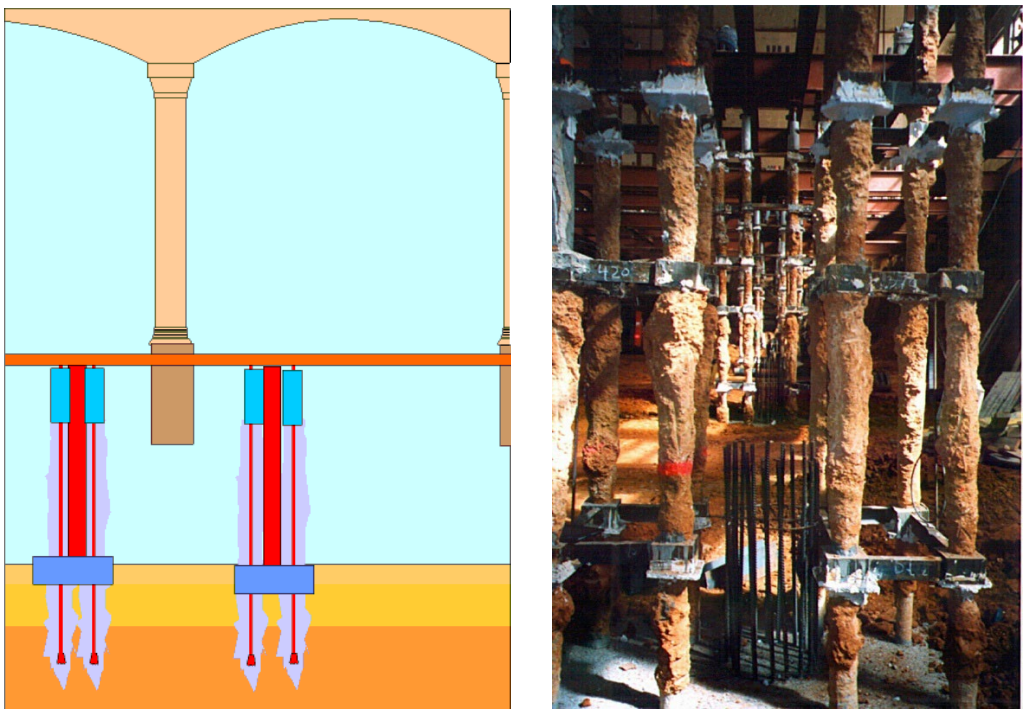


Figura 43. Formación de nuevos pilares (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).

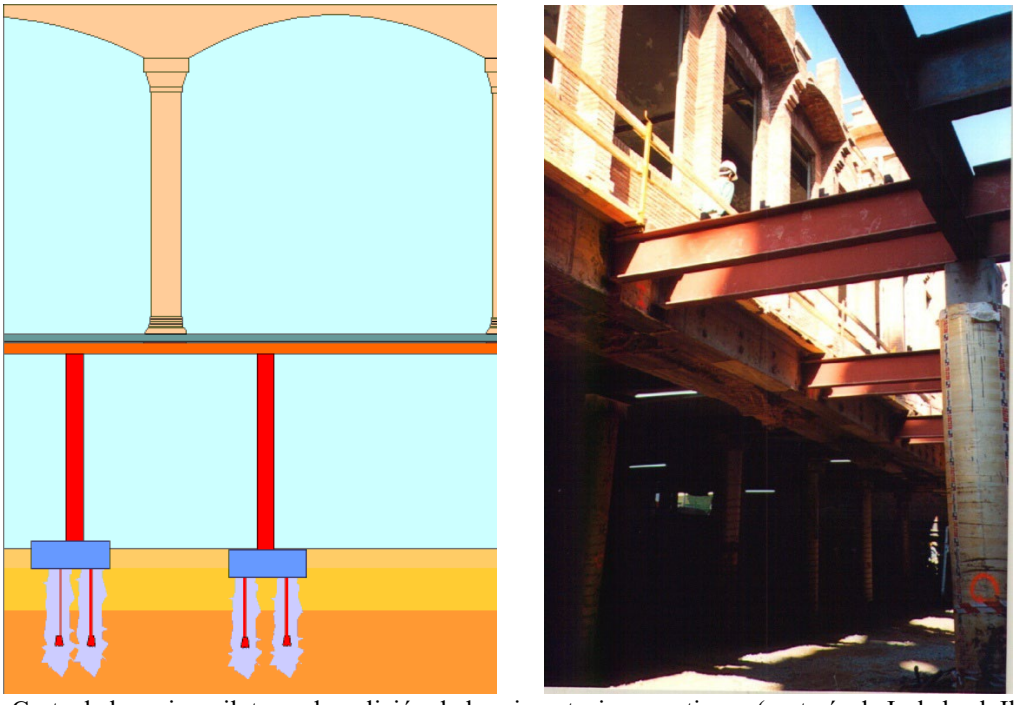


Figura 44. Corte de los micropilotes y demolición de las cimentaciones antiguas (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).

Los trabajos de ejecución de micropilotes fueron realizados por Trépanos y Recalces S.L. entre los años 1998 y 1999 (Arenas López, 2025), empleándose micropilotes autoperforantes Titan.

El sistema Titan se distingue por su capacidad para realizar la perforación, la colocación de la armadura y la inyección en una sola operación, sin necesidad de entubación.

El uso de este sistema permite un aumento significativo del diámetro real del micropilote con respecto al diámetro de perforación, así como una mejora de la adherencia frente al sistema de inyección convencional.

Además, debido a la geometría específica de la barra Titan, si se proporciona un recubrimiento suficiente de lechada, el sistema garantiza que la abertura de fisura sea inferior a 0,10 mm en la superficie de contacto con

el terreno. De este modo, el sistema dispone de protección permanente (Figura 45).

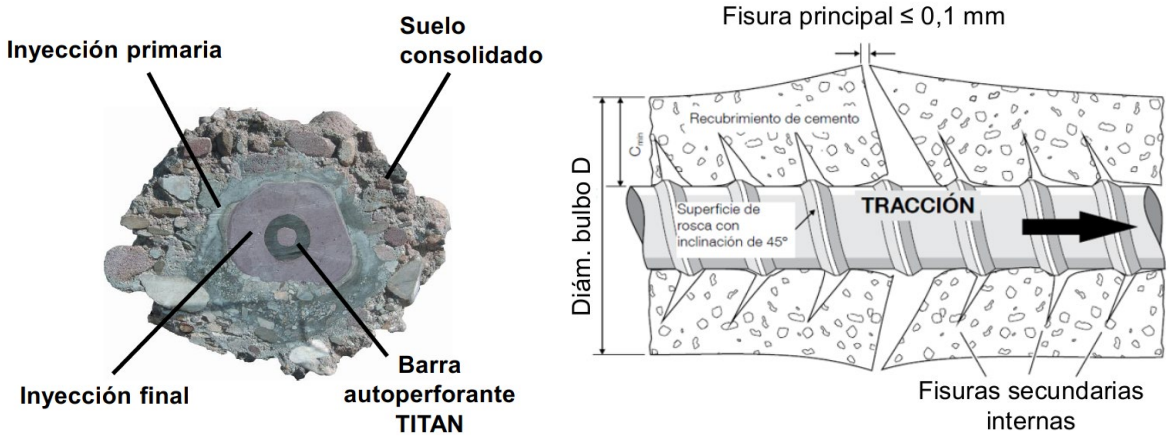


Figura 45. Sección transversal de un micropilote Titan (izquierda) y diagrama de evolución de la abertura de fisura (derecha) (Ischebeck Ibérica, 2023).

A continuación, se muestran varias imágenes del edificio una vez finalizada la rehabilitación (Figuras 46 y 47).



Figura 46. Plaza y acceso principal al CaixaForum tras la rehabilitación.



Figura 47. Vista de los edificios de la antigua fábrica tras la rehabilitación.

8. MERCADO DEL BORN (BARCELONA)

Construido a finales del siglo XIX, el edificio se sitúa en la Plaza Comercial. Fue el primer gran ejemplo de edificio de arquitectura del hierro proyectado en Barcelona.

Inicialmente sirvió como mercado del barrio de la Ribera y más tarde se convirtió en el mercado central de frutas y verduras de Barcelona.

La estructura es un edificio de planta rectangular con muros verticales vistos y cubierta de teja plana vidriada, sustentada por una estructura de cerchas de hierro y pilares de fundición (Figura 48).



Figura 48. Interior del Mercado del Born (Domínguez Martí, 1932).

A finales de la década de 1990 se propuso transformar el Mercado del Born en la Biblioteca Provincial de Barcelona, manteniendo la estructura original del mercado.

Para disponer de un nivel de sótano, fue necesario recalzar los pilares del edificio mediante micropilotes (Figura 49) y ejecutar un muro perimetral de micropilotes.

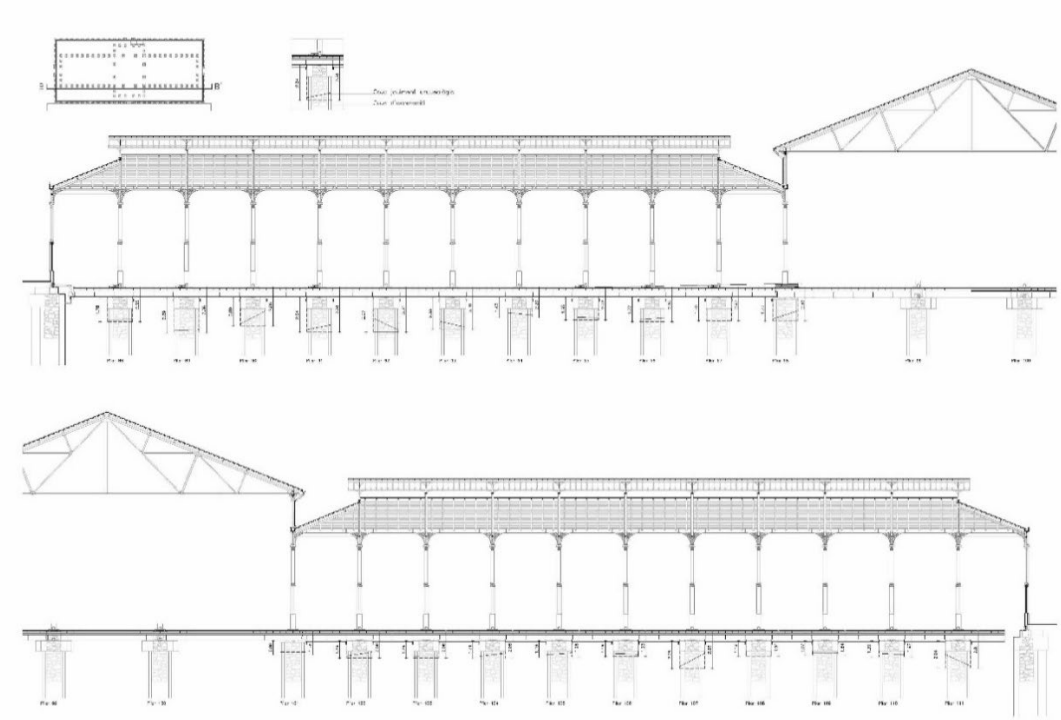


Figura 49. Alzado del recalce de pilares con micropilotes (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).

Los trabajos fueron ejecutados por Geotec-262 S.L. entre 2002 y 2003 (Arenas López, 2025).

Durante la excavación aparecieron restos de trazado viario y de viviendas. Formaban parte del barrio de La Ribera a comienzos del siglo XVIII (Figuras 50 y 51).



Figura 50. Restos arqueológicos (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).



Figura 51. Restos arqueológicos (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).

Posteriormente, se decidió conservar el yacimiento arqueológico y transformar el antiguo Mercado del Born en un centro de interpretación. En la actualidad, el centro está dedicado a la historia medieval y moderna temprana de Barcelona.

En 2006 fue declarado Bien Cultural de Interés Nacional.

A continuación, se muestra una imagen del interior del edificio una vez finalizada la rehabilitación (Figura 52).



Figura 52. Mercado del Born tras la rehabilitación.

9. PLAZA DE TOROS LAS ARENAS (BARCELONA)

Construida en estilo mudéjar en el siglo XIX. El proyecto de remodelación para transformarla en el nuevo Centro Comercial Las Arenas fue encomendado a los arquitectos Richard Rogers, Luis Alonso y al estudio Sergi Balaguer Asociados.

Dentro de la nueva estructura fue necesario crear una primera planta de sótano para locales comerciales y restauración, así como cuatro sótanos adicionales para aparcamiento.

En consecuencia, fue necesario conservar la fachada original, por lo que se requirió un recalce mediante micropilotes (Figuras 53, 54 y 55).



Figura 53. Vista del arriostramiento de la fachada (Incye, Estabilizadores, Acodalamientos y Cimbras S.A.U., 2017).



Figura 54. Torres de micropilotes en la puerta principal de la plaza de toros (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).



Figura 55. Detalle de las torres de micropilotes a lo largo de la fachada de la plaza de toros (cortesía de Ischebeck Ibérica S.L.).

Posteriormente se llevó a cabo la excavación de los cinco sótanos y se ejecutó la estructura interior (Figuras 56 y 57).



Figura 56. Ejecución de la estructura interior (Ledesma y Molins, 2007).

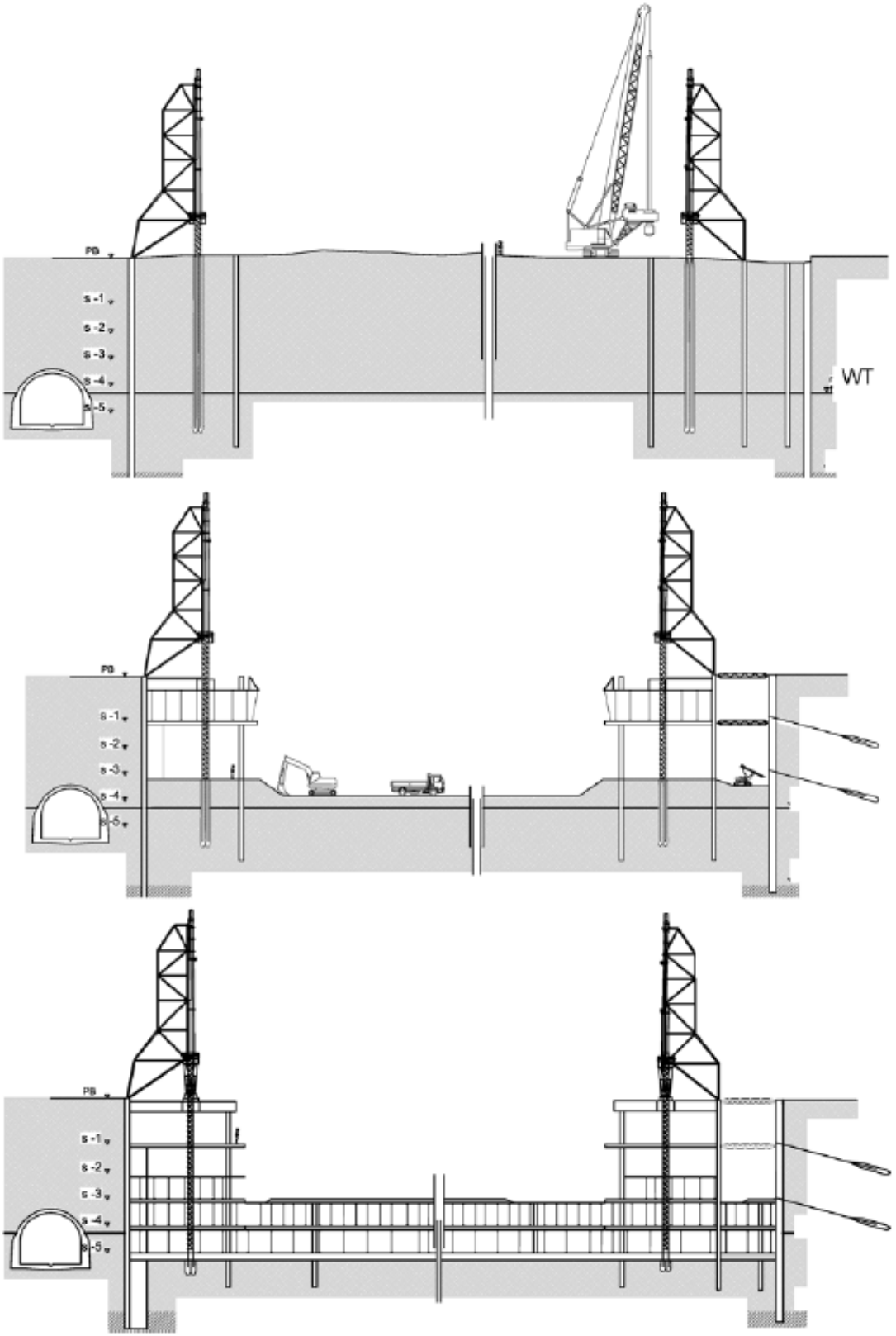


Figura 57. Arriostramiento mediante micropilotes de la fachada original y proceso de excavación y ejecución de la estructura (Ledesma y Molins, 2007).

Los trabajos de ejecución de micropilotes fueron realizados por Trépanos y Recalces S.L. (Arenas López, 2025) entre 2004 y 2005 (Giménez Jiménez y Alcocer Grau, 2025; Ledesma, 2025).

La imagen siguiente muestra el edificio, una vez finalizada la rehabilitación (Figura 58).



Figura 58. Centro Comercial Las Arenas tras la rehabilitación.

10. CASTELLANA, 68 (MADRID)

Originalmente, el edificio constaba de una planta de sótano destinada a aparcamiento, una planta baja y ocho plantas sobre rasante. La estructura era de hormigón armado, con luces de 4,00 a 5,00 m y cimentación mediante zapatas. El objetivo principal del proyecto era dotar al edificio de cinco plantas de sótano adicionales (Polo Narro, 2012).

Para llevar a cabo la excavación, fueron necesarias las siguientes actuaciones:

- Ejecución de pantallas perimetrales de micropilotes y recalce de los pilares medianeros (Figura 59).
- Recalce de los pilares interiores mediante torres de micropilotes, que serían sustituidas por los pilares definitivos al alcanzar la cota final de excavación (Figura 60).



Figura 59. Pantallas perimetrales de micropilotes (Polo Narro, 2012).



Figura 60. Recalce de los pilares interiores mediante torres de micropilotes (Polo Narro, 2012).

Los trabajos de ejecución de micropilotes fueron realizados por Sondeos, Inyecciones y Trabajos Especiales S.A. (Site) en 2006.

11. PUENTE DE SEGOVIA (MADRID)

El Puente de Segovia se sitúa en el cruce de la Calle de Segovia con el Río Manzanares, en Madrid. Construido durante el reinado de Felipe II a finales del siglo XVI, es el puente más antiguo de Madrid y ha servido históricamente como uno de los principales accesos de la ciudad. Diseñado en estilo renacentista, el puente fue obra del arquitecto Juan de Herrera, célebre por el diseño del Monasterio de El Escorial.

Tallado en granito, el puente es una estructura de nueve arcos de medio punto con dovelas almohadilladas (de la Guardia Escardó, 2007).

La luz libre de los arcos es de aproximadamente 13 m y la anchura de las pilas es de aproximadamente 7 m (Oteo Mazo, 2009).

Entre 1935 y 1943 se ensanchó de 8,65 m a 31,00 m.

En la década de 1970 se construyó la autopista urbana M-30 a rasante, cruzando el puente perpendicularmente.

En 2005 se planteó el proyecto de soterramiento de la M-30 con el objetivo de restaurar el entorno y eliminar los principales impactos ambientales de la zona (Figura 61).

La anchura de la calzada era de aproximadamente 20 m, lo que superaba la distancia entre las pilas del puente; por ello, no era posible alojar el túnel entre dos de ellas. Como consecuencia, la carretera tuvo que pasar por debajo de una de las pilas del puente, que quedó entonces apoyada sobre el nuevo túnel (Figura 62).



Figura 61. Puente de Segovia en la actualidad.

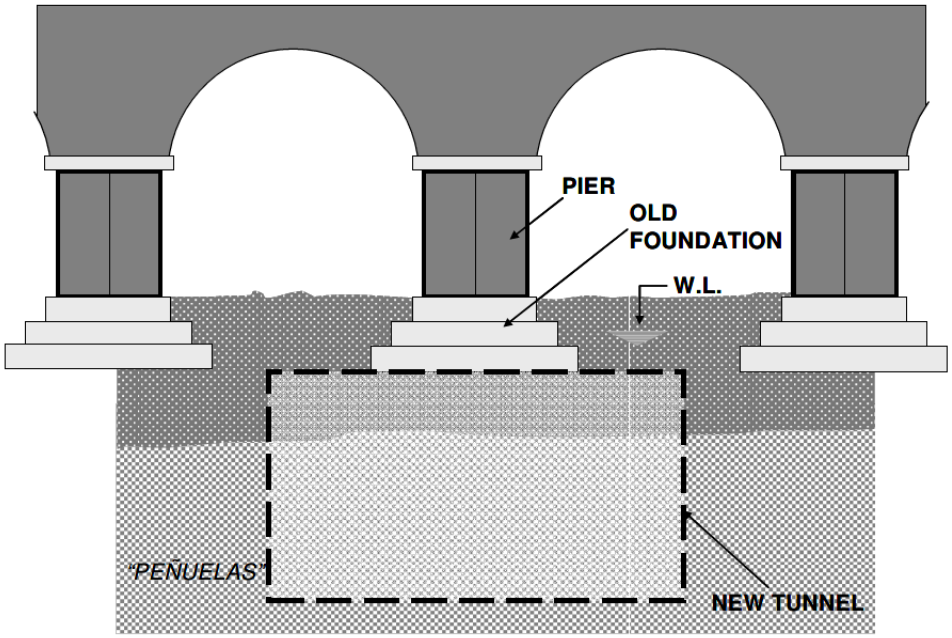


Figura 62. Nuevo túnel de la M-30 bajo una de las pilas del Puente de Segovia (Oteo Mazo, 2008).

El subsuelo de la zona estaba formado por una primera capa de rellenos y aluviales hasta una profundidad de 5 m y un sustrato Terciario constituido por arcillas rígidas (denominadas localmente «tosco»), arenas arcillosas (denominadas localmente «arena tosquiza») y arcillas rígidas fisuradas (denominadas localmente «peñuelas») de muy baja permeabilidad (Oteo Mazo, 2009).

El nivel freático se encontraba prácticamente en superficie.

Fueron necesarias las siguientes actuaciones (Oteo Mazo, 2009):

- Creación de un recinto estanco, mediante jet grouting, alrededor de la cimentación de la pila existente del puente (Figuras 63 y 64).
- Excavación, bajo la protección de la pantalla de jet grouting, de unos 3 m de terreno para crear una plataforma de trabajo y aumentar el gálibo bajo el puente.
- Construcción de una pantalla de pilotes cuasi tangentes para formar las paredes del túnel (Figura 65).
- Consolidación de la cimentación y de la parte inferior de la pila mediante inyecciones de lechada de cemento.
- Ejecución de micropilotes verticales exteriores a la pila, reforzados con tubo de acero. Se empotraron

en las «peñuelas» y se encepaban en las vigas inferiores de hormigón armado (Figura 66).

- Ejecución de micropilotes horizontales atravesando la cimentación de la pila, reforzados con tubo de acero y encepados en las vigas superiores de hormigón armado (Figura 67).
- Colocación de gatos hidráulicos entre los encepados de los micropilotes verticales y horizontales, y aplicación de carga (Figura 68).
- Excavación del terreno entre los micropilotes verticales bajo la cimentación de la pila, cortando los pilotes existentes.
- Colocación del postesado y hormigonado de nuevas vigas, prolongadas para apoyar sobre los pilotes previamente construidos y formar así la losa superior del nuevo túnel (Figura 69).
- Postesado de los elementos de la losa superior.
- Transferencia de la carga de la pila a la losa superior.
- Excavación final del túnel bajo la losa superior y eliminación de los micropilotes (Figura 70).
- Hormigonado de la losa inferior del túnel (Figura 71).

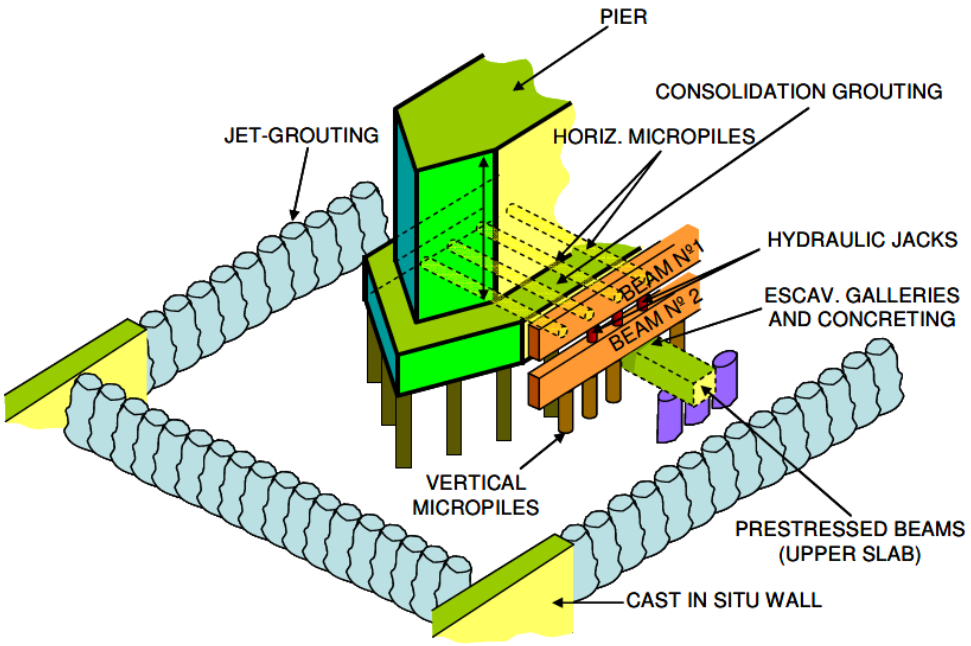


Figura 63. Esquema de la solución definida (Oteo Mazo, 2008).

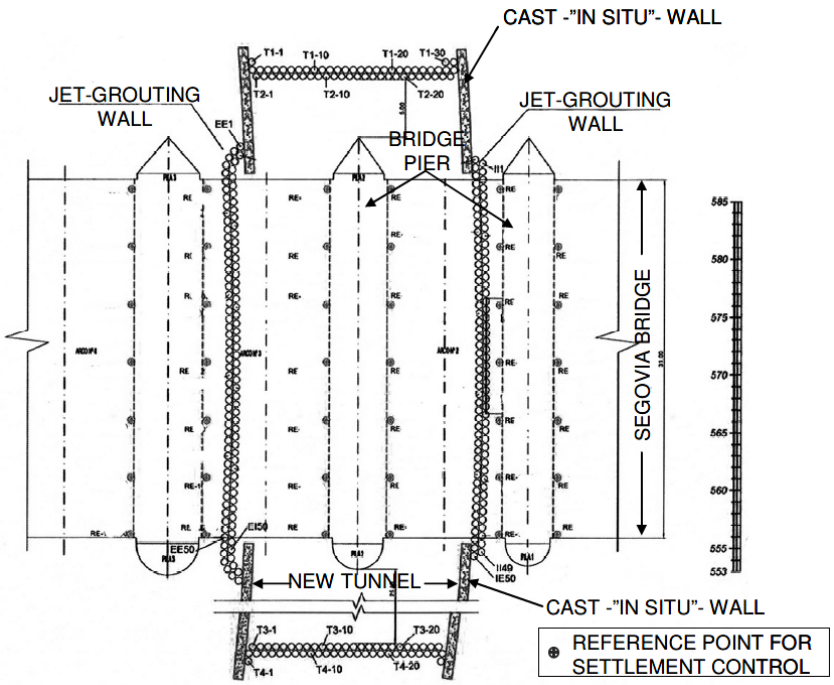


Figura 64. Planta del recinto de jet grouting (Oteo Mazo, 2008).

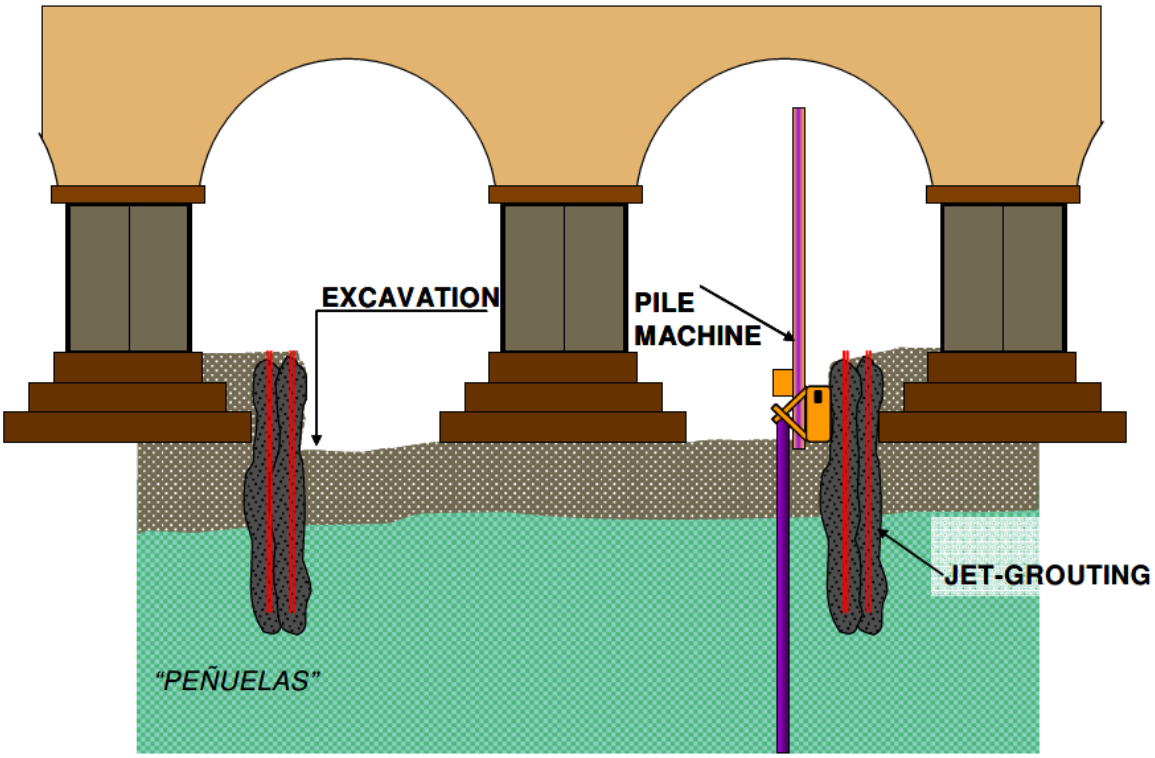


Figura 65. Excavación inicial y perforación de la pantalla de pilotes (Oteo Mazo, 2008).



Figura 66. Ejecución de micropilotes verticales (de la Guardia Escardó, 2007).



Figura 67. Ejecución de micropilotes horizontales (de la Guardia Escardó, 2007).

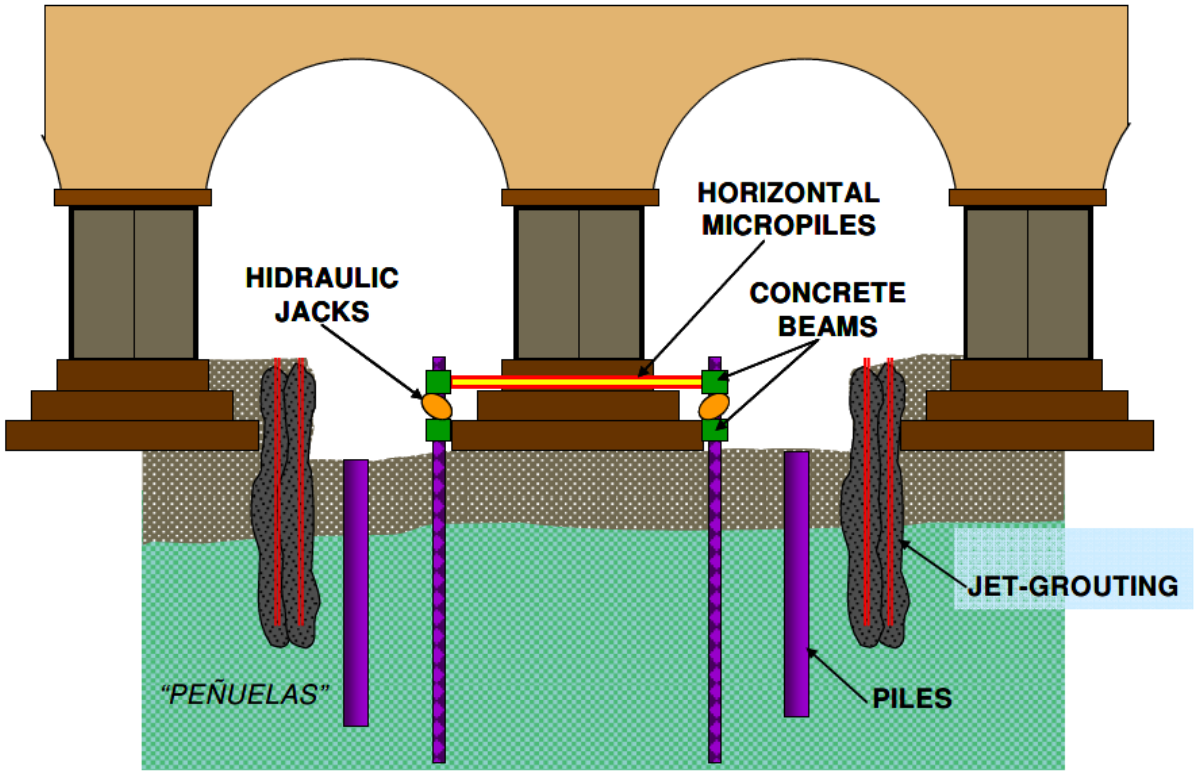


Figura 68. Instalación de gatos hidráulicos (Oteo Mazo, 2008).

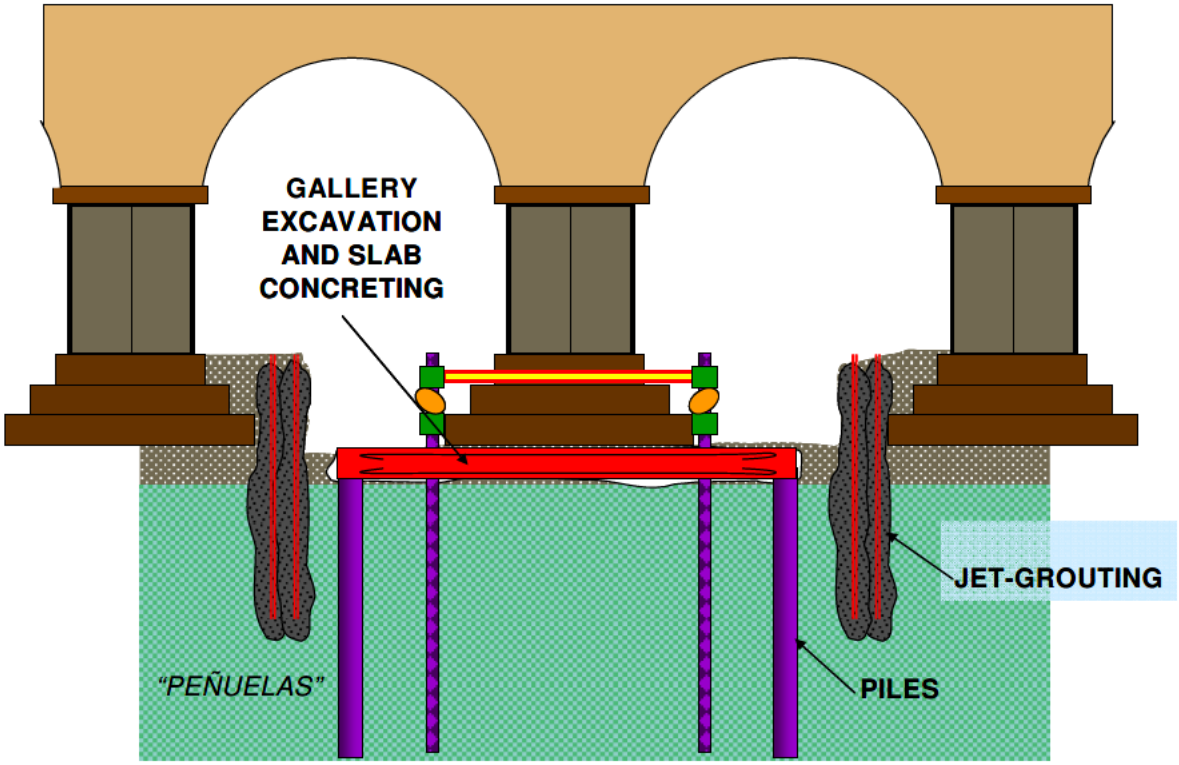


Figura 69. Excavación bajo la pila del puente y hormigonado de las vigas postesadas (Oteo Mazo, 2008).



Figura 70. Excavación del túnel bajo la losa y eliminación de los micropilotes (Oteo Mazo, 2007).

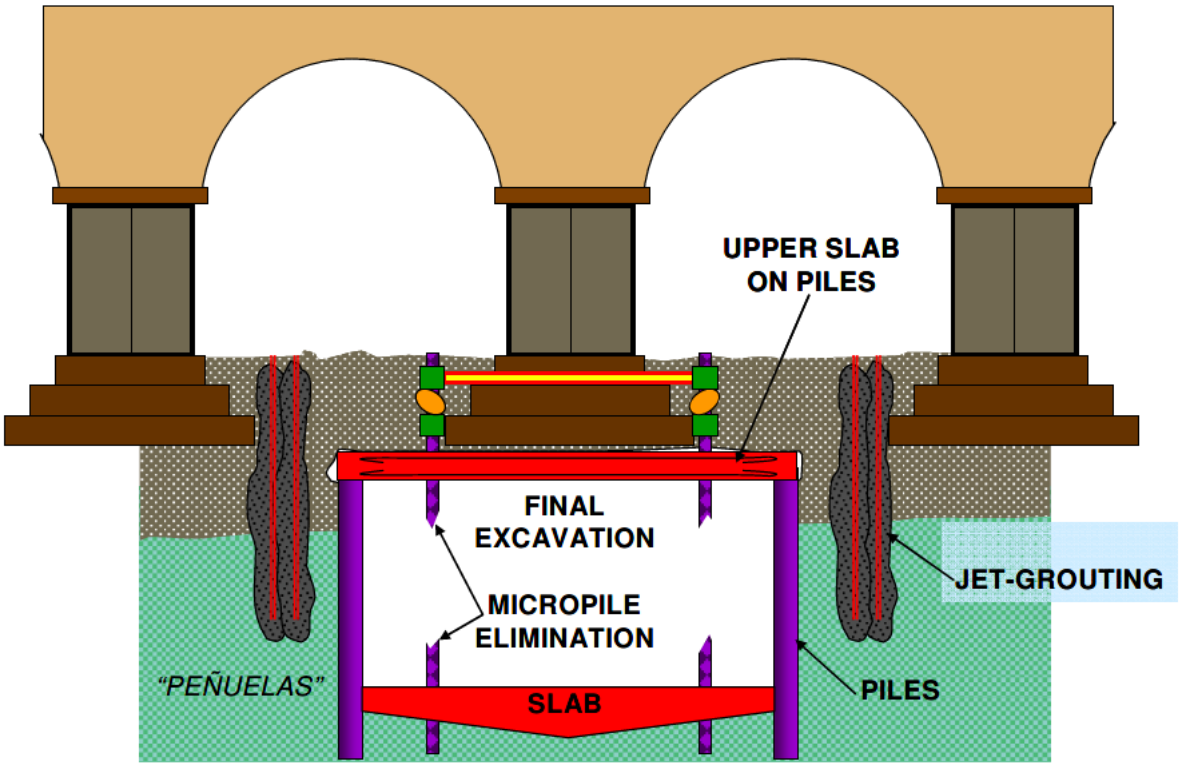


Figura 71. Hormigonado de la losa inferior (Oteo Mazo, 2008).

Los trabajos de ejecución de jet grouting y micropilotes fueron realizados por Kellerterra S.L. en 2005.

12. PUENTE DE SAN IGNACIO (BILBAO)

La ciudad de Bilbao se encuentra en continua transformación. Sus antiguas áreas industriales se están convirtiendo en modernas zonas residenciales. El puente de San Ignacio conecta la nueva isla de Zorrotzaurre (que anteriormente era una península con instalaciones industriales) con el barrio de Deusto (Figuras 72 y 73).



Figura 72. Transformación de península a isla de Zorrotzaurre (Ruiz-Terán *et al.*, 2025).

En el proyecto de referencia, la cimentación de ambos estribos estaba diseñada con 16 pilotes de 1,80 m de diámetro, ejecutados con entubación recuperable. El estribo derecho presentaba la particularidad de que algunos de los pilotes debían atravesar un muelle de ribera (Figura 74).



Figura 73. Vista del Puente de San Ignacio (Ruiz-Terán *et al*., 2025).

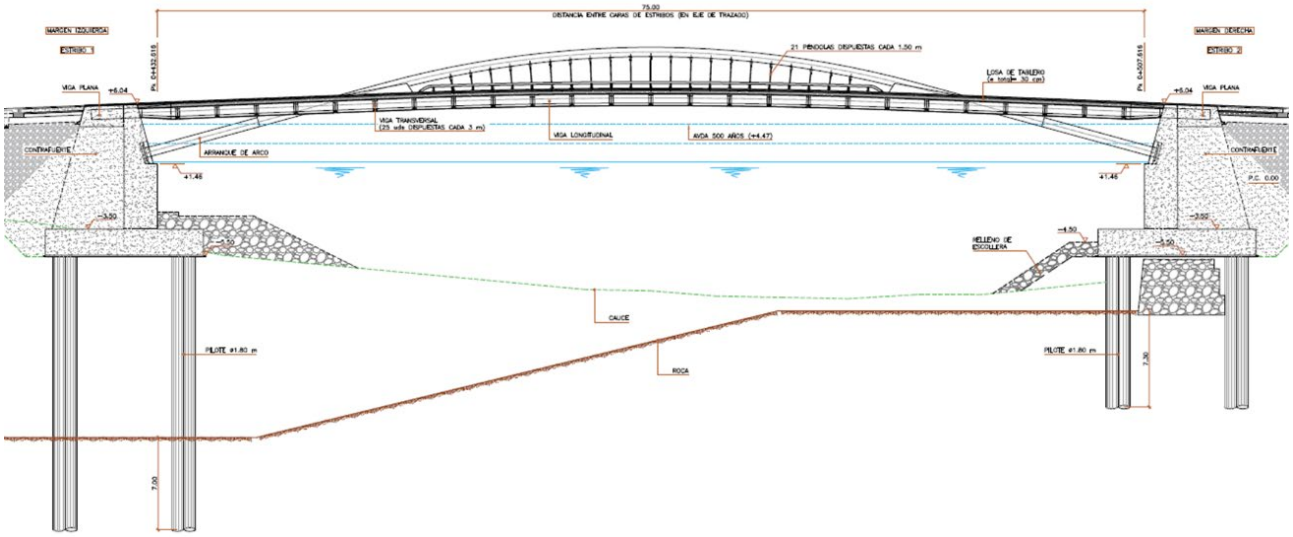


Figura 74. Solución de cimentación del proyecto original (Ruiz-Terán *et al*., 2025).

Para el estribo izquierdo se mantuvo la solución del proyecto de referencia. Debido a las condiciones ambientales agresivas, los pilotes se ejecutaron con armadura galvanizada.

Para el estribo derecho, debido a las dificultades derivadas de la presencia del muelle de ribera, se propuso una solución alternativa: una cimentación con micropilotes de 306 mm de diámetro con entubación permanente (Figura 75).

Se utilizó el sistema de perforación Odex el cual se basa en el uso de una boca piloto que puede adoptar dos posiciones al girar en un sentido u otro: una para perforar con entubación y otra para su extracción. Cuando la boca piloto adopta una posición excéntrica, actúa como elemento escariador, aumenta ligeramente el diámetro de la perforación, permitiendo que la entubación descienda sin resistencia del terreno. Cuando la boca se retrae, permite su extracción a través del interior de la entubación (Figura 76).

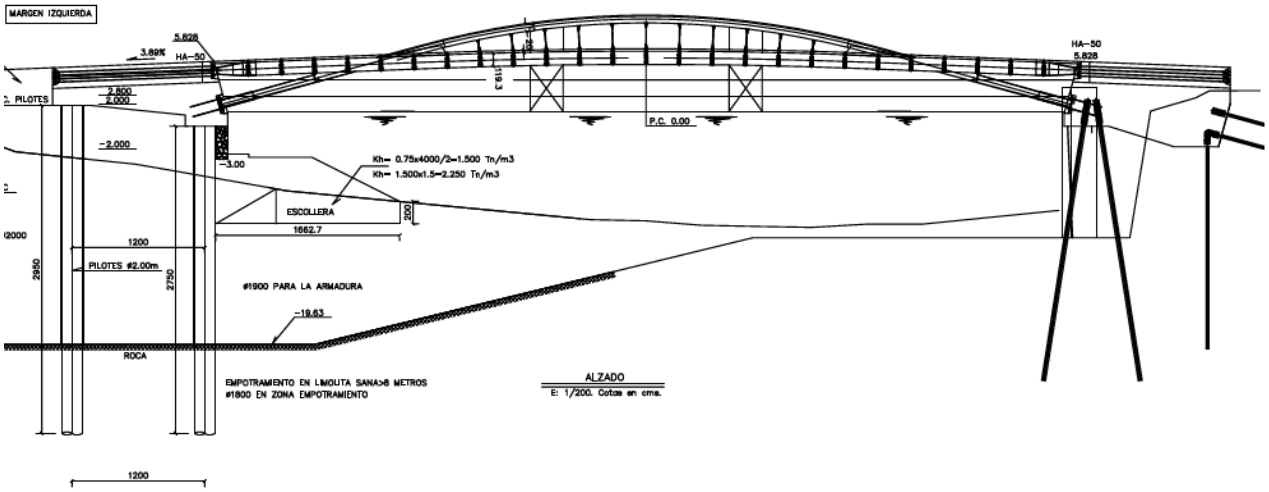


Figura 75. Solución de cimentación del proyecto modificada (Ruiz-Terán *et al*., 2025).

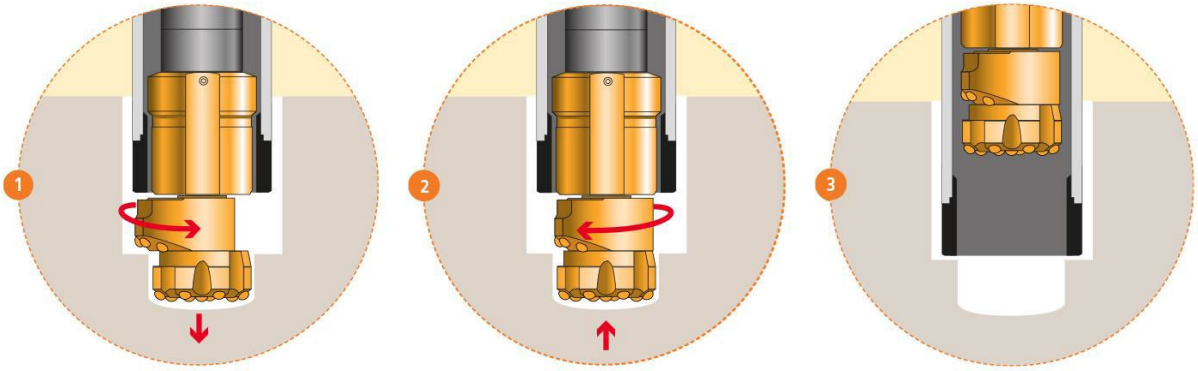


Figura 76. Sistema de perforación Odex (Ruiz-Terán *et al*., 2025).

Se empleó una camisa de 273 mm de diámetro exterior y 6 mm de espesor. La armadura del micropilote estaba compuesta por tres barras Gewi Plus de 63,5 mm de diámetro, proporcionando una carga de servicio de 367 toneladas. Debido a las condiciones ambientales agresivas, los micropilotes se ejecutaron con un sistema de doble protección frente a la corrosión (Figura 77).



Figura 77. Micropilote ejecutado con sistema de doble protección (Ruiz-Terán *et al*., 2025).

Los micropilotes tenían 24,00 metros de longitud, con un empotramiento de 9,00 metros en el sustrato rocoso. El proceso de inyección se llevó a cabo en sentido ascendente a través de válvulas antirretorno.

Para verificar el correcto comportamiento de los micropilotes, se realizó un ensayo de carga estática a compresión (Figura 78), alcanzando una carga de 550 toneladas, es decir, 1,50 veces la carga de servicio (Figura 79).



Figura 78. Prueba de carga estática a compresión (Ruiz-Terán *et al*., 2025).

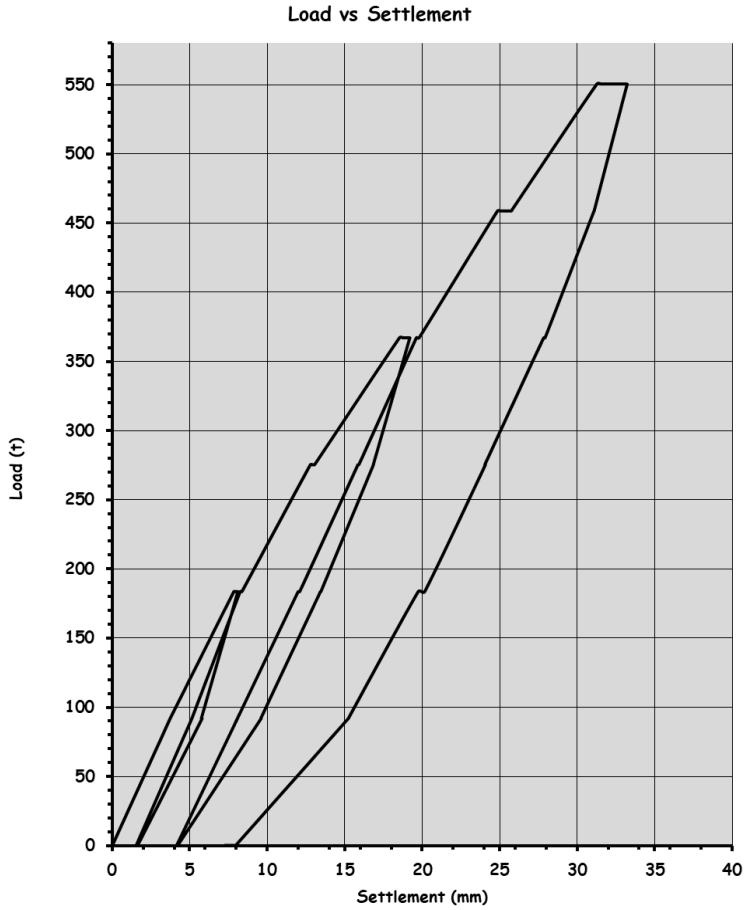


Figura 79. Curva carga-desplazamiento de la prueba de carga estática a compresión (Ruiz-Terán *et al*., 2025).

Los trabajos de ejecución de micropilotes fueron realizados por Cimentaciones Singulares S.A. (Cimssa) en 2019.

13. PUERTO DE GIBRALTAR (GIBRALTAR)

Para la construcción de cinco edificios dentro del puerto de Gibraltar, fue necesario construir los edificios sobre una losa apoyada en micropilotes en el mar (Figura 80).



Figura 80. Localización de la losa para los cinco edificios en el puerto de Gibraltar (Arcos Álvarez, 2021).

La ejecución de los micropilotes se realizó desde un pontón, al que se transportaron los equipos de perforación, la planta de fabricación de lechada y otra maquinaria auxiliar (Figura 81).



Figura 81. Pontón sobre el que trabajó el equipo de perforación sónica (Arcos Álvarez, 2021).

Los micropilotes se ejecutaron con doble entubación metálica (Figura 82) perforando con sistema sónico.

La perforación sónica es un método particular de perforación a rotopercusión que utiliza un generador de vibración de alta frecuencia (120 a 180 Hz) para hacer resonar la propia sarta de perforación (Figura 83).

La resonancia de la sarta fluidifica en cierta medida la interfaz con el terreno circundante, reduciendo su fricción lateral, y junto con el fluido de perforación (agua o lodo) permite utilizar la propia sarta como entubación. Al no emplearse aire comprimido, se elimina el riesgo de erosión del terreno. El principal inconveniente es el elevado coste de la maquinaria (Arcos Álvarez, 2021).

Los trabajos de ejecución de micropilotes fueron realizados por Rodio Kronsa S.L. y Roger Bullivant Limited, en 2020.



Figura 82. Equipo de perforación sónica trabajando desde el pontón y vista de los micropilotes ejecutados (Arcos Álvarez, 2021).

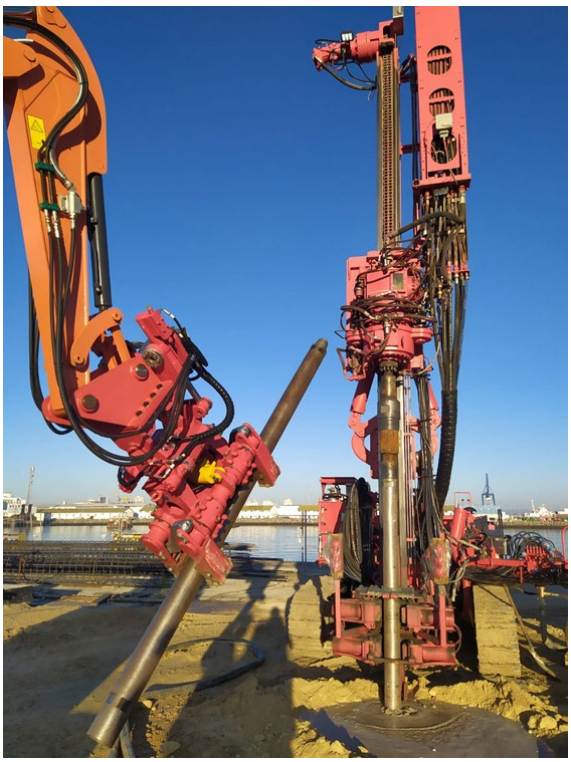


Figura 83. Sistema de perforación sónica (cortesía de Rodio Kronsa S.L.).

14. BANCO DE SANTANDER (SANTANDER)

En el año 2021 se inició la rehabilitación de la sede histórica del Banco Santander, situada en el Paseo de Pereda, en Santander (Figura 84).

El objetivo principal del proyecto era rehabilitar completamente el edificio, conservando sus fachadas, para albergar la colección de arte del Banco Santander.

Para ello fue necesario ejecutar un sistema exterior de arriostramiento de las fachadas existentes, cimentado sobre encepados de micropilotes (Figura 85).



Figura 84. Fachada principal del edificio antes de la rehabilitación (Ruiz-Terán *et al*., 2025).

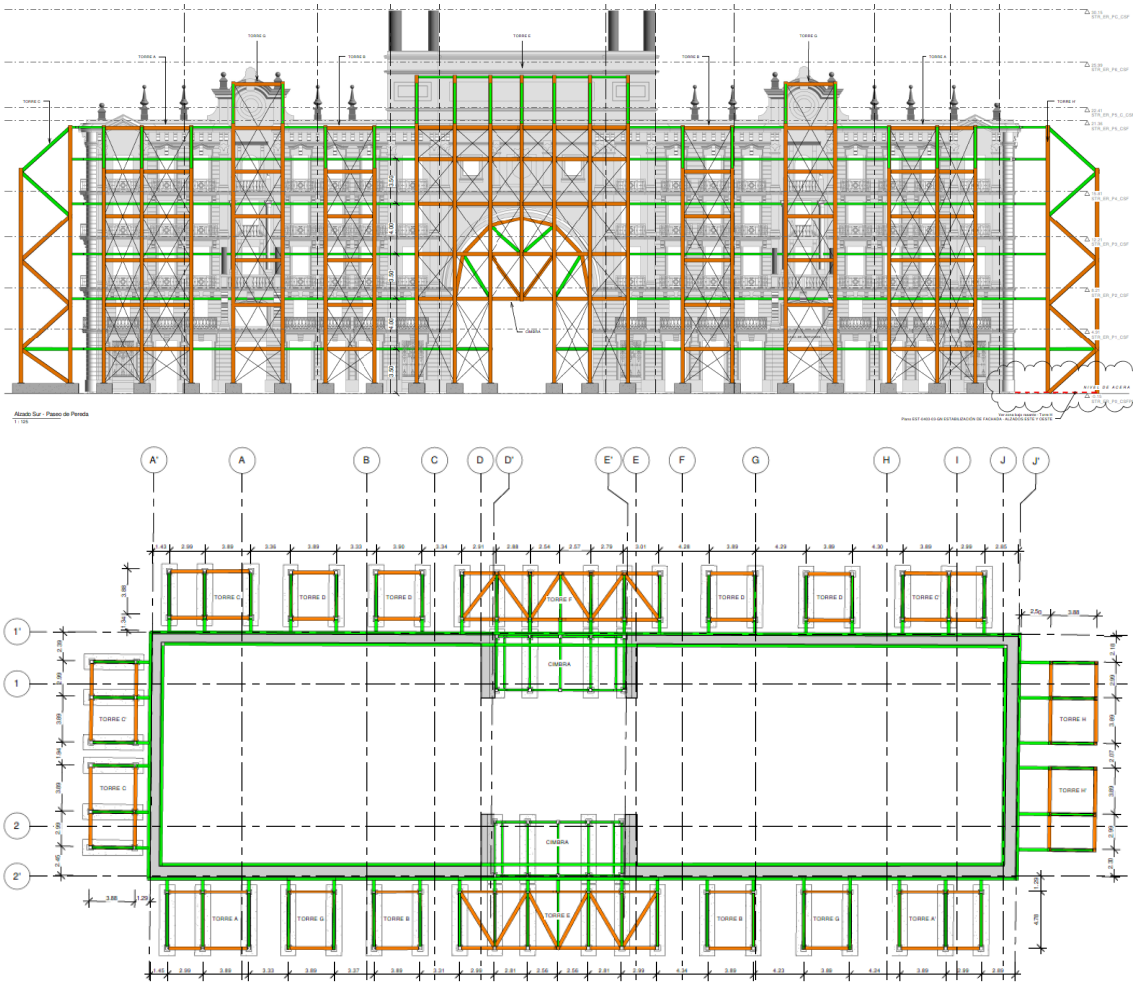


Figura 85. Alzado y planta del sistema exterior de arriostramiento de las fachadas (cortesía de Banco Santander).

Cuando se emplean sistemas convencionales de perforación con martillo de fondo, existe riesgo de pérdida del fluido de perforación y de erosión del terreno (Figura 86). Es por ello qué, cuando un proyecto se desarrolla en entornos urbanos, se recomienda utilizar sistemas de perforación más sofisticados. En el caso de edificios históricos, estos sistemas resultan esenciales.



Figura 86. Problemas asociados a los sistemas convencionales de perforación con martillo de fondo (Mincon, 2019).

Se utilizó el sistema de perforación Elemex el cual se se caracteriza por disponer de canales que dirigen el fluido de perforación hacia los laterales en lugar de hacia abajo, minimizando así los riesgos anteriormente mencionados (Figuras 87 y 88).

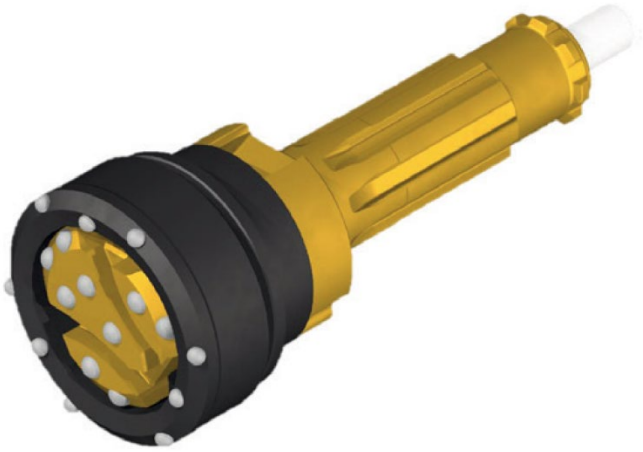


Figura 87. Sistema de perforación Elemex (Terraroc, 2023).



Figura 88. Escape de fluido de perforación con un sistema convencional (izquierda) y con sistema Elemex (derecha) (Bredenberg *et al.*, 2014).

Los trabajos de ejecución de micropilotes fueron realizados por Cimentaciones Singulares S.A. (Cimssa) entre los años 2021 y 2022.

15. FRANCISCO RICCI, 13 (MADRID)

Para llevar a cabo la construcción de un aparcamiento automatizado en un edificio de nueva planta y poder minimizar el plazo de ejecución, se empleó un sistema «up-down», completando el edificio antes de la excavación final de la estructura del aparcamiento (Antón López, 2025).

Para ello, fue necesario ejecutar las cimentaciones con micropilotes, que debían quedar embebidos en los pilares definitivos. Por tanto, resultaba esencial garantizar su verticalidad (Figuras 89 y 90).

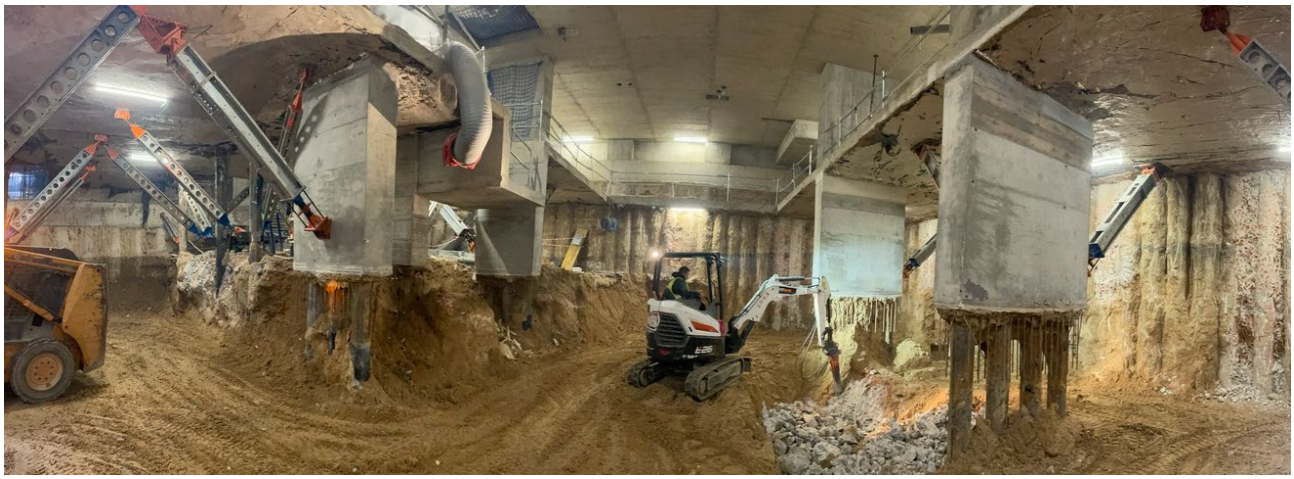


Figura 89. Excavación bajo una estructura ya ejecutada (cortesía de Geo3tec S.L.).



Figura 90. Micropilotes embebidos en los pilares definitivos (cortesía de Geo3tec S.L.).

Se utilizó el sistema de perforación Spiral Flush el cual se se caracteriza por disponer de canales que dirigen el fluido de perforación hacia los laterales en lugar de hacia abajo, de modo que no existe presión de aire contra el terreno ni problemas de erosión (Figura 91).



Figura 91. Sistema de perforación Spiral Flush (Mincon, 2019).

Los trabajos de ejecución de micropilotes fueron realizados por Geo3tec S.L., en 2021.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más profundo agradecimiento a todas las personas que me ayudaron a recopilar toda la información y a preparar esta ponencia.

Se enumeran a continuación por orden alfabético del primer apellido:

- Joan Alcocer (Ischebeck Ibérica S.L.)
- Luis Carlos Antón (Geo3tec S.L.)
- José Luis Arcos (Rodio Kronsa S.L.)
- Carlos Arenas (consultor independiente)
- Luis Villegas (Universidad de Cantabria)
- Carmen Carcedo (Pilotes y Recalces S.L. (Piresa))
- Felipe Collazos-Arias (Ministerio de Fomento)
- David Custodio (consultor independiente)
- Miguel Ángel de Juan (Rodio Kronsa S.L.)
- José Estaire (Ministerio de Fomento)
- Paula García-Martínez (Ferrovial Construcción S.A.)
- Alex Giménez (Ischebeck Ibérica S.L.)
- Ángel Luis Grande (Sondeos, Inyecciones y Trabajos Especiales S.A. (Site))
- Alberto Ledesma (Universidad Politécnica de Cataluña)
- Rodrigo Malo (Cimentaciones Especiales y Estructurales Cimsa S.A.)
- Juan Carlos Más (Ministerio de Fomento)
- Santiago Ortiz (Universidad de Burgos)
- Luis Ortuño (Civil & Geotechnical Engineering S.L.)
- David Ostáriz (CITOP de Aragón)
- Álvaro Parrilla (Ministerio de Fomento)
- Alejandro Pino (Ferrovial Construcción S.A.)
- Carlos Roca (Ferrovial Construcción S.A.)
- Renato Sgrosso (Pilotes y Recalces S.L. (Piresa))

DEDICATORIA

A mis padres, Francisco Ruiz Moncaleán y Ana María del Auxilio Terán Alonso, a los que espero devolver alguna vez una pequeña parte de todo lo que me han dado.

REFERENCIAS

Antón López, L.C. (2025). *Comunicación personal.*

Arcos Álvarez, J.L. (2021). *Obras geotécnicas especiales con empleo de perforación sónica de muy alta frecuencia "Hi´Drill".* Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 21ª sesión: Actuaciones geotécnicas en obras singulares, pp. 1-14.

Arenas López, C. (2025). *Comunicación personal.*

Bredenberg, H. *et al.* (2014). *New Method for Reduction of Settlement Drilling Casing for Steel Core Piles.* Deep Foundation Institute, pp. 231-237.

Carreterucas. *Historia de las carreteras de Cantabria (2021). El Puente de Treto*. Recuperado de https://carreterucas.blogspot.com/2021/05/el-puente-de-treto.html

Collazos-Arias, F. *et al.* (2020). *La mejora del puente metálico giratorio de Treto (S.XIX), en Cantabria, con el análisis estructural de sus tramos.* VIII Congreso de la Asociación Española de la Ingeniería Estructural (ACHE), pp. 1-10.

de Juan García, M.A. (2003). *Soportes provisionales de edificios: el Palacio de Linares (Casa de América) y otros edificios singulares en el tramo sur del eje Prado-Recoletos-Castellana de Madrid*. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 3ª sesión, Micropilotes, pp. 77-100.

de Juan García, M.A. (2007). *Aplicación de diferentes técnicas para la creación de sótanos en edificios singulares.* Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 7ª sesión, Actuaciones y rehabilitación en construcciones históricas y singulares, pp. 163-172.

de Juan García, M.A. (2014). *Recalces y construcción de sótanos en edificios singulares.* Máster, experto y especialización en tecnología y gestión de la edificación, Universidad de Cantabria, 205 pp.

de la Guardia Escardó, F. (2007). *Trabajos de refuerzo en los Puentes de Toledo y Segovia en las obras de la M-30 (Madrid).* Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 7ª sesión, Actuaciones y rehabilitación en construcciones históricas y singulares, pp. 113-135.

Domínguez Martí, J. (1932). Recuperado de https://catalegarxiumunicipal.bcn.cat/ms-opac/doc?q=mercat+del+born&start=73&rows=1&sort=msstored_typology%20asc&fq=norm&fv=*&fo=and&fq=msstored_hyn00&fv=%22Arxiu+Fotogr%C3%A0fic+de+Barcelona%22&fo=and&fq=msstored_doctype&fv=Fotogr%C3%A0fic&fo=and&fq=media&fv=*&fo=and

Giménez Jiménez, A. y Alcocer Grau, J. (2025). *Comunicación personal.*

Incye, Estabilizadores, Acodalamientos y Cimbras S.A.U. (2017). C.C. Las Arenas, Barcelona. Recuperado de https://www.incye.com/proyecto/centro-comercial-las-arenas-barcelona/#mas-info

Ischebeck Ibérica (2023). *Micropilotes, anclajes y bulones autoperforantes.* 54 pp.

Ledesma, A. (2025). *Comunicación personal.*

Ledesma, A. y Molins, C. (2007). *Interaction between a large excavation and nearby tunnels at Las Arenas in Barcelona (Spain).* 14th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1847-1852.

Lizzi, F. (1982). *The static restoration of monuments: basic criteria-case histories, strengthening of buildings damaged by earthquakes.* Sagep Publisher, 146 pp.

Lizzi, F. (1993). *´Pali radice´ structures.* Underpinning and Retention, Thorburn, S. y Littlejohn, G.S., Chapman & Hall, pp. 84-156.

Más Bahillo, J.C. (2025). *Comunicación personal.*

Mincon (2019). *Bluebook.* 38 pp.

Ministerio de Fomento (2005). *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera.* 142 pp.

Muzás, F. *et al*. (1985). *Foundations for the rehabilitation of an ancient building.* 11th International Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1565-1568.

Ortuño, L. (2001). *Incidencias del nivel de agua en una obra de rehabilitación. El recalce de la Casa del Cordón.* El agua subterránea: prospección, captación y repercusiones en la obra civil, Ibañez García, S. y Porres Betino, J.A., Universidad de Burgos, pp. 295-308.

Ostáriz Falo, D. (2019). *¡Teruel sí existe! 90 años de la obra monumental de Fernando Hué.* Recuperado de https://www.citoparagon.es/2019/10/27/teruel-si-existe-90-anos-de-la-obra-monumental-de-fernando-hue/

Oteo Mazo, C. (2007). *Problemas geotécnicos en monumentos históricos: Metodología para su resolución.* Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 7ª sesión, Actuaciones y rehabilitación en construcciones históricas y singulares, pp. 11-26.

Oteo Mazo, C. (2008). *El soterramiento de la M-30. Caso del Puente de Segovia.* Jornadas sobre cimentaciones

singulares, Universidad de Burgos, 25 pp.
Oteo Mazo, C. (2009). *El soterramiento de la M-30. Caso del Puente de Segovia.* Doce lecciones sobre geotecnia de infraestructuras lineales del transporte, Asociación Técnica de Carreteras, pp. 267-292.
Polo Narro, J. (2012). *Rehabilitación y recalce de un edificio en Madrid.* Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 12ª sesión, Recalces con micropilotes y otras técnicas especiales, pp. 115-126.
Red de Patrimonio Industrial de Cantabria (2021). *Puente de Treto.* Recuperado de https://redpatrimonioindustrialcantabria.org/portfolio-item/puente-de-treto/
Ruiz-Terán, P. *et al.* (2025). *High-capacity Micropiles in the San Ignacio Bridge*. ISM, 5th World Cup of Micropiles, 49 pp.
Sánchez Cimiano, J.F. y Delgado, M.A. (2016). *Rehabilitación integral del puente metálico entre Treto y Colindres, Ctra. N-634.* Ministerio de Fomento y Terycsa, 687 pp.
Sgrosso, G. y Santostefano, C. (1971). *Recalce con "Pali Radice" (Pat. Fondedile) del puente sobre la ría de Treto, para la Soc. An. Fondedile.* Biblioteca Nacional de España, 1 pp.
Sgrosso Pastorelli, R. y Carcedo, C. (2025). *Comunicación personal.*
Terraroc (2023). *Elemex,* 8 pp.
Turiel Peredo, L.F. (2021). Recuperado de https://commons.wikimedia.org/w/index.php?curid=109574353

TEMA 1

EUROCÓDIGO

BASES DEL ANEJO NACIONAL DEL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN: PARTE 3 - CAPÍTULO 8: ANCLAJES

José Luis ARCOS[(1)], José ESTAIRE[(2)] y María SANTANA[(2)]

[(1)] RODIO-KRONSA
*jlarcos@rodiokronsa.es

[(2)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

El Eurocódigo 7 (EC-7) es el principal documento normativo a nivel europeo para el proyecto geotécnico de obras de ingeniería civil y edificación. Para poder aplicarse en cada país, previamente es necesario elaborar los denominados Anejos Nacionales, que recogen y establecen los criterios de proyecto ajustados al contexto nacional y los valores de los factores parciales que determinan el nivel de seguridad de las estructuras geotécnicas de cada país. En el caso español, esta tarea está siendo llevada a cabo, desde septiembre de 2023, por el Subcomité UNE/CTN 140/SC7, dependiente del organismo nacional de normalización UNE. En este subcomité participan expertos procedentes de todos los ámbitos profesionales del sector de la construcción, no solo instituciones públicas y universidades, sino también consultoras, constructoras, empresas especializadas y profesionales libre de reconocido prestigio en el ámbito geotécnico. En este grupo hay especialistas de disciplinas como edificación, carreteras, presas, puertos y aeropuertos, lo que garantiza una visión técnica amplia y representativa en el proceso de elaboración de los criterios nacionales. El presente documento analiza los aspectos más relevantes del capítulo 8 del Anejo Nacional de la Parte 3 del EC-7, dedicado a los anclajes. El Anejo Nacional se centra especialmente en la determinación de los factores parciales para la verificación de los estados límite último y de servicio. Estos valores de los factores parciales se han consensuado en el ámbito del Subcomité SC7 antes de incorporarlos al Anejo Nacional Español.

ABSTRACT

Eurocode 7 (EC-7) constitutes the principal European standard governing the geotechnical design of civil engineering and building structures. Its implementation at national level requires the development of National Annexes, which establish design criteria adapted to each country's regulatory and technical context, together with the partial factor values that define the safety level of geotechnical structures. In Spain, this task has been undertaken since September 2023 by Subcommittee UNE/CTN 140/SC7, operating under the national standards body UNE. The subcommittee brings together experts from across the construction sector, encompassing not only public institutions and universities, but also consulting firms, construction companies, specialist contractors and independent professionals of recognised standing in the geotechnical field. Its membership spans disciplines including building construction, roads, dams, ports and airports, thereby ensuring a broad and representative technical perspective throughout the national criteria development process. This paper examines the most relevant aspects of Chapter 8 of the National Annex to Part 3 of EC-7, which addresses anchors. The National Annex places

particular emphasis on the determination of partial factors for the verification of ultimate limit states associated with the design of anchorages.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Eurocódigo 7 (Eurocode 7), Proyecto Geotécnico (Geotechnical design), Anclajes (Anchors).*

1. INTRODUCCIÓN

El Eurocódigo 7 (EC-7) es la norma de referencia en Europa para el proyecto geotécnico de estructuras de ingeniería civil y edificación. Desde su primera edición en 2004 (adoptada en España a través de la UNE-EN 1997-1 y su correspondiente Anejo Nacional) este marco normativo transformó profundamente la práctica del proyecto geotécnico al incorporar la verificación mediante estados límite (Bond et al., 2019a), el uso de valores representativos de las propiedades del terreno y la aplicación sistemática de factores parciales que determinan el nivel de seguridad.

Tras más de una década de aplicación, la experiencia acumulada puso de manifiesto la necesidad de revisar, armonizar y ampliar el alcance de esta normativa. En 2015, la Comisión Europea impulsó dicho proceso de actualización, que daría lugar a la llamada Segunda Generación de Eurocódigos.

En lo que respecta al Eurocódigo 7, la revisión ha dado como resultado una estructura dividida en tres partes: Parte 1 (Reglas generales), Parte 2 (Propiedades del terreno) y Parte 3 (Estructuras geotécnicas). Esta última parte supone uno de los cambios más relevantes, al adoptar un enfoque organizado por tipología estructural (Bond et al., 2019b) y desarrollar requisitos específicos para taludes, cimentaciones, estructuras de contención, anclajes, suelo reforzado, suelo claveteado, mejora del terreno y gestión del agua subterránea, entre otros aspectos. Todo ello contrasta con el tratamiento más fragmentado y menos detallado que recibían estas materias en la primera generación de la norma.

Para que el EC-7 sea de aplicación efectiva en cada Estado miembro, es necesario elaborar los correspondientes Anejos Nacionales, en los que se fijan los Parámetros de Determinación Nacional (NDP), se asignan valores a los factores parciales y se concretan criterios de proyecto adaptados a las particularidades geotécnicas, constructivas y normativas de cada país.

En España, esta tarea recae sobre el Subcomité UNE/CTN 140/SC7, un grupo de trabajo integrado por profesionales de la administración pública, el ámbito académico, la consultoría y el sector constructor, lo que asegura una visión amplia y representativa del panorama nacional.

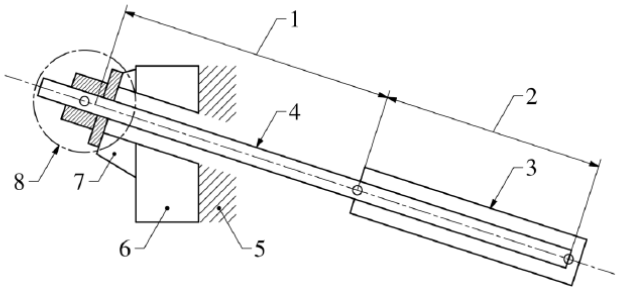
El presente artículo se centra en el análisis de los aspectos generales de proyecto que se recogen en el Capítulo 8 del Anejo Nacional Español de la Parte 3 del Eurocódigo 7 de Segunda Generación (en adelante EC7-2G), dedicado al proyecto de anclajes.

A partir de este marco general, este artículo desarrolla en los apartados siguientes los criterios específicos para la verificación de los estados límite último y de servicio, los métodos de cálculo aplicables y el análisis de las principales aportaciones del Anejo Nacional Español del EC7-2G en relación con el proyecto de los anclajes que se usan como elemento necesario para asegurar la estabilidad de otras estructuras geotécnicas, como pueden ser especialmente los taludes, los muros y las pantallas.

2. ÁMBITO DE APLICACIÓN

El presente artículo se centra en el proyecto geotécnico de anclajes, tanto temporales como permanentes, en el marco del Eurocódigo 7. Se consideran aquellos sistemas de anclaje que transmiten una fuerza de tracción desde la cabeza del anclaje, a través de una longitud libre, hasta un elemento resistente anclado al terreno. Quedan incluidos en este ámbito los anclajes contemplados en la norma EN 1537 —norma europea que establece los requisitos de ejecución para anclajes inyectados al terreno— así como los anclajes mecánicos con longitud libre, tales como los anclajes de rosca, de arpón o de expansión. En la Figura 1 se muestra un esquema representativo de los elementos que componen un anclaje típico en este ámbito de aplicación.

Entre los usos más habituales de estos elementos destacan, por su relevancia práctica, los anclajes para la estabilización de laderas y los empleados como arriostramiento de estructuras de contención, como las pantallas. La Figura 2 ilustra sendos ejemplos representativos de cada una de estas aplicaciones.



1 Longitud libre
2 Bulbo de anclaje
3 Elemento resistente
4 Tendón
5 Terreno
6 Estructura de anclaje
7 Bloque de transferencia de carga
8 Cabeza del anclaje

Figura 1. Esquema de las partes de un anclaje (tomado de EN 1997-3).



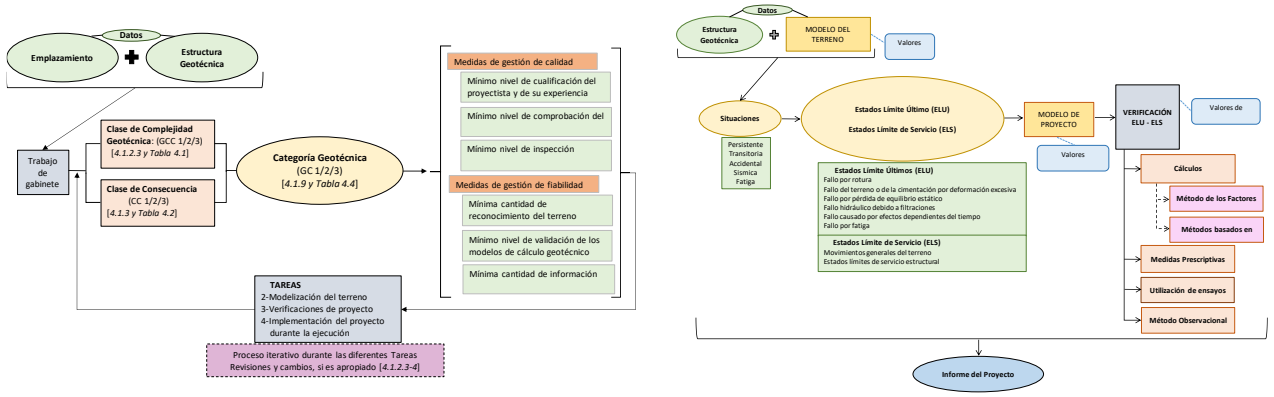
Figura 2. Ladera estabilizada con anclajes (izq.). Pantalla de pilotes arriostrada con anclajes (drch.).

3. ASPECTOS GENERALES DE PROYECTO

El proyecto de anclajes según el EC7-2G requiere tener en cuenta una serie de aspectos generales que influyen de manera determinante tanto en la definición del modelo de cálculo como en la verificación de los estados límite último y de servicio. En este sentido, las aportaciones de Garrido et al. (2026) resultan de especial interés y se recomienda su consulta.

Uno de los elementos centrales del proyecto es la asignación de la Categoría Geotécnica. En el EC7-2G, esta categoría se obtiene a partir de la combinación entre la clase de complejidad geotécnica y la clase de consecuencia, integrando así tanto la gravedad potencial del fallo de la estructura como la dificultad que presentan las condiciones del terreno y de la propia obra. Esta clasificación tiene implicaciones directas sobre múltiples aspectos del proyecto: el alcance de la investigación geotécnica, el nivel de desarrollo del Modelo del Terreno y del Modelo para el Proyecto Geotécnico, la sofisticación de los métodos de cálculo y el rigor del control durante la ejecución, tal y como se recoge en la Figura 3a. En el caso de anclajes, lo más frecuente es que estas estructuras geotécnicas queden encuadradas en las Categorías Geotécnicas 2 y 3 (CG2 y CG3).

Por su parte, la investigación geotécnica debe tener la amplitud y profundidad necesarias para identificar los mecanismos de fallo potenciales relevantes y para obtener los datos que permitan caracterizar con fiabilidad las propiedades de las unidades geotécnicas presentes en la zona de influencia. Su alcance ha de ser coherente con la categoría geotécnica asignada y con la complejidad del problema planteado. Resulta imprescindible definir con precisión la estratigrafía, la variabilidad espacial de los parámetros del terreno, la posible existencia de niveles débiles o discontinuidades significativas, así como la posición del nivel freático y sus fluctuaciones estacionales.



(a) Procedimiento de fiabilidad (b) Procedimiento para verificaciones de proyecto

Figura 3. Tareas del proyecto geotécnico. *Fuente: Estaire y Bond (2020).*

El EC7-2G consolida el concepto de Modelo del Terreno (Franzén et al., 2019; Santana y Estaire, 2026) como representación simplificada y coherente de las condiciones geotécnicas del emplazamiento, elaborada a partir de la interpretación experta de los datos de la investigación. Este modelo es la base sobre la que se construye el Modelo para el Proyecto Geotécnico, en el que se integran la geometría del sistema de anclaje, las acciones actuantes, las condiciones de contorno y los mecanismos de comportamiento relevantes. La elección del modelo de cálculo debe ser coherente con los objetivos del proyecto, el estado límite analizado y la categoría geotécnica asignada, en el marco del procedimiento general de verificación mostrado en la Figura 3b.

La selección de los valores representativos de las propiedades del terreno es uno de los aspectos más delicados del proyecto de anclajes. Dichos valores deben obtenerse a partir de los resultados de los ensayos de campo y laboratorio, ponderando la variabilidad del terreno, la calidad de la información disponible y el mecanismo de fallo considerado. En los anclajes adquieren especial relevancia las propiedades resistentes de la interfaz bulbo-terreno.

La definición del nivel piezométrico representativo es igualmente un factor crítico, dada la influencia directa que el agua ejerce sobre la capacidad de carga del terreno en la zona de anclaje. Este nivel debe establecerse considerando tanto las condiciones habituales de operación como las situaciones más desfavorables previsibles a lo largo de la vida útil de la obra, garantizando la coherencia entre el nivel piezométrico adoptado, el modelo hidráulico y las situaciones de proyecto definidas.

Por último, el proyecto debe contemplar las situaciones persistentes, transitorias y accidentales conforme a los principios generales del Eurocódigo. Las situaciones persistentes corresponden a las condiciones normales de servicio, mientras que las transitorias están asociadas a las fases de ejecución del anclaje y a cargas o condiciones de drenaje de carácter temporal. Las situaciones accidentales pueden incluir incrementos extraordinarios del nivel piezométrico con baja probabilidad de ocurrencia que comprometan la estabilidad del sistema. Las situaciones sísmicas, que pueden afectar tanto a la capacidad portante del anclaje como a las estructuras que arriostran, deben analizarse de acuerdo con lo establecido en la EN 1998 y su Anejo Nacional correspondiente. La correcta identificación y combinación de todas estas situaciones, junto con las acciones y los valores representativos del terreno constituye el paso previo indispensable para la verificación de los estados límite último y de servicio.

4. ESTADOS LÍMITE

El proyecto de anclajes conforme al EC7-2G se fundamenta, al igual que el resto de las estructuras geotécnicas, en la verificación sistemática de los estados límite, en coherencia con los principios generales establecidos en EN 1990 (CEN 2023, Bond et al., 2019a) y desarrollados en EN 1997 (CEN, 2024). En el contexto del Capítulo 8 de la Parte 3, este enfoque se adapta a las particularidades del comportamiento de los anclajes, en los que la integridad estructural de los tendones, la capacidad de adherencia en las interfaces y la respuesta del terreno en la zona de bulbo desempeñan un papel determinante.

4.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

Los estados límite último que deben verificarse en el proyecto de anclajes se recogen en el epígrafe 8.2.5.1 de EN 1997-3 y pueden agruparse en torno a tres mecanismos de fallo principales:

- Fallo estructural, que comprende la rotura del tendón o de la cabeza del anclaje.
- Fallo por arranque, que incluye la rotura en la interfaz tendón-bulbo de inyección, la rotura en la interfaz bulbo-terreno y el desplazamiento del elemento resistente por fluencia, deformaciones o pérdida de terreno tras la estructura anclada.
- Fallos en las estructuras ancladas o adyacentes, incluyendo los efectos derivados de las operaciones de ensayo y de pretensado, así como las deformaciones excesivas de la estructura anclada.

Cuando se trate de grupos de anclajes, la verificación debe realizarse considerando la superficie de rotura más desfavorable, que puede implicar el desplazamiento de una parte o de la totalidad del bloque de terreno anclado, frecuentemente combinado con el arranque de los extremos distales de los anclajes.

4.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

Además de la verificación de los estados límite último, el proyecto de anclajes requiere la comprobación de los estados límite de servicio, recogidos en el epígrafe 8.2.5.2 de EN 1997-3, asociados a situaciones en las que no se alcanza el colapso o fallo, pero en las que pueden producirse condiciones incompatibles con los requisitos funcionales o de durabilidad de la obra. Los aspectos que deben verificarse son los siguientes:

- Los movimientos de la estructura anclada.
- El incremento de la carga en el anclaje a lo largo de su vida útil de proyecto.
- La pérdida de carga en el anclaje por desplazamiento del elemento resistente debido a fluencia, deformaciones o pérdida de terreno tras la estructura anclada.

Al igual que ocurre en el caso de las laderas y estructuras de contención, la verificación de estos estados límite de servicio debe apoyarse en modelos de cálculo debidamente validados por la práctica geotécnica, siguiendo los criterios establecidos en EN 1997-1, y complementarse, cuando sea necesario, con programas de auscultación que permitan controlar la evolución de las cargas y movimientos durante la vida útil de la obra.

5. MODELOS DE CÁLCULO: CÁLCULO DE LA FUERZA DEL ANCLAJE

En este capítulo se va a comentar el procedimiento establecido en el EC7-2G para determinar la fuerza del anclaje, como elemento que proporciona una fuerza favorable que permite verificar estados límite que no se verificarían sin su presencia. Piénsese, por ejemplo, en un talud cuyo nivel de seguridad sólo se logra con el concurso de un anclaje o en una pantalla cuyos movimientos sólo estarían por debajo de los límites establecidos si se instalan unos anclajes que impidan movimientos excesivos.

En estos casos, el valor de proyecto de la fuerza del anclaje ($E_{d,anclaje}$) se debe determinar de acuerdo con EN 1997- 3/Ec. (4.1) y (7.19) [reproducidas en la Ec.(1) al ser iguales]:

$$E_{d,anclaje} = max\{\gamma_E F_{rep,ULS}; \gamma_E F_{rep,SLS}\} \quad (1)$$

En esta expresión:

- $F_{rep,ULS}$ se entiende que es la fuerza de anclaje que se determina en un cálculo en el que se verifica un Estado Límite Último (ELU), como, por ejemplo, el ELU de estabilidad global de un talud en el que se ha colocado un anclaje como refuerzo;
- $F_{rep,SLS}$ se entiende que es la fuerza de anclaje que se ha utilizado en un cálculo para verificar un Estado Límite de Servicio (ELS), como ocurre, por ejemplo, en el dimensionamiento de las pantallas de contención en las que normalmente se utilizan anclajes para conseguir que los movimientos de las pantallas estén por debajo de ciertos límites con los que se evitan problemas en las estructuras adyacentes.
- γ_E es el factor parcial de mayoración de acciones del conjunto VC4, que toma un valor de 1,35, para situaciones permanentes y de 1,35 k_{tr} para situaciones transitorias, siendo $k_{tr} \geq 0{,}90$.
  Se debe indicar que el valor del factor de mayoración para las situaciones permanentes es inferior al indicado en la vigente "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera" del Ministerio de Transportes, en la que el "coeficiente de mayoración F_1" es 1,50, para anclajes permanentes; para anclajes temporales, los valores son prácticamente coincidentes y de valor 1,20.

Por otra parte, hay que hacer notar que en el capítulo 8 de anclajes de EN 1997-3, aparecen los símbolos $E_{d,ULS}$ y $E_{d,SLS}$ para representar el valor de proyecto de la fuerza del anclaje cuando se ésta se ha obtenido de verificaciones de Estado Límite Último y de Servicio, respectivamente.

6. ANÁLISIS DE LAS REFERENCIAS AL ANEJO NACIONAL EN AL CAPÍTULO 8

6.1. LISTADO DE PARÁMETROS DE DETERMINACIÓN NACIONAL

El trabajo desarrollado en el Anejo Nacional Español de la Parte 3 del EC7-2G para el Capítulo 8 ha consistido en identificar y evaluar los Parámetros de Determinación Nacional (NDPs, por sus siglas en inglés) que requieren ser definidos, así como en valorar la conveniencia de incorporar notas aclaratorias al texto base con información complementaria no contradictoria (NCCI, por sus siglas en inglés). Este proceso ha permitido establecer la medida en la que la práctica geotécnica española se ajusta a los criterios del EC7-2G, e identificar aquellos puntos en los que se consideró oportuno introducir precisiones adicionales.

Los Parámetros de Determinación Nacional (NDP) del Capítulo 8 de EN 1997-3 se recogen en la Tabla 1, en la que se indican los párrafos en los que el Anejo Nacional introduce algún cambio respecto a EN 1997-3.

Tabla 1. Parámetros de Determinación Nacional del Capítulo 8 de EN 1997-3.

Párrafo	Tipo	Contenido	¿Cambio en AN?
8.2.7.2(1)	Tabla	Alcance mínimo de la investigación de campo en proyecto de anclajes	NO
8.3.4(1)	Párrafo	Materiales	NO
8.6.2 (1)	Párrafo	Verificación de la resistencia geotécnica (ELU)	NO
8.6.2(7)	Párrafo	Valores relativos a los criterios de Estado Límite Último α_1 y α_3	NO
8.6.2(8)	Párrafo	Valores del criterio de Estado Límite Último $C_{ad,ULS}$ para anclajes no inyectados	NO
8.6.2(9)	Párrafo	Valor del factor de correlación ξ_{ULS}	NO
8.6.4(1)	Tabla	Factores parciales para la verificación de la resistencia geotécnica de anclajes para situaciones de proyecto fundamentales	**SI**
8.7.2(4)	Párrafo	Valores del criterio de Estado Límite de Servicio $C_{ad,SLS,}$ para anclajes no inyectados	NO
8.7.3(1)	Tabla	Valores de factores parciales para la verificación de la resistencia de anclajes en Estados Límite de Servicio	**SI**
8.9.1(2)	Párrafo y tabla	Criterios límite para los ensayos de investigación, adecuación y aceptación en Estados Límite Último y de Servicio	**SI**
8.9.3(1)	Párrafo	Valores de factores de correlación $\xi_{a,ULS,test}$ y $\xi_{a,SLS,test}$	NO

Como se observa en la tabla anterior, hay 11 párrafos en el Capítulo 8 em los que se permite que los Anejos Nacionales hagan modificaciones. Los NDPs están relacionados con la amplitud de la investigación geotécnica, los materiales y los factores parciales o de correlación para las verificaciones de estado límite último y de servicio. Por su parte, el Anexo E de EN 1997-3 sobre dimensionamiento de anclajes, se mantiene con carácter informativo, por lo que su contenido puede usarse a criterio del proyectista.

6.2. ALCANCE MÍNIMO DE LA INVESTIGACIÓN

Como se ha indicado en la tabla anterior, los valores de referencia relativos a la profundidad mínima que deben alcanzar las investigaciones en los proyectos de anclajes no se han modificado, quedando recogidos en la Tabla AN 8.1, mostrada en la Figura 4.

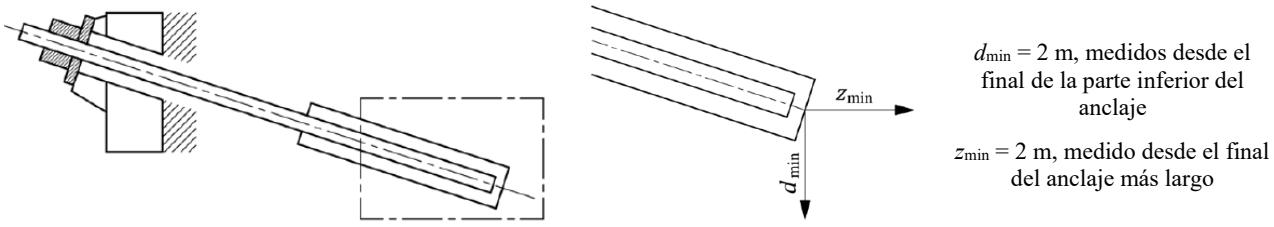


Figura 4. Profundidad mínima de investigación para proyectos de anclajes (Tabla AN-8.1 de Anejo Nacional español de EN 1997-3).

No obstante, hay que hacer notar que, en la práctica geotécnica española, en muchos proyectos y ejecuciones de pantallas en zonas urbanas, el reconocimiento indicado en la Tabla AN-8.1 no se puede realizar ya que la zona donde se colocarán los anclajes puede estar ocupada por edificaciones. El reconocimiento en estas zonas suele quedar restringido a: a) trabajos de gabinete: en los que se puede analizar documentación relativa a esa zona obtenida en trabajos previos, lo que da lugar a extrapolar el perfil geotécnico con los datos disponibles, quedando pendiente en ocasiones hasta la fase de ejecución constatar la profundidad del terreno para el bulbo, y b) inspecciones visuales de la zona para determinar la existencia de posibles servicios o estructuras enterradas que interfieran en la ejecución de los anclajes.

6.3. MATERIALES

Al igual que ocurre con el NDP anterior, el Anejo Nacional no proporciona normas adicionales, relativas a materiales, a las indicadas en el epígrafe 8.3.4 de EN 1997-3. Los materiales a los que hace referencia dicho apartado son: terreno (*ground*), acero (*steel*) e inyección (*grout*).

Sin embargo, se ha incluido una "Información Complementaria No Contradictoria" sobre las normas relativas a otros materiales constituyentes de los tendones de anclaje en la que se indica textualmente: "*En el caso de que se utilicen, en el proyecto de anclajes, tendones fabricados con otros materiales diferentes al acero (por ejemplo, fibra de vidrio, aramida, carbono o boro), en el proyecto correspondiente se deben indicar las normas aplicables a cada material, debiendo indicar especialmente los requisitos y criterios relativos a la determinación de las leyes de comportamiento mecánico y la durabilidad del material.*

6.4. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA GEOTÉCNICA

El Anejo Nacional establece que los anclajes se pueden verificar tanto mediante ensayos de investigación o adecuación como mediante experiencia comparable, tal y como establece el párrafo 8.6.2(1) de EN 1997-3.

A este respecto, se ha incluido una Información Complementaria No Contradictoria (NCCI) "sobre la experiencia comparable española en el campo de los anclajes", en la que se indica textualmente que "*la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras", emitida por la Dirección General de Carreteras en 2001, (o el documento que la sustituya en el futuro - muy posiblemente la "Guía para el proyecto, ejecución y mantenimiento de anclajes con Eurocódigo 7")- recoge la experiencia acumulada en España sobre el proyecto de anclajes ejecutados a lo largo de las últimas décadas y, por tanto, todo proyecto de anclajes que se realice en España de acuerdo con lo indicado en dicha Guía cumple con el requisito incluido en EN 1997- 3/8.6.2 sobre proyecto de anclajes mediante "experiencia comparable*".

La experiencia comparable se refiere a todo el proceso de proyecto y dimensionamiento de anclajes, aunque, en este ámbito, son de especial relevancia los ábacos (como el mostrado abajo como ejemplo, Figura 5) que facilitan la determinación de la "adherencia límite" del anclaje en función de parámetros geotécnicos (por ejemplo, golpeo (N) del SPT o, presión límite (p_l) del presiómetro), con la hipótesis adicional de adherencia uniforme a lo largo de toda la longitud del bulbo del anclaje.

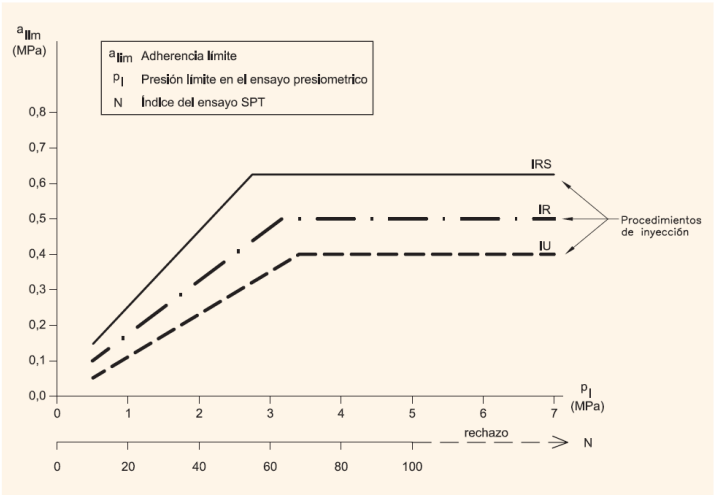


FIGURA 3.2. ADHERENCIA LÍMITE EN ARENAS Y GRAVAS

Figura 5. Ejemplo de ábaco para el dimensionamiento de anclajes (tomado de la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carreteras).

6.5. VALORES DEL CRITERIO DE ESTADO LÍMITE ÚLTIMO PARA ANCLAJES NO INYECTADOS

El Anejo Nacional no proporciona valores para definir el criterio de Estado Límite Último $C_{ad,ULS}$ para anclajes no inyectados, dado que no existe experiencia española consolidada al respecto. Cabe señalar que este criterio hace referencia a los límites de movimiento admisibles en los ensayos de adecuación y aceptación, de forma análoga a los valores indicados en la Tabla AN-8.4 para anclajes inyectados, presentada posteriormente.

En ausencia de valores establecidos, y de acuerdo con EN 1997-1/0.1, dichos valores deben ser especificados por las autoridades competentes o, en su defecto, acordados entre las partes involucradas en cada proyecto específico —por ejemplo, entre proyectistas y clientes—. Como posible criterio orientativo, podrían adoptarse los mismos valores recogidos en la Tabla AN-8.4.

A efectos de delimitar el alcance de esta disposición, conviene precisar qué se entiende por anclajes no inyectados. Esta categoría incluye los anclajes a fricción y los anclajes atornillados, tipologías de uso muy limitado en España. Por el contrario, los bulones expansivos, aunque tampoco son inyectados, no se consideran anclajes a estos efectos al carecer de longitud libre; lo mismo aplica a los sistemas tipo "manta-ray" y similares.

6.6. VALOR DEL FACTOR DE CORRELACIÓN ξ_{ULS}

Este factor de correlación interviene en la determinación de la resistencia geotécnica en estado límite último, actuando como divisor de la resistencia geotécnica obtenida mediante ensayos para anclajes inyectados. El Anejo Nacional acepta el valor de 1,00, indicado en el EC7-2G.

Se ha optado por mantener el valor dado por defecto porque el proyecto de anclajes está basado en la ejecución de un mínimo de ensayos, por lo que no necesita factores adicionales. Así, en la etapa de proyecto, el párrafo 8.3.6. (4) indica el número mínimo de ensayos a realizar (2 ó 3, en función del Método de Ensayo usado -1 ó 3-y del tipo de ensayo – de investigación o de adecuación), mientras que en la fase de ejecución, hay que hacer notar que, en el borrador de la futura "Guía para el proyecto, ejecución y mantenimiento de anclajes con Eurocódigo 7" que publicará la D.G. Carreteras (Mº de Transportes), la Tabla 5.2 indica el número mínimo de ensayos que se deben hacer en función del número de anclajes a ejecutar en la obra.

6.7. FACTORES PARCIALES PARA LA VERIFICACIÓN DE ELU

El Anejo Nacional permite el uso tanto del Método de Ensayo 1 como del Método de Ensayo 3, establecidos en la norma EN ISO 22477-5, para la verificación de anclajes en su estado límite último. Por su parte, los valores relativos al factor $\gamma_{Ra,\ ULS}$ se recogen en la Tabla AN-8.2 (mostrada en la Tabla 2), donde se ha diferenciado entre anclajes permanentes y temporales, para indicar que los valores de los factores parciales pueden modificarse independientemente, si en algún momento futuro se considera conveniente. Hay que destacar que los valores recogidos en la tabla del Anejo Nacional (Tabla AN-8.2) se han aumentado respecto a los recogidos en la Tabla 8.2 de EN 1997-3, para hacerlos coincidir con la práctica geotécnica española vigente.

Tabla 2.- Factor parcial para la verificación de la resistencia geotécnica de anclajes para situaciones de proyecto fundamentales (persistentes y transitorias) (copia de Tabla AN-8.2).

Verificación	Coeficiente parcial	Símbolo	Enfoque de Factor de Resistencia (RFA)	
			Método de Ensayo 1	Método de Ensayo 3
Resistencia geotécnica de un anclaje	Resistencia geotécnica de un anclaje permanente en el Estado Límite Último	$\gamma_{Ra,ULS}$	1,10 [a, b, c]	1,10 [a, c]
	Resistencia geotécnica de un anclaje temporal en el Estado Límite Último		1,10 [a, b, c]	1,10 [a, c]

[a] Véase Fórmula (8.5) // [b] Véanse Fórmulas (8.12) y (8.14)
[c1] El valor del factor parcial de resistencias en las verificaciones de las situaciones accidentales es la raíz cuadrada del valor γ_R correspondiente a la situación de proyecto persistente de acuerdo con EN 1997-1/4.4.1.5 (1)
[c2] Los valores recogidos en esta tabla se deben considerar provisionales puesto que pueden sufrir alguna modificación respecto de los que finalmente aparezcan en el Anejo Nacional.

6.8. FACTORES PARCIALES PARA LA VERIFICACIÓN DE ELS

Los valores, relativos a los factores parciales para la verificación de la resistencia de anclajes en Estados Límite de Servicio, se recogen en la Tablas AN-8.3 (mostrada en la Tabla 3).

Tabla 3. Factores parciales para la verificación de la resistencia geotécnica de anclajes en Estados Límite de Servicio (copia de Tabla AN-8.3).

Verificación	**Coeficiente parcial**	**Símbolo**	**Enfoque de Factor de Resistencia (RFA)**	
			Método de Ensayo 1	**Método de Ensayo 3**
Resistencia geotécnica de un anclaje	Resistencia de un anclaje permanente en el Estado Límite de Servicio	$\gamma_{Ra,SLS}$	1,20 [a, c]	1,20 [a, c]
	Resistencia de un anclaje temporal en el Estado Límite de Servicio		1,10 [a, c]	1,10 [a, c]
Ensayos de adecuación y aceptación	Resistencia de un anclaje permanente en el Estado Límite de Servicio	$\gamma_{Ra,SLS,test}$	1,10 [b, c]	1,10 [b, c]
	Resistencia de un anclaje temporal en el Estado Límite de Servicio		1,05 [b, c]	1,05 [b, c]
[a] Véase Fórmula (8.11) // [b] Véanse Fórmulas (8.13) y (8.15) [c] Los valores recogidos en esta tabla se deben considerar provisionales puesto que pueden sufrir alguna modificación respecto de los que finalmente aparezcan en el Anejo Nacional				

Hay que destacar que los valores recogidos en la Tabla AN-8.3 se han disminuido respecto a los recogidos en la Tabla 8.3 de EN 1997-3 para hacerlos coincidir con la práctica geotécnica española vigente, en lo que se refiere a la carga que se usa en los ensayos de adecuación y aceptación. Por su parte, se ha decidido permitir también el uso del Método de Ensayo 1 por si, en algún caso particular, se considere más conveniente.

6.9. CRITERIOS LÍMITE PARA LOS ENSAYOS DE INVESTIGACIÓN, ADECUACIÓN Y ACEPTACIÓN EN ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO Y DE SERVICIO

El Anejo Nacional permite el uso tanto del Método de Ensayo 1 como del Método de Ensayo 3, establecidos en la norma EN ISO 22477-5, para los ensayos realizados en anclajes inyectados. Por su parte, los valores relativos a los criterios límite, entendidos como valores límite de fluencia, para los ensayos de investigación, adecuación y aceptación en Estados Límite Último y de Servicio, se recogen en la Tabla AN-8.4 (mostrados en la Tabla 4). Se han adoptado esos valores de criterios límite para asemejarlos a la experiencia previa española.

Tabla 4: Criterios límite para los ensayos de investigación, adecuación y aceptación en Estados Límite Último y de Servicio (copia de Tabla AN-8.4).

Método de ensayo	**Parámetro**	**Tipo de anclaje**	**Ensayo de investigación α_{ULS}**	**Ensayo de adecuación**		**Ensayo de aceptación**	
				α_{ULS}	**α_{SLS}**	**α_{ULS}**	**α_{SLS}**
				(8.12) [b]	(8.13) [b]	(8.14) [b]	(8.15) [b]
1	α_1	Temporal	2 mm	2 mm	1,2 mm	2 mm	No está permitido su uso
		Permanente			1,0 mm		
3	α_3	Temporal	5 mm	5 mm	1,2 mm	5 mm	1,2 mm
		Permanente			1,0 mm		1,0 mm
[a] Tasa de fluencia por ciclo de tiempo (en escala logarítmica) [b] De acuerdo con las fórmulas indicadas en cada caso [c] Los valores recogidos en esta tabla se deben considerar provisionales puesto que pueden sufrir alguna modificación respecto de los que finalmente aparezcan en el Anejo Nacional							

7. CONCLUSIONES

El desarrollo del Capítulo 8 del Anejo Nacional Español de la Parte 3 del Eurocódigo 7 de Segunda Generación evidencia que los Parámetros de Determinación Nacional adoptados han sido definidos con un claro criterio de continuidad con la práctica geotécnica española. En la mayoría de los casos se mantienen los valores propuestos en EN 1997-3, introduciéndose únicamente ajustes puntuales en aquellos aspectos en los que existe una experiencia nacional consolidada, fundamentalmente en lo relativo a factores parciales y criterios límite en ensayos.

Estos criterios permiten que los procedimientos habituales de proyecto, ejecución y control de anclajes en España no se vean modificados de forma sustancial, facilitando una transición progresiva hacia el nuevo marco normativo. Al mismo tiempo, el Anejo Nacional asegura la coherencia con los principios del Eurocódigo 7 y su alineación con la práctica europea, garantizando un nivel de seguridad homogéneo y comparable en el ámbito europeo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo quieren agradecer a Tomás Murillo y Pablo Ruiz Terán el intercambio de ideas en ciertos debates que han ayudado a clarificar algunos de los aspectos técnicos contenidos en este artículo.

REFERENCIAS

Bond, A.; Jenner, C.; Moormann, C. (2019). Tomorrow´s geotechnical toolbox: EN 1997-3:202x. Geotechnical structures. XVII Europ. Conf Soil Mech. and Geotech. Engin., Reykjavik, Iceland.

Bond, A.; Van Seteres, A.J. (2019a). Tomorrow´s geotechnical toolbox: EN 1990:202x. Basis of structural and geotechnical design. XVII Europ. Conf Soil Mech. and Geotech. Engin., Reykjavik, Iceland.

CEN (2023) EN 1990:2023 (2023) Eurocode – Basis of structural and Geotechnical design.

CEN (2024). EN 1997-1:2024 – Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules.

CEN (2024b). EN 1997-2:2024 – Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground properties.

CEN (2025). EN 1997-3:2025 – Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures.

Estaire J. y Bond A. (2020). Proyecto de Estructuras Geotécnicas de acuerdo con el futuro Eurocódigo 7. Geotecnia nº 149 – julho/julio/july 2020 – pp. 45-65 45. http://doi.org/10.24849/j.geot.2020.149.03.

Estaire, J., Pardo, F. y Perucho, A. (2016) Bases del Anejo Nacional Español del Eurocódigo EC-7 (proyecto geotécnico). Revista de Ingeniería Civil 181/2016 (pp. 5-25).

CIMENTACIONES PILOTADAS DE ACUERDO CON LA SEGUNDA GENERACIÓN DEL EUROCÓDIGO EN 1997-3 Y EL ANEJO NACIONAL ESPAÑOL

Alberto BLANCO[(1)] y José ESTAIRE[(2)]

[(1)] INTEMAC
*ablanco@intemac.es

[(2)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

El documento presenta una síntesis del Capítulo 6 del Eurocódigo 7 (EN 1997-3) relativo a cimentaciones mediante pilotes, incluyendo su aplicación, métodos de verificación y los cambios introducidos por el Anejo Nacional Español. Se describen los estados límite último y de servicio, los métodos de cálculo de la resistencia (Modelo del Terreno y Pilote Modelo), así como el uso de pruebas de carga. Además, se detallan los factores parciales de resistencia y de modelo, diferenciados según tipo de terreno, tipo de pilote y método de verificación.

ABSTRACT

The document provides an overview of Eurocode 7 – Part 3 (EN 1997-3) regarding piled foundations, their design, verification methods, and the modifications included in the Spanish National Annex. The paper describes the required Ultimate and Serviceability Limit States, the available resistance evaluation methods (Ground Model Method and Model Pile Method), and the role of load testing. The text details the model and resistance partial factors for pile design, adapted to ground type, pile type, and verification procedure.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Cimentaciones pilotadas (Pile Foundations); Eurocódigo 7 (Eurocode 7).*

1. INTRODUCCIÓN Y ÁMBITO DE APLICACIÓN

Este documento presenta una síntesis de los criterios de proyecto y verificación de cimentaciones mediante pilotes según el Eurocódigo 7 de segunda generación – Parte 3 (European Committee for Standardization, 2025) y su Anejo Nacional Español, incluyendo los métodos de evaluación de la resistencia, los estados límite a considerar y los factores parciales aplicables.

El capítulo 6 de EN 1997:2025 – Parte 3 correspondiente a la Cimentaciones pilotadas es aplicable a pilotes aislados, grupos de pilotes y losas pilotadas. También puede hacerlo a las inclusiones rígidas, cuando así se indique en el capítulo correspondiente (Capítulo 12 de EN 1997:2025 – Parte 3).

2. PROYECTO DE UNA CIMENTACIÓN PILOTADA

El proyecto de una cimentación pilotada debe desarrollarse teniendo en cuenta el esquema común de las tareas a considerar en el proyecto de estructuras geotécnicas, tal y como se recoge en Estaire y Bond (2020), de la que se extrae la Figura 1.

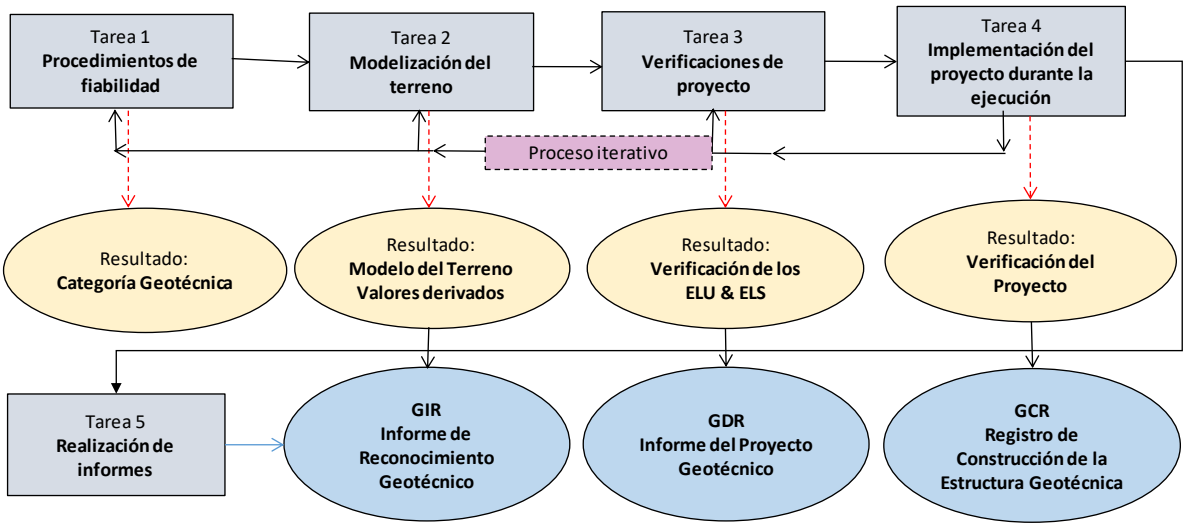


Figura 1. Tareas a realizar en el proyecto de una estructura geotécnica.

Aunque el presente artículo se centra en la parte correspondiente a las verificaciones de proyecto, debe tenerse en cuenta que previamente en el denominado Informe de Reconocimiento Geotécnico (GIR), se debe haber elaborado el Modelo del Terreno (GM) en el que se hayan establecido: a) las unidades geotécnicas, b) las condiciones hidrogeológicas y c) las propiedades del terreno de cada una de las unidades geotécnicas.

Existen diversos métodos para la determinación de la resistencia de un pilote. En el caso de determinación mediante cálculos, en el Anejo C de EN 1997:2025 – Parte 3 se recogen distintos procedimientos a partir de, entre otros: a) propiedades del terreno, especialmente la resistencia al corte, b) resistencia por fuste y por punta, determinadas en el ensayo de penetración estática CPT, c) presión límite obtenida en ensayos presiométricos y d) índices registrados en las pruebas continuas de penetración dinámica.

Se deben definir los valores derivados de estas propiedades y parámetros del terreno, que proceden fundamentalmente de la interpretación de ensayos de campo y laboratorio, aunque también del análisis de la documentación previa, de la auscultación de la estructura geotécnica durante su ejecución y vida útil, e incluso en su caso de las etapas posteriores al fallo de una estructura, a partir de un análisis retrospectivo.

A partir de los valores derivados se deben obtener los valores representativos a emplear en las verificaciones de los estados límite último y de servicio que a continuación se exponen. Estos valores representativos se denominan valores nominales (x_{nom}) si se seleccionan, como estimación prudente basada en el conocimiento del emplazamiento y en la experiencia y criterio del proyectista, o valores característicos (x_k), si se han determinado mediante métodos estadísticos.

3. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

Los estados límite último que se deben verificar de forma general en una cimentación mediante pilotes deben ser los siguientes: a) fallo global del terreno que rodea la cimentación pilotada; b) fallo de un grupo de pilotes; c) pandeo de los pilotes; d) fallo estructural de los propios pilotes; e) fallo combinado del terreno y del elemento estructural de los pilotes y f) fallo de la estructura soportada causado por un movimiento excesivo del pilote.

3.1 RESISTENCIA DE UN PILOTE AISLADO

La resistencia a compresión axial de un pilote simple se debe verificar de acuerdo con la expresión:

$$F_{cd} \leq R_{cd} \tag{1}$$

donde F_{cd} es la fuerza de compresión axial de proyecto aplicada al pilote, incluyendo cualquier posible fuerza de rozamiento negativo que pudiera aparecer y R_{cd} es la resistencia a compresión axial de proyecto del pilote.

La resistencia a la compresión axial de proyecto R_{cd} se debe determinar, mediante el método del factor de resistencia, a partir de:

$$R_{cd} = \frac{R_{c,rep}}{\gamma_{Rc}\,\gamma_{Rd,pile}} \quad o \quad \left(\frac{R_{b,rep}}{\gamma_{Rb}\,\gamma_{Rd,pile}} + \frac{R_{s,rep}}{\gamma_{Rs}\,\gamma_{Rd,pile}}\right) \tag{2}$$

donde $R_{c,rep}$ es la resistencia total representativa del pilote en compresión axial; $R_{b,rep}$ es la resistencia representativa por punta del pilote en compresión axial; $R_{s,rep}$ es la resistencia representativa del fuste del pilote en compresión axial; $\gamma_{Rd,pile}$ es un factor de modelo que tiene en cuenta la incertidumbre asociada al modelo de cálculo de la resistencia axial de un pilote y γ_{Rc}, γ_{Rb}, γ_{Rs} son factores de resistencia.

La resistencia a tracción axial de un pilote simple se debe verificar de acuerdo con una expresión análoga a la anterior. Por su parte, la resistencia lateral, de acuerdo con EN 1997:2025 – Parte 3 se puede evaluar tanto a partir del método del factor de material como del método del factor de resistencia, aunque en el Anejo Nacional Español se ha optado únicamente por el método del factor de resistencia. Para un único pilote se debe verificar de acuerdo con la siguiente expresión:

$$F_{td} \leq R_{td} \tag{3}$$

donde $F_{tr,d:}$ fuerza lateral de proyecto aplicada al pilote incluyendo un margen para cualquier posible fuerza transversal debida al movimiento del terreno y $R_{tr,d:}$ resistencia transversal de proyecto del pilote, incluyendo efectos potenciales de degradación cíclica.

Cuando se utilice el método del factor de resistencia, la resistencia transversal de cálculo $R_{tr,d}$ se debe determinar de acuerdo con la norma EN 1990:2023, fórmula (8.20), aplicando factores de resistencia $\gamma_{R,tr}$ a la resistencia transversal representativa del pilote único $R_{tr,rep}$.

En las Tablas 6.4. y 6.5 de EN 1997:2025 – Parte 3 se recogen los factores de modelo, y en las Tablas 6.9, 6.10 y 6.11 los factores parciales de resistencia.

En cuanto a la resistencia estructural del pilote, se establece que debe verificarse de acuerdo con las normas EN 1992-1-1 para pilotes de hormigón en masa y armado, de lechada o mortero; EN 1993-1-1 y EN 1993-5 para pilotes de acero y micropilotes de barra simple inyectados; EN 1994-1-1 para pilotes compuestos de acero y hormigón y EN 1995-1-1 para pilotes de madera.

3.2 RESISTENCIA DE UN GRUPO DE PILOTES

El proyecto de los grupos de pilotes debe considerar el efecto de la interacción pilote-suelo e interacción pilote-pilote. Teniendo en cuenta eso, la resistencia última a compresión de un grupo de pilotes R_{group} debe determinarse a partir de la ecuación (4):

$$R_{group} = \min\left\{\sum_{i}^{n} R_i \; ; \; R_{block}\right\} \tag{4}$$

donde R_i es la resistencia a compresión última del i-ésimo pilote del grupo de pilotes, teniendo plenamente en cuenta los efectos de la interacción entre pilotes; i es un índice que varía de 1 a n; n es el número de pilotes de la cimentación por pilotes y R_{block} es la resistencia a compresión última del bloque de terreno delimitado por el perímetro del grupo de pilotes.

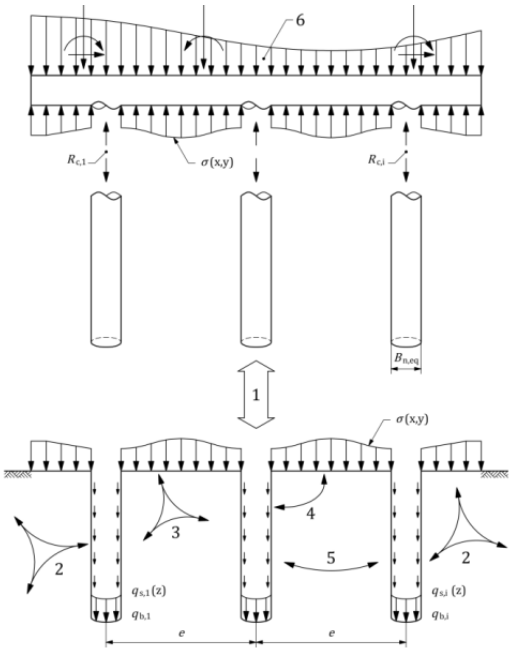
3.3 RESISTENCIA DE LOSAS PILOTADAS

El proyecto de las losas pilotadas debe considerar los efectos de las interacciones pilote-terreno, pilote-pilote, losa-terreno y pilote-losa. En la Figura 2 se ilustran estas diversas interacciones.

Considerando la interacción de los pilotes y la losa y el terreno, la resistencia última a compresión de una losa pilotada $R_{piled\text{-}raft}$ debe deteminarse a partir de:

$$R_{piled\text{-}raft} = \sum n_i R_{c,i} + R_{raft} \tag{5}$$

donde $R_{c,i}$ es la resistencia a compresión del i-ésimo pilote; n es el número de pilotes que soportan la losa pilotada; i es un índice que varía de 1 a n y R_{raft} es la capacidad portante adicional de la losa.



Leyenda:

1-Interacción entre la losa pilotada y el terreno

2-Interacción pilote-terreno

3-Interacción losa-terreno

4-Interacción pilote-losa

5-Interacción pilote-pilote

6-Carga total sobre la losa pilotada

e: distancia entre pilotes

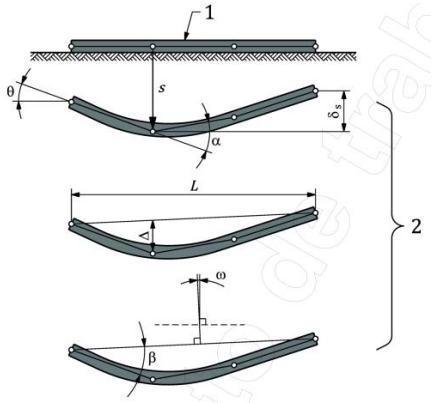
$B_{n,eq}$: diámetro de pilotes

Figura 2. Efectos de interacción de una losa pilotada.

4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

Se deben verificar los siguientes estados límite potenciales de servicio: a) asentamiento de pilotes; b) asentamiento diferencial de pilotes; c) asentamiento causado por rozamiento negativo; d) levantamiento de pilotes; e) movimiento transversal y f)

En la Figura 3, extraída del Eurocódigo 7 de segunda generación – Parte 1 (European Committee for Standardization, 2024), se muestra gráficamente alguno de estos conceptos genéricos de movimientos de cimentación.



s: Asiento
δs: Asiento diferencial
θ: Rotación
a: Deformación angular
Δ: Deflexión relativa
Δ/L: Ratio de deflexión
ω: Inclinación
β: Distorsión angular
1: Forma y posición originales
2: Forma y posición deformada

Figura 3. Definición de movimientos de cimentación.

5. MÉTODOS DE VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE

Con carácter general, en el párrafo 6.5.3.1 (1) de EN 1997:2025 – Parte 3 se establece que la resistencia axial de un pilote se debe determinar en base a una experiencia comparable a partir de los resultados de investigaciones de campo y ensayos de laboratorio o en base a los resultados de pruebas de carga.

De forma particular, se incluyen tres posibles formas de determinación del valor representativo de la resistencia:

a) Mediante cálculos: la resistencia axial de un pilote aislado proyectado mediante cálculo se debe determinar por uno de los siguientes métodos:

   i. Método del Modelo del Terreno (Ground Model Method, en su acepción inglesa):

   Este método implica en primer lugar determinar los valores representativos de las propiedades o de los

resultados de ensayos in-situ de las diferentes unidades geotécnicas presentes en el emplazamiento, con lo que se considera la incertidumbre derivada de la variabilidad espacial del terreno. A este respecto, los resultados de ensayos in-situ se refieren, por ejemplo, al N_{30} del SPT, a la resistencia límite del ensayo presiométrico o a las resistencias por punta y fuste del ensayo de penetración estática CPT. Los valores representativos de las propiedades del terreno servirán, en un segundo paso, para calcular la resistencia del pilote individual (R_{cal}), mediante algún modelo de cálculo. Finalmente, la resistencia representativa del pilote (R_{rep}) se debe determinar mediante la Ec (6):

$$R_{\text{rep}} = R_{\text{calc}} \tag{6}$$

donde R_{rep} es $R_{c,rep}$ para compresión, $R_{t,rep}$ para tracción y $R_{tr,rep}$ para resistencia transversal, según corresponda y R_{calc} es la resistencia calculada del pilote basada en los valores representativos del terreno.

ii. Método del Pilote Modelo (Model Pile Method, en su acepción inglesa):

En este caso, se calcula la resistencia del "pilote individual" ($R_{cal,i}$), mediante algún modelo de cálculo, en cada perfil del terreno en el que se ha realizado alguna investigación (ensayos CPT, ensayos y pruebas en sondeos, o pruebas continuas de penetración dinámica) para, a continuación, determinar la resistencia representativa aplicando los denominados coeficientes de correlación ξ, que son función del número de perfiles investigados y, por tanto, una forma de considerar la incertidumbre derivada de la variabilidad espacial del terreno.

$$R_{rep} = \min\left(\frac{R_{calc,media}}{\xi_{media}}; \frac{R_{calc,min}}{\xi_{min}}\right) \tag{7}$$

donde $R_{calc,media}$ es la resistencia media calculada del pilote para un conjunto de perfiles de resultados de ensayos de campo o de laboratorio; $R_{calc,min}$ es la resistencia mínima calculada del pilote para un conjunto de perfiles de resultados de ensayos de campo o de laboratorio; ξ_{media} es un factor de correlación para la media de los valores calculados y ξ_{min} es un factor de correlación para el mínimo de los valores calculados.

EN 1997:2025 – Parte 3 establece que el método utilizado para evaluar la resistencia de un pilote se haya validado mediante pruebas de carga de cimentaciones pilotadas comparables en condiciones de terreno comparables y que hayan sido documentadas adecuadamente; o con casos previos que confirmen que el método proporciona una resistencia y un comportamiento fiables del pilote.

En el Anejo C de EN 1997:2025 – Parte 3 se incluyen diversos métodos de cálculo basados en propiedades del terreno y en los resultados de ensayos presiométricos y ensayos de penetración estática.

b) A través de los resultados de pruebas sobre pilotes.

La resistencia axial de un pilote aislado puede determinarse también a partir de los resultados de pruebas de carga estática.

En el caso de emplear ensayos de impacto dinámico o de carga rápida, la validez de sus resultados debe ser demostrada mediante pruebas de carga estática realizados sobre pilotes comparables en condiciones de terreno comparables, sometidos a niveles de carga similares.

También se admite la determinación de la resistencia a la compresión de un pilote a partir de los resultados del análisis de la ecuación de ondas basada en la transferencia de energía registrada al pilote durante el hincado, siempre que el análisis se haya calibrado previamente con los resultados de pruebas de carga estática en pilotes comparables en condiciones de terreno comparables, sometidos a niveles de carga comparables.

Por último, EN 1997:2025 – Parte 3 establece que la resistencia a compresión de un pilote por punta en suelos granulares gruesos o roca puede basarse en una fórmula de hinca de pilotes, siempre que la fórmula haya sido también previamente calibrada con resultados de pruebas de carga estática sobre pilotes comparables, en condiciones de terreno comparables y ensayados a niveles de carga comparables.

c) Mediante reglas prescriptivas.

Se podrán utilizar reglas prescriptivas cuando estén especificadas por una autoridad competente, siempre que se basen en una experiencia comparable.

La resistencia transversal de un pilote se debe determinar mediante cálculos o mediante pruebas.

La verificación de los estados límite de los grupos de pilotes puede realizarse mediante métodos de cálculo numéricos, analíticos o empíricos, o determinarse a partir del comportamiento observado de grupos de pilotes comparables. El proyecto de grupos de pilotes puede basarse en los resultados de las pruebas de carga de pilotes individuales, siempre que se tenga en cuenta la interacción entre los pilotes individuales y los efectos del grupo de pilotes.

6. ANÁLISIS DEL CONTENIDO DEL ANEJO NACIONAL

6.1 LISTADO DE PARÁMETROS DE DETERMINACIÓN NACIONAL

Los Parámetros de Determinación Nacional (NDP) del Capítulo 6 de EN 1997:2025 – Parte 3 se recogen en la Tabla 1, en la que se indican los párrafos en los que el Anejo Nacional Español introduce algún cambio.

Tabla 1. Parámetros de Determinación Nacional del Capítulo 6 de EN 1997:2025 – Parte 3.

Párrafo	Tipo	Contenido	¿Cambio en AN?
6.1(2)	Tabla	Clasificación pilotes +Anejo C.3	NO
6.2.7.2(1)	Párrafo	Alcance mínimo de la investigación de campo	NO
6.3.7(1)	Párrafo	Materiales	NO
6.5.3.1(2)	Párrafo	El método de cálculo a emplear (Modelo del Terreno o Pilote Modelo)	NO
6.5.3.3(5), (8), (10) y (11)	Párrafo	Calibración de la determinación de la resistencia axial en los diferentes métodos de pruebas de carga	SI
6.5.6(3) y (4)	Párrafo	Posibilidad de no contemplar la colaboración de los pilotes en las losas pilotadas	NO
6.5.8(4)	Tabla	Número mínimo de pruebas de carga para la confirmación del proyecto de pilotes mediante cálculo	NO
6.6.2.1(2) 2 posibilidades	Tablas	Tabla 6.4 -Factor de modelo $\gamma_{Rd,pile}$ para la verificación de la resistencia axial de pilotes mediante cálculos. Tabla 6.5- Factor de modelo $\gamma_{Rd,pile}$ para la verificación de la resistencia axial de pilotes mediante pruebas de carga, o respaldada por ensayos	SI
6.6.2.4.2(1)	Tabla	Tabla 6.6 - Factores de correlación x para el método del pilote modelo	NO
6.6.2.4.3(1)	Tabla	Tablas 6.7 y 6.8- Factores de correlación x para el cálculo con pruebas de carga estática y de carga rápida / impacto dinámico	NO
6.6.3 (4) y (5)	Párrafo	Valores de $\gamma_{Rd,group}$ y $\gamma_{Rd,piled\text{-}raft}$	SI
6.6.4.1(1) 2 posibilidades	Párrafo y tablas	Valores de los factores parciales de resistencia para pilotes simples: Tablas 6.9 (GMM), 6.10 (MPM) y 6.11 (con pruebas de carga). Método de cálculo a emplear (Modelo del Terreno o Pilote Modelo)	SI
6.6.4.2(1) 2 posibilidades	Párrafo y tablas	Tabla 6.12 de factores parciales para las verificaciones de grupo de pilotes y de losas pilotadas. Utilización de Enfoques de cálculo: Enfoque de Factor de Resistencias (RFA) y/o Enfoque del Factor de Material (MFA)	SI
6.7(3)	Párrafo	Condiciones para omitir la verificación explícita de asientos y especificación de procedimiento de verificación	NO
6.9.3(6)	Párrafo	Factor parcial γ_{test} para la carga a aplicar en las pruebas de carga de servicio en pilotes	NO
ANEXO C	Párrafo y tablas	Valores de proyecto de la deflexión inicial e_{0d} y Factor multiplicador para la obtención de la deflexión transversal inicial cuando no se puedan realizar medidas	NO
		Para pilotes de acero: secciones transversales, factor de reducción del módulo de elasticidad E, Valores de deflexión ficticia e_{0r} para cubrir las tensiones residuales, en pilotes de acero y Factor de reducción a la resistencia estructural k_{red} para cubrir las tensiones residuales, en pilotes de acero	

6.2 MÉTODOS DE CÁLCULO [PÁRRAFO 6.5.3.1(2)]

Aunque la práctica geotécnica española se corresponde directamente con el Método del Modelo del Terreno, se ha considerado conveniente permitir también el uso del Método del Pilote Modelo en aquellos casos que se cumplan las condiciones que permiten su aplicación y el proyectista lo considere adecuado.

6.3 FACTOR DE MODELO $\gamma_{Rd,pile}$ PARA VERIFICACIONES POR CÁLCULO [TABLA 6.4 Y PÁRRAFO 6.6.2.1(2)]

El planteamiento del Anejo Nacional ha sido que la seguridad global sea similar a la tradicional en España. A estos efectos se han considerado como referencia los coeficientes globales de la Guía de cimentaciones en obras de carretera (Ministerio de Fomento, 2009) y los coeficientes parciales del Anejo Nacional del EC7 de primera generación (Asociación Española de Normalización y Certificación, 2016).

De esta forma se ha deducido el factor de modelo que se debe utilizar en los cálculos por el Método del Modelo de Terreno (GMM) para los distintos métodos de cálculo, teniendo en cuenta los factores de cargas (γ_F = 1,40, como valor medio) y de resistencia en pilotes (γ_R = 1,33 como valor medio, a estos efectos).

Por su parte, el valor del factor de modelo que se debe utilizar en los cálculos por el Método del Pilote Modelo (MPM) se ha ajustado de forma que el nivel de seguridad global obtenido por ambos métodos (GMM y MPM) no difiera sensiblemente para casos en los que se haga el cálculo partiendo de los mismos datos.

De esta forma, la Tabla 6.4 de factores de modelo considerada en el Anejo Nacional es la siguiente:

Tabla 2. Factores de modelo $\gamma_{Rd,pile}$ para la verificación de la resistencia axial del pilote mediante cálculo (Tabla AN-6.4 del Anejo Nacional).

Verificación por	**Basado en**		**Factor de modelo ($\gamma_{Rd,pile}$)**
Método del Modelo de Terreno (GMM)	Pruebas de carga en pilotes a carga última		1,15
	Pruebas de carga en pilotes a carga de servicio		1,35
	Experiencia comparable extensa y sin pruebas de carga en pilotes		1,30
	Experiencia comparable limitada y sin pruebas de carga en pilotes	Ensayos presiométricos	1,25
		Ensayos de penetración estática	1,20
		Formulación analítica	1,40
		Ensayos SPT	1,50
		Pruebas continuas penetración dinámica	1,60
Método del Pilote Modelo (a, b) (MPM)	Ensayos presiométricos		1,10-1,15
	Ensayos de penetración estática		1,05-1,10
	Formulación analítica		1,20-1,30
	Ensayos SPT		1,30-1,40
	Pruebas continuas penetración dinámica		1,40-1,50

(a) Los valores se pueden multiplicar por 0,9 si se dispone de pruebas de carga en pilotes a carga última, con un valor mínimo $\gamma_{Rd,pile}$=1,00.
(b) Método aplicable con propiedades de resistencia del terreno determinadas, al menos, cada 2,5 m a lo largo del perfil.

6.4. Factor de modelo $\gamma_{Rd,pile}$ para la verificación de la resistencia axial del pilote mediante pruebas o asistida con pruebas [Tabla 6.5 y párrafo 6.6.2.1(2)]

La Tabla 6.5 de factores de modelo incluida en el Anejo Nacional es la siguiente:

Tabla 3. Factores de modelo $\gamma_{Rd,pile}$ para la verificación de la resistencia axial del pilote mediante pruebas o asistida con pruebas (Tabla AN-6.5 del Anejo Nacional).

Verificación por		**Factor de modelo ($\gamma_{Rd,pile}$)**		
		Suelos finos	Suelos granulares	Rocas [(c)]
Pruebas de carga estática		1,00		
Ensayos rápidos de carga [(a)]		1,40	1,10	1,20
Pruebas dinámicas de impacto (comparación de señales y múltiples impactos) [(b)]	Resistencia por fuste	1,50	1,10	1,20
	Resistencia por punta	1,40	1,40	1,25
Análisis de la ecuación de la onda		No permitido	1,60	1,50
Fórmulas de hinca de pilotes		No permitido	1,80	1,70

[(a)] Cuando las pruebas dinámicas de impacto o los ensayos rápidos de carga no estén calibrados por pruebas de carga estática específicas, pero sí únicamente por experiencia comparable (ver Tabla AN-6.4), los valores de $\gamma_{Rd,pile}$ se incrementan en:
- 0,10, cuando la calibración esté basada en experiencia comparable extensa; o
- 0,25, cuando la calibración esté basada en experiencia comparable limitada.

[(b)] Cuando las pruebas dinámicas de impacto o los ensayos rápidos de carga se ejecuten en pilotes hormigonados in-situ, los valores de $\gamma_{Rd,pile}$ se incrementan en 0,20.

[(c)] Si los resultados de las pruebas demuestran un comportamiento elástico sin movimientos permanentes significativos, los valores de $\gamma_{Rd,pile}$ se pueden reducir en 0,10, siempre que el factor de modelo se mantenga mayor o igual a 1,00.

6.5. FACTORES PARCIALES DE RESISTENCIA [TABLAS 6.9, 6.10 Y 6.11 Y PÁRRAFO 6.6.4.1(1)]

Las Tablas AN-6.9 y 6.10 del Anejo Nacional se elaboraron teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Los valores de los factores parciales de resistencia en ambas tablas son iguales, puesto que dichos factores son utilizados en el último paso del procedimiento de cálculo para determinar la resistencia de proyecto a partir de la resistencia representativa, por lo que no debe haber diferencia en ambos métodos (Método del Modelo de Terreno y Método del Pilote Modelo).
- Se han incluido factores parciales de resistencia diferentes para la punta y el fuste, a pesar de que no forma parte de la "tradición normativa" española. Esta diferenciación permite introducir fácilmente en el cálculo posibles mejoras locales que se realicen en el proceso constructivo. Por otra parte, se considera razonable penalizar más la resistencia por punta en el caso de las formulaciones analíticas dada la sensibilidad de la variación de la resistencia por punta al valor del ángulo de rozamiento, ya que en las formulaciones aparece el término $e^{\tan(\varphi)}$.
- Se han adoptado los mismos factores de resistencia a tracción que a compresión. Hay que tener en cuenta que, de acuerdo con los métodos de cálculo habituales, la resistencia representativa a tracción es menor que la resistencia representativa por fuste a compresión.
- Se han introducido factores parciales específicos para micropilotes, dado que estos factores dependen del procedimiento de construcción y teniendo en cuenta la experiencia española en ese campo.
- Se ha incluido un factor parcial para la resistencia lateral de 1,85, que conduciría a coeficientes globales del orden de 2,50-2,60, más acorde con el rango de la "tradición normativa" española y con el valor recogido en el Anejo Nacional del EC7 de primera generación (Estaire et al, 2016).

Tabla 4. Factores parciales de resistencia
(Tabla AN-6.9 para el Método del Modelo de Terreno y Tabla AN-6.10 para el Método del Pilote Modelo).

Verificación	**Factor parcial**	**Símbolo**	**Tipo de pilote**	**Valor [d]**		
Resistencia a compresión axial	Acciones // efecto de acciones [a]	γ_F // γ_E	Todos	VC1		
	Fuerza de rozamiento negativo	γ_{Fdrag}		1,35		
	Propiedades del terreno	γ_M		No se aplican factores parciales		
	Resistencia total a compresión	γ_{Rc}	----	Total	Punta	Fuste
			Desplazamiento total	1,10	1,20	1,05
			Desplazamiento parcial	1,20	1,30	1,10
			Sustitución	1,30	1,40	1,15
			Micropilote [c]	1,20	1,25	1,15
			Sin clasificar	1,40	1,50	1,25
Resistencia a tracción	Acciones // efecto de acciones [a]	γ_F // γ_E	Todos	VC1		
	Propiedades del terreno	γ_M		No se aplican factores parciales		
	Resistencia a tracción [b]	γ_{Rst}	Desplazamiento total	1,10		
			Desplazamiento parcial	1,20		
			Sustitución	1,30		
			Micropilote [c]	1,20		
			Sin clasificar	1,40		
Resistencia lateral	Acciones // efecto de acciones [a]	γ_F // γ_E	Todos	VC1		
	Carga transversal del terreno	γ_{Ftr}		1,35		
	Propiedades del terreno	γ_M		No se aplican factores parciales		
	Resistencia lateral	γ_{Rtr}		1,85		

a) Los valores de factores parciales para los casos de verificación (VCs) 1, 3 y 4 se recogen en EN 1990:2023, Anejo A.
b) Este coeficiente se aplica a la resistencia por fuste en pilotes a tracción; de acuerdo con la práctica habitual, esta resistencia es menor que la resistencia por fuste a compresión.
c) Como definición de micropilote se adopta la recogida en la "Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carreteras": "*Micropilotes cilíndricos, de diámetro inferior a 300 mm, perforados en el terreno, armados con tubería de acero reforzada a veces con una o varias barras corrugadas, e inyectado con lechada o mortero de cemento en una o varias fases*".
d) De acuerdo con EN 1997-1/4.4.1.5 (1) Nota 1, el valor del factor parcial de resistencias que se debe utilizar en las verificaciones de las situaciones accidentales es la raíz cuadrada del valor γ_R correspondiente a la situación de proyecto persistente.

Se está pensando en la posibilidad de que los factores parciales de resistencia mostrados en la tabla anterior tengan un cierto grado de dependencia del nivel de control durante la ejecución, aunque todavía no se ha tomado una decisión final al respecto.

En el caso de Proyecto por pruebas de carga se adopta un mismo factor parcial de resistencia para cualquier tipo de pilote, a diferencia de lo establecido para el caso de verificación por cálculos, ya que en este caso las verificaciones se hacen a partir de pruebas en pilotes ya ejecutados. De esta forma, el efecto de las posibles ventajas e inconvenientes de los distintos procedimientos constructivos ya queda reflejado en el resultado de la prueba.

Tabla 5. Factores parciales para la verificación de la resistencia de pilotes. Proyecto por pruebas de carga (Tabla AN- 6.11 del Anejo Nacional)

Verificación	Factor parcial	Símbolo	Tipo de pilote	Valor [c]
Resistencia a compresión axial	Acciones // efecto de acciones [a]	γ_F // γ_E	Todos	VC1
	Propiedades del terreno	γ_M		No se aplican factores parciales
	Resistencia total a compresión	γ_{Rc}	Desplazamiento total	1,10
			Desplazamiento parcial	
			Sustitución	
			Micropilotes [b]	
			Sin clasificar	
Resistencia a tracción	Acciones // efecto de acciones [a]	γ_F // γ_E	Todos	VC1
	Propiedades del terreno	γ_M		No se aplican factores parciales
	Resistencia a tracción	γ_{Rst}	Desplazamiento total	1,10
			Desplazamiento parcial	
			Sustitución	
			Micropilotes	
			Sin clasificar	

[a] Los valores de factores parciales para los casos de verificación (VCS) 1, 3 y 4 se recogen en EN 1990:2023, Anejo A.
[b] Como definición de micropilote se adopta la recogida en la "Guía para el proyecto y ejecución de micropilotes en obras de carreteras": "*Micropilotes cilíndricos, de diámetro inferior a 300 mm, perforados en el terreno, armados con tubería de acero reforzada a veces con una o varias barras corrugadas, e inyectado con lechada o mortero de cemento en una o varias fases*".
[c] De acuerdo con EN 1997-1/4.4.1.5 (1) Nota 1, el valor del factor parcial de resistencias que se debe utilizar en las verificaciones de las situaciones accidentales es la raíz cuadrada del valor γ_R correspondiente a la situación de proyecto persistente.

6.6. FACTORES PARCIALES Y ENFOQUES DE CÁLCULO PARA GRUPOS DE PILOTES Y LOSAS PILOTADAS [PÁRRAFOS 6.6.3 (4) Y (5) Y 6.6.4.2 (1)]

La determinación de la resistencia para grupos de pilotes y losas pilotadas se debe realizar, de acuerdo con lo indicado en el Anejo Nacional, mediante únicamente el enfoque de Factor de Resistencia.

Adicionalmente, el Anejo Nacional incluye una "Información Complementaria No Contradictoria (NCCI)" en la que se establece la forma de calcular y se definen los factores de modelo y los factores parciales de resistencia a aplicar para grupos de pilotes y losas pilotadas, para que el cálculo sea coherente tanto con la forma tradicional de calcular los grupos de pilotes en España, como con la determinación de la resistencia de las inclusiones rígidas, incluidas en el Capítulo 12 del propio Anejo Nacional.

REFERENCIAS

Asociación Española de Normalización y Certificación (2016). *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico Parte 1: Reglas generales*.

Estaire, J. y Bond, A. (2020). *Proyecto de Estructuras Geotécnicas de acuerdo con el futuro Eurocódigo 7 (Design of geotechnical structures according to future Eurocode 7).* Geotecnia Nº 149, pp. 45-65.

Estaire, J. *et al*. (2016). *Bases del Anejo Nacional Español del Eurocódigo EC-7 (proyecto geotécnico*). Revista de Ingeniería, 181. pp. 5-25.

European Committee for Standardization (2024). *Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 1: General rules*).

European Committee for Standardization (2025). *Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures*).

Ministerio de Fomento (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carretera.*

BASES DEL ANEJO NACIONAL DEL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN: PARTE 3 - CAPÍTULO 4: LADERAS, DESMONTES Y TERRAPLENES

José ESTAIRE[(1)*], María SANTANA[(1)] y Álvaro PARRILLA[(2)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*jose.estaire@cedex.es

[(2)] Dirección General de Carreteras
Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible

RESUMEN

El Eurocódigo 7 (EC-7) es el principal documento normativo a nivel europeo para el proyecto geotécnico de obras de ingeniería civil y edificación. Para poder aplicarse en cada país, previamente es necesario elaborar los denominados Anejos Nacionales, que recogen y establecen los criterios de proyecto ajustados al contexto nacional y los valores de los factores parciales que determinan el nivel de seguridad de las estructuras geotécnicas de cada país. En el caso español, esta tarea está siendo llevada a cabo, desde septiembre de 2023, por el Subcomité UNE/CTN 140/SC7, dependiente del organismo nacional de normalización UNE. En este subcomité participan expertos procedentes de todos los ámbitos profesionales del sector de la construcción, no solo instituciones públicas y universidades, sino también consultoras, constructoras, empresas especializadas y profesionales libresa de reconocido prestigio en el ámbito geotécnico. En este grupo hay especialistas de disciplinas como edificación, carreteras, presas, puertos y aeropuertos, lo que garantiza una visión técnica amplia y representativa en el proceso de elaboración de los criterios nacionales. El presente documento analiza los aspectos más relevantes del Capítulo 4 del Anejo Nacional de la Parte 3 del EC-7, dedicado a las laderas, los desmontes y los terraplenes, aunque también se analiza, con los criterios recogidos en dicho capítulo, la estabilidad global de todas las estructuras geotécnicas, desarrolladas en el resto de los capítulos de la Parte 3. El Anejo Nacional se centra especialmente en la determinación de los factores parciales para la verificación de los estados límite últimos de estabilidad global. Estos valores de los factores parciales se han consensuado en el ámbito del Subcomité SC7 antes de incorporarlos al Anejo Nacional Español.

ABSTRACT

Eurocode 7 (EC-7) constitutes the principal European standard governing the geotechnical design of civil engineering and building structures. Its implementation at national level requires the development of National Annexes, which establish design criteria adapted to each country's regulatory and technical context, together with the partial factor values that define the safety level of geotechnical structures. In Spain, this task has been undertaken since September 2023 by Subcommittee UNE/CTN 140/SC7, operating under the national standards body UNE. The subcommittee brings together experts from across the construction sector, encompassing not only public institutions and universities, but also consulting firms, construction companies, specialist contractors and independent professionals of recognised standing in the geotechnical field. Its membership spans disciplines including building construction, roads, dams, ports and airports, thereby ensuring a broad and representative technical perspective throughout the national

criteria development process. This paper examines the most relevant aspects of Chapter 4 of the National Annex to Part 3 of EC-7, which addresses slopes, cuttings and embankments. In addition, it extends the analysis to the overall stability of geotechnical structures as covered in the remaining chapters of Part 3, applying the criteria established therein. The National Annex places particular emphasis on the determination of partial factors for the verification of ultimate limit states associated with global stability, whose values were agreed upon within Subcommittee SC7 prior to their incorporation into the Spanish National Annex.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Eurocódigo 7 (Eurocode 7), Laderas, desmontes y terraplenes (Slopes, cuttings and embankments),Estado límite de estabilidad global (Limit state of overall stability).*

1. INTRODUCCIÓN

El Eurocódigo 7 constituye el marco normativo de referencia en Europa para el proyecto geotécnico de obras de ingeniería civil y edificación. Desde la publicación de su primera generación en 2004, y su posterior adopción en España mediante la UNE-EN 1997-1 y su Anejo Nacional, el EC-7 ha supuesto un cambio sustancial en la forma de abordar el proyecto geotécnico, al introducir un enfoque basado en estados límite (Bond *et al*., 2019a), en el uso de valores representativos de las propiedades del terreno y en la aplicación sistemática del método de los factores parciales.

Como consecuencia de la experiencia acumulada durante más de una década de aplicación práctica, así como de la necesidad de armonizar criterios, simplificar procedimientos y ampliar el ámbito cubierto por la normativa, en 2015, la Comisión Europea impulsó el proceso de revisión de este sistema de normas, dando lugar a la denominada Segunda Generación de Eurocódigos.

En el caso del Eurocódigo 7, esta revisión ha cristalizado en una nueva estructura normativa compuesta por tres partes: Parte 1 (Reglas generales), Parte 2 (Propiedades del terreno) y Parte 3 (Estructuras geotécnicas). Esta última introduce un enfoque claramente orientado a las tipologías estructurales geotécnicas (Bond *et al*., 2019b; Jenner *et al*., 2020), desarrollando de forma específica los requisitos de proyecto para taludes, cimentaciones, estructuras de contención, anclajes, estructuras de suelo reforzado, estructuras de suelo claveteado, mejora del terreno y medidas de control del agua subterránea, entre otras. Este nuevo enfoque implica una adaptación significativa respecto a la primera generación del EC-7, en la que muchas de estas cuestiones se trataban de forma dispersa o con un nivel de detalle limitado.

Para que el EC-7 pueda ser aplicado en cada país miembro, resulta imprescindible la elaboración de los correspondientes Anejos Nacionales, en los que se definen los Parámetros de Determinación Nacional (en adelante NDP), se establecen valores numéricos de los factores parciales y se concretan determinados criterios de proyecto, teniendo en cuenta las condiciones geotécnicas, constructivas y normativas propias de cada país.

En España, esta labor está siendo desarrollada por el Subcomité UNE/CTN 140/SC7, con la participación de expertos procedentes de la administración, la universidad, la consultoría y la empresa constructora, lo que garantiza un enfoque plural y representativo del sector.

El presente artículo se centra en el análisis de los aspectos generales de proyecto que se recogen en el Capítulo 4 del Anejo Nacional Español de la Parte 3 del Eurocódigo 7 de Segunda Generación (en adelante EC7-2G), dedicado a las laderas, los desmontes y los terraplenes. Con los criterios recogidos en este capítulo, se analiza también la estabilidad global de todas las estructuras geotécnicas, desarrolladas en el resto de los capítulos de la Parte 3. Adicionalmente, en el Anejo A de este mismo documento se recogen los modelos de cálculo a utilizar en las verificaciones de estado límite último de estabilidad global.

A partir de este marco general, este artículo desarrolla en los apartados siguientes los criterios específicos para la verificación de los estados límite últimos y de servicio, los métodos de cálculo aplicables y el análisis de las principales aportaciones del Anejo Nacional Español del EC7-2G en relación con las laderas, los desmontes y los terraplenes.

2. ÁMBITO DE APLICACIÓN

El ámbito de aplicación de este Capítulo 4 comprende el proyecto geotécnico de laderas, desmontes y terraplenes, proyectados y ejecutados tanto en suelo como en roca, aunque también se debe aplicar a la

verificación de la estabilidad global del resto de las estructuras geotécnicas desarrolladas en la Parte 3 del EC7- 2G, como se muestra en la Figura 1. Se consideran tanto situaciones de proyecto permanentes como temporales.

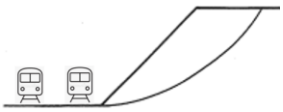
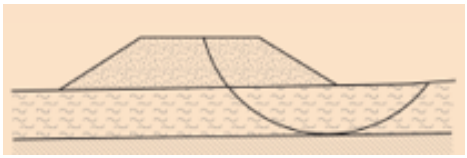
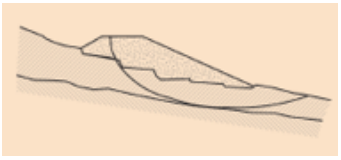
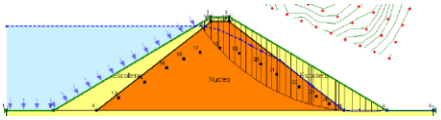
Ladera	Desmonte	Terraplén
 Esquema de inestabilidad de ladera (tomada de Manual de Taludes, IGME)	 Esquema de desmonte para colocar infraestructura vial	 Esquema de terraplén sobre suelo blando
 Ladera inestable en A-8 (Hoz de Anero)	 Desmonte de Carchuna	 Terraplén en A-22 (Siétamo)
 Esquema de deslizamiento por colocación de terraplén a media ladera	 Esquema de desmonte con edificación al pie (Ministerio de Vivienda)	 Presa de materiales sueltos
 Ladera inestable con estructura superior, N-323	 Desmonte con embalse al pie	 Aznalcollar (fuente El País)

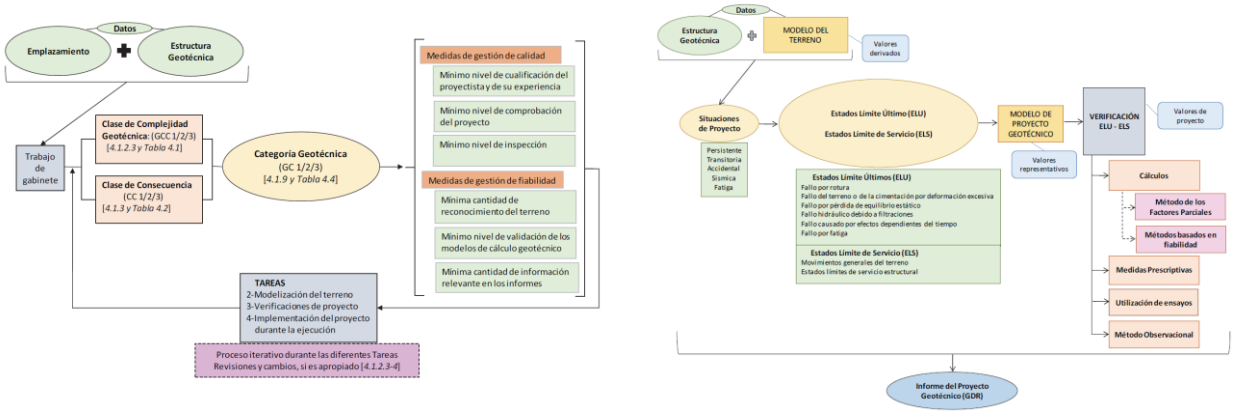
Figura 1. Estructuras geotécnicas del ámbito de aplicación del Capítulo 4 del EN 1997-3.

3. ASPECTOS GENERALES DE PROYECTO

El proyecto de las laderas, desmontes y terraplenes conforme al EC7-2G debe abordarse a partir de una serie de consideraciones generales que condicionan de forma decisiva tanto la definición del modelo de cálculo como la posterior verificación de los estados límite últimos y de servicio. A este respecto, lo indicado por Garrido *et al* (2026) se considera muy pertinente a estos efectos y se aconseja su lectura.

La determinación de la Categoría Geotécnica constituye un elemento fundamental del proyecto. En el EC7- 2G, dicha categoría resulta de la combinación de la clase de complejidad geotécnica y de la clase de consecuencia, reflejando simultáneamente las consecuencias del fallo de la estructura y la complejidad de las condiciones del terreno y de la obra. Esta clasificación condiciona, entre otros aspectos, el alcance de la investigación geotécnica, el nivel de detalle del Modelo del Terreno y del Modelo para el Proyecto Geotécnico, la complejidad de los métodos de cálculo y el grado de control durante la ejecución, como se indica en la Figura 2a. En laderas, desmontes y terraplenes lo habitual será que dichas estructuras geotécnicas queden clasificadas como de Categoría Geotécnica 2 (CG2).

La investigación geotécnica debe ser suficiente para identificar los mecanismos de fallo potenciales relevantes y proporcionar los datos necesarios para la definición fiable de las propiedades de las unidades geotécnicas existentes en la zona de influencia. Su alcance y profundidad deben ser coherentes con la categoría geotécnica asignada y con la complejidad del problema. Es esencial caracterizar con precisión la estratigrafía, la variabilidad espacial de las propiedades del terreno y la presencia de niveles débiles o discontinuidades relevantes, así como la posición del nivel freático y sus posibles variaciones estacionales.



(a) Procedimiento de fiabilidad (b) Procedimiento para verificaciones de proyecto

Figura 2. Tareas del Proyecto geotécnico. Fuente Estaire y Bond (2020).

El EC7-2G refuerza el concepto de Modelo del Terreno (Franzén *et al*., 2019 y Santana y Estaire, 2026) como representación coherente y simplificada de las condiciones geotécnicas del emplazamiento, basada en la interpretación experta de los resultados de la investigación. Este modelo constituye la base para la definición del Modelo para el Proyecto Geotécnico, en el que se integran la geometría del desmonte o terraplén, las acciones, las condiciones de contorno y los mecanismos de comportamiento relevantes. En este tipo de estructuras geotécnicas, es muy importante que dicho modelo refleje adecuadamente las condiciones hidráulicas. La elección del modelo de cálculo —equilibrio límite o modelos numéricos continuos— debe ser coherente con los objetivos del proyecto, el estado límite analizado y la categoría geotécnica de la obra, dentro del procedimiento general de verificación del proyecto geotécnico mostrado en la Figura 2b.

La selección de los valores representativos de las propiedades del terreno constituye uno de los aspectos más sensibles del proyecto geotécnico. Estos valores deben derivarse de los ensayos de campo y laboratorio, teniendo en cuenta la variabilidad del terreno, la calidad de la información disponible y el mecanismo de fallo considerado. En estructuras de contención resultan especialmente relevantes los parámetros de resistencia al corte, deformabilidad y peso específico, así como aquellos que controlan el comportamiento frente a acciones hidráulicas. El EC7-2G establece que los valores representativos deben reflejar condiciones desfavorables razonablemente previsibles para la situación de proyecto, evitando tanto la sobreestimación de la resistencia como la infravaloración de las deformaciones (Estaire y Bond, 2020; Franzén *et al*., 2019).

La definición del nivel piezométrico representativo constituye igualmente un aspecto crítico, dado el papel determinante que el agua desempeña en la estabilidad del terreno. Dicho nivel debe establecerse considerando tanto las condiciones habituales como las situaciones más desfavorables que puedan producirse a lo largo de la vida útil de la obra. La coherencia entre el nivel piezométrico adoptado, el modelo hidráulico y las situaciones de proyecto consideradas resulta esencial para garantizar la seguridad de la estructura.

Finalmente, el proyecto debe contemplar las situaciones de proyecto persistentes, transitorias y accidentales, de acuerdo con los principios generales del Eurocódigo. Las situaciones persistentes corresponden a las condiciones normales de servicio durante la vida útil, mientras que las transitorias se asocian a las fases constructivas y a situaciones temporales de carga o drenaje. Las situaciones accidentales podrían incluir subidas muy elevadas del nivel piezométrico que afecten a la estabilidad, asociadas a probabilidades de ocurrencia muy bajas. Las situaciones sísmicas, que impactan también en la estabilidad global de las estructuras geotécnicas, se deben analizar conforme a lo establecido en el EN 1998: “Proyecto de estructuras sismorresistentes” y su correspondiente Anejo Nacional. La correcta identificación de las situaciones de proyecto y su combinación con acciones y valores representativos del terreno es el paso previo imprescindible para la verificación de estados límite últimos y de servicio.

4. ESTADOS LÍMITE

El proyecto de las laderas, desmontes y terraplenes conforme al EC7-2G se fundamenta en la verificación sistemática de los estados límite, en coherencia con los principios generales establecidos en EN 1990 (CEN 2023, Bond *et al*., 2019a) y desarrollados en EN 1997 (CEN, 2024). En el contexto del Capítulo 4 de la Parte 3, este enfoque se adapta a las particularidades del comportamiento de las laderas, desmontes y terraplenes, en los que la estabilidad global y las condiciones hidráulicas desempeñan un papel determinante.

Las verificaciones deben plantearse de forma que se garantice, por un lado, la seguridad frente al fallo geotécnico del terreno y, por otro, el cumplimiento de los requisitos de funcionalidad durante la vida útil de la obra. En este sentido, los estados límite últimos y de servicio deben verificarse mediante modelos de cálculo coherentes con el Modelo del Terreno y con el Modelo para el Proyecto Geotécnico adoptado.

4.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)

Los once estados límite último, indicados en el epígrafe 4.2.5.1 de EN 1997-3, que se deben verificar en los proyectos de laderas, desmontes y terraplenes se pueden agrupar en los tres siguientes modos de fallo:

- fallo de estabilidad,
- pérdida de capacidad portante del terreno de apoyo de terraplenes y
- pérdida de estabilidad de los materiales por erosión.

Los fallos de estabilidad pueden ser:

- globales o locales, en función de si afectan a la totalidad, a una parte del desmonte o terraplén o incluso únicamente a su superficie;
- desarrollados a través del interior del terreno, o a lo largo de discontinuidades preexistentes o afectar a bloques de roca que pueden caerse;
- debidos a degradaciones graduales de la resistencia del terreno, y a efectos hidráulicos adversos, asociados con variaciones en la presión de agua, i) por efecto de lluvias acumuladas, ii) por fallo en los drenajes o iii) por bajadas rápidas del agua libre acumulada al pie – lo que se denomina generalmente como desembalse rápido, especialmente en el mundo de las presas.

Cuando el estado límite último de estabilidad no se verifique, se deben proyectar y construir medidas de estabilización, siguiendo los criterios recogidos en el epígrafe 4.6.2 de EN 1997-3.

Por otra parte, el Anejo A de EN 1997-3 presenta diferentes modelos de cálculo que permiten analizar esos modos de fallo y verificar los estados límite último asociados, como se indica posteriormente en el Capítulo 5 de este artículo. A este respecto, los modelos de equilibrio límite permiten evaluar la estabilidad global y determinar condiciones de rotura asociadas a superficies potenciales de deslizamiento, herramienta fundamental para la verificación de la seguridad frente a mecanismos rotacionales o traslacionales.

Las verificaciones de estabilidad de desmontes y terraplenes, como de estabilidad global de las estructuras geotécnicas, también pueden realizarse mediante modelos numéricos, basados generalmente en el Método de los Elementos Finitos o de las Diferencias Finitas, siguiendo los principios específicos establecidos en el Apartado 8.2 de EN 1997- 1 “Procedimiento para modelos numéricos” y en el diagrama de flujo que se ha añadido en el Anejo Nacional español.

Por otra parte, en el Anejo Nacional español se ha decidido mantener el Enfoque de Factor de Materiales, establecido en EN 1997-3 ya que se encuentra en línea con los procedimientos habituales usados en la práctica nacional.

4.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

Además de la verificación de los estados límite últimos, el proyecto de las laderas, desmontes y terraplenes, conforme al Eurocódigo 7 de Segunda Generación, requiere la comprobación de los Estados Límite de Servicio (ELS), asociados a situaciones de proyecto en las que el terreno no alcanza el colapso, pero en las que se pueden presentar movimientos del terreno que sean incompatibles con los requisitos funcionales, de durabilidad o de uso del propio desmonte o terraplén o de la infraestructura o estructura que pudiera existir en la zona de influencia.

Los siete estados límite de servicio, indicados en el punto 4.2.5.2 de EN 1997-3, que se deben verificar en los proyectos de laderas, desmontes y terraplenes se pueden agrupar en los tres siguientes aspectos:

- los movimientos de las laderas, desmontes y terraplenes, debidos a las variaciones tensionales inducidas durante la construcción, principalmente horizontales, pero también verticales si son relevantes,
- los movimientos del terreno debidos a fluencia y los debidos al hielo-deshielo y
- los asientos en los terraplenes, aunque también movimientos horizontales si son relevantes en el caso en estudio.

Es de destacar que el Anejo A no proporciona ningún modelo de cálculo para estimar ninguno de los tres aspectos listados anteriormente. A este respecto, los proyectistas deberían usar modelos que estén bien validados por la práctica geotécnica habitual, siguiendo los criterios de validación de modelos de cálculo establecidos en la Tabla 7.1 "Medidas para validar los modelos de cálculo" de EN 1997-1.

Dada la dificultad de encontrar modelos de cálculo fiables que sirvan para estimar los movimientos de laderas, desmontes y terraplenes, el párrafo 9.3.(2) de EN 1997-1 permite la verificación de los estados límite de servicio mediante la limitación de la resistencia al corte movilizada. Esta verificación se puede realizar en la práctica mediante un aumento de los valores de los factores parciales de materiales, recogidos en la Tabla AN 4.8 del Anejo Nacional español de EN 1997-1, establecidos específicamente para las verificaciones de estado límite último.

5. MODELOS DE CÁLCULO

El tratamiento de los modelos de cálculo en el EC7-2G presenta un planteamiento común para el conjunto de las estructuras geotécnicas (Bond *et al*., 2019b), si bien el desarrollo específico incluido en los anejos evidencia diferencias significativas derivadas de la naturaleza estructural y del mecanismo resistente predominante en cada tipología.

El EC7-2G (Parte 3) especifica que el análisis de la estabilidad de laderas, desmontes y terraplenes debe realizarse usando al menos alguno de los siguientes métodos:

- Método de equilibrio límite,
- Modelos numéricos,
- Análisis límite.

5.1 MODELOS APLICABLES A SUELOS Y RELLENOS

El Anejo A de la Parte 3 recoge en la Tabla A.1, mostrada en la Figura 3, los principales modelos de cálculo utilizados para el análisis de la estabilidad de suelos y rellenos, basados principalmente en métodos de equilibrio límite y en el análisis límite. La selección del modelo de cálculo debe ser coherente con el Modelo del Terreno, la geometría del posible mecanismo de rotura y las condiciones de carga consideradas, incluyendo los efectos del peso propio, las presiones de agua, el comportamiento drenado o no drenado y las acciones externas. Los modelos presentados incorporan distintos supuestos en cuanto a la forma de la superficie de deslizamiento, la distribución de fuerzas entre rebanadas o bloques y el tipo de fallo anticipado, por lo que su idoneidad debe evaluarse cuidadosamente en el contexto del Modelo Geotécnico de Proyecto.

Los modelos incluidos en la Tabla A.1 difieren principalmente en la interpretación del mecanismo de rotura y en el tratamiento del equilibrio interno. Las limitaciones y comentarios indicados permiten identificar los casos en los que cada modelo resulta más adecuado, así como aquellos en los que su aplicación requiere especial cautela.

Table A.1 — Calculation models for analysing the stability of soil and fill

Calculation model[c]		Type of method and assumed failure[a,b]	Special design conditions/limitations	Comments and assumptions
1	Bishop (simplified and rigorous)	Slices, circular arc	Not recommended with external horizontal loads	Simplified ignores interslice shear forces when interslice forces are horizontal
2	Generalized limit equilibrium	Slices, any shape of surface	Applicable with all slope geometries and soil profiles	---
3	Janbu generalized (modified)	Slices, circular arc, non-circular, polyline		Location of interslice normal force is assumed by a line of thrust
4	Morgenstern-Price			Direction of interslice forces by variable user function
5	Spencer			Constant interslice forces function
6	Sarma	Slices, polyline	Seismic loading, critical acceleration. Static conditions: horizontal load set to zero	Can include non-vertical slices and multi-wedge failure mechanisms
7	Kinematical approach of limit analysis	Multiple body, blocks, circular, planar or logarithmic spiral	---	Based on the compatibility of velocity fields
8	Block/wedge method	Multiple body, polyline	Pre-defined planar failure surface. Divided into three segments	Earth-pressure can be used as driving and resisting force. Rotational failure (assessed by moment equilibrium) not considered
9	Multiple wedge method	Multiple body, blocks, wedges, plane surfaces	---	Rotational failure (assessed by moment equilibrium) not considered
10	Infinite slope	Single body, plane surface	Long shallow slopes	
11	Culmann, finite slope		Steep slopes, drained analysis	
12	Logarithmic spiral	Single body; logarithmic spiral	Homogeneous soil, drained analysis	Rotational failure (assessed by moment equilibrium) only considered

[a] Where ground or embankment material is relatively homogeneous and isotropic, circular failure surfaces can normally be assumed, except when high external loads are present.

[b] Polyline includes interconnected plane surfaces.

[c] See 1) Bishop (1965); 2) Fredlund and Krahn (1977); 3) Janbu (1954); 4) Morgenstern and Price (1965); 5) Spencer (1967); 6) Sarma (1979); 8) and 9) DIN 4084:2009-01; 11) Coulomb (1776), adapted by Cullman (1866); 12) Froelich (1953).

Figura 3. Modelos de cálculo que pueden emplearse para verificar la estabilidad de laderas, desmontes y terraplenes (tomado de EN 1997-3).

5.2 MODELOS APLICABLES A ROCAS Y MACIZOS ROCOSOS

Este apartado presenta modelos de cálculo para el análisis de la estabilidad de macizos rocosos, considerando los distintos mecanismos de fallo asociados a la presencia de discontinuidades, zonas de debilidad y condiciones hidráulicas y geométricas específicas del macizo rocoso. A este respecto, la Tabla A.2, mostrada en la Figura 4, organiza los modelos de cálculo según el tipo de mecanismo de fallo predominante en el macizo rocoso, desde fallos globales hasta inestabilidades controladas por bloques, cuñas o columnas. Las columnas de limitaciones y comentarios permiten identificar el nivel de modelización adoptado y el ámbito de aplicación de cada enfoque, así como distinguir entre modelos orientados al análisis de la inestabilidad y aquellos destinados a la evaluación de las consecuencias del fallo, como la caída de bloques.

Table A.2 — Calculation models and considerations for analysing the stability of rock masses

No.	Type of method and assumed failure[a]	Special design conditions/limitations	Comments and assumptions
1	Circular failure Large slope deformations[b]	Blocky or weathered rock mass[c] Tension crack with or without water	Method of slices, circular (see Table A4.1)
2	Plane failure	Tension crack with or without water	Plane surface, blocks
3	Wedge failure	Tension crack with or without water	Wedge
4	Block toppling	---	Blocks
5	Flexure toppling	---	Columns
6	Block-flexure toppling	---	Blocks and columns
7	Secondary toppling	---	---
8	Rock fall[d]	Block trajectories, bounce heights, velocities, energies, run out distances	Blocks

[a] All methods for 1 to 7 can address circular and plane failure.

[b] Without formation of a sliding plane, i.e. without detachment of rock mass (e.g. slope creep, kink band slumping).

[c] Only valid for failure not controlled by discontinuities.

[d] Rock fall is the result of types 2 to 7, but type 8 addresses the consequence of rock fall to an underlying structure.

Figura 4. Modelos de cálculo que pueden emplearse para verificar la estabilidad de macizos rocosos (EN 1997-3).

6. ANÁLISIS DE LAS REFERENCIAS AL ANEJO NACIONAL EN CAPÍTULO 7

El análisis del contenido del Anejo Nacional Español de la Parte 3 del EC7-2G correspondiente al Capítulo 4 se ha centrado en la identificación y evaluación de los Parámetros de Determinación Nacional (Nationally Determined Parameters, en adelante NDPs) que deben ser informados, así como en la valoración de la necesidad de introducir notas aclaratorias al texto base, con información no contradictoria. Este proceso ha permitido determinar el grado de alineación entre la práctica geotécnica española y los criterios propuestos en el EC7-2G, así como identificar aquellos aspectos en los que resultaba conveniente una precisión adicional.

El Capítulo 4 incluye únicamente tres párrafos con sus correspondientes NDPs, que abarcan cuestiones relacionadas con la amplitud de la investigación geotécnica, los materiales y los factores parciales para las verificaciones en estado límite último, además de referencias al Anexo A relativo a modelos de cálculo utilizables en dichas verificaciones de ELUs de laderas, desmontes y terraplenes.

El primer aspecto a estudiar ha sido el referido a la investigación geotécnica mínima, cuyos valores se presentan en la Tabla 4.1 a la que hace referencia el párrafo 4.2.7.2 (1). En relación con la profundidad y alcance de la investigación geotécnica, el Anejo Nacional mantiene el planteamiento del EC7-2G, considerando orientativos los valores recogidos en la tabla correspondiente para la profundidad mínima de reconocimiento en estructuras de contención. Este enfoque refuerza el carácter técnico-interpretativo del estudio geotécnico, que debe adaptarse a la categoría geotécnica, a la tipología estructural y a los mecanismos de fallo potenciales identificados en cada caso particular, evitando la aplicación rígida de valores tabulados.

Otro punto a informar ha sido el relativo a los materiales empleados en la construcción de terraplenes o terreno mejorado (párrafo 4.3.4-1). En este sentido, el Anejo Nacional no introduce requisitos adicionales a los establecidos en los epígrafes específicos del EN 1997-2.

Por último, el Anejo Nacional ha introducido modificaciones significativas en relación con los factores parciales para la verificación de los Estados Límite Último (ELU) de laderas, desmontes y terraplenes, recogidos en la Tabla AN 4.2 a, mostrada en la Figura 5, a la que se hace referencia en el párrafo 4.6.3 (1).

Tabla AN-4.2 a — Factores parciales para la verificación de los estados límite último de estabilidad global de laderas, desmontes y terraplenes para situaciones de proyecto fundamentales (persistentes y transitorias) [a]

Verificación de	Factor Parcial aplicado sobre	Símbolo	Enfoque de Factor de Material
Estabilidad global	Acciones	γ_F	VC3 [b]
	Propiedades del terreno	Producto de los factores: $\gamma_M \cdot k_M \cdot k_{M,est} \cdot k_{tr}$ [c]	Notas (d), (e), (f) y (g)
Hundimiento de terraplenes	De acuerdo con lo indicado en la Tabla AN-5.2 de este Anejo Nacional		

[a] Queda fuera del ámbito de este Anejo Nacional la verificación de la estabilidad de las excavaciones para ejecución de cimentaciones y de las zanjas.
[b] Los valores de los factores parciales para el Caso de Verificación 3 (VC3) se dan en EN 1990:2023, Anejo A.
[c] El factor parcial que se debe utilizar en las verificaciones de estabilidad global, para las situaciones persistentes y transitorias es el producto ($\gamma_M \cdot k_M \cdot k_{M,est}\, k_{tr}$), el cual debe ser siempre mayor o igual a 1,0.
[d] Los valores de los factores parciales γ_M se dan en la columna M2 de la Tabla AN 4.8 del Anejo Nacional de EN1997-1.
[e] Los valores del factor de consecuencia k_M se dan en la Tabla AN-4.9 del Anejo Nacional de EN1997-1, teniendo en cuenta la Clase de Consecuencia (CC) de la estructura geotécnica bajo verificación
[f] A efectos únicamente de las verificaciones de estabilidad global a las que se refiere la Tabla AN-4.2.a, los valores del factor de consecuencia $k_{M,est}$ se dan en las Tablas AN-4.2. b, c, d y e, para laderas naturales, desmontes, terraplenes y estructuras geotécnicas en general, respectivamente.
[g] El valor del factor de reducción para situaciones transitorias k_{tr} se da en el Anejo Nacional de EN1997-1. Esta reducción sólo se podrá aplicar en aquellas situaciones de proyecto calificadas como transitorias, de acuerdo con lo indicado en el Anejo Nacional de EN 1997-1 en 4.4.1.3 (9)-Nota (2).
[h] De acuerdo con EN 1997-1/4.4.1.3 (1) Nota 3, el valor del factor parcial que se debe utilizar en las verificaciones de estabilidad global, para las situaciones accidentales es la raíz cuadrada del producto ($\gamma_M \cdot k_M \cdot k_{M,est}\, k_{tr}$), el cual debe ser siempre mayor o igual a 1,0.

Figura 5. Tabla de factores parciales para las verificaciones de los ELUs de laderas, desmontes y terraplenes (tomada del borrador del Anejo Nacional español de EN 1997-3).

Como puede verse en la tabla recogida en la figura anterior:

- Se establece explícitamente la utilización del Enfoque de Factor de Materiales (Material Factor Approach, MFA) para la verificación del ELU de estabilidad, tanto de laderas, desmontes y terraplenes como de las demás estructuras geotécnicas. Este enfoque resulta de aplicación a verificaciones realizadas mediante modelos empíricos o analíticos, quedando excluidas las verificaciones efectuadas mediante modelos numéricos avanzados, que deberán regirse por los criterios generales del Eurocódigo para este tipo de análisis. La adopción del MFA responde a su compatibilidad con los métodos de cálculo habitualmente empleados en la práctica profesional española, facilitando la transición al nuevo marco normativo.
- En las verificaciones de estabilidad global, a las acciones se les aplica el conjunto de factores parciales recogidos en el “Caso de Verificación 3 – VC3”. De forma general, en este caso de verificación, a las acciones permanentes se les aplica un factor parcial igual a 1,00, mientras que a

las acciones variables se les aplica un factor de 1,35.

- El factor parcial que se debe utilizar en las verificaciones de estabilidad global, para las situaciones persistentes y transitorias es el producto (γ_M . k_M . $k_{M,est}$. k_{tr}), el cual debe ser siempre mayor o igual a 1,00.
- Los factores de dicho producto son los siguientes:
    - γ_M es el factor parcial de materiales, cuyos valores se dan en la columna M2 de la Tabla AN 4.8 del Anejo Nacional de EN1997-1. Los valores indicados en esa tabla son: 1,40 aplicable a la resistencia al corte en tensiones efectivas o totales, al coeficiente de fricción de pico, a la cohesión efectiva de pico y a la resistencia a la compresión simple y 1,25 al coeficiente de fricción de estado crítico y residual y a la cohesión efectiva residual.
    - k_M es el factor de consecuencia, cuyos valores se dan en la Tabla AN-4.9 del Anejo Nacional de EN1997-1, teniendo en cuenta la Clase de Consecuencia (CC) de la estructura geotécnica bajo verificación. Los valores indicados en esa tabla son: 1,10; 1,00 y 0,90 para las Clases de Consecuencia CC3 (alta), CC2 (media) y CC1 (baja), respectivamente. Con carácter general, las laderas, desmontes y terraplenes se clasificarán como CC", excepto en los casos en los que la Autoridad competente determine otra clasificación, bien CC3 ó CC1.
    - $k_{M,est}$ es un factor de consecuencia, utilizado en el Anejo Nacional español a efectos únicamente de las verificaciones de estabilidad global a las que se refiere la Tabla AN-4.2. Los valores de este factor de consecuencia $k_{M,est}$ se dan en las Tablas AN-4.2. b, c, d y e, del Anejo Nacional de EN 1997-3 y se recogen en la Tabla 1.
    - k_{tr} es el factor de reducción para situaciones transitorias cuyos valores se dan en la Tabla AN- 4.a del Anejo Nacional de EN 1997-1. Esta reducción sólo se podrá aplicar en las siguientes situaciones de proyecto, calificadas como transitorias, de acuerdo con lo indicado en el Anejo Nacional de EN 1997-1 en 4.4.1.3 (9)-Nota (2): fases de construcción de terraplenes y terraplenes cuya vida útil de proyecto no exceda los 6 meses. En estos casos, el factor de reducción debe ser igual o mayor de 0,90.

Tabla 1. Valores del factor de consecuencia para verificaciones de estabilidad ($k_{M,est}$).

Descripción	**Valor del factor de consecuencia $k_{M,est}$**
Ladera natural con infraestructura lineal, embalse al pie y resto de casos	1,00
Ladera natural con obra de edificación	1,28
Desmonte [(a)] con infraestructura lineal al pie, de cerrada para presas y resto de casos	1,00
Desmonte [(a)] con edificación al pie	1,28
Rellenos compactados con infraestructura lineal en superficie	1,00
Presas de materiales sueltos de Categoría A	1,07
Presas de materiales sueltos de Categoría B	1,00
Presas de materiales sueltos de Categoría C	1,00
Diques portuarios en talud	1,07
Cimentaciones superficiales o pilotadas para edificación (Caps. 5 y 6 de EN 1997-3)	1,28
Cimentaciones superficiales o pilotadas para obra civil (Caps. 5 y 6 de EN 1997-3)	1,07
Estructuras de contención (Cap. 7 de EN 1997-3)	1,07
Estructuras ancladas (Cap. 8 de EN 1997-3)	1,07
Estructuras de suelo reforzado (Cap. 9 de EN 1997-3)	1,07
Estructuras de suelo claveteado o estructuras bulonadas (Caps. 10 y 11 de EN 1997-3)	1,07
Estructuras sobre terreno mejorado (Cap. 12 de EN 1997-3)	1,07

7. CONCLUSIONES

El desarrollo del Capítulo 4 del Anejo Nacional Español de la Parte 3 del Eurocódigo 7 de Segunda Generación confirma que el nuevo planteamiento normativo proporciona un marco sólido y bien adaptado para el proyecto geotécnico de laderas, desmontes y terraplenes, así como para la verificación de la estabilidad global del conjunto de las estructuras geotécnicas contempladas en dicha parte. La aproximación adoptada resulta compatible con la experiencia acumulada en la práctica nacional, tanto en lo relativo a los procesos de análisis como a los métodos de cálculo empleados.

Uno de los aspectos más relevantes del Anejo Nacional es el refuerzo del análisis conceptual previo, basado en la definición rigurosa del Modelo del Terreno y del Modelo para el Proyecto Geotécnico. Este enfoque favorece una identificación adecuada de los mecanismos de inestabilidad y una selección razonada de los valores representativos de las propiedades del terreno, poniendo especial énfasis en la consideración de las condiciones hidráulicas, determinantes en la estabilidad de este tipo de estructuras.

En materia de verificación de los estados límite últimos de estabilidad, el Anejo Nacional opta por una formulación clara y operativa de los factores parciales, manteniendo el Enfoque de Factor de Materiales y desarrollándolo mediante la combinación de factores que incorpora explícitamente la influencia de las consecuencias asociadas al fallo. La introducción del factor específico $k_{M,est}$ permite ajustar el nivel de seguridad en función del tipo de obra y del entorno afectado, aportando una herramienta coherente con la diversidad de situaciones existentes en la práctica profesional.

Los modelos de cálculo recogidos en el Anejo A ofrecen un abanico suficientemente amplio para el análisis de la estabilidad tanto en suelos como en macizos rocosos, consolidando el papel de los métodos de equilibrio límite y del análisis límite, y dejando abierta la utilización de modelos numéricos avanzados cuando la complejidad del problema o la categoría geotécnica así lo aconsejen.

En su conjunto, el Anejo Nacional del Capítulo 4 constituye una base normativa clara, consistente y alineada con la práctica geotécnica española, que facilita la aplicación efectiva del Eurocódigo 7 de Segunda Generación en el proyecto de laderas, desmontes y terraplenes, garantizando niveles de seguridad acordes con las exigencias técnicas actuales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo quieren agradecer a Elvira Garrido su permiso para tomar “prestadas” algunas ideas y párrafos que aparecen en el artículo “Bases del Anejo Nacional del Eurocódigo 7 de Segunda Generación: Parte 3 Capítulo 7: Estructuras de contención”.

REFERENCIAS

Bond, A.; Formichi, P.; Spehl, P.; Van Seyeres, A.J. (2019a). *Tomorrow´s geotechnical toolbox: EN 1990:202x. Basis of structural and geotechnical design.* XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.

Bond, A.; Jenner, C.; Moormann, C. (2019b). *Tomorrow´s geotechnical toolbox: EN 1997-3:202x. Geotechnical structures.* XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.

CEN (2023) EN 1990:2023 (2023) *Eurocode – Basis of structural and Geotechnical design*.

CEN (2024). EN 1997-1:2024 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules*.

CEN (2024b). EN 1997-2:2024 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground properties*.

CEN (2025). EN 1997-3:2025 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures*..

Estaire, J., & Bond, A. J. (2020). *Proyecto de estructuras geotécnicas de acuerdo con el futuro Eurocódigo 7*. *Geotecnia*, (149), 45-65.

Franzén, G.; Arroyo, M.; Lees, A.; Kavvadas, M.; Van Seters, A.; Walter, H.; Bond, A. (2019). *Tomorrow´s geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x. General rules.* XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.

Garrido E., Villegas I. y Estaire J. *Bases del Anejo Nacional del Eurocódigo 7 de segunda generación: Parte 3 - Capítulo 7: estructuras de contención.* Santander, septiembre 2026

Santana M. y Estaire J. *Modelos geológico-geotécnicos en el Eurocódigo 7 de Segunda Generación*. 12 SNIG. Santander, septiembre 2026

BASES DEL ANEJO NACIONAL DEL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN: CAPÍTULOS 10 Y 11

Roberto LUIS-FONSECA[(1)*], Victor MARTINEZ-IBAÑEZ[(2)], Julio PRIETO[(3)], José ESTAIRE[(4)] y Javier GONZÁLEZ-GALLEGO[(4)]

[(1)] Geobrugg AG
*roberto.luis@geobrugg.com

[(2)] Departamento de Ingeniería de los Transportes y del Terreno
Universitat Politècnica de València (UPV)

[(3)] Geobrugg Ibérica, S.A.

[(4)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

El Eurocódigo 7 (EC-7) constituye el documento normativo de referencia en el ámbito europeo para el dimensionamiento geotécnico de las obras de ingeniería civil y edificación. Como requisito previo a su aplicación en cada Estado miembro, resulta necesaria la publicación de los correspondientes Anejos Nacionales, en los que se fijan los criterios de proyecto adaptados al marco nacional y los valores de los factores parciales que fijan el nivel de seguridad de las estructuras geotécnicas. En España, esta labor se está desarrollando, desde septiembre de 2023, por parte del Subcomité UNE/CTN 140/SC7, perteneciente a UNE, organismo nacional de normalización. El presente trabajo analiza los aspectos más relevantes de la Parte 3 del Anejo Nacional del EC- 7, con especial énfasis en el capítulos 10 y 11, dedicado a las 'Estructuras de suelo claveteado y bulones en suelo' y a los 'Bulones en roca y tratamientos en la superficie del macizo rocoso'.

ABSTRACT

Eurocode 7 (EC-7) is the reference standard in Europe for the geotechnical design of civil engineering and building works. As a prerequisite for its application in each Member State, the publication of the corresponding National Annexes is required. These annexes establish the design criteria adapted to the national framework and the values of the partial factors that determine the safety level of geotechnical structures in Spain. In the case of Spain, this work has been underway since September 2023, conducted by Subcommittee UNE/CTN 140/SC7, belonging to UNE, the national standards body. This paper analyses the most relevant aspects of Part 3 of the National Annex to EC-7, with particular emphasis on clauses 10 and 11, dedicated to 'Soil nailed structures' and 'Rock Bolts and rock surface support'.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Dimensionamiento geotécnico (Geotechnical design), Estructuras de estabilización (Stabilisation structures), Bulones de suelo (Soil nails)y bulones de roca (Rock bolts).*

1. INTRODUCCIÓN

El Eurocódigo 7 (EC-7) es la norma europea que establece las bases para el proyecto geotécnico de estructuras. Forma parte del conjunto de Eurocódigos estructurales utilizados en la Unión Europea para armonizar criterios de cálculo. Su objetivo es garantizar que las estructuras geotécnicas (cimentaciones, contenciones, taludes, anclajes, etc.) sean seguras, funcionales y duraderas, aplicando un enfoque basado en la seguridad estructural mediante estados límite. La reciente publicación en tres partes de la segunda generación del EC-7 introduce mayor especialización y un incremento sustancial del detalle técnico: EN 1997-1:2024 (CEN, 2024a), EN 1997-2:2024 Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 2: Ground properties (CEN, 2024b), y EN 1997-3:2025 Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 3: Geotechnical structures (CEN, 2025).

El Anexo Nacional (AN), como parte integrante del EC-7 es un documento oficial que cada país europeo publica para complementar el contenido del EC-7 con valores y decisiones específicas del país. El AN permite que el EC-7 sea compatible con la realidad local sin perder la armonización europea. El objeto del Anejo Nacional es definir las condiciones de aplicación en el territorio español de la norma UNE-EN 1997 (AENOR, 2016), que es reproducción de la norma europea EN 1997. Se fijan los valores de los Parámetros de Determinación Nacional (en ingles NDP, National Determined Parameters), que la norma UNE-EN 1997 deja abiertos para ser establecidos a nivel nacional. Además, se indica si los anexos informativos de la citada UNE, se convierten en normativos, quedan siendo informativos o no son de aplicación en España. Este Anexo Nacional contiene además Información Complementaria No Contradictoria (en inglés NCCI, Non-Contradictory Complementary Information) cuyo objetivo es facilitar la aplicación de la Norma en España.

Como parte del trabajo desarrollado en el subcomité CTN140/SC7, se han organizado comisiones de trabajo o subgrupos, en los que se ha llevado a cabo el análisis de la aportación al AN. En esta contribución, se hará referencia a los Capítulos 10 y 11 del documento EN 1997-3:2025 (CEN, 2025). Estos capítulos llevan por título “Bulones en suelo y estructuras de suelo claveteado” (Capítulo 10) y “Bulones en roca y tratamientos en la superficie del macizo rocoso” (Capítulo 11). Ambos capítulos han sido estudiados conjuntamente dado que su estructura documental es similar (Figura 1), existiendo diferencias a nivel de epígrafe, alguna de las cuales se han considerado relevantes a nivel local y serán explicadas más adelante.

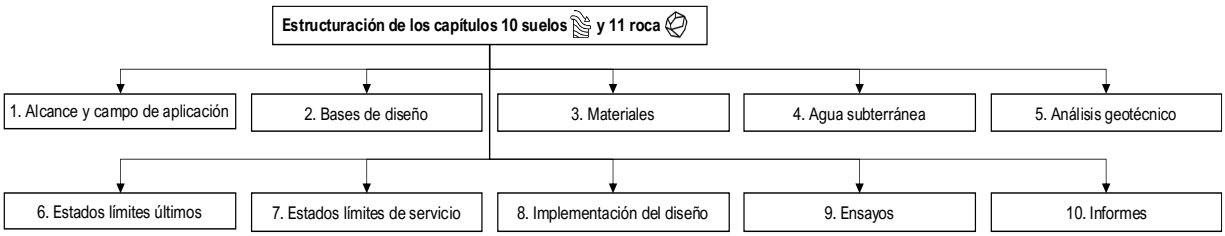


Figura 1. Estructura primaria de los capítulos 10 suelos y 11 rocas.

Los apartados que el EC-7 deja abiertos para ser establecidos en el AN aparecen descritos en la Tabla 1 para el Capítulo 10, así como en la Tabla 2 para el Capítulo 11. Por un lado, en el caso del Capítulo 10, se ha considerado oportuno proponer modificaciones a parámetros o tablas en cinco de sus apartados. No se modifica el carácter informativo del Anejo G, por lo que su contenido puede usarse a criterio del proyectista. También se propone renombrar, sin incluir cambios adicionales, las tablas 10.4 y 10.5, como AN-10.4 y AN-10.5, respectivamente. Añadir todas las tablas al AN, incluidas aquellas que no se modifican, evita errores debidos al trasiego entre documentos. Por último, se añade NCCI relacionada con el empleo del Enfoque de Factor de Resistencia (RFA). Por otro lado, en el Capítulo 11 se ha considerado oportuno proponer modificaciones a parámetros o tablas en tres de sus apartados. Se mantiene sin modificación el carácter informativo del Anejo H, por lo que su contenido puede usarse a criterio del proyectista. También se propone renombrar, sin incluir cambios adicionales, las tablas 11.1, 11.3 y 11.4, como AN-11.1, AN-11.3 y AN-11.4, respectivamente, siendo útil incluir todas las tablas al AN para evitar errores humanos con el trasiego entre documentos. Finalmente, se añade NCCI relacionada con el empleo del RFA, así como relacionada con el empleo de mallas de alambre y redes de cable de acero como paramento.

Tabla 1. Modificaciones propuestas en AN para apartados del Capítulo 10. Los cambios se resaltan en negrita.

No.	Descripción	Acción en AN
10.3.2	Acero **(2)**	**puntualización**
10.3.7	Malla de alambre de acero como paramento **(1.11)**	sin modificación
10.3.9	Otros materiales **(1)**	***añade nota sobre bulones fibra***
10.6.2	Resistencia al arrancamiento de bulones **(2)**	***elimina MFA (Material Factor Approach)***
	Resistencia al arrancamiento de bulones **(3)**	***modifica $\gamma_{Rd,nail}$ en Tabla AN-10.1***
	Resistencia al arrancamiento de bulones **(6)**	Tabla AN-10.2 sin modificación
	Resistencia al arrancamiento de bulones **(7)**	Tabla AN-10.2 sin modificación
10.6.5	Resistencia estructural de la malla de acero como paramento **(3)**	***modifica $\gamma_{Rd,wm}$***
10.6.7	Factores parciales **(1)**	***Tabla AN-10.3 se elimina MFA***
	Enfoque de Factor de Resistencia (RFA, Resistance Factor Approach) – NCCI	***adición***
10.9.1	General **(4)**	Tabla AN-10.4 sin modificación
10.9.2	Ensayos de investigación, idoneidad y aceptación de bulones **(1)**	sin modificación
	Ensayos de investigación, idoneidad y aceptación de bulones **(8)**	Tabla AN-10.5 sin modificación
	Ensayos de investigación, idoneidad y aceptación de bulones **(10)**	sin modificación
Anejo G	Bulones en suelo y estructuras de suelo claveteado	sin modificación

Tabla 2. Modificaciones propuestas en AN para apartados del Capítulo 11. Los cambios se resaltan en negrita.

No.	Descripción	Acción en AN
11.3.3	Acero **(2.3)**	**puntualización**
	Acero **(2.8)**	sin modificación
11.3.5	Otros materiales **(1)**	***añade nota sobre bulones fibra***
11.6.2	Resistencia de la interfaz (calculada) **(1)**	***modifica $\gamma_{Rd,\ bolt}$***
11.6.3	Resistencia de la interfaz (ensayada) **(1)**	Tabla AN-11.1 sin modificación
11.6.5	Factores parciales **(1)**	***Tabla AN-11.2 modificada $\gamma_{M,wm}$ y $\gamma_{R,con}$***
	Enfoque de Factor de Resistencia (RFA) - NCCI	***adición***
11.9.1	General **(4)**	Tabla AN-11.3 sin modificación
11.9.2	Ensayos de investigación, idoneidad y aceptación de bulones **(1)**	Tabla AN-11.4 sin modificación
	Ensayos de investigación, idoneidad y aceptación de bulones **(4)**	sin modificación
	Ensayos de investigación, idoneidad y aceptación de bulones **(5)**	sin modificación
11.9.3	Ensayos de control **(1)**	sin modificación
Anejo H	Bulones en roca y tratamientos en la superficie del macizo rocoso	sin modificación
NCCI	Empleo de las mallas y redes de alambre como paramento	***adición***

2. MODIFICACIONES PROPUESTAS PARA EL ANEXO NACIONAL

2.1. CAPITULO 10: BULONES EN SUELO Y ESTRUCTURAS DE SUELO CLAVETEADO

A continuación, se muestra en detalle aquellos parámetros, susceptibles de modificación en el Capítulo 10, argumentando cuales son las razones a nivel conceptual de la modificación. Este capítulo se refiere a "Bulones en suelo y estructuras de suelo claveteado", que quedan ejemplificados en la Figura 2.



Figura 2. Ejemplos de soluciones rígidas (hormigón proyectado) y flexibles en suelos o materiales sueltos (malla romboidal de alta resistencia y malla hexagonal). Fuente: *cortesía de Geobrugg y Maccaferri.*

En el párrafo 10.3.2.2(2) "Materiales. Acero. Durabilidad", se propone la modificación de la Nota 2, puntualizando que las medidas de protección contra la corrosión son las especificadas en la norma específica UNE-EN 14490 "Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Claveteado de suelo Soil nailing" (AENOR, 2013), y en particular en el Anejo B, epígrafe B.3.4, en función del grado de corrosividad del terreno. Esta norma EN 14490 permite determinar la corrosividad, clasificar el terreno según su grado de corrosividad y plantea soluciones de protección frente a la corrosión.

En el caso del epígrafe 10.3.9(1) "Materiales. Otros materiales", se modifica la Nota 1 definiendo que en el caso que se utilicen bulones de polímero reforzado con fibra (de carbono, vidrio, basalto o aramida) las especificaciones técnicas a cumplir serán las definidas en EAD 260023-00-0301 "Carbon, glass, basalt and aramid fibre reinforced polymer bars as reinforcement of structural elements" (EOTA, 2019). Se trata de una especificación técnica armonizada desarrollada por la European Organisation for Technical Assessment (EOTA) como base o guía para las Evaluaciones Técnicas Europeas (ETEs) de cada producto. Es un instrumento regulador oficial o guía, cuya función es contribuir con la toma de decisiones acertadas a la hora de seleccionar soluciones, establecer criterios técnicos robustos y propiciar su uso apropiado por las autoridades competentes.

En el párrafo 10.6.2(2) "Estados Límite Últimos. Resistencia al arrancamiento de bulones", se hace referencia al Enfoque del Factor de Material (MFA) para el análisis de la tensión efectiva $R_{po,d}$. En el AN se propone un valor diferente del denominado Factor de Modelo ($\gamma_{Rd,nail}$) al que aparece en la Tabla 10.1 cuando se utiliza MFA. Así, los valores de $\gamma_{Rd,nail}$ para la verificación de la resistencia al arrancamiento de bulones en suelos mediante cálculos o ensayos, deben ser iguales a 1,00. Esto se debe a que, en España, por lo general, no se utiliza el MFA y, por lo tanto, el factor de incertidumbre en el modelo $\gamma_{Rd,nail}$ debe ser 1,00.

Por otro lado, el párrafo 10.6.2(3) se refiere al RFA. Así, la resistencia de proyecto al arrancamiento $R_{po,d}$.se determinará a partir de la ecuación (1). La nota explica que los valores del factor de modelo $\gamma_{Rd,nail}$ modificados para la verificación de la resistencia al arrancamiento de bulones en suelos mediante cálculos o ensayos se recogen en la Tabla 3, que se corresponde con la Tabla 10.1 del AN.

$$R_{po,d} = \frac{R_{po,rep}}{\gamma_{R,po} \cdot \gamma_{Rd,nail}} \quad (1)$$

Tabla 3. Factor de modelo $\gamma_{Rd,nail}$ para la verificación de la resistencia al arrancamiento de bulones mediante cálculos o ensayos (AN-10.1). Los cambios se resaltan en negrita.

Verificación de la resistencia al arranque de bulones mediante		**Factor de modelo $\gamma_{Rd,nail}$**
Ensayos solamente [a]		*1,00*
Cálculo basado en propiedades del terreno determinadas a partir de ensayos de campo y laboratorio Método del modelo del terreno [b]	Confirmado por ensayos de idoneidad	***1,05***
	Amplia experiencia comparable [c, d] sin ensayos de idoneidad específicos	***1,10***
	Experiencia comparable limitada, sin ensayos	***1,20***
Cálculo basado resistencia de perfiles de terreno determinados de correlaciones entre ensayos de campo o propiedades del terreno resultantes de ensayos de campo o de laboratorio Método del modelo de pilote [b]	Ensayos presiómetro	***1,00***
	Ensayos penetrométricos	***1,00***
	Perfiles de las propiedades del terreno basadas en otros ensayos de campo o de laboratorio	***1,00***

[a] Véase el punto 6.6.2.4.3 para la determinación de la resistencia representativa de extracción diseñada mediante ensayo ($R_{rep} = R_{test}$)
[b] Véase 6.5.3.1 para una descripción del método del modelo del terreno y del método del modelo de pilote, que pueden utilizarse para determinar la resistencia representativa a la extracción de los bulones del suelo diseñada por cálculo ($R_{rep} = R_{calc}$)
[c] La experiencia comparable supone registros documentados (o bases de datos) de los resultados de las pruebas de carga de bulones en suelo realizadas en bulones en suelo, en condiciones de suelo similares, bajo condiciones de carga similares de un cierto número de emplazamientos n. Una amplia experiencia comparable supone $n \geq 10$
[d] Para el cálculo basado en una experiencia comparable utilizando el método del factor de resistencia, utilice la fórmula (10.12) en combinación con la fórmula (10.2)

Los valores de $\gamma_{Rd,nail}$ se modifican para que sean consecuentes con la normativa sectorial de uso habitual. De esta forma, se garantiza que la aplicación de los factores combinados, incluyendo los factores parciales, den resultados coherentes con la práctica habitual en España (Ministerio de Fomento, 2001; DIN, 2021; FHWA, 2015). A continuación, se muestran algunos ejemplos de aplicación:

- Caso común: Método del Modelo del Terreno, experiencia comparable limitada, sin ensayos. En este caso,_utilizando $\gamma_{Rd,mail}$ = 1,20), $\gamma_{R,po}$ = 1,25 (Tabla 5) = 1,50 según recomienda la bibliografía internacional.
- Caso excepcional: Método del Pilote Modelo. En este caso, utilizando $\gamma_{Rd,mail}$ = 1,00 (modificado en Tabla 3), $\gamma_{R,po}$ = 1,25 (Tabla 5), ξ_{min} = 1,20 (valor medio Tabla 4 entre 1, 2 y 3 ensayos) = 1,50. En cualquier caso, no se tienen referencias de que el "Método del Pilote Modelo" se utilice para la estabilización de taludes en suelos con bulones.

En el párrafo 10.6.2(6) "Estados Límite Últimos. Resistencia al arrancamiento de bulones", los valores relativos a los factores de correlación ξ_{mean} y ξ_{min}, a utilizar en la determinación de la resistencia al arrancamiento de bulones en suelos mediante el Método del Pilote Modelo, son los que se recogen en la Tabla 4 [AN-10.2]. Esta tabla no se modifica, pero sí se incluye en el texto del AN.

Tabla 4. Factor de correlación para bulones en suelo (AN-10.2).

Factor de correlación	**Número de perfiles o ensayos**				
	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{mean}	1,40	1,30	1,20	1,10	1,05
ξ_{min}	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

En el caso de la Nota del párrafo 10.6.2(7) "Estados Límite Últimos. Resistencia al arrancamiento de bulones", los valores relativos a los factores de correlación ξ_{mean} y ξ_{min}, a utilizar en la determinación de la resistencia al arrancamiento de bulones en suelos mediante ensayos, se recogen en la Tabla 4 [AN-10.2]. Para estimar el efecto combinado se ha utilizado, ξ_{min} = 1,20 (valor medio Tabla 4 [AN-10.2] entre 1, 2 y 3 perfiles o ensayos).

Para el párrafo 10.6.5(3) "Estados Límite Últimos. Resistencia estructural de la malla usada como paramento", la resistencia a tracción de proyecto $R_{t,wm,d}$ se determinará a partir de la ecuación (2).

$$R_{t,wm,d} = \frac{R_{t,wm,rep}}{\gamma_{Rd,wm} \cdot \gamma_{M,wm}} \quad (2)$$

En la nota se explica que el valor del factor de modelo de $\gamma_{Rd,wm}$ que tiene en cuenta la incertidumbre adicional debida a la extrapolación de la resistencia medida a la vida útil de proyecto, es modificado y pasa de 1,10 a 1,20. Por ejemplo, utilizando $\gamma_{Rd,wm}$ = 1,20 (modificado), $\gamma_{M,wm} = \gamma_{R,con}$ = 1,25 (Tabla 5 [AN-10.3]) = 1,50 (proyecto racional) según bibliografía internacional, según 2.4. El valor de $\gamma_{Rd,wm}$ se incrementa para garantizar valores coherentes en la combinación de factores (1,50).

En el caso del párrafo 10.6.7(1): "Estados Límite Últimos. Factores parciales", en los factores parciales para la verificación de taludes en suelo bulonado, los ELU se deben determinar de acuerdo con EN 1997-1:2024 (CEN, 2024a), apartado 4.4.1, utilizando el Enfoque del Factor de Resistencia. Se modifican las notas 1 y 2:

1 El AN elige el "Enfoque de Factor de Resistencia (RFA)" para las verificaciones de Estados Límite Últimos de bulones en suelos y de estructuras de suelo claveteado.

2 El AN no proporciona otros valores, relativos a los factores parciales para la verificación de la resistencia de taludes en suelos claveteados, diferentes a los recogidos en la Tabla 5 [AN-10.3].

Además, se elimina la columna del Enfoque de Factor de Material, colocando la Tabla 5 [AN-10.3]. El resto de las columnas se mantiene.

En la Tabla 5 [AN-10.3] se ha eliminado la columna que hace referencia al Enfoque del Factor de Material (MFA) ya que no se utiliza en España y se ha optado por el Enfoque de Factor de Resistencia (RFA).

Por último, en el apartado correspondiente a "Información complementaria no contradictoria (NCCI)", el empleo del Enfoque de Factor de Resistencia (RFA) se limita a la verificación de los ELU por modelos de cálculo empíricos o analíticos, descritos en los epígrafes 7.1.2 y 7.1.3 de EN 1997-1:2024 (CEN, 2024a), no incluyendo las verificaciones mediante modelos numéricos que deben realizarse conforme a los criterios descritos en el apartado 8.2 de dicha publicación.

Tabla 5. Factores parciales para la verificación de los Estados Límite Últimos de bulones en suelos y de estructuras de suelo claveteado, para las situaciones de proyecto fundamentales (persistentes y transitorias)[c] (AN-10.3).

Verificación de	**Factor parcial sobre**	**Símbolo**	**Enfoque del factor resistencia**
Mecanismos de fallo general y compuesto	De acuerdo con lo indicado en la Tabla AN-4.2 del Anejo Nacional		
Capacidad resistente y deslizamiento	De acuerdo con lo indicado en la Tabla AN-5.2 del Anejo Nacional		
Vuelco			
Mecanismos de fallo interno y paramento	Acciones, efectos de las acciones	γ_F, γ_E	VC1[a]
	Propiedades del terreno y del relleno	γ_M	no se aplican factores parciales
Resistencia geotécnica, movilizada en la interfaz entre bulón y suelo.	Resistencia al arrancamiento	$\gamma_{R,po}$	1,25
Resistencia estructural de los bulones y cualquier conexión	Acero estructural según EN 10025, EN 10210, EN 10219	γ_{M0}, γ_{M2}	Según se especifica EN 1993-1-1
	Acero de refuerzo según EN 10080, acero de pretensado según prEN 10138 (todas las partes)	γ_s	Según se especifica EN 1992-1-1
Paramento	Resistencia a tracción del alambre o cable		Según se especifica EN 1993-1-1
	Resistencia a tracción y al punzonamiento de la malla de alambre	$\gamma_{M,wm}$	1,25
	Conexión a los paneles adyacentes de malla de alambre	$\gamma_{R,con}$	1,25
	Conexión con los bulones [b]		Según se especifica EN 1993-1-1
Hormigón proyectado	Resistencia estructural de la proyección y cualquier tipo de conexión		Según se especifica EN 1992-1-1
Otros paramentos	Resistencia estructural de otros elementos usados como paramento		Según se especifica en norma relevantes

[a] Los valores de los factores parciales para los casos de verificación (VC) 1 y 3 se dan EN 1990:2023, Anejo A
[b] Véase EN 1993-1-1 para la verificación de la resistencia al cortante y al punzonamiento en la interfaz de la placa reparto y la malla de alambre, en la cabeza del bulón
[c] De acuerdo con EN 1997-1/4.4.1.5 (1) NOTA 1, el valor del factor parcial de resistencias que se debe utilizar en las verificaciones de las situaciones accidentales es la raíz cuadrada del valor γ_R correspondiente a la situación de proyecto persistente.

2.2. CAPITULO 11: BULONES EN ROCA Y TRATAMIENTOS EN LA SUPERFICIE DE MACIZOS ROCOSOS

En este epígrafe, se muestra en detalle aquellos parámetros, susceptibles de modificación en el Capítulo 11, argumentando cuales son las razones a nivel conceptual de la modificación. Este capítulo se refiere a “Bulones en roca y tratamientos en la superficie de macizos rocosos”, que quedan ejemplificados en la Figura 3.



Figura 3. Ejemplos de soluciones rígidas (hormigón proyectado) y flexibles en roca (red espiral de alta resistencia y malla hexagonal reforzada). Fuente: *cortesía de Geobrugg y Maccaferri.*

En el párrafo 11.3.2.2(3) "Materiales. Acero. Durabilidad", se modifica la Nota puntualizando que las medidas de protección contra la corrosión son las especificadas en la UNE-EN 14490 (AENOR, 2013), Anejo B, epígrafe B.3.4, en función del grado de corrosividad del terreno. Esta norma permite determinar la corrosividad, clasificar el terreno según su grado de corrosividad y plantea soluciones de protección frente a la corrosión.

Para el Apartado 11.3.5(1), "Materiales. Otros materiales", se propone la modificación de la Nota 1, definiendo que, en el caso de que se utilicen bulones de polímero reforzado con fibra (de carbono, vidrio, basalto o aramida), las especificaciones técnicas a cumplir estarán dentro del EAD 260023-00-0301 (EOTA, 2019).

En el caso del párrafo 11.6.2(1), "Estados Límite Últimos. Resistencia de la Interfaz (Calculada)", al dimensionar a partir del cálculo, los valores de proyecto de las resistencias de arrancamiento y bulonado $R_{ri,d}$ y $R_{ro,d}$, se deben determinar a partir de la ecuación (3).

$$\begin{Bmatrix} R_{ri,d} \\ R_{ro,d} \end{Bmatrix} = \frac{R_{r,rep,calc}}{\gamma_{Rr} \cdot \gamma_{Rd,bolt}} \tag{3}$$

En la nota se proporciona un valor de $\gamma_{Rd,bolt}$ =1,20 diferente al que aparece de 1,50. Utilizando ξ_{min} = 1,20 γ_{Rr} = 1,25 (Tabla 7 [AN-11.2]) el valor combinado de factor es de 1,50**.** Con ello se garantiza que la combinación de factores tenga un valor coherente de 1,50, asegurando que los resultados obtenidos se correspondan con los utilizados en la práctica habitual en España.

Con esto se consigue garantizar valores coherentes en la combinación de factores sea 1,50 y así garantizar los resultados se correspondan con los que se utilizan en la práctica habitual en España (Ministerio de Fomento, 2001; DIN, 2021; FHWA, 2015).

En el párrafo 11.6.3(1) "Estados Límite Últimos. Resistencia de la Interfaz (Ensayada)", al proyectar a partir de ensayos, los valores de proyecto de las resistencias de arrancamiento y bulonado $R_{ri,d}$ y $R_{ro,d}$, se deben determinar a partir de la ecuación (4).

$$\begin{Bmatrix} R_{ri,d} \\ R_{ro,d} \end{Bmatrix} = \frac{R_{r,rep,test}}{\gamma_{Rr}} = \frac{1}{\gamma_{Rr}} \min \left\{ \frac{R_{r,mean}}{\xi_{mean}}, \frac{R_{r,min}}{\xi_{min}} \right\} \tag{4}$$

En la nota se explica que los valores de ξ_{mean} y ξ_{min} se muestran en la Tabla 6 [AN-11.1] (sin modificación). Para estimar el efecto combinado se ha utilizado, ξ_{min} = 1,20 (valor medio entre 1, 2 y 3 ensayos). El valor de γ_{Rr} = 1,25 se extrae de la Tabla 7 [AN-11.2].

Tabla 6. Factor de correlación para bulones en suelo (AN-11.1).

Factor de correlación	**Número de perfiles o ensayos**				
	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{mean}	1,40	1,30	1,20	1,10	1,05
ξ_{min}	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

En el caso del párrafo 10.6.5(1) "Estados Límite Últimos. Factores parciales", los valores de los factores parciales para la verificación de la resistencia de bulones en roca para las situaciones de proyecto persistentes y transitorias se recogen en la Tabla 7 [AN-11.2]. Originalmente, esta tabla sólo aporta información sobre los bulones (resistencia al arrancamiento y a la tracción). Al ser una NDP, se puede modificar. Luego, la Tabla 7 [AN-11.2] también incluye factores parciales relacionados con el empleo de paramentos flexibles, tal y como describe la NCCI al respecto.

Tabla 7. Factores parciales para la verificación de sistema de estabilización de taludes en roca (bulonados) para situaciones de fundamentales (permanentes y provisionales o temporales) (AN-11.2 modificada).

Verificación de	**Factor parcial sobre**	**Símbolo**	**Enfoque del factor de resistencia**
Resistencia geotécnica, movilizada en la interfaz entre bulón / el mortero o el terreno	Resistencia al arrancamiento	γ_{Rr}	1,25
Resistencia estructural de las barras de acero	Resistencia a tracción	γ_{M0}	Según se especifica EN 1993-1-1

Verificación de	**Factor parcial sobre**	**Símbolo**	**Enfoque del factor de resistencia**
Paramento	Resistencia tracción del alambre o cable		Según se especifica EN 1993-1-1
	Resistencia a la tracción y al punzonamiento de la malla de alambre	$\gamma_{M,wm}$	1,25
	Conexión a los paneles adyacentes de malla de alambre	$\gamma_{R,con}$	1,25
	Conexión con los bulones [a]		Según se especifica EN 1993-1-1
Hormigón proyectado	Resistencia estructural de la proyección y cualquier tipo de conexión		Según se especifica EN 1992-1-1
Otros paramentos	Resistencia estructural de otros elementos usados como paramento		Según se especifica en normas relevantes
[a] Véase EN 1993-1-1 para la verificación de la resistencia al cortante y al punzonamiento en la interfaz de la placa reparto y la malla de alambre, en la cabeza del bulón.			

Asimismo, en el apartado correspondiente a “Información complementaria no contradictoria (NCCI)”, el empleo del Enfoque de Factor de Resistencia (RFA) se limita a la verificación de los Estados Límite Últimos por modelos de cálculo empíricos o analíticos de EN 1997-1:2024 (CEN, 2024a), no incluyendo las verificaciones por modelos numéricos que se deben realizar utilizando los criterios descritos en el apartado 8.2 de dicha publicación.

Finalmente, en el apartado NCCI, cuando se refiere al empleo de las mallas y redes de alambre como paramento, en el alcance de (EN 1997-1:2024 (CEN, 2024a) capítulo 11.1, el término usado para definir el paramento es soporte de la superficie rocosa (rock surface support); aquí se propone el empleo de reglas prescriptivas según EN 1997-1:2024 (CEN, 2024a), 4.5 para la verificación de los Estados Límite Últimos del paramento.

En el párrafo 11.2.5.1 Estados Límite Últimos en ítem (2) se especifica que además de EN 1997-1:2024, 8.1, se verificarán para el paramento los siguientes estados límite últimos potenciales:

- rotura del paramento;
- rotura de la conexión entre paramento y su fijación al macizo rocoso;
- pérdida de carga por desplazamiento de los elementos del paramento debido a deslizamiento o desprendimiento de la roca detrás de la placa de la cabeza del bulón; y
- pérdida de terreno detrás del paramento.

En el párrafo 11.2.5.2 Estados Límite de Servicio además de EN 1997-1:2024, cláusula 9, se verificarán los siguientes estados límite de capacidad de servicio potenciales:

- deformación del bulón o del paramento que afecte negativamente a la función o al aspecto del paramento; y
- deformación del bulón o del paramento que cause daños a las estructuras existentes, a los servicios públicos o al suelo en la zona de influencia del paramento.

En el párrafo 11.3.4 se refiere solamente al hormigón proyectado como paramento (rock surface support), pero no se especifican las mallas de alambre ni las redes de cable de acero con esta función, a pesar de que son ampliamente utilizadas en roca, incluso con muchísima mayor frecuencia que en suelos. Luego, resulta correcto y útil añadir notas y recomendaciones que permitan la inclusión de paramentos flexibles al tratar la superficie rocosa. Se trata de las siguientes:

<u>Notas para el uso de mallas de alambre o redes de cable de acero, como paramento flexible.</u>

- El Anejo Nacional permite utilizar los paramentos flexibles (mallas o redes de cable de acero) en los sistemas de estabilización de taludes en roca.
- Para consideraciones sobre el recubrimiento al acero se seguirá lo especificado en 10.3.6

- Para el paramento flexible de malla de alambre o red de cables de acero, se empleará lo especificado en 10.3.7.

Para la determinación de la resistencia estructural del paramento compuesto por malla de alambre o red de cable de acero se empleará lo especificado en 10.6.5, utilizando como referencia la Tabla 7 [AN-11.2] en lugar de la Tabla 5 [AN-10.3].

3. CONCLUSIONES

El desarrollo del Anejo Nacional español de la Parte 3 del Eurocódigo 7 representa un paso decisivo hacia la armonización normativa en el proyecto geotécnico, al incorporar criterios y valores adaptados a la práctica habitual en España. El análisis detallado de los capítulos 10 y 11, relativos a las estructuras de suelo claveteado y de bulones en roca, evidencia la necesidad de ajustar determinados Parámetros de Determinación Nacional (NDPs) para garantizar la coherencia técnica y la continuidad con normativas y guías ampliamente utilizadas en el ámbito nacional e internacional.

En el capítulo 10 se introducen modificaciones puntuales pero significativas en aspectos relacionados con la durabilidad de los materiales (EN 14490), el uso de bulones de polímeros reforzados con fibra y, especialmente, en la definición de factores de modelo y factores parciales aplicables al arrancamiento y a la resistencia estructural de la malla. Estas adaptaciones permiten que los valores resultantes sean compatibles con la experiencia acumulada en España y con referencias normativas consolidadas como FHWA, DIN 1054 y la Guía de Anclajes del Ministerio de Fomento. La supresión del enfoque del factor de material (MFA) y la adopción del Enfoque del Factor de Resistencia (RFA) constituyen decisiones clave orientadas a simplificar y unificar la metodología de verificación.

En el capítulo 11, relativo a bulones y tratamientos de la superficie de macizos rocosos, las modificaciones siguen los mismos principios rectores: asegurar la coherencia entre factores parciales, reforzar la durabilidad mediante referencias actualizadas como la EN 14490 y regular adecuadamente el empleo de materiales alternativos como los FRP (Fiber Reinforced Polymer). Se amplía además el alcance del Anejo Nacional mediante Información Complementaria No Contradictoria (NCCI) que incorpora criterios específicos para el uso de paramentos flexibles (mallas de alambre o redes de cable de acero), muy comunes en obras de estabilización en roca y que no están adecuadamente reflejados en la norma.

El trabajo desarrollado por el subcomité UNE/CTN 140/ SC7 introduce mejoras que favorecen la correcta aplicación del EC-7 en España, aportando claridad, precisión y un marco coherente con la experiencia local. La propuesta final proporciona un equilibrio adecuado entre la alineación europea y las necesidades particulares del contexto español, garantizando niveles de seguridad consistentes y facilitando la práctica proyectual en estructuras geotécnicas tanto en suelos como en roca.

REFERENCIAS

Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR) (2013). *UNE-EN 14490:2013. Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Claveteado de suelo Soil nailing*.

Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR) (2016). *UNE EN 1997-1. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico Parte 1: Reglas generales.*

(DIN) (2021). *DIN 1054:2021-04. Subsoil - Verification of the safety of earthworks and foundations - Supplementary rules to DIN EN 1997-1*.

European Committee for Standardization (CEN) (2024a). *EN 1997-1:2024. Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 1: General rules.*

European Committee for Standardization (CEN) (2024b). *EN 1997-2:2024. Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 2: Ground properties.*

European Committee for Standardization (CEN) (2025). *EN 1997-3:2025. Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 3: Geotechnical structures.*

European Organisation for Technical Assessment (EOTA) (2019). *EAD 260023-00-0301. Carbon, glass, basalt and aramid fibre reinforced polymer bars as reinforcement of structural elements*.

Federal Highway Administration (FHWA) (2015). *FHWA-NHI-14-007. Soil Nail Walls Reference Manual*.

Ministerio de Fomento (2001). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.*

BASES DEL ANEJO NACIONAL DEL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN: PARTE 3 - CAPÍTULO 7: ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

María Elvira GARRIDO[(1)]*, Irene VILLEGAS BARRANCO[(2)] y José ESTAIRE[(3)]

[(1)] Departamento de Ingeniería de los Transportes y del Terreno
Universitat Politècnica de València (UPV)
*egarrido@upv.edu.es

[(2)] GEOTECHNICAL FECTUM S.L.

[(3)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

El Eurocódigo 7 (EC-7) es el principal documento normativo a nivel europeo para el proyecto geotécnico de obras de ingeniería civil y edificación. Para poder aplicarse en cada país, previamente es necesario elaborar los denominados Anejos Nacionales, que recogen y establecen los criterios de proyecto ajustados al contexto nacional y los valores de los factores parciales que determinan el nivel de seguridad de las estructuras geotécnicas de cada país. En el caso español, esta tarea está siendo llevada a cabo, desde septiembre de 2023, por el Subcomité UNE/CTN 140/SC7, dependiente del organismo nacional de normalización UNE. En este subcomité participan expertos procedentes de todos los ámbitos profesionales del sector de la construcción, no solo instituciones públicas y universidades, sino también consultoras, constructoras, empresas especializadas y profesionales libre de reconocido prestigio en el ámbito geotécnico. En este grupo se ha tratado de reunir especialistas de disciplinas como edificación, carreteras, presas, puertos y aeropuertos, lo que garantiza una visión técnica amplia y representativa en el proceso de elaboración de los criterios nacionales. El presente documento analiza los aspectos más relevantes del capítulo 7 del Anejo Nacional de la Parte 3 del EC-7, dedicado a las estructuras de contención, específicamente muros de gravedad y pantallas. Entre los puntos tratados, se incluyen criterios relacionados con: (i) la profundidad mínima de investigación geotécnica para las estructuras de contención, (ii) el empuje del agua y valores de empuje mínimo a considerar, (iii) los estados límite a verificar y (iv) los factores parciales para la verificación de los estados límite últimos relativos a las estructuras de contención, entre otros. Todos estos temas han sido puestos en común y debatidos, primero en un grupo reducido y posteriormente en el conjunto de los miembros del subcomité hasta conseguir el consenso necesario para incorporarlos al Anejo Nacional Español.

ABSTRACT

Eurocode 7 (EC7) is the main European regulatory framework for the geotechnical design of civil engineering and building structures. In order to be applicable in each Member State, it is necessary to prepare the so-called National Annexes, which establish design criteria adapted to the national context and define the values of the partial factors that determine the safety level of geotechnical structures in each country. In the case of Spain, this task has been carried out since September 2023 by UNE/CTN 140/SC7, a subcommittee of the Spanish national standardization organization UNE. Experts from all professional areas of the construction sector participate in

this subcommittee, including not only public institutions and universities but also consulting firms, contractors, specialized companies, and independent professionals of recognized standing in the geotechnical field. Specialists from disciplines such as building construction, roads, dams, ports, and airports have been involved, ensuring a broad and representative technical perspective in the development of the national criteria. This document analyzes the most relevant aspects of Part 3 Chapter 7 of the EC-7 National Annex, which is devoted to retaining structures, specifically gravity walls and embedded walls. The topics addressed include: (i) criteria for the minimum depth of geotechnical investigation for retaining structures; (ii) water pressure and minimum earth pressure values to be considered, (iii) the limit states to be verified, and (iv) the partial factors for verifying soil resistance in relation to retaining structures, among others. All these issues were discussed and agreed upon, first within a reduced working group and subsequently among all members of the subcommittee, until the consensus required for their incorporation into the Spanish National Annex was achieved.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Eurocódigo 7 (Eurocode 7), Diseño Geotécnico (Geotechnical design), Estructuras de contención (Retaining structures), Estados límite (Limit states), Anejo Nacional (National annex).*

1. INTRODUCCIÓN

El Eurocódigo 7 constituye el marco normativo de referencia en Europa para el proyecto geotécnico de obras de ingeniería civil y edificación. Desde la publicación de su primera generación en 2004, y su posterior adopción en España mediante la UNE-EN 1997-1 y su Anejo Nacional, el EC-7 ha supuesto un cambio sustancial en la forma de abordar el proyecto geotécnico, al introducir un enfoque basado en estados límite (Bond et al., 2019a), en el uso de valores representativos de las propiedades del terreno y en la aplicación sistemática del método de los factores parciales.

Como consecuencia de la experiencia acumulada durante más de una década de aplicación práctica, así como de la necesidad de armonizar criterios, simplificar procedimientos y ampliar el ámbito cubierto por la normativa, la Comisión Europea impulsó el proceso de revisión de este sistema de normas, dando lugar a la denominada Segunda Generación de Eurocódigos.

En el caso del Eurocódigo 7, esta revisión ha cristalizado en una nueva estructura normativa compuesta por tres partes: Parte 1 (Reglas generales), Parte 2 (Propiedades del terreno) y Parte 3 (Estructuras geotécnicas). Esta última introduce un enfoque claramente orientado a las tipologías estructurales geotécnicas (Bond et al., 2019b; Jenner et al., 2020), desarrollando de forma específica los requisitos de proyecto para taludes, cimentaciones, estructuras de contención, anclajes, estructuras de suelo reforzado, estructuras de suelo claveteado, mejora del terreno y medidas de control del agua subterránea, entre otras. Este nuevo enfoque implica una adaptación significativa respecto a la primera generación del EC-7, en la que muchas de estas cuestiones se trataban de forma dispersa o con un nivel de detalle limitado.

Para que el EC-7 pueda ser aplicado en cada país miembro, resulta imprescindible la elaboración de los correspondientes Anejos Nacionales, en los que se definen los Parámetros de Determinación Nacional (en adelante NDP), se establecen valores numéricos de los factores parciales y se concretan determinados criterios de proyecto, teniendo en cuenta las condiciones geotécnicas, constructivas y normativas propias de cada país.

En España, esta labor está siendo desarrollada por el Subcomité UNE/CTN 140/SC7, con la participación de expertos procedentes de la administración, la universidad, la consultoría y la empresa constructora, lo que garantiza un enfoque plural y representativo del sector.

El presente artículo se centra en el análisis de los aspectos generales de proyecto que se recogen en el Capítulo 7 del Anejo Nacional Español de la Parte 3 del Eurocódigo 7 de Segunda Generación (en adelante EC7-2G), dedicado a las estructuras de contención, en particular muros de gravedad y pantallas, y en el anejo D de este mismo documento donde se recogen los modelos de cálculo y orientaciones técnicas para el análisis y dimensionamiento de estas estructuras de contención.

A partir de este marco general, este artículo desarrolla en los apartados siguientes los criterios específicos para la verificación de los estados límite últimos y de servicio, los métodos de cálculo aplicables y el análisis de las principales aportaciones del Anejo Nacional Español del EC7-2G en relación con las estructuras de contención.

2. ASPECTOS GENERALES

El proyecto de las estructuras de contención conforme al EC7-2G debe abordarse a partir de una serie de consideraciones generales que condicionan de forma decisiva tanto la definición del modelo de cálculo como la posterior verificación de los estados límite últimos y de servicio (Figura 1). Estas cuestiones establecen el marco común de aplicación del Capítulo 7 de la Parte 3 y permiten garantizar la coherencia entre la investigación geotécnica, la caracterización del terreno, el Modelo del Terreno, el Modelo para el proyecto Geotécnico y las verificaciones de seguridad y funcionalidad (Estaire y Bond, 2020).

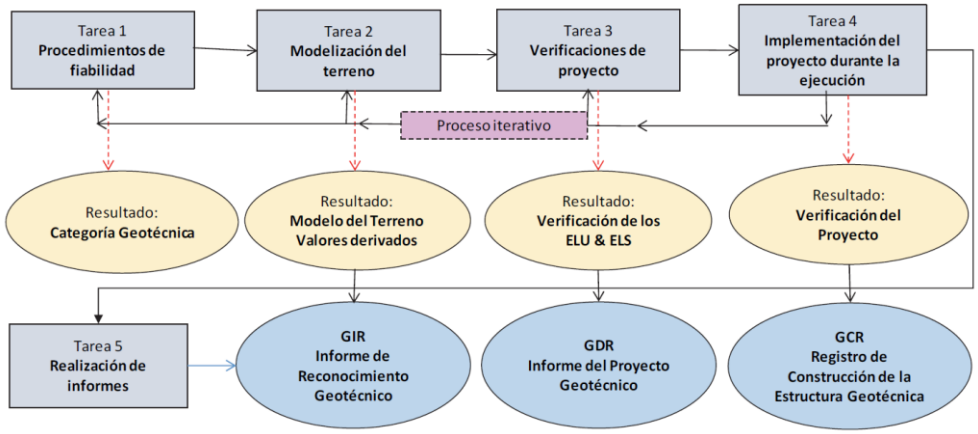


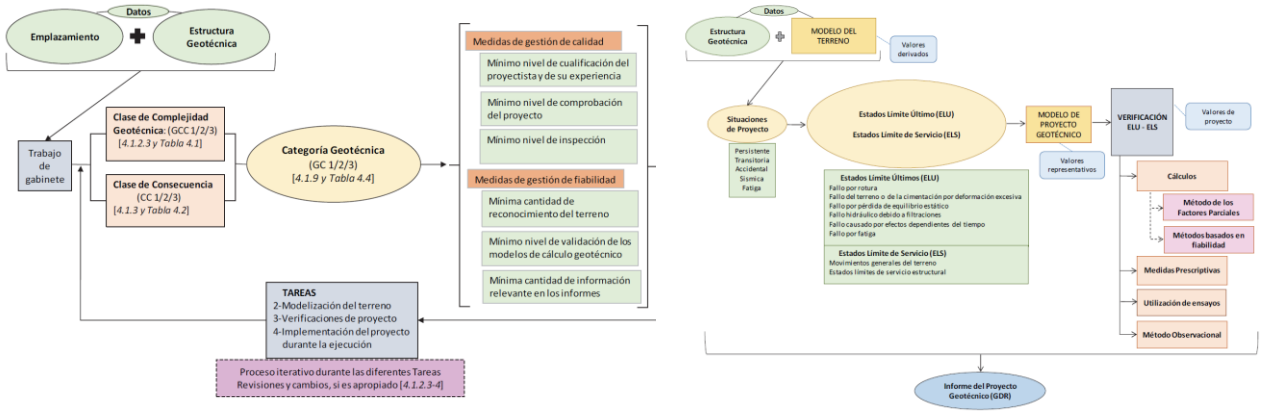
Figura 1. Tareas del proyecto de una estructura geotécnica. *Fuente: Estaire y Bond (2020).*

El ámbito de aplicación de este capítulo 7 comprende el proyecto geotécnico de estructuras de contención, incluyendo, entre otras, muros de gravedad y pantallas continuas o discontinuas, diseñadas y ejecutadas tanto en suelo como en roca. Se consideran tanto estructuras permanentes como temporales, siempre que su comportamiento esté gobernado de forma significativa por la interacción terreno–estructura. Quedan igualmente incluidas las estructuras asociadas a excavaciones, desmontes, obras lineales, edificación y obras marítimas o portuarias, siempre que no existan normas específicas de mayor rango que regulen de forma particular su diseño. En el caso de configuraciones especiales o soluciones no convencionales, el EC7-2G establece que deben aplicarse los principios generales del proyecto geotécnico mediante modelos y métodos adecuados al problema considerado.

La determinación de la Categoría Geotécnica constituye un elemento fundamental del proyecto. En el EC7- 2G, dicha categoría resulta de la combinación de la clase de complejidad geotécnica y de la clase de consecuencia, reflejando simultáneamente la importancia de la estructura y la complejidad de las condiciones del terreno y de la obra. Esta clasificación condiciona el alcance de la investigación geotécnica, el nivel de detalle del Modelo del Terreno y del Modelo para el Proyecto Geotécnico, la complejidad de los métodos de cálculo y el grado de control durante la ejecución (Figura 2a). En estructuras de contención es frecuente que categorías medias o altas se asocien a excavaciones profundas, presencia de agua subterránea, terrenos heterogéneos o condicionantes geométricos desfavorables, circunstancias que exigen planteamientos de proyecto especialmente rigurosos.

La investigación geotécnica debe ser suficiente para identificar los mecanismos de fallo potenciales relevantes y proporcionar los datos necesarios para la definición fiable de los parámetros de cálculo. Su alcance y profundidad deben ser coherentes con la categoría geotécnica asignada y con la complejidad del problema.

En estructuras de contención, la investigación no debe limitarse al terreno situado bajo la estructura, sino que debe extenderse al terreno del trasdós y, cuando proceda, al del intradós, especialmente en situaciones susceptibles de desarrollar inestabilidad global, levantamiento del fondo o fallos de carácter hidráulico. Es esencial caracterizar con precisión la estratigrafía, la variabilidad espacial de las propiedades del terreno y la presencia de niveles débiles o discontinuidades relevantes, así como las variaciones del nivel freático.



a) Procedimiento de fiabilidad b) Procedimiento para verificaciones de proyecto

Figura 2. Tareas del proyecto geotécnico. *Fuente: Estaire y Bond (2020).*

El EC7-2G refuerza el concepto de Modelo del Terreno (Franzén et al., 2019) como representación coherente y simplificada de las condiciones geotécnicas del emplazamiento, basada en la interpretación experta de los resultados de la investigación. Este modelo constituye la base para la definición del Modelo para el Proyecto Geotécnico, en el que se integran la geometría estructural, las acciones, las condiciones de contorno y los mecanismos de comportamiento relevantes. En estructuras de contención, dicho modelo debe reflejar adecuadamente la interacción terreno–estructura, la evolución de tensiones y deformaciones durante las fases constructivas y las condiciones hidráulicas. La elección del modelo de cálculo —equilibrio límite, modelos viga-resorte, modelos numéricos continuos, entre otros— debe ser coherente con los objetivos del proyecto, el estado límite analizado y la categoría geotécnica de la obra, dentro del procedimiento general de verificación del proyecto geotécnico mostrado en la Figura 2b.

La selección de los valores representativos de las propiedades del terreno constituye uno de los aspectos más sensibles del proyecto geotécnico. Estos valores deben derivarse de los ensayos de campo y laboratorio, teniendo en cuenta la variabilidad del terreno, la calidad de la información disponible y el mecanismo de fallo considerado. En estructuras de contención resultan especialmente relevantes los parámetros de resistencia al corte, deformabilidad y peso específico, así como aquellos que controlan el comportamiento frente a acciones hidráulicas. El EC7-2G establece que los valores representativos deben reflejar condiciones desfavorables razonablemente previsibles para la situación de proyecto, evitando tanto la sobreestimación de la resistencia como la infravaloración de las deformaciones (Estaire y Bond, 2020; Franzén et al., 2019).

La definición del nivel piezométrico representativo constituye igualmente un aspecto crítico, dado el papel determinante que el agua desempeña en los empujes sobre la estructura y en la estabilidad del terreno. Dicho nivel debe establecerse considerando tanto las condiciones habituales como las situaciones más desfavorables que puedan producirse a lo largo de la vida útil de la obra. En suelos finos o de baja permeabilidad debe prestarse especial atención a la posible generación de sobrepresiones de agua elevadas en el trasdós de muros y pantallas, así como a los efectos transitorios asociados a la excavación o a modificaciones en las condiciones de drenaje. La coherencia entre el nivel piezométrico adoptado, el modelo hidráulico y las situaciones de proyecto consideradas resulta esencial para garantizar la seguridad de la estructura.

Finalmente, el proyecto debe contemplar las situaciones de proyecto persistentes, transitorias y accidentales, de acuerdo con los principios generales del Eurocódigo. Las situaciones persistentes corresponden a las condiciones normales de servicio durante la vida útil, mientras que las transitorias se asocian a las fases constructivas y a situaciones temporales de carga o drenaje. Las situaciones accidentales incluyen las acciones sísmicas, cuyo tratamiento debe realizarse conforme a lo establecido en el EC8 y su Anejo Nacional. La correcta identificación de las situaciones de proyecto y su combinación con acciones y valores representativos del terreno es el paso previo imprescindible para la verificación de estados límite últimos y de servicio.

3. ESTADOS LÍMITE

El proyecto de las estructuras de contención conforme al EC7-2G se basa en la verificación sistemática de los estados límite, en coherencia con los principios generales establecidos en EN 1990 (CEN 2023, Bond et al., 2019a) y desarrollados en EN 1997 (CEN, 2024a, 2024b, 2025). En el contexto del Capítulo 7 de la Parte 3, este enfoque se adapta a las particularidades del comportamiento de muros y pantallas, en los que la interacción terreno-estructura, la secuencia constructiva y las condiciones hidráulicas desempeñan un papel determinante.

Las verificaciones deben plantearse de forma que se garantice, por un lado, la seguridad frente al colapso o fallo estructural o geotécnico y, por otro, el cumplimiento de los requisitos de funcionalidad y deformabilidad durante la vida útil de la obra. En este sentido, los estados límite últimos y de servicio deben verificarse mediante modelos de cálculo coherentes con el Modelo del Terreno y con el Modelo para el Proyecto Geotécnico adoptado.

3.1.ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)

El proyecto de las estructuras de contención conforme al Eurocódigo 7 de Segunda Generación exige la verificación sistemática de los Estados Límite Último (ELU), para todas las situaciones de proyecto relevantes, de acuerdo con los principios generales establecidos en el EC7-2G y con los criterios específicos del Capítulo 7 de la Parte 3, complementados por lo indicado en el Anejo Nacional Español.

Las verificaciones en estado límite último tienen por objeto asegurar que la estructura de contención y el terreno asociado mantienen su estabilidad frente a los mecanismos de fallo más desfavorables previsibles. El Capítulo 7 contempla, entre otros, los modos de fallo relacionados con la inestabilidad global del conjunto terreno–estructura, el fallo por deslizamiento o vuelco en muros, la pérdida de capacidad resistente del terreno de cimentación, así como los mecanismos asociados a pantallas flexibles, tales como la insuficiente profundidad de empotramiento o la rotura de elementos de sujeción.

Según el Anejo D de la parte 3 del EC7-2G, estos mecanismos se analizan mediante diferentes modelos de cálculo. Los modelos de equilibrio límite permiten evaluar la estabilidad global y determinar condiciones de rotura asociadas a superficies potenciales de deslizamiento, herramienta fundamental para la verificación de la seguridad frente a mecanismos rotacionales o traslacionales. Asimismo, se incluyen formulaciones específicas para fenómenos particulares, como el levantamiento del fondo de excavación (*basal heave*) en suelos finos o el fallo vertical de pantallas empotradas. Los modelos viga–resorte y los modelos numéricos permiten, además, analizar la movilización progresiva de empujes y la redistribución de esfuerzos (Lees, 2019), facilitando la identificación de estados de agotamiento estructural o geotécnico. Esta aproximación resulta especialmente relevante en pantallas ancladas o arriostradas, donde la interacción entre elementos estructurales y terreno condiciona de forma directa la seguridad global.

En relación con el Anejo Nacional español, uno de los aspectos más relevantes es la definición del enfoque de verificación para ELU. Se ha establecido que las comprobaciones deben realizarse mediante el Enfoque de Factor de Resistencia, en línea con los procedimientos habituales en la práctica nacional. Este criterio se aplica a las verificaciones efectuadas mediante modelos analíticos o empíricos, mientras que en el caso de modelos numéricos deben seguirse los principios específicos establecidos en el Apartado 8.2 de EN 1997-1 para este tipo de análisis.

3.2.ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

Además de la verificación de los estados límite últimos, el proyecto de las estructuras de contención conforme al Eurocódigo 7 de Segunda Generación requiere la comprobación de los Estados Límite de Servicio (ELS), asociados a condiciones en las que la estructura o el terreno no alcanzan el colapso, pero pueden presentar deformaciones, desplazamientos o tensiones incompatibles con los requisitos funcionales, de durabilidad o de uso de la obra.

Las verificaciones en estado límite de servicio tienen por finalidad asegurar que los desplazamientos y deformaciones de la estructura de contención se mantienen dentro de límites compatibles con su funcionalidad, con la integridad de los elementos estructurales y con la seguridad de las estructuras o servicios próximos. El Capítulo 7 establece que deben evaluarse, entre otros aspectos, los movimientos horizontales de coronación, los asientos asociados, la deformación del terreno del trasdós y las variaciones en los empujes derivadas de la rigidez estructural y de la secuencia constructiva.

El Anejo D proporciona orientaciones específicas para la estimación de estos efectos mediante modelos que relacionan presiones y desplazamientos, incluyendo formulaciones para la determinación de empujes intermedios entre los estados activo y en reposo, en función del grado de deformación movilizado. Los modelos viga–resorte y los análisis numéricos adquieren en este contexto un papel especialmente relevante, al permitir reproducir de forma más realista la evolución de deformaciones durante la excavación y las fases sucesivas de construcción.

Desde la óptica del Anejo Nacional, aunque el énfasis principal se sitúa en las verificaciones de seguridad, se reconoce igualmente la importancia del control de deformaciones, especialmente en entornos urbanos o en presencia de infraestructuras sensibles. En este sentido, los criterios nacionales refuerzan la necesidad de coherencia entre el modelo de cálculo adoptado, la calidad de la investigación geotécnica y el sistema de auscultación previsto, de forma que las predicciones de comportamiento en servicio puedan contrastarse durante la ejecución mediante el Método Observacional cuando proceda.

4. MÉTODOS DE CÁLCULO

El tratamiento de los modelos de cálculo en el EC7-2G presenta un planteamiento común para el conjunto de las estructuras geotécnicas (Bond et al., 2019b), si bien el desarrollo específico incluido en los anejos evidencia diferencias significativas derivadas de la naturaleza estructural y del mecanismo resistente predominante en cada tipología. El anejo D es el correspondiente a las estructuras de contención que adopta un enfoque centrado en la interacción terreno–estructura y en la determinación de los empujes de tierras como acción principal de proyecto, mientras que en otros anejos el énfasis se sitúa en la capacidad portante, la deformabilidad del terreno o la transferencia de cargas.

En general los anejos son de carácter informativo y están destinados a complementar las reglas generales del cuerpo principal de la norma mediante métodos de cálculo reconocidos y orientaciones técnicas para el análisis y dimensionamiento de las estructuras geotécnicas. Se configuran como un compendio de los modelos de cálculo más habituales (Jenner et al., 2020), incluyendo formulaciones analíticas, aproximaciones semi-empíricas y modelos numéricos. La elección del modelo debe realizarse en función del estado límite analizado, la complejidad de la obra y el nivel de interacción terreno–estructura que se pretenda representar.

Cualquiera de estos métodos está orientado a evaluar la distribución de presiones sobre elementos estructurales relativamente esbeltos —muros, pantallas o tablestacas— cuya respuesta está gobernada por su rigidez y por los desplazamientos necesarios para movilizar los distintos estados tensionales del terreno. En este contexto, se desarrollan formulaciones para la determinación de empujes activos, pasivos y en reposo, así como valores intermedios dependientes del nivel de deformación, incorporando además efectos específicos como la compactación del relleno, las acciones térmicas cíclicas o la presencia de agua subterránea.

En el proyecto de estructuras de contención, la determinación de los empujes de tierras constituye uno de los aspectos fundamentales del modelo de cálculo, al condicionar tanto el dimensionamiento estructural como la verificación geotécnica de la estabilidad de la estructura. El Anejo D de la Parte 3 del EC-7 proporciona formulaciones y criterios para la evaluación de los valores límite de empuje activo y pasivo en muros verticales, considerando la influencia de las tensiones efectivas, las sobrecargas, las propiedades resistentes del terreno y las presiones de agua.

Asimismo, se contemplan procedimientos para la estimación del empuje en reposo y de los valores intermedios entre estados activo y pasivo, que dependen esencialmente del grado de desplazamiento de la estructura y de su rigidez relativa respecto al terreno. La evaluación de los empujes debe abordarse teniendo en cuenta factores como la secuencia constructiva, las condiciones hidráulicas, la deformabilidad del terreno, la presencia de sobrecargas o los efectos derivados de la compactación del relleno. En determinadas tipologías estructurales, como estribos integrales, el Anejo D considera además la posible aparición de acciones adicionales asociadas a movimientos térmicos cíclicos, que pueden modificar de forma significativa la distribución de presiones sobre la estructura.

Desde el punto de vista metodológico, los modelos de equilibrio límite continúan constituyendo una herramienta de uso generalizado para la verificación de la estabilidad de estructuras de contención, especialmente en fases de predimensionamiento o en configuraciones de complejidad moderada. Estos modelos se basan en la hipótesis de movilización simultánea de los empujes límite en ambos lados de la estructura, permitiendo estimar la longitud necesaria de empotramiento, las reacciones en apoyos y las condiciones de equilibrio frente a mecanismos de rotación o traslación.

No obstante, su carácter simplificado implica que no proporcionan información directa sobre desplazamientos ni reproducen de forma explícita la evolución tensional asociada a las distintas fases constructivas o a los efectos de rigidez estructural.

Para abordar de forma más realista la interacción terreno–estructura, el EC7-2G contempla la utilización de modelos viga-resorte, en los que el terreno se idealiza como un conjunto de muelles independientes caracterizados por coeficientes de reacción. Este tipo de modelos permite estimar desplazamientos horizontales, esfuerzos internos y condiciones de servicio de la estructura, resultando especialmente útiles en el análisis de pantallas flexibles o sistemas arriostrados. Los valores intermedios de empuje pueden obtenerse a partir de la relación entre presión y desplazamiento horizontal, empleando coeficientes de reacción derivados de la experiencia o de correlaciones empíricas.

Sin embargo, su aplicabilidad presenta limitaciones cuando deben analizarse fenómenos globales complejos, como la inestabilidad general del conjunto o la interacción entre elementos estructurales múltiples. En obras de mayor complejidad geotécnica o estructural, resulta aconsejable la aplicación de modelos numéricos (Lees, 2019), que permiten simular de forma integrada el comportamiento del terreno y de la estructura a lo largo de las distintas fases de ejecución. Estos modelos incorporan la no linealidad del suelo, la redistribución de tensiones, la influencia del nivel freático y la evolución de los desplazamientos, proporcionando una representación más completa del comportamiento real del sistema. Mediante técnicas como la reducción progresiva de la resistencia al corte es posible identificar los mecanismos de fallo más desfavorables, incluyendo inestabilidades rotacionales, basales o combinadas.

Junto a los modelos generales de análisis, el Anejo D incluye orientaciones específicas para la verificación de mecanismos de fallo particulares que pueden resultar determinantes en determinadas situaciones de proyecto. Entre ellos destaca el levantamiento del fondo de excavación en suelos finos, asociado a la insuficiente resistencia al corte en condiciones no drenadas y a la acción de gradientes hidráulicos.

Asimismo, se abordan las condiciones de equilibrio vertical de pantallas empotradas, considerando la coherencia entre la fricción lateral movilizada y las componentes verticales de los empujes de tierras, así como la interacción entre anclajes y estructura, con objeto de evitar interferencias entre bulbos resistentes y pérdidas de eficacia en el sistema de sujeción.

En conjunto, el marco metodológico definido por el Eurocódigo 7 y desarrollado en el Anejo D permite abordar el proyecto de estructuras de contención mediante un espectro amplio de herramientas de cálculo, cuya selección debe realizarse atendiendo al nivel de complejidad de la obra, a la calidad de la información geotécnica disponible y al estado límite objeto de verificación.

5. ANÁLISIS DE LAS REFERENCIAS AL ANEJO NACIONAL EN CAPÍTULO 7

El análisis del contenido del Anejo Nacional Español de la Parte 3 del EC7-2G correspondiente al Capítulo 7 se ha centrado en la identificación y evaluación de los Parámetros de Determinación Nacional (Nationally Determined Parameters, en adelante NDPs) que deben ser informados, así como en la valoración de la necesidad de introducir notas aclaratorias del texto base.

Este proceso ha permitido determinar el grado de alineación entre la práctica geotécnica española y los criterios propuestos en el EC7-2G, así como identificar aquellos aspectos en los que resultaba conveniente una precisión adicional.

El Capítulo 7 incluye nueve párrafos con sus correspondientes NDPs, que abarcan cuestiones relacionadas con la investigación geotécnica, los materiales, las acciones hidráulicas, los empujes de tierras, los factores de modelo y los factores parciales para las verificaciones en estado límite último, además de referencias al Anexo D relativo a modelos de cálculo.

El análisis de estos NDPs pone de manifiesto que la mayor parte corresponden a parámetros o criterios ya consolidados en la normativa y práctica técnica, lo que ha condicionado de forma significativa el enfoque adoptado en su desarrollo dentro del Anejo Nacional.

Uno de los resultados más relevantes del proceso de elaboración del Anejo Nacional es que la mayoría de los NDPs analizados en el capítulo de las estructuras de contención no han requerido modificación respecto al texto del Eurocódigo, considerándose que los valores y orientaciones propuestos resultan adecuados para su aplicación en el contexto español.

El primer parámetro a estudiar ha sido el referido a la investigación geotécnica mínima, cuyos valores se presentan en la tabla 7.1 a la que hace referencia el párrafo 7.2.7.2-1. En relación con la profundidad y alcance de la investigación geotécnica, el Anejo Nacional mantiene el planteamiento del EC7-2G, considerando orientativos los valores recogidos en la tabla correspondiente para la profundidad mínima de reconocimiento en estructuras de contención. Este enfoque refuerza el carácter técnico-interpretativo del estudio geotécnico, que debe adaptarse a la categoría geotécnica, a la tipología estructural y a los mecanismos de fallo potenciales identificados en cada caso particular, evitando la aplicación rígida de valores tabulados.

Otro punto a informar ha sido el relativo a los materiales empleados en estructuras de contención (párrafo 7.3.7-1). En este sentido, el Anejo Nacional no introduce requisitos adicionales a los establecidos en los epígrafes específicos del Eurocódigo, se considera que el marco normativo existente —contrastado con otras reglamentaciones y recomendaciones nacionales de aplicación actualmente— proporciona un nivel de definición suficiente para el proyecto y ejecución de estas estructuras.

En lo que se refiere a las consideraciones relativas al empuje del agua en el trasdós de muros y pantallas que retienen suelos finos (párrafo 7.4.1-1), no se incorporan precisiones adicionales, manteniéndose la orientación de tenerlos en consideración en ausencia de drenaje de trasdós incluida en el texto del EC-7. Esta decisión refleja la adecuación de los criterios europeos a las condiciones hidrogeológicas habituales, así como la conveniencia de mantener un marco metodológico homogéneo a nivel comunitario.

La determinación de los valores mínimos de empuje activo —tanto efectivo como total a los que se hace referencia en el párrafo 7.5.3.2-2 del EC7-2G — ha constituido uno de los aspectos que ha suscitado mayor debate técnico durante la elaboración del Anejo Nacional. En este punto, se indica que el valor de presión mínima, tanto efectiva como total, debe ser mayor que 0. Esta situación de empujes unitarios nulos o negativos de cálculo, generalmente se produce en coronación de muros de sostenimiento en el caso de que el terreno en el trasdós presenta cohesión, y siempre que no existan sobrecargas en superficie o éstas no sean lo suficientemente elevadas como para contrarrestar el efecto de la cohesión del terreno.

Algunas normativas españolas han establecido prescripciones específicas relativas a la determinación de los empujes de tierras mínimos sobre estructuras de contención. Así, la IAPF y la IAP (apartado 3.2.3) indican que, cuando la actuación del empuje resulte desfavorable para el elemento objeto de estudio, su valor no debe ser inferior al correspondiente al empuje hidrostático producido por un fluido de peso específico igual a 5 kN/m³. De forma análoga, la parte de Cimentaciones del Código Técnico de la Edificación (epígrafe 3.2.3) establece que la presión de tierras considerada sobre el elemento de contención no será en ningún caso inferior a 0,25 veces la presión vertical efectiva. Ambas especificaciones pueden considerarse equivalentes, ya que adoptando un valor medio del peso específico del terreno de 20 kN/m³ para el cálculo de las tensiones efectivas verticales, el valor mínimo de presión horizontal resultante coincide con el empuje hidrostático correspondiente a un fluido de peso específico de 5 kN/m³ ($20 \times 0{,}25 = 5$ kN/m³).

Por otra parte, la ROM 0.5:05 (punto 3.7.5.5) señala que, cuando se considera el efecto de la cohesión en el cálculo de los empujes unitarios, pueden obtenerse valores negativos en la zona próxima a la coronación del muro tras combinarlos con otros efectos. Aunque estos valores puedan ser teóricamente correctos, la recomendación establece que deben sustituirse por valores nulos. Sin embargo, dichas recomendaciones no especifican en qué condiciones podrían admitirse empujes nulos o negativos a mayor profundidad. En la práctica es también frecuente no considerar la cohesión en el cálculo de los empujes activos en suelos superficiales con lo que nunca se obtendrían empujes nulos o negativos. En este sentido, la propia ROM 0.5 indica que el efecto de la cohesión es siempre favorable al reducir el empuje activo, pero advierte que esta componente de la resistencia del terreno puede perderse a largo plazo debido al aflojamiento de la estructura del suelo, por ejemplo, como consecuencia de la humectación o saturación, o por la aparición de fisuras debidas a movimientos del muro o a variaciones climáticas, como la fisuración por desecación.

Tras un exhaustivo análisis de esta información, se decidió adoptar los valores propuestos por el EC7-2G, de modo que se tomarán como valores mínimos de empuje activo, tanto efectivo como total, el 10 % de la presión vertical efectiva o total, respectivamente. Esta decisión responde a la voluntad de preservar la coherencia con el marco europeo y evitar divergencias que pudieran generar inconsistencias en el dimensionamiento de estructuras de contención.

En cuanto a los factores de modelo a los que hace referencia el párrafo 7.6.2-6 del EC7-2G, se ha decidido adoptar un valor 1.0 para el parámetro $\gamma_{Rd,retain}$, en la verificación de la estabilidad global, aceptando los valores propuestos para elementos auxiliares de sujeción (como anclajes) indicados en la Nota 2 del párrafo 7.6.7-2.

Adicionalmente, considerando que el análisis de estabilidad global se realizará según los criterios establecidos en la Parte 3 del EC-7, donde ya se contempla el efecto de la estructura sobre el talud de forma que no es necesario un factor de modelo diferente en esta situación.

Frente al elevado grado de continuidad observado en los apartados anteriores, el Anejo Nacional introduce una modificación significativa en relación con los factores parciales para la verificación de los Estados Límite Último (ELU) de estructuras de contención recogidos en la Tabla 7.2 propuesta por el EC7-2G (Figura 3a) a la que se hace referencia en el párrafo 7.6.9-1.

El Anejo Nacional establece explícitamente la utilización del Enfoque de Factor de Resistencia (Resistance Factor Approach, RFA) para la verificación en ELU de estructuras de contención. Este enfoque resulta de aplicación a verificaciones realizadas mediante modelos empíricos o analíticos, quedando excluidas las verificaciones efectuadas mediante modelos numéricos avanzados, que deberán regirse por los criterios generales del Eurocódigo para este tipo de análisis. La adopción del RFA responde a su compatibilidad con los métodos de cálculo habitualmente empleados en la práctica profesional española, facilitando la transición al nuevo marco normativo.

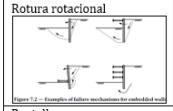
El Anejo Nacional define los valores de factores parciales aplicables a situaciones persistentes y transitorias mediante una tabla específica (Tabla AN 7.2) ampliada respecto a la propuesta inicial del Eurocódigo con el objetivo de incluir la totalidad de verificaciones técnicas habituales, mejorar la trazabilidad de los cálculos y facilitar su aplicación práctica en proyecto (Figura 3b).

Verification of	Partial factor on	Symbol	Material Factor Approach – both combinations (a) and (b) or the single combination (c)			Resistance Factor Approach	
			(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
Overall stability	See Clause 4						
Bearing/sliding resistance of gravity walls	Actions, Effects of actions	γ_F,γ_E	VC4[a]	VC3[a]	VC1[a]	VC1[a,c]	VC4[a,c]
	Ground properties	γ_M	M1[b]	M2[b]	M2[b]	Not factored	
	Bearing resistance	γ_{RN}	Not factored			1,4	
	Sliding resistance	γ_{RT}				1,1	
Bearing/rotational resistance of embedded walls	Actions, Effects of actions	γ_F, γ_E	VC4[a]	VC3[a]	Not used	VC1[a]	VC4[a]
Basal heave[d]	Ground properties	γ_M	M1[b]	M2[b]	Not used	Not factored	
	Vertical resistance, basal heave	γ_R	Not factored			1,4	
	Passive earth resistance	γ_{Re}				1,4	

[a] Values of the partial factors for Verification Cases (VCs) 3 and 4 are given in EN 1990:2023, Annex A.
[b] Values of the partial factors for Sets M1 and M2 are given in FprEN 1997-1:2024, 4.4.1.3.
[c] For basal heave, see Annex D.

a) Tabla 7.2 original propuesta por el EC-7 2G

Verificación	Método de verificación
Muros y pantallas: Estabilidad global 	De acuerdo con lo indicado en la Tabla AN 4.2 de este Anejo Nacional
Muros: Hundimiento Deslizamiento por la base Vuelco rígido Vuelco plástico	De acuerdo con lo indicado en la Tabla AN 5.2 de este Anejo Nacional
Pantallas y tablestacas [d]: Hundimiento 	De acuerdo con lo indicado en las Tablas AN 6.4 y AN 6.9 de este Anejo Nacional

Verificación	Factor parcial aplicado sobre	Símbolo	Enfoque de Factor de Resistencia
Pantallas: Rotura rotacional 	Acciones Efectos de las acciones	γ_E	VC4 [a]
	Propiedades del terreno	γ_M	No se aplican factores parciales
	Empuje pasivo	γ_{Re}	1,1 [b]
Pantallas: Rotura de fondo por descarga del terreno [ver EN1997-3/7.6.6 (1)]  6.3.2.2.2 Estabilidad del fondo de la excavación CTE 	Acciones Efectos de las acciones	γ_E	VC1 [a]
	Propiedades del terreno	γ_M	No se aplican factores parciales
	Resistencia del terreno	γ_R	1.4

Verificación	Método de verificación
Pantallas: Rotura de fondo por gradiente hidráulico	De acuerdo con lo indicado en EN 1997-1:2024, 8.1.4.2 y texto correspondiente del Anejo Nacional de EN 1997-1
Pantallas: Pérdida de equilibrio vertical por flotación 	De acuerdo con lo indicado en EN 1997-1:2024, 8.1.3.2 y texto correspondiente del Anejo Nacional de EN 1997-1
Pantallas: Erosión interna y tubificación	De acuerdo con lo indicado en EN 1997-1:2024, 8.1.4.3 y texto correspondiente del Anejo Nacional de EN 1997-1

[a] Los valores de los factores parciales para los casos de verificación VC1 y VC4 se dan en EN 1990:2023, Anejo A.
[b] Veáse EN 1997-3/7.6.9 (2) y (3).
[c] De acuerdo con EN 1997-1/4.4.1.5 (1) Nota 1, el valor del factor parcial de resistencias que se debe utilizar en las verificaciones de las situaciones accidentales es la raíz cuadrada del valor γ_R correspondiente a la situación de proyecto persistente.
[d] Únicamente, a los efectos de la verificación del estado límite último de hundimiento, las pantallas se asimilan a pilotes perforados y las tablestacas a pilotes hincados. La sección transversal de la punta de las tablestacas, a efectos de estos cálculos, se puede considerar rectangular y con un ancho igual a la distancia horizontal que existe entre los planos verticales que inscriben el tablestacado.

b) Tabla 7.2 modificada en el Anejo Nacional

Figura 3. Factores parciales para la verificación de los ELU del EC-7 2G.

Así pues, el análisis global del contenido del Anejo Nacional pone de manifiesto un elevado grado de alineación con el texto del Eurocódigo 7 de Segunda Generación. De los nueve NDPs considerados, únicamente uno ha sido objeto de modificación sustancial, centrado en los factores parciales para verificaciones en ELU. Este resultado refleja, por un lado, la madurez de la práctica geotécnica española y su convergencia con los planteamientos europeos y, por otro, la voluntad de introducir únicamente aquellas adaptaciones necesarias para garantizar la coherencia con los procedimientos de cálculo y niveles de seguridad tradicionalmente adoptados en España.

6. CONCLUSIONES

El desarrollo del Anejo Nacional Español del Capítulo 7 del EC-7 2G pone de manifiesto el elevado grado de convergencia existente entre la práctica geotécnica nacional y los planteamientos normativos europeos en materia de estructuras de contención.

El análisis efectuado evidencia que los criterios generales de proyecto, la definición de los estados límite y los métodos de cálculo recogidos en la Parte 3 resultan plenamente compatibles con los procedimientos habitualmente empleados en España. En consecuencia, la mayor parte de los Parámetros de Determinación Nacional han podido adoptarse sin modificaciones sustanciales, manteniendo los valores y orientaciones propuestos en el documento base.

Las adaptaciones introducidas se concentran fundamentalmente en el ámbito de los factores parciales para verificaciones en estado límite último, donde se ha optado por la adopción del Enfoque de Factor de Resistencia y por la ampliación de las tablas de coeficientes con objeto de recoger de forma más completa las verificaciones técnicas habituales en el contexto nacional.

Asimismo, el proceso de elaboración ha permitido identificar aspectos de especial sensibilidad técnica —como la determinación de empujes mínimos o la caracterización de acciones hidráulicas— que, aun manteniéndose alineados con el EC-7, han sido objeto de análisis detallado hasta alcanzar el consenso necesario.

En conjunto, el Anejo Nacional resultante proporciona un marco normativo coherente, técnicamente sólido y adaptado a la práctica profesional española, facilitando la implantación efectiva del Eurocódigo 7 de segunda generación en el ámbito de las estructuras de contención.

REFERENCIAS

Bond, A.; Formichi, P.; Spehl, P.; Van Seyeres, A.J. (2019a). *Tomorrow´s geotechnical toolbox: EN 1990:202x. Basis of structural and geotechnical design.* XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.

Bond, A.; Jenner, C.; Moormann, C. (2019b). *Tomorrow´s geotechnical toolbox: EN 1997-3:202x. Geotechnical structures.* XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.

CEN (2023) EN 1990:2023 (2023) *Eurocode – Basis of structural and Geotechnical design*.

CEN (2024a). EN 1997-1:2024 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules*.

CEN (2024b). EN 1997-2:2024 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground properties*.

CEN (2025). EN 1997-3:2025 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures*.

Estaire, J., & Bond, A. J. (2020). *Proyecto de estructuras geotécnicas de acuerdo con el futuro Eurocódigo 7*. *Geotecnia*, (149), 45-65.

Franzén, G.; Arroyo, M.; Lees, A.; Kavvadas, M.; Van Seters, A.; Walter, H.; Bond, A. (2019). *Tomorrow´s geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x. General rules.* XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.

Jenner, C., Bond, A. J., & Moormann, C. (2020). *Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-3 design of geotechnical structures*. In Proceedings of the 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Lees, A. (2019). *Tomorrow´s geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x. Numerical models.* XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland

Ministerio de Fomento. Dirección General de Ferrocarriles (2010). *IAPF-10. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril*.

Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras (2011). *IAP-11. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*.

Ministerio de Fomento. Secretaría de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda (2019). *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico SE-C: Cimientos*.

Puertos del Estado (2005). ROM 0.5-05. *Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias*.

BASES DEL ANEJO NACIONAL DEL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN: CAPÍTULO 12 TÉCNICAS DE MEJORA DEL TERRENO DE LA PARTE 3

Svetlana MELENTIJEVIC[(1)*] y Enmanuel CARVAJAL[(2)]

[(1)] Departamento de Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología
Facultad CC. Geológicas, Universidad Complutense de Madrid (UCM)
*svmelent@ucm.es

[(2)] Keller Cimentaciones S.L.U.

RESUMEN

El Eurocódigo 7 (EC-7) constituye el documento normativo de referencia en el ámbito europeo para el dimensionamiento geotécnico de las obras de ingeniería civil y de edificación. Como requisito previo a su aplicación en cada Estado miembro, resulta necesaria la publicación de los correspondientes Anejos Nacionales, en los cuales se establecen los criterios de proyecto adaptados al marco nacional, así como los valores de los factores parciales que determinan el nivel de seguridad de las estructuras geotécnicas. En España, esta labor se desarrolla, desde septiembre de 2023, a través del Subcomité UNE/CTN 140/SC7, perteneciente a UNE como organismo nacional de normalización. La 2da generación del EC-7 incorpora un nuevo Capítulo 12 dedicado al diseño de las técnicas de mejora del terreno aplicadas a distintos tipos de obras geotécnicas. El presente trabajo tiene por objeto analizar los aspectos más relevantes del Anejo 12 de la Parte 3 del Anejo Nacional del EC-7, titulado "Mejora del Terreno", el cual no está contemplado en la 1ra generación del EC-7. En este artículo se presentan, entre otros contenidos, la clasificación de las distintas técnicas de mejora del terreno y los métodos de cálculo asociados, en función del tipo de técnica de mejora empleada.

ABSTRACT

Eurocode 7 (EC-7) constitutes the reference regulatory document at the European level for the geotechnical design of civil engineering and building works. As a prerequisite for its application in each member State, it is necessary to publish the corresponding National Annexes, in which the design criteria adapted to national framework are established, together with the values of the partial factors that determine the safety level of geotechnical structures. In Spain, this work has been carried out since September 2023 by Subcommittee UNE/CTN 140/SC7, within UNE, the national standardization body. The 2nd generation of EC-7 incorporates a new Clause 12 for the design of ground improvement techniques applied to different types of geotechnical structures. This paper analyses aims to analyze the most relevant aspects of Annex 12 of Part 3 of the National Annex to EC-7, entitled "Ground Improvement", which is not included in the 1st generation of EC-7. This article presents, among other contents, the classification of different ground improvement techniques and the associated calculation methods depending on the type of improvement technique employed.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *2da generación Eurocódigo 7 (2nd generation Eurocode 7), Anejo Nacional (National Annex), Mejora del Terreno (Ground Improvement).*

1. INTRODUCCIÓN

EN1997-3:2024 constituye una nueva parte de la 2da generación del Eurocódigo 7, dedicada al ámbito geotécnico, que proporcionan detalles y normas específicas necesarias para el proyecto y la verificación de distintos tipos de estructuras geotécnicas. No obstante, incluye exclusivamente requisitos particulares para cada tipo de estructura geotécnica, por lo que debe aplicarse conjuntamente con las normas EN1990:2024, EN1997-1:2024 y EN1997-2:2024.

La 1ra generación del Eurocódigo 7 no contempla explícitamente las técnicas de mejora del terreno, las cuales constituyen en la actualidad una alternativa técnicamente viable y, en muchos casos, eficiente frente a las soluciones tradicionales de cimentaciones convencionales en ingeniería geotécnica. Dichas técnicas tienen por objeto adecuar las propiedades del terreno para hacerlo apto para la construcción cuando sus condiciones naturales no satisfacen los requisitos de diseño establecidos para un proyecto determinado. Entre las principales novedades introducidas en la 2da generación del Eurocódigo 7, y en particular en la EN1997-3:2024, destaca la incorporación del Capítulo 12, dedicado a la mejora del terreno. Este Capítulo aborda un amplio abanico de técnicas, considerando tanto la modificación de las propiedades del terreno mediante tratamientos directos (como la mezcla o la compactación), como la introducción de inclusiones que interactúan con el terreno (tales como columnas de grava, inclusiones rígidas o inclusiones de madera, entre otros).

El Capítulo 12 establece criterios y disposiciones comúnmente aplicables de las distintas técnicas de mejora del terreno en el contexto del proyecto de estructuras geotécnicas. En particular, contempla su aplicación a diversas tipologías, de estructuras geotécnicas: Taludes, desmontes y terraplenes (Capítulo 4); Cimentaciones superficiales (Capítulo 5); Estructuras de contención (Capítulo 7); Estructuras de suelo reforzado (Capítulo 9). Asimismo, se indica la aplicación de la metodología de cálculo propia de las cimentaciones profundas (Capítulo 6) para la evaluación de la capacidad portante y la rigidez de las inclusiones rígidas, clasificadas como técnicas de mejora del terreno de clase BII (ver Tabla 1).

2. MEJORA DEL TERRENO

2.1. CLASIFICACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE MEJORA DEL TERRENO

En la práctica se emplea una amplia variedad de los métodos de mejora del terreno. En el marco de la elaboración de la 2da generación del Eurocódigo 7, se ha desarrollado un nuevo esquema de clasificación que tiene en cuenta las distintas aplicaciones y enfoques de diseño de dichas técnicas de mejora del terreno. La clasificación de las técnicas de mejora del terreno se establece en función del resultado de la mejora obtenida en el terreno, distinguiendo entre el carácter extenso (p.ej. a escala global de una zona) y de carácter discreto (p.ej. mediante la incorporación de inclusiones). Asimismo, se considera como criterio adicional la posibilidad de medir la resistencia a compresión simple (RCS) del terreno mejorado, frente a aquellos casos en los que dicha magnitud no resulta directamente medible (véase Tabla 1). Los ejemplos representativos de las distintas técnicas de mejora del terreno, organizados conforme a este esquema de clasificación (Tabla 1), se recogen con mayor detalle en el Anejo I de EN1997-3:2024.

Tabla 1. Clasificación de las técnicas de mejora del terreno (Tabla 12.1 EN1997-3:2024).

Clase	A - extensa	B - discreta
I	AI – carácter extenso con RCS no medible: el terreno mejorado tiene mayor resistencia al corte o rigidez que el terreno natural; el terreno mejorado se puede modelar con las propiedades del terreno mejoradas.	BI – carácter discreto con inclusiones no rígidas: Las inclusiones, instaladas en el terreno, poseen mayor resistencia al corte y rigidez que el terreno circundante. RCS de inclusiones no-rígidas no es medible.
II	AII – carácter extenso con RCS medible: el terreno mejorado se ha modificado de su estado natural, tiene RCS medible y es significativamente más rígido que el terreno circundante. Normalmente está compuesto de aglomerante y suelo.	BII – carácter discreto con inclusiones rígidas: Las inclusiones rígidas, instaladas en el terreno con RCS y rigidez significativamente mayor que el terreno circundante. Las inclusiones pueden ser de madera, hormigón o acero, o compuesto suelo-ligante.

Para la selección de la técnica de mejora del terreno más adecuada a emplear para diferente tipo de estructura geotécnica, es preciso considerar un conjunto de factores relevantes. Entre ellos, cabe destacar la situación de diseño y la variabilidad de las cargas actuantes; el espesor y las propiedades del terreno o del material de relleno; así como las condiciones de presión de agua en los distintos estratos. Igualmente, deben tenerse en cuenta la naturaleza, dimensiones y localización de la estructura que se proyecta en el terreno, así como la

necesidad de prevenir posibles daños a estructuras o servicios adyacentes durante la ejecución de los trabajos. Asimismo, es necesario valorar el carácter temporal o permanente de la mejora del terreno, así como su interacción con la secuencia constructiva prevista, especialmente en lo relativo a las deformaciones esperadas. Desde el punto de vista medioambiental, resulta imprescindible considerar los efectos potenciales sobre el entorno, incluyendo riesgos de contaminación por sustancias nocivas o alteraciones en el nivel y en las propiedades del agua subterránea. Finalmente, deben evaluarse aspectos relacionados con la durabilidad del terreno mejorado y su posible deterioro a largo plazo.

En el caso de las técnicas de mejora del terreno de clase BII, deberá cumplirse al menos una de las siguientes condiciones:

- Las cargas estructurales se transmiten desde la cimentación superficial (zapata o losa) o desde el terraplén hacia el terreno mejorado a través de una capa de transferencia de carga (Load Transfer Platform, LTP) (Figura 1A y Figura 1B).
- En ausencia de una LTP, no existe una conexión estructural directa entre las inclusiones rígidas y la cimentación superficial (losa o zapata) (Figura 1C).

Para el caso representado en la Figura 1C, deberán realizarse verificaciones adicionales acordes con la situación de proyecto, tales como la evaluación de concentraciones de tensiones en la cabeza de la inclusión y el análisis de los esfuerzos internos en la cimentación superficial. Asimismo, en ausencia de una LTP, una inclusión rígida individual puede emplearse como elemento de apoyo de la cimentación, debiendo diseñarse conforme a lo establecido en el Capítulo 6 de EN1997-3:2024, salvo en aquellos casos en los que la verificación tenga como único objetivo la reducción de asientos.

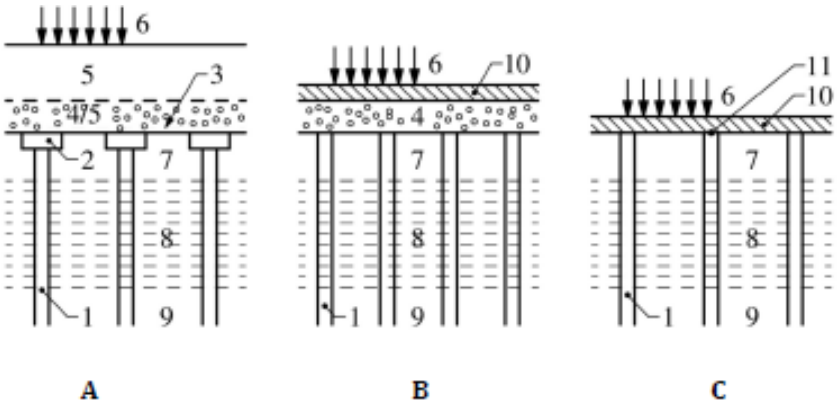


Figura 1. Conceptos de clase BII (Figura 12.1 EN1997-3:2024): 1-inclusión rígida, 2-encepado opcional, 3-refuerzo opcional en la base de LTP, 4-LTP, 5-terraplén, 6-carga, 7-plataforma de trabajo, 8-suelo blando, 9-terreno competente, 10-losa o zapata, 11-sin conexión estructural entre 1 y 10 (Figura 11c), A-terraplén, B-losa o zapata con LTP, C-losa o zapata sin LTP.

Cuando se dispone de una LTP, así como de posibles elementos de refuerzo integrados en la misma (véase Figura 2), dicha capa deberá dimensionarse de modo que asegure la adecuada transferencia de las cargas desde la estructura o el terraplén hacia el terreno mejorado. Para ello, podrán emplearse diferentes métodos de cálculo reconocidos, entre los que se incluyen el método de Hewlett y Randolph (BS 8006-1:2010), el método de EBGEO (EBGEO, 2011), el método de arco (CUR 226, 2016) y el método de ASIRI (ASIRI, 2012).

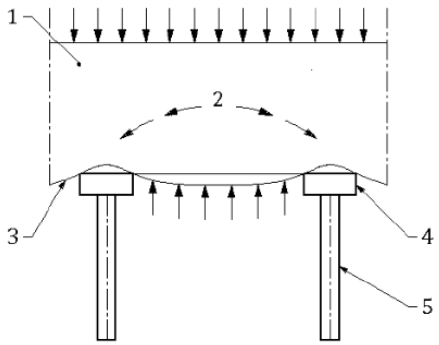


Figura 2. Concepto de LTP reforzada sobre inclusiones discretas (Anejo I.5 EN1997-3:2024): 1-LTP, 2-efecto arco, 3-refuerzo (si procede), 4-encepado (si procede), 5-inclusión discreta (si procede).

2.2. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

Para las distintas clases de mejora del terreno se establecen profundidades mínimas requeridas para la realización de las investigaciones geotécnicas, conforme a lo indicado en la Tabla 2. A estos efectos, se ha considerado una adaptación de la Tabla 12.2 de EN1997-3:2024, con el fin de incorporar en el Anejo Nacional la práctica habitual en España. No obstante, la profundidad mínima establecida en Tabla AN-12.2 deberá complementarse, en función del alcance y características específicas de cada proyecto, con las profundidades mínimas definidas para las distintas tipologías de estructuras geotécnicas, en particular deberá atenderse a lo dispuesto en el Capítulo 4: Taludes, desmontes y terraplenes (Tabla 4.1), Capítulo 5: Cimentaciones Superficiales (Tabla 5.1), Capítulo 7: Estructuras de Contención (Tabla 7.1), y Capítulo 9: Estructuras de suelo reforzado (Tabla 9.1).

Tabla 2. Profundidad mínima de investigación de mejora de terreno (Tabla AN-12.2 EN1997-3:2024).

Clase	**Profundidad mínima (d_{min})**
AI	Profundidad del tratamiento + 5 m
AII	Profundidad del tratamiento + 5 m
BI	Profundidad del tratamiento + máx.(5 m; 3 B_i; p_{grupo})
BII	Profundidad del tratamiento + máx.(5 m; 3 B_{ri}; p_{grupo})

d_{min} es la profundidad mínima de investigación de campo, medida desde la superficie del terreno.
B_i es el diámetro equivalente de una inclusión no-rígida (Clase BI).
B_{ri} es el diámetro equivalente de una inclusión rígida (Clase BII).
El diámetro equivalente de una inclusión se determina mediante la expresión $B=2(A/\pi)^{(1/2)}$, siendo A el área de su sección transversal.
p_{grupo} es la menor dimensión de un rectángulo que circunscribe el grupo de inclusiones que forman la mejora del terreno, limitada a la profundidad de la zona de influencia.

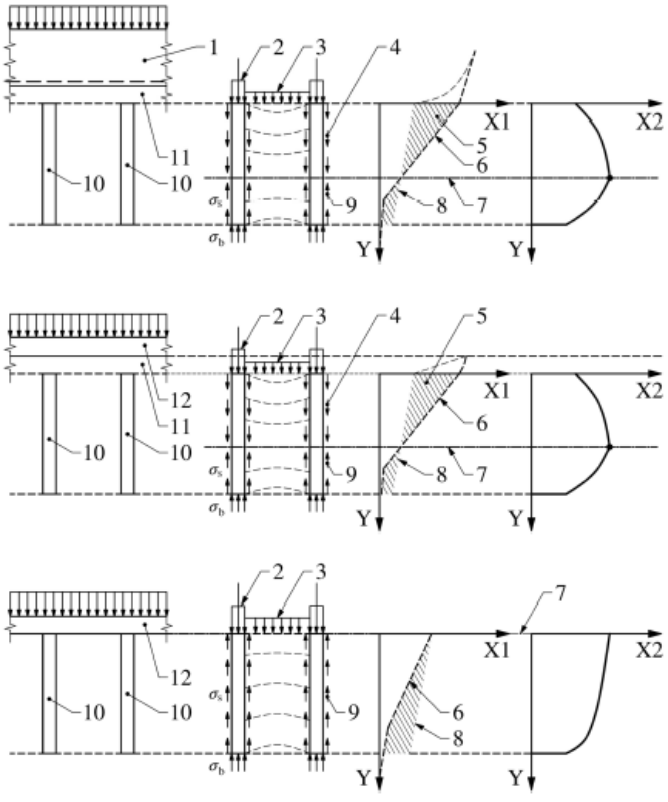


Figura 3. Efectos de interacción en el terreno mejorado mediante inclusiones rígidas (EN1997-3:2024): X1-asiento, X2-fuerza axial inclusiones, Y-profundidad, 1-terraplén, 2-carga transferida a la inclusión, 3-carga transmitida al terreno, 4-rozmaiento negativo, 5-asiento diferencial, 6-asiento del terreno, 7-línea del punto neutro, 8-asiento de la inclusión, 9-rozamiento positivo, 10-inclusión, 11-LTP, 12-estructura (losa o zapata), σ_s- resistencia por fuste movilizada, σ_b-resistencia por punta movilizada.

Para la determinación de la resistencia de la mejora del terreno de carácter extenso (Clase A), deberán emplearse las propiedades del terreno mejorado en la verificación de los correspondientes estados límite aplicables a las estructuras geotécnicas contempladas en los Capítulos 4, 5, 7 y 9 EN1997-3:2024).

En el caso de las mejoras del terreno de carácter discreto (Clase B), el modelo de cálculo deberá incorporar un análisis explícito de la interacción entre el terreno natural, las inclusiones discretas y la estructura suprayacente (losa, zapata o terraplén). Para las inclusiones de clase BII, será asimismo necesario verificar la resistencia estructural de cada inclusión individual. Adicionalmente, el modelo de cálculo deberá considerar la relación de rigidez entre las inclusiones de clase BII y el terreno circundante, así como la determinación del plano neutro, correspondiente al nivel en el que se igualan los asientos de las inclusiones rígidas y el terreno natural (véase Figura 3). Igualmente, deberá analizarse la distribución de cargas entre las inclusiones discretas y el terreno circundante, en función de sus propiedades relativas de rigidez y resistencia.

La resistencia al pandeo de las inclusiones BII sometidas a compresión deberá verificarse mediante el método establecido en el Anejo C.13, correspondiente al cálculo de cimentaciones profundas (Capítulo 6 de EN1997-3:2024). Asimismo, se especifican las condiciones bajo las cuales puede omitirse dicha verificación, en función del diámetro de la inclusión (B_{ref}), la resistencia al corte no drenada ($c_{u,ref}$) y el espesor del estrato (h_{ref}) en el que se construye la inclusión. Los valores de referencia recogidos en EN1997-3:2024 correspondientes a B_{ref}=0.3m, $c_{u,ref}$=15kPa y h_{ref}=1.0m, no han sido objeto de modificación en el Anejo Nacional.

La resistencia estructural de Clase II deberá verificarse conforme a la normativa específica aplicable al material constitutivo de la inclusión. En ausencia de normativa específica, y para materiales caracterizados mediante una RCS, el estado límite último (ELU) podrá comprobarse verificando que los efectos de las acciones de cálculo, expresados en términos de tensiones principales, no superan la envolvente de resistencia del material considerado (Figura 4).

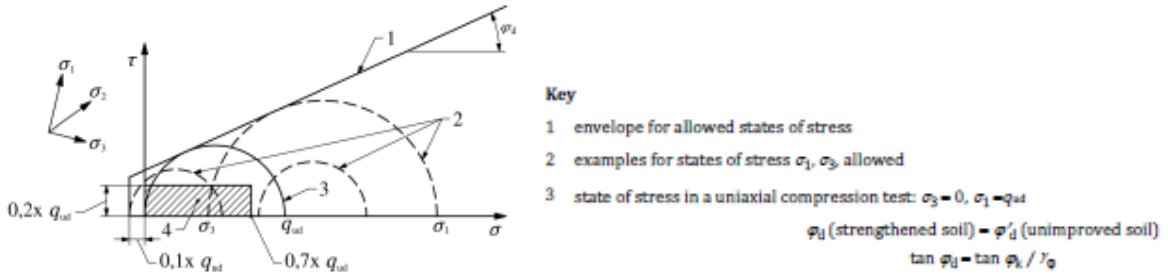


Figura 4. Envolvente de tensiones admisibles de Clase II con RCS medible (Anejo I.4 EN1997-3:2024).

Se establece que, en el caso de inclusiones discretas de Clase II y cuando el material sea distinto de hormigón, acero o madera, y siempre que se disponga de un número mínimo de N ensayos, el valor representativo de RCS del terreno mejorado ($q_{u,rep,imp}$) se determinará conforme a la Ec.1:

$$q_{u,imp,rep} = \eta_c \cdot \eta_t \cdot q_{u,imp,k} \quad (1)$$

siendo η_c un factor de conversión que tiene en cuenta los efectos a largo plazo; η_t un factor de conversión que considera la diferencia temporal entre la realización de los ensayos (habitualmente a 28 días) y el momento en que el material de mejora del terreno está sometido a las tensiones de cálculo; $q_{u,imp,k}$ el valor característico de RCS del material de mejora del terreno. El número de ensayos N deberá ser, como mínimo, igual a 10. En el caso de materiales tratados con ligantes hidráulicos o basados en cemento, el valor de η_c ese adopta igual a 0.85 para estructuras geotécnicas permanentes y a 1.0 para estructuras geotécnicas temporales. El valor de η_t deberá determinarse de manera directa a partir de ensayos, adoptando un valor de 1.0 a los 28 días a efectos de referencia, pudiendo incrementarse para edades superiores, presentándose en la Figura 5 el rango indicativo de η_t en función del tiempo. El valor de $q_{u,imp,k}$ deberá determinarse como el fractil P del conjunto de datos disponibles, adoptándose un valor de P igual al 10%. En general, los conjuntos de datos correspondientes a suelos tratados con ligantes presentan un comportamiento estadístico que puede asimilarse a una distribución lognormal.

En aquellos casos en los que el número de muestras disponibles sea inferior a N, el valor representativo de RCS del terreno mejorado $q_{u,rep,imp}$ deberá determinarse de acuerdo con la Ec.2:

$$q_{u,imp,rep} = \eta_c \cdot \eta_t \cdot q_{u,imp,nom} \quad (2)$$

donde $q_{u,imp,nom}$ es el valor nominal de RCS del material de mejora del terreno, el cual deberá adoptarse como el menor de los siguientes valores: el valor mínimo de RCS obtenido a partir del conjunto de ensayos realizados; la media aritmética de los valores medidos de RCS, multiplicada por un factor reductor k igual a 0.7; y un valor máximo $q_{u.max}$ igual a 12 MPa.

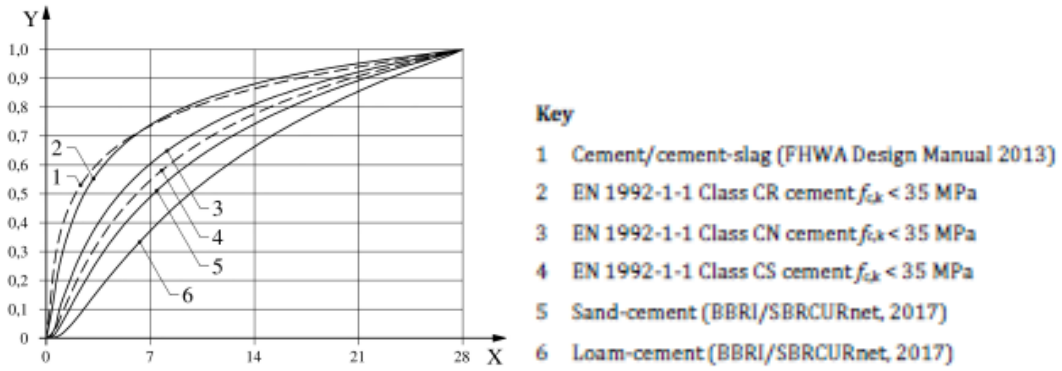


Figura 5. Rango indicativo del desarrollo de resistencia de las inclusiones discretas de Clase II con tiempo (Anejo I.6 EN1997-3:2024): X-tiempo, Y-coeficiente η_t.

2.3. VERIFICACIÓN DEL MATERIAL MEDIANTE ENSAYOS DE CONTROL

Podrán llevarse a cabo los ensayos con carácter previo o en las fases finales de la ejecución de la técnica de mejora del terreno, incluyendo, entre otros, los siguientes: la extracción y ensayo de muestras del terreno, con objeto de verificar la idoneidad del tratamiento previsto; la extracción y ensayo de muestras del terreno tratado; la ejecución de elementos de mejora del terreno de prueba in situ, con el fin de verificar su geometría; la ejecución de elementos de mejora del terreno de prueba in situ con extracción y ensayo de muestras del terreno tratado; la ejecución de ensayos in situ y/o de prueba de carga, con objeto de comprobar el comportamiento del terreno mejorado; etc.

Tabla 3. Ensayos de control típicos a realizar durante la ejecución (Capítulo 12.9 EN1997-3:2024).

Clase	Ensayos de control típicos que se podrían realizar
AI	Campaña geotécnica del terreno mejorado para verificación de las propiedades del terreno (EN1997-2:2024) y monitorización.
AII	Ensayos sobre el material del terreno mejorado extraído para verificación de RCS y demás propiedades.
BI	Ensayos in situ sobre y entre las inclusiones, pruebas de carga sobre el terreno mejorado (inclusiones individuales y el terreno circundante), prueba de carga sobre el grupo de inclusiones (grupo de inclusiones y el terreno circundante), etc.
BII	Prueba de carga sobre la inclusión individual, prueba de carga sobre el grupo de inclusiones; ensayo RCS sobre el material de inclusiones.

Tabla 4. Frecuencia de ensayos de mejora del terreno (ensayos de control) (Tabla AN12.5 EN1997-3:2024).

Clase	Tipo de ensayo	Número de ensayos
AI	Ensayos in situ y de laboratorio hasta la profundidad total de la zona de tratamiento.	Según FprEN 1997-2:2024, 5.4.2 y 5.4.3.
AII	Ensayos RCS sobre probetas extraídas de suelo tratado.	En ausencia de la normativa de materiales: 1 ensayo / 100 m^3 (mínimo 4 ensayos) sobre unidad geotécnica tratada, realizada sobre probeta representativa sobre la profundidad de tratamiento.
BI	Ensayos in situ y laboratorio hasta la profundidad de la zona de mejora del terreno, dentro de la inclusión y/o entre las inclusiones.	Según FprEN 1997-2:2024, 5.4.2 y 5.4.3.
BII	Ensayos RCS sobre las probetas extraídas del terreno tratado o material instalado.	En ausencia de la normativa de materiales: 1 ensayo / 100 m^3 (mínimo 4 ensayos) sobre inclusión rígida, realizada sobre probeta representativa sobre la profundidad de tratamiento.

Asimismo, se definen los ensayos de control habituales que podrán realizarse como medida de control de calidad de los materiales, en función de la clase de mejora del terreno, con el fin de verificar las propiedades representativas del terreno mejorado según se resume en la Tabla 3.

Adicionalmente, se establece el tipo y la frecuencia de los ensayos de control aplicables a cada clase de mejora del terreno, de acuerdo con la Tabla 4, la cual ha sido adaptada en el Anejo Nacional para incorporar las prácticas habituales en España.

Por último, se especifica que, en aquellos casos en los que la mejora del terreno puede verse afectada por acciones ambientales susceptibles de provocar su deterioro y la consiguiente pérdida de resistencia a lo largo del tiempo, deberá preverse un plan de mantenimiento adecuado que garantice su protección frente a dichos efectos.

3. ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (ELU)

La verificación de ELU (Capítulo 8.3 EN1990:2023) se realiza con el objetivo de comprobar la Ec.3:

$$E_d \leq R_d \tag{3}$$

Siendo R_d la resistencia de diseño; E_d el valor de diseño de los efectos de las acciones definido de acuerdo con la Ec.4 (EN1990:2023):

$$E_d = \gamma_E E(\Sigma F_{rep}; a_d; X_{rep}) \tag{4}$$

Siendo F_{rep} el valor representativo de las acciones; X_{rep} el valor representativo de las propiedades de materiales, γ_E coeficiente parcial sobre efecto de acciones (Tabla 6).

Tabla 5 resume los métodos de verificación ELU para las diferentes clases de mejora del terreno. Los valores de los factores parciales para verificar la resistencia última de mejora del terreno se resumen en Tabla 6.

Tabla 5. Métodos de verificación de ELU de mejora del terreno (Tabla 12.3 EN1997-3:2024).

Clase	A - extensa	B - discreta
I	Determinar las propiedades del terreno mejorado (12.3.2 EN1997-3:2024; 4.3.2 EN1997-1:2024). Verificar ELU (12.2.5.1, 12.5.2 EN1997-3:2024).	Determinar las propiedades de inclusiones de clase BI (12.3.2 EN1997-3:2024; 4.3.2 EN1997-1:2024). Verificar ELU del sistema empleando propiedades correspondientes al terreno e inclusiones. Verificar ELU (12.2.5.1, 12.5.3 EN1997-3:2024). Verificar resistencia a compresión y a cortante en inclusiones y el terreno. Determinar la resistencia del elemento de refuerzo para inclusiones encamisadas (9.6 EN1997-3:2024).
II	Determinar las propiedades de clase AII (12.3.2 EN1997-3:2024). Verificar ELU (12.2.5.1, 12.5.2, 12.5.4 EN1997-3:2024). Verificar la resistencia estructural.	Determinar las propiedades de clase BII de inclusiones (12.3.2.2 EN1997-3:2024). Verificar ELU (12.2.5.1, 12.5.3, 12.5.4 EN1997-3:2024). Verificar la resistencia estructural de inclusiones rígidas.

La resistencia de diseño de las técnicas de mejora del terreno de clase A se determinará de conformidad con lo establecido en los Capítulos 4, 5, 7 y 9 de EN1997-3:2024, en función del tipo de estructura geotécnica a la que se resulte de aplicación.

La resistencia de diseño del terreno mejorado correspondiente a la clase BI ($R_{sys,d}$) podrá determinarse conforme a la Ec.5:

$$R_{sys,d} = R_{sys,rep}/(\gamma_{R,sys} \cdot \gamma_{Rd,sys}) \tag{5}$$

siendo $R_{sys.rep}$ el valor representativo de la resistencia total del sistema de terreno mejorado con inclusiones; $\gamma_{Rd.sys}$ el factor modelo con un valor de 1.0; $\gamma_{R.sys}$ el factor parcial del sistema de inclusiones (Tabla 6). El valor de $\gamma_{R.sys}$ adoptado en el Anejo Nacional tiene que ser el correspondiente al factor parcial aplicado sobre hundimiento (γ_{RN}) para las cimentaciones superficiales para verificación ELU para situaciones de proyecto fundamentales del Capítulo 5 del Anejo Nacional dado (Tabla AN5.2). Dicha equivalencia se justifica atendiendo al carácter de mejora del terreno como apoyo de las cimentaciones superficiales.

El diseño de las técnicas de mejora del terreno de Clase BII deberá considerar de forma explícita todas las interacciones entre distintos componentes del sistema de mejora del terreno. En particular, deberá garantizarse la compatibilidad de desplazamientos entre las inclusiones y el terreno. Bajo esta consideración, la resistencia de diseño del terreno mejorado de clase BII ($R_{d.sys}$) podrá determinarse mediante la Ec.6:

$$R_{sys,d} = \sum R_{ri,i}/\left(\gamma_{Rd,ri} \cdot \gamma_{R,ri}\right) + R_g/\gamma_{Rg} \tag{6}$$

siendo $R_{ri.i}$ el valor representativo de la resistencia vertical de cada inclusión; R_g el valor representativo de la resistencia vertical del terreno después de la instalación de las inclusiones; $\gamma_{Rd.ri}$ el factor modelo adoptado con un valor igual a 1.0 (equivalente al valor correspondiente al grupo de pilotes $\gamma_{Rd.group}$ dado en el Capítulo 6 del Anejo Nacional de EN1997-3:2024); γ_{Rg} el factor parcial asociado a la resistencia del terreno una vez instaladas las inclusiones; $\gamma_{R.ri}$ el factor parcial correspondiente a la resistencia del sistema de inclusiones (Tabla 6) equivalente al valor correspondiente del factor parcial para el grupo de pilotes $\gamma_{R,group}$ definido en la Tabla AN6.12 del Capítulo 6 del Anejo Nacional de EN1997-3:2024. Tanto el valor de $\gamma_{R.ri}$ como el valor de γ_{Rg} corresponden al mismo valor adoptado para γ_{Rgroup} en el Anejo Nacional dada la similitud y equivalencia con la solución de pilotes para poder partir de las mismas condiciones y hacer una comparativa entre las soluciones.

Los factores parciales para la verificación de mejora del terreno en ELU se determinarán utilizando el Enfoque del Factor de Materiales (MFA) o el Enfoque del Factor de Resistencia (RFA), cuyo resumen se presenta para situaciones de proyecto de diseño fundamental (persistentes y transitorias) en la Tabla 6 (Tabla AN12.4 EN1997-3:2024). Para el diseño de la clase B en general (Tabla 6) se ha considerado la aplicación del método RFA para el caso de verificación de la resistencia vertical, dada la equivalencia con la verificación en los Capítulos 5 y 6, de Cimentaciones Superficiales y Cimentaciones Profundas. En el caso de verificación de resistencia combinada axial y transversal, el método indicado es MFA de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 6 (Cimentaciones Profundas).

Tabla 6. Factores parciales para verificar la resistencia última del terreno mejorado para situación de diseño fundamental (persistente y transitoria) (Tabla AN12.4 EN1997-3:2024).

Verificación de	**Coeficiente parcial sobre**	**Símbolo**	**Enfoque del Factor de Materiales (MFA). Combinaciones (a) y (b)**		**Enfoque del Factor de Resistencia (RFA)**
			(a)	**(b)**	
Estabilidad	Ver Capítulo 4 (EN1997-3:2024)				
Resistencia a compresión y transversal de mejora del terreno extensa (Clase A)	Acciones, efecto de acciones [a]	γ_F, γ_E	Referirse a otros Capítulos correspondientes		
	Propiedades del terreno [b]	γ_M			
	RCS de materiales de Clase II	γ_M	1.5		
	RCS de hormigón, acero y madera	γ_M	EN 1992-1-1; EN 1993-1-1 y EN 1995-1-1		
Resistencia a compresión y transversal de mejora del terreno discreta (Clase B)	Acciones, efecto de acciones [a]	γ_F, γ_E	VC1 o VC4	VC3	VC1 o VC4[c]
	Propiedades del terreno [b]	γ_M	M1	M2	Sin mayorar
	RCS de los materiales de Clase II	γ_M	1.5		
	RCS de hormigón, acero y madera	γ_M	EN 1992-1-1; EN 1993-1-1 y EN 1995-1-1		
	Resistencia del sistema global (Clase BI)	$\gamma_{R,sys}$	No se aplican factores parciales		Equivalente a γ_{RN} (Tabla AN5.2)
	Resistencia del sistema de inclusiones rígidas (Clase BII)	$\gamma_{R,ri}$	No se aplican factores parciales		Equivalente a $\gamma_{R,group}$ (Tabla AN6.12)
	Resistencia del terreno tratado (Clase BII)	γ_{Rg}	No se aplican factores parciales		Equivalente a $\gamma_{R,group}$ (Tabla AN6.12)
	Resistencia transversal	γ_{Rt}	No se aplican factores parciales		Referirse a otros capítulos asociados

a Valores de coeficientes parciales para VC1, VC3 y VC4 se resumen en EN 1990:2024. Anejo A
b Valores de los coeficientes parciales de los conjuntos M1 y M2 se dan en EN 1997-1:2024. 4.4.1.3
c Usar siempre VC1 excepto para calcular efectos de acciones debidas a terraplenes.

Se indica en el caso de Clase II de las técnicas de mejora del terreno, cuando el material sea diferente de hormigón, acero o madera, RCS de diseño del terreno mejorado $q_{u,imp,d}$ se determinará mediante la Ec.7:

$$q_{u,imp,d} = q_{u,imp,rep} / \gamma_M \quad (7)$$

siendo $q_{u.rep.imp}$ el valor representativo de RCS del material de mejora del terreno; γ_M el factor parcial del material (Tabla 6 correspondiente a la Tabla AN12.4 EN1997-3:2024).

Los factores parciales de las propiedades geotécnicas del terreno se deducen de la Tabla 4.8 de EN1997-1:2024, para situaciones de diseño persistente y transitoria para la aplicación del Enfoque de Factor de Materiales (MFA), para las combinaciones M1 y M2 a emplear según la Tabla 6.

Los factores parciales sobre acciones y efectos de acciones necesarios para realizar los cálculos pertinentes de acuerdo con la Tabla 6, se toman de la Tabla A.1.8 de EN1990:2023 y se presentan en la siguiente Tabla 7.

Además, en función de la clase de consecuencia (CC) se determina el factor de consecuencia correspondiente (k_F=1.0) de acuerdo con la Tabla A.1.9 de EN1990:2023 que según la calificación indicativa de consecuencias supone un determinado nivel respecto a la pérdida humana y respecto a las consecuencias económicas, sociales o medioambientales según la Tabla 4.1 de EN1990:2023. Asimismo, de acuerdo con la Tabla 4.9 de EN1997-1:2024, se determina el factor de consecuencia (k_M) para la clase de consecuencia previamente definida.

Tabla 7. Factores parciales sobre acciones y efectos de acciones para casos de verificación de VC1 a VC4 para carga permanente y transitoria (Tabla A.1.8 EN1990:2023).

Acciones o efectos de acciones				**Factores parciales γ_F y γ_E para casos de verificación**				
Tipo	**Grupo**	**Símbolo**	**Efecto resultante**	**Resistencia estructural**	**Equilibrio estático y subpresión**		**Diseño geotécnico**	
Casos de verificación				VC1[a]	VC2(a)[b]	VC2(b)[b]	VC3[c]	VC4[d]
Acciones permanentes (G_k)	Todos[f]	γ_G	Unfavourable/deestabilizador	$1.35k_F$	$1.35k_F$	1.0	1.0	G_k sin factorización
	Agua	γ_{GW}		$1.2k_F$	$1.2k_F$	1.0	1.0	
	Todos	$\gamma_{G,stb}$	estabilizador	No usado	1.15	1.0	No usado	
	Agua	$\gamma_{GW,stb}$			1.0	1.0		
	Todos	$\gamma_{G,fav}$	favorable	1.0	1.0	1.0	1.0	
Acciones variables (Q_k)	Todos[f]	γ_Q	unfavourable	$1.5k_F$	$1.5k_F$	$1.5k_F$	1.3	$\gamma_{Q,red}$[j]
	Agua	γ_{QW}		$1.35k_F$	$1.35k_F$	$1.35k_F$	1.15	0
	Todos	$\gamma_{Q,fav}$	favorable	0				
Efectos de acciones (E)		γ_E	Unfavourable	γ_E no aplica				$1.35k_F$
		$\gamma_{E,fav}$	favorable					1.0

a Verification case VC1 is used both for structural and geotechnical design. Formula (8.4) is used for VC1.
b Verification case VC2 is used for the combined verification of strength and static equilibrium, when the structure is sensitive to variations in permanent action arising from a single-source. Values of γ_F are taken from VC2(a) or VC2(b), whichever gives the less favourable outcome. See 8.3.3.1(5). Formula (8.4) is used for VC2.
c Verification case VC3 is typically used for the design of slopes and embankments, spread foundations, and gravity retaining structures. See the relevant part of EN 1997 for details. Formula (8.4) is used for VC3.
d Verification case VC4 is typically used for the design of transversally loaded piles and embedded retaining walls and (in some countries) gravity retaining structures. See EN 1997 (all parts) for details. Formula (8.5) is used for VC4.
f Applied to all actions except water actions.
j $\gamma_{Q,red} = \gamma_{Q,1} / \gamma_{G,1}$ where $\gamma_{Q,1}$ = corresponding value of γ_Q from VC1 and $\gamma_{G,1}$ = corresponding value of γ_G from VC1.

4. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

La verificación de ELS (EN1990:2023) se realiza con el objetivo de comprobar la Ec.8:

$$E_d \leq C_{d,ELS} \quad (8)$$

siendo $C_{d,ELS}$ el valor límite de diseño del criterio relevante de servicio; E_d el valor de diseño de los efectos de las acciones especificados para el criterio de servicio (Capítulo 8.4 de EN1990:2023).

5. CONCLUSIONES

La 2da generación del Eurocódigo 7 representa una evolución significativa respecto a su 1ra versión, al incorporar un capítulo específicamente dedicado a las técnicas de mejora del terreno, así como directrices relativas a sus metodologías de diseño y control de ejecución.

A continuación, se resumen los principales aspectos abordados:

- Se introduce una clasificación de las técnicas de mejora del terreno en cuatro categorías, en función de su carácter extenso o discreto, así como de la posibilidad de determinar su RCS.
- Se proporcionan numerosos ejemplos representativos de las distintas clases de técnicas de mejora del terreno.
- Se establecen las profundidades mínimas de investigaciones geotécnica en función de la clasificación de la mejora del terreno, destacando la necesidad de complementarlas con las disposiciones específicas de los capítulos correspondientes de EN1997-3:2024, en función del tipo de estructura geotécnica considerada. Estas disposiciones han sido adaptadas en el Anejo Nacional para reflejar la práctica habitual en España.
- Se define la metodología de cálculo específica de cada una de las cuatro clases de mejora del terreno.
- Se introducen los conceptos fundamentales asociados a inclusiones rígidas definidas como clase BII.
- Se proponen los criterios para la determinación de la resistencia de diseño en las distintas clases de mejora del terreno.
- Se presentan los coeficientes parciales correspondientes a las situaciones de proyecto persistentes y transitorias para la verificación de ELU, de acuerdo con distintos enfoques de cálculo (RFA y MFA).
- Se incorpora el concepto de plataforma de transferencia de carga para las técnicas de mejora del terreno de clase B, así como los métodos de análisis aplicables.
- Se establece que, en el caso de mejora del terreno de clase B, el modelo de cálculo deberá incluir el análisis de la interacción entre el terreno, las inclusiones discretas y la estructura suprayacente.
- Se define la metodología para la determinación del valor representativo de RCS de Clase II.
- Se especifican los ensayos de control a realizar antes del inicio de la ejecución de las técnicas de mejora del terreno.
- Se determinan los ensayos de control y de calidad de los materiales que deben realizarse durante la ejecución de cada una de las cuatro clases de técnicas de mejora del terreno, indicando el tipo de ensayo y su frecuencia, adaptados en el Anejo Nacional conforme a la práctica habitual en España. Asimismo, se establece la necesidad de considerar el mantenimiento del terreno mejorado a lo largo del tiempo, especialmente en aquellos casos en que pueda verse afectado por efectos ambientales que provoquen su deterior y la consiguiente pérdida de resistencia.

AGRADECIMIENTOS

Se expresa el agradecimiento a José Estaire, Noelia Coronillas, Víctor Brito, Eduardo Martínez, Miguel Sánchez Cuenca, Marcos Arroyo, Pablo Ruiz Terán y Alejo Sfriso por sus valiosas aportaciones y comentarios, el intercambio de ideas en ciertos debates que han ayudado a clarificar algunos de los aspectos técnicos, en el marco de las reuniones del Subcomité SC7/CTN140.

REFERENCIAS

ASIRI (2012) *Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements*. Presse de Ponts. ISBN 978-2859784706

BS 8006-1 (2010) *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*

CEN (2023) EN 1990:2023 (2023) *Eurocode – Basis of structural and Geotechnical design*

CEN (2024a). EN 1997-1:2024 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules*.

CEN (2024b). EN 1997-2:2024 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground properties*.

CEN (2025). EN 1997-3:2025 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures*.

CUR226 (2016) *Design guideline basal reinforced piled embankments (CUR226)*. CRC press Delft, the Netherlands. van Eekelen. S.J.M. and Brugman, M.H.A. editors ISBN 9789053676240

EBGEO (2011) *Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Ernst & Sohn, München, Germany

BASES DEL ANEJO NACIONAL DEL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN: ANEJO NACIONAL PARTE 2

Svetlana MELENTIJEVIC[(1)]*, Tomás MURILLO[(2)] y José ESTAIRE[(3)]

[(1)] Departamento de Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología
Facultad CC. Geológicas, Universidad Complutense de Madrid (UCM)
*svmelent@ucm.es

[(2)] Ingeniería Geotécnica Aplicada (InGeAp)

[(3)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

El Eurocódigo 7 (EC-7) constituye el documento normativo de referencia en el ámbito europeo para el dimensionamiento geotécnico de las obras de ingeniería civil y edificación. Como requisito previo a su aplicación en cada Estado miembro, resulta necesaria la publicación de los correspondientes Anejos Nacionales, en los que se fijan los criterios de proyecto adaptados al marco nacional y los valores de los factores parciales que fijan el nivel de seguridad de las estructuras geotécnicas en España. En el caso de España, esta labor se está desarrollando, desde septiembre de 2023, por parte del Subcomité UNE/CTN 140/SC7, perteneciente a UNE, organismo nacional de normalización. El presente trabajo analiza los aspectos más relevantes del Anejo Nacional de EN1997-2:2024, que versa sobre las Propiedades del Terreno, con especial énfasis en el Anejo H, dedicado al "Número de puntos de investigación y distancia entre ellos". El alcance mínimo de la investigación del terreno ha sido uno de los temas que ha suscitado más debates a nivel europeo para lograr un consenso entre las diferentes prácticas de los países europeos. En el Anejo Nacional se ha modificado y complementado la Tabla H.1, relativa al número mínimo de los puntos de investigación y espaciamiento máximo entre ellos.

ABSTRACT

Eurocode 7 (EC-7) is the reference standard in Europe for the geotechnical design of civil engineering projects. As a prerequisite for its application in each country, the publication of the corresponding National Annexes is required. These annexes establish the design criteria adapted to the national framework and the values of the partial factors that determine the safety level of geotechnical structures. In the case of Spain, this work has been under development since September 2023, carried out by Subcommittee UNE/CTN 140/SC7, belonging to UNE, the national standards body. This paper analyzes the most relevant aspects of the Annexes of the National Annex to EN1997-2:2024, which deals with Soil Properties, with particular emphasis on Annex H, dedicated to the "Number of investigation points and distance between them". The minimum scope of soil investigation is the subject of major discussions at the European level, aimed at reaching a consensus among different practices of European countries. Due to the "general" definition of the minimum number of investigation points and maximum spacing between them, as set out in Table H.1 for structures of geotechnical category 2, this table has been supplemented to encompass the established criteria of various geotechnical works not included in the table and belonging to different Spanish regulatory documents.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Anejo Nacional (National Annex), Propiedades del Terreno (Ground Properties), Investigación Geotécnica (Geotechnical Investigation).*

1. INTRODUCCIÓN

La estructura y el enfoque de EN 1997-2:2024, titulada "Propiedades del terreno", de la 2ª generación se ha cambiado completamente con respecto a la versión de la 1ª generación, titulada "Investigaciones de campo y ensayos". El título de la Parte 2 se ha modificado para reflejar los cambios del contenido introducidos:

- 1ª generación: organización desde la perspectiva de proyecto para planificar y realizar la campaña geotécnica con el enfoque de obtener las propiedades del interés geotécnico (propiedades físico-químicas, resistencia y deformabilidad). Ha tenido menor aplicación que EN1997-1:2024 titulada "Reglas Generales".
- 2ª generación: organización desde la perspectiva de las propiedades del terreno, representando una guía para el proyectista de cómo obtener dichos valores mediante las tareas que se deben realizar durante la Investigación del Terreno. Se abarcan las propiedades físicas, químicas y de estado; propiedades de resistencia, rigidez, compresibilidad y consolidación; propiedades cíclicas, dinámicas y sísmicas; propiedades geohidráulicas y geotérmicas.

Las deficiencias detectadas de la 1ª generación de EN1997 que han sido recogidas en la 2ª generación:

- El alcance mínimo de la investigación del terreno, que ha sido un tema muy debatido durante la elaboración del documento EN1997-2:2024, dada la idea principal de garantizar que el proyectista disponga de datos suficientes para realizar un proyecto seguro.
- En la 2ª generación de EN1997 se ha realizado la implementación de la Ingeniería de Rocas, por lo que en EN1997-2:2024 se han añadido las propiedades de macizos rocosos.

El Modelo del Terreno (Ground Model) introducido en la 2ª generación EN1997:

- Se ha introducido como un concepto completamente nuevo, como una forma integrada de recopilar la información obtenida sobre el terreno mediante investigaciones del terreno y otros datos disponibles. Aunque no se ha contemplado explícitamente en la 1ª generación, su uso constituye un procedimiento consolidado para recopilar, representar y conceptualizar información sobre el terreno para el proyecto geotécnico.
- El Modelo de Terreno es el resultado principal de la Investigación del Terreno, incluyendo los valores derivados de las propiedades del terreno y constituye la base del Modelo para el Proyecto Geotécnico.
- Está relacionado con todas las cláusulas de EN1997-1:2024 (Reglas Generales) que abordan el Modelo para el Proyecto Geotécnico (GDM por sus siglas en inglés Geotechnical Design Model) y representa la base para poder proyectar las diferentes estructuras geotécnicas recogidas en EN1997- 3:2024.

El desarrollo del Modelo del Terreno comienza en la etapa inicial de un proyecto, conociendo la localización de la obra de construcción, deduciendo un modelo conceptual del terreno construido sobre la información geotécnica disponible previa, como la geología del emplazamiento, la sismicidad, los mapas de riesgo (inundaciones, deslizamientos de tierra, peligros naturales, etc.) e informes existentes sobre el uso previo del emplazamiento. Los estudios basados en la información recopilada de documentación previa a la construcción y tras realizar la primera visita a la obra permitirán elaborar una primera propuesta del Modelo del Terreno y una primera evaluación de la geometría del terreno y de los riesgos potenciales para respaldar y guiar la planificación de la investigación del terreno. El Modelo del Terreno se mejorará progresivamente en paralelo con la realización de la campaña de investigación geotécnica y los resultados derivados de la misma; siguiendo las pautas indicadas en el Capítulo 5 de EN1997-2:2024 juntamente con lo indicado en los Anejos B, C y D. Al realizar las investigaciones preliminares, el Modelo del Terreno está definido con mayor precisión, incluyendo la información sobre la estructura geológica del terreno, con la correspondiente definición de las unidades geotécnicas de terreno, una indicación del régimen del agua subterránea, una evaluación preliminar de las propiedades geotécnicas relevantes del terreno, como la descripción de las discontinuidades, y una primera evaluación de los valores derivados. El Modelo del Terreno se mejorará progresivamente con las investigaciones de proyecto, a medida que se disponga de los resultados de las pruebas de campo y de laboratorio. Según lo indicado en cláusula 4.1 de EN1997-2:2024, en su fase final de desarrollo, el Modelo del Terreno debe incluir los valores derivados de las propiedades geotécnicas relevantes del terreno para todas las

unidades geotécnicas presentes en la zona de influencia, así como la variabilidad e incertidumbre de las condiciones y propiedades geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas. El Modelo del Terreno debe definirse en el Informe de Investigación del Terreno. Más información sobre este tema se puede encontrar en Santana y Estaire (2026).

2. ANEJO H. NÚMERO Y ESPACIAMIENTO DE INVESTIGACIONES

2.1. INTRODUCCIÓN Y PLANTEAMIENTO

El alcance de las campañas de investigación geotécnica es uno de los aspectos que generalmente más debate genera en la práctica geotécnica, y así ha sido durante la elaboración de la Segunda Generación de EN1997. Este alcance se refiere, en primera instancia, al número de investigaciones, bien definido como una cantidad concreta, o bien especificando unas separaciones máximas.

En términos más amplios, el alcance de una campaña también debería incluir el tipo de investigaciones a realizar, así como sus profundidades. Ninguno de estos dos parámetros se recoge en el Anejo H, por lo que en este artículo apenas se incidirá en ellos. Cláusulas sobre la profundidad de las investigaciones están recogidas en el apartado 5.4.3 de EN1997-2:2024, así como más específicamente en otros apartados de EN1997-3:2024 en función del tipo de estructura geotécnica. Sin embargo, no hay indicaciones en EN1997 sobre los tipos de investigaciones a realizar (como por ejemplo la sustitución de penetrómetros por sondeos, como se hace en España con frecuencia), y solamente se indica que la geofísica puede “complementar” a las investigaciones intrusivas.

Dentro de los parámetros nacionales a determinar (NDP) están el espaciamiento máximo y el número mínimo de investigaciones a realizar, recogidos en el Anejo H de EN1997-2:2024, motivo por el cual este Anejo H ha sido objeto de revisión para su posible adaptación a su aplicación en España.

Esta adaptación es, a priori ampliamente factible, debido a, por un lado, al contenido abierto (o poco explícito) del EN1997, y por otro lado por la abundancia de documentación técnica de aplicación de diferentes administraciones en España a diferentes tipos de estructuras. Se considera que, cuanto menos compleja de realizar la elección de la campaña geotécnica, y según los criterios de adaptación que se adopten daría lugar a un Anejo muy extenso, de difícil aplicación, y que además podría tener conflictos con las cláusulas del EN1997, repartidas a lo largo de sus tres partes.

Para explicar esto, en el siguiente apartado se describe el procedimiento para la aplicación, de acuerdo con el contenido del EN1997 en sus diferentes partes y como se manejaría, en relación con el número mínimo y separación máxima de investigaciones. Posteriormente se analizan algunos de los documentos técnicos de referencia nacional, comparándolo con EN1997, para poner de manifiesto la incompatibilidad entre ambos o la dificultad de integrar estos documentos en el Anejo H.

Finalmente, se expondrá cuáles son los criterios y contenidos finalmente recogidos en la redacción de este Anejo H en su versión nacional.

2.2. CONTENIDO DEL EUROCÓDIGO

2.2.1. DEFINICIÓN DE CATEGORÍA GEOTÉCNICA

Para poder describir el contenido del Anejo H, y del apartado 5.4.3 de EN1997-2:2024, donde se recoge la intensidad de la campaña geotécnica, hay que recordar previamente cómo se define la **Categoría Geotécnica (GC)**, que ha sido redefinida en la 2ª generación de EN1997 como el resultado de combinar la **Clase de Consecuencias (CC)** de la estructura con la **Clase de Complejidad Geotécnica (GCC)** del terreno. Estos conceptos se encuentran en el epígrafe 4.1.2.2 de EN1997-1:2024, y también en el EN1990:2024.

- **CC**: Se gradúa desde CC1 hasta CC4, dependiendo de la magnitud de las consecuencias del fallo de la estructura.
- **GCC**: Se clasifica en GCC 1 (baja), GCC 2 (media) o GCC 3 (alta) en función de la variabilidad, incertidumbre y sensibilidad del terreno.

La intersección de estos dos parámetros (CC y GCC) determina la categoría geotécnica (GC1, GC2 o GC3), la cual dicta el nivel de detalle requerido tanto en la investigación como en el proyecto. La Figura 1 resume las correspondientes tablas para obtener GC a partir de CC y GCC. Nótese que estas tablas son NDP, por lo

que será necesario acudir al correspondiente Anejo Nacional de EN1997-1:2024 para utilizar las tablas adecuadas.

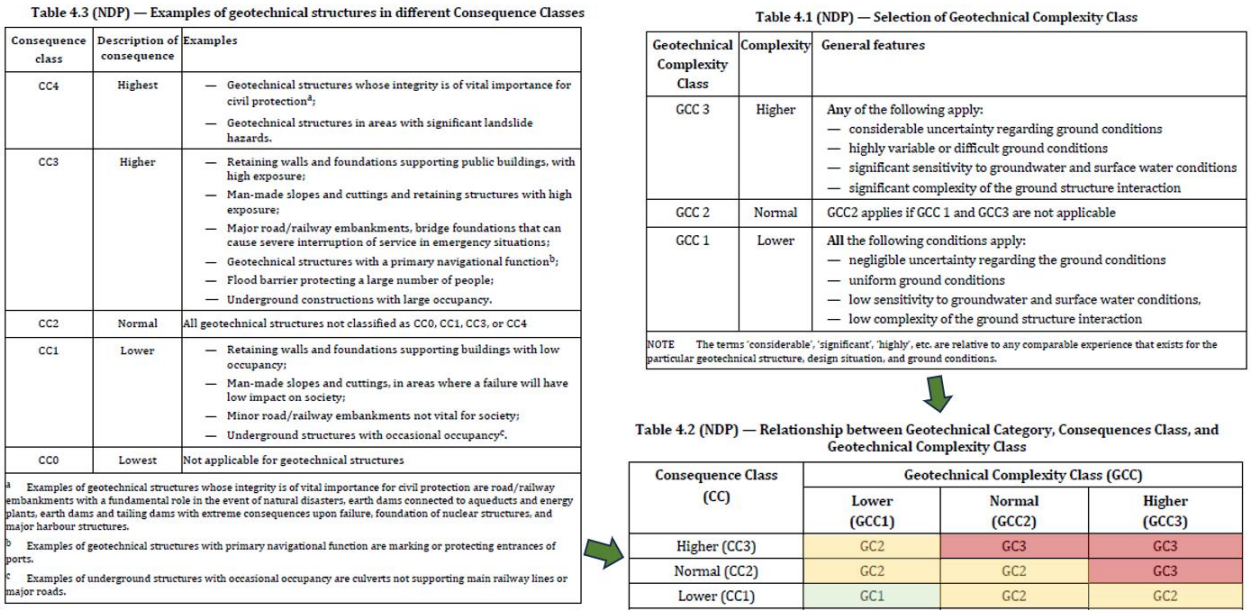


Table 4.3 (NDP) — Examples of geotechnical structures in different Consequence Classes

Consequence class	Description of consequence	Examples
CC4	Highest	— Geotechnical structures whose integrity is of vital importance for civil protection[a]; — Geotechnical structures in areas with significant landslide hazards.
CC3	Higher	— Retaining walls and foundations supporting public buildings, with high exposure; — Man-made slopes and cuttings and retaining structures with high exposure; — Major road/railway embankments, bridge foundations that can cause severe interruption of service in emergency situations; — Geotechnical structures with a primary navigational function[b]; — Flood barrier protecting a large number of people; — Underground constructions with large occupancy.
CC2	Normal	All geotechnical structures not classified as CC0, CC1, CC3, or CC4
CC1	Lower	— Retaining walls and foundations supporting buildings with low occupancy; — Man-made slopes and cuttings, in areas where a failure will have low impact on society; — Minor road/railway embankments not vital for society; — Underground structures with occasional occupancy[c].
CC0	Lowest	Not applicable for geotechnical structures

[a] Examples of geotechnical structures whose integrity is of vital importance for civil protection are road/railway embankments with a fundamental role in the event of natural disasters, earth dams connected to aqueducts and energy plants, earth dams and tailing dams with extreme consequences upon failure, foundation of nuclear structures, and major harbour structures.

[b] Examples of geotechnical structures with primary navigational function are marking or protecting entrances of ports.

[c] Examples of underground structures with occasional occupancy are culverts not supporting main railway lines or major roads.

Table 4.1 (NDP) — Selection of Geotechnical Complexity Class

Geotechnical Complexity Class	Complexity	General features
GCC 3	Higher	Any of the following apply: — considerable uncertainty regarding ground conditions — highly variable or difficult ground conditions — significant sensitivity to groundwater and surface water conditions — significant complexity of the ground structure interaction
GCC 2	Normal	GCC2 applies if GCC 1 and GCC3 are not applicable
GCC 1	Lower	All the following conditions apply: — negligible uncertainty regarding the ground conditions — uniform ground conditions — low sensitivity to groundwater and surface water conditions, — low complexity of the ground structure interaction

NOTE The terms 'considerable', 'significant', 'highly', etc. are relative to any comparable experience that exists for the particular geotechnical structure, design situation, and ground conditions.

Table 4.2 (NDP) — Relationship between Geotechnical Category, Consequences Class, and Geotechnical Complexity Class

Consequence Class (CC)	Geotechnical Complexity Class (GCC)		
	Lower (GCC1)	Normal (GCC2)	Higher (GCC3)
Higher (CC3)	GC2	GC3	GC3
Normal (CC2)	GC2	GC2	GC3
Lower (CC1)	GC1	GC2	GC2

Figura 1. Obtención de la Categoría Geotécnica.

2.2.2 EL APARTADO 5.4.3 Y EL ANEJO H DEL EN1997-2

El apartado 5.4.3 de EN1997-2:2024 es el que define, como su nombre indica, "la extensión mínima de la campaña geotécnica y el espaciamiento entre puntos de investigación". Este apartado incluye dos cláusulas de obligado cumplimiento (escritas con la forma verbal "shall"):

- La profundidad y extensión en planta de la campaña debe ser la suficiente como para determinar las condiciones del terreno dentro de la zona de influencia.
- El espaciamiento entre investigaciones debe ser el apropiado en función de la variación de: las condiciones del terreno; las unidades geotécnicas; las condiciones del agua del terreno; elementos críticos de la estructura; la categoría geotécnica.

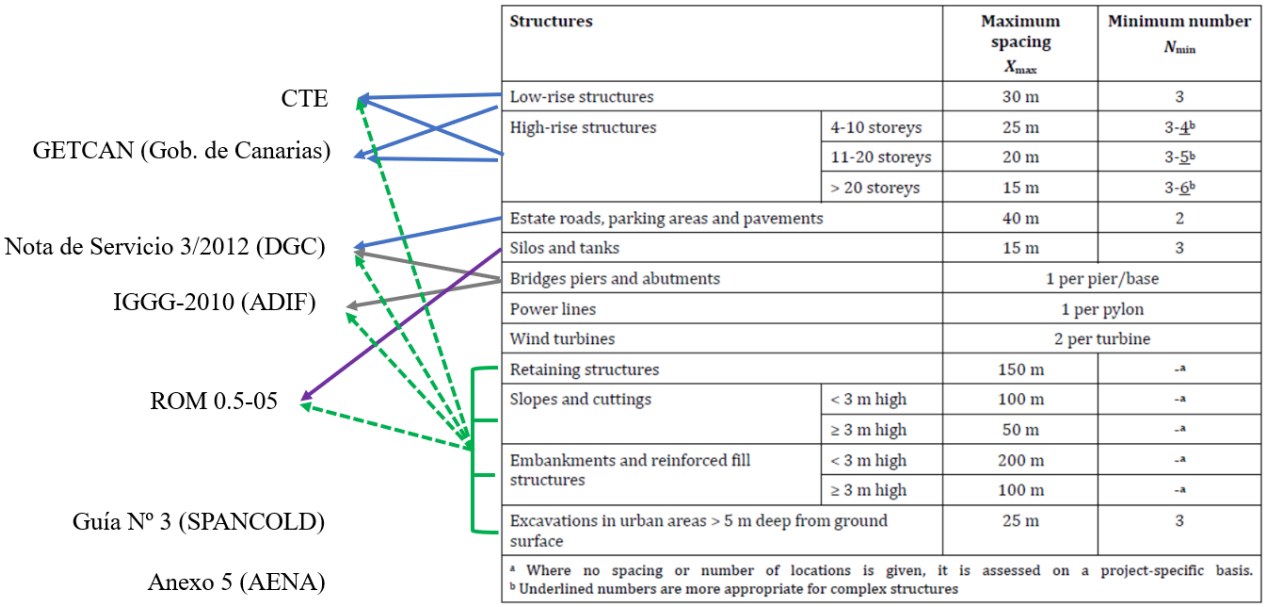
Estas dos condiciones son bastante genéricas, en especial, el cumplimiento de la segunda no es cuantificable, sino que su cumplimiento puede ser subjetivo.

El resto de las cláusulas del apartado 5.4.3 básicamente establecen que el espaciamiento (d) de los puntos de investigación en planta no debe superar un valor máximo (X_{max}) y que el número total de puntos de investigación no debe ser inferior a un mínimo (N_{min}), de la siguiente manera:

- Para proyectos clasificados como **Categoría Geotécnica 2 (GC2)** se remite al **Anejo H**, cuyo contenido principal es la **Tabla H.1 (NDP)**, que recoge valores de (X_{max}) y (N_{min}) para diferentes tipos de proyectos. Esta tabla se muestra más adelante.
- Para proyectos clasificados como **Categoría Geotécnica 3 (GC3)** se exige una intensidad mayor (espaciamientos menores a (X_{max}) y más puntos que (N_{min})). Nótese que estas dos variables siempre son las de referencia para GC2.
- Para obras de **Categoría Geotécnica 1 (GC1)** el esquema es similar, indicándose que la distancia puede ("may") ser mayor y el número menor que (X_{max}) y (N_{min}) respectivamente.
- Adicionalmente se indica que cuando el conocimiento previo de la zona, la experiencia local o una campaña preliminar indiquen que las propiedades del terreno son muy variables, la campaña debe ser más intensa. Y si por el contrario son suficientemente uniformes se puede reducir la campaña, siempre que se justifique en el informe geotécnico.

Por su parte, el **Anejo H es de carácter informativo**, por lo que, en definitiva, no hay en el EN1997 prescripciones cuantitativas sobre el número o distancia entre investigaciones, lo que pone de manifiesto la dificultad en la práctica de establecer valores que siempre sean aplicables.

En la Figura 2 se resume la relación de diferentes tipos de estructuras con los documentos normativos españoles como síntesis de la complejidad e imposibilidad de correlacionar y resumir todo lo necesario sobre la amplitud de las investigaciones geotécnicas dentro de una única tabla.



Structures		Maximum spacing X_{max}	Minimum number N_{min}
Low-rise structures		30 m	3
High-rise structures	4-10 storeys	25 m	3-4[b]
	11-20 storeys	20 m	3-5[b]
	> 20 storeys	15 m	3-6[b]
Estate roads, parking areas and pavements		40 m	2
Silos and tanks		15 m	3
Bridges piers and abutments		1 per pier/base	
Power lines		1 per pylon	
Wind turbines		2 per turbine	
Retaining structures		150 m	-[a]
Slopes and cuttings	< 3 m high	100 m	-[a]
	≥ 3 m high	50 m	-[a]
Embankments and reinforced fill structures	< 3 m high	200 m	-[a]
	≥ 3 m high	100 m	-[a]
Excavations in urban areas > 5 m deep from ground surface		25 m	3

[a] Where no spacing or number of locations is given, it is assessed on a project-specific basis.
[b] Underlined numbers are more appropriate for complex structures

Figura 2. Relación entre las estructuras recogidas en la Tabla H.1 (NDP) y otros documentos nacionales.

En cuanto a la profundidad mínima de investigación, se define en tablas del Anejo Nacional de EN1997-3:2024 (Estructuras Geotécnicas), para cimentaciones superficiales, cimentaciones pilotadas, laderas, desmontes y terraplenes, estructuras de contención, tratamientos del terreno, anclajes, etc.

2.3. DOCUMENTOS DE REFERENCIA NACIONAL

Por lo general, los reconocimientos geotécnicos se realizan para obtener datos fiables de las propiedades geotécnicas necesarias para el dimensionamiento de las obras geotécnicas. A continuación, se realiza un resumen de los documentos "normativos" españoles que recogen las indicaciones generales de aspectos geotécnicos aplicables a distintas obras geotécnicas. La extensión y la intensidad de reconocimientos geotécnicos tiene que adecuarse a los diferentes tipos de obras geotécnicas.

2.3.1. OBRAS DE EDIFICACIÓN (DBSE-C, 2019)

Para la programación de la campaña de investigación geotécnica para las obras de edificación se debe utilizar el Documento Básico de Seguridad Estructural – Cimentaciones del Código Técnico de la Edificación, en el cual se define el tipo de construcción y el grupo del terreno. Se han considerado cinco tipos de construcciones en función del número de plantas (Tabla 3.1 de DBSE-C, 2019) y tres grupos del terreno (Tabla 3.2 de DBSE-C, 2019), que permiten identificar las distancias máximas entre los puntos de investigación y las profundidades orientativas de acuerdo con la Tabla 3.3 de DBSE-C (2019). Dichas tablas se resumen como procedimiento en la Figura 3.

Tabla 3.1. Tipo de construcción

Tipo	Descripción [1]
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m²
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.

1) En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.

Tabla 3.2. Grupo de terreno

Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.
T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yesos o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel superior a 15º j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas

Tabla 3.3. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas

Tipo de construcción	Grupo de terreno T1		T2	
	d_{max} (m)	P (m)	d_{max} (m)	P (m)
C-0, C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

Figura 3. Procedimiento de programación de campaña geotécnica según DBSE-C (2019).

2.3.2. OBRAS DE EDIFICACIÓN EN LAS ISLAS CANARIAS (GETCAN-011)

Se indica que la normativa de aplicación es DBSE-C (2019), complementando la información con la tabla que se recoge en la Figura 4.

Tabla 2.4. Profundidad mínima de sondeos

Profundidad mínima de sondeos (m)											
T. Edificio/ Unidad Geot. (T. Terreno)	I (T-3)	II (T-1)	III (T-3)	IVa (T-1)	IVb (T-3)	Va (T-2)	Vb (T-3)	VI (T-2)	VII (T-3)	VIII (T-3)	IX (T-3)
C-0	5	4	5	4	5	5	5	5	5	5	5
C-1	8	6	8	6	8	7	8	7	8	8	8
C-2	12	8	12	8	12	10	12	10	12	12	12
C-3	16	10	16	10	16	12	16	12	16	16	16
C-4	20	12	20	12	20	14	20	14	20	20	20

Nota: Las profundidades indicadas están referidas al nivel final de excavación. A estas se les sumará, en su caso, el espesor de rellenos antrópicos (R) o profundidad final de excavación hasta alcanzar la cota de cimentación prevista (Z).

Figura 4. Profundidad mínima de sondeos (GETCAN-011).

2.3.3. OBRAS PORTUARIAS Y MARÍTIMAS PROMOVIDAS POR PUERTOS DEL ESTADO (ROM 0.5-05)

Para determinar la intensidad del reconocimiento geotécnico definida en la ROM 0.5-05, primero se determina la categoría de la obra según los índices IRE (Índice de Repercusión Económica) e ISA (Índice de repercusión Social y Ambiental), cuyo procedimiento se detalla en la ROM 0.0 definiendo tres categorías A, B y C. Además, se definen tres condiciones geotécnicas establecidas como desfavorables, normales y favorables, que juntamente con la categoría de la obra permiten definir el tipo de reconocimiento recomendado para un proyecto constructivo. Se proporciona una tabla resumen que recoge el número de puntos recomendados en reconocimientos detallados, en función del tipo de obra, definiendo espaciamiento entre perfiles y entre puntos de perfil. Además, se resume en una tabla el número de puntos de investigación para reconocimientos reducidos y mínimos. La Figura 5 resume el procedimiento establecido en la ROM 0.5-05.

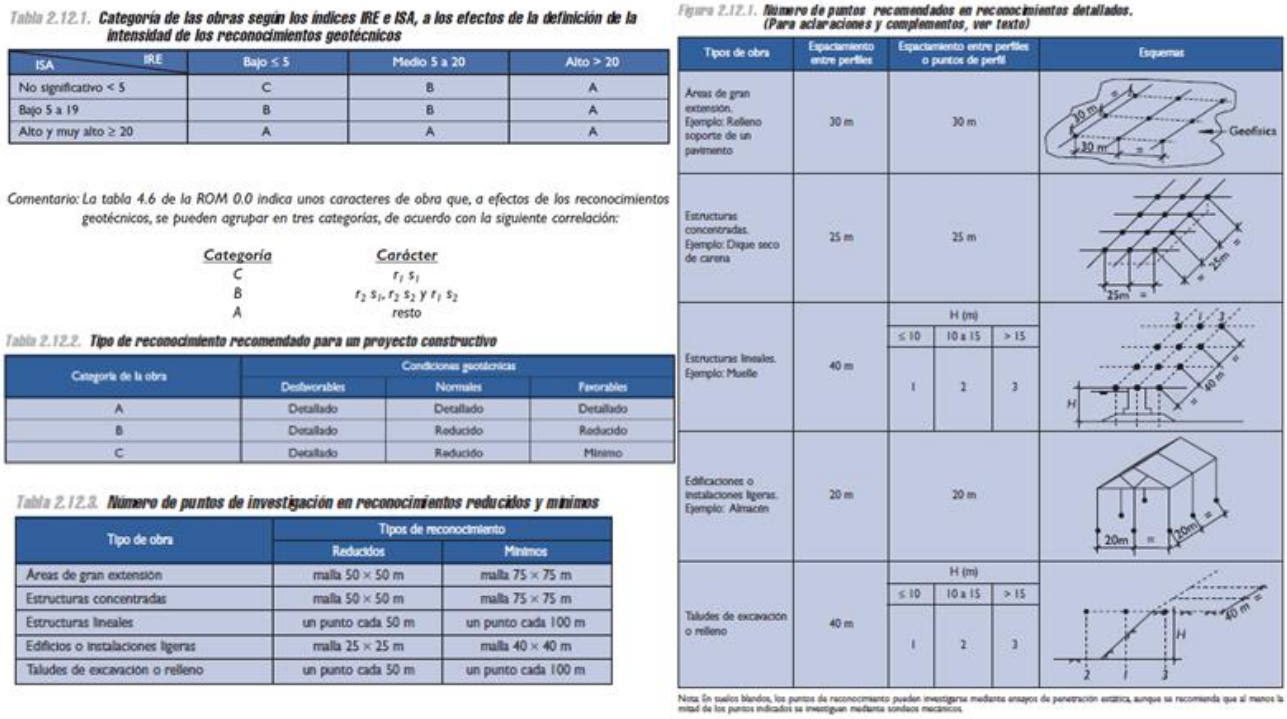


Tabla 2.12.1. Categoría de las obras según los índices IRE e ISA, a los efectos de la definición de la intensidad de los reconocimientos geotécnicos

ISA \ IRE	Bajo ≤ 5	Medio 5 a 20	Alto > 20
No significativo < 5	C	B	A
Bajo 5 a 19	B	B	A
Alto y muy alto ≥ 20	A	A	A

Comentario: La tabla 4.6 de la ROM 0.0 indica unos caracteres de obra que, a efectos de los reconocimientos geotécnicos, se pueden agrupar en tres categorías, de acuerdo con la siguiente correlación:

Categoría	Carácter
C	$r_1\ s_1$
B	$r_2\ s_1$, $r_2\ s_2$ y $r_1\ s_2$
A	resto

Tabla 2.12.2. Tipo de reconocimiento recomendado para un proyecto constructivo

Categoría de la obra	Condiciones geotécnicas		
	Desfavorables	Normales	Favorables
A	Detallado	Detallado	Detallado
B	Detallado	Reducido	Reducido
C	Detallado	Reducido	Mínimo

Tabla 2.12.3. Número de puntos de investigación en reconocimientos reducidos y mínimos

Tipo de obra	Tipos de reconocimiento	
	Reducidos	Mínimos
Áreas de gran extensión	malla 50 × 50 m	malla 75 × 75 m
Estructuras concentradas	malla 50 × 50 m	malla 75 × 75 m
Estructuras lineales	un punto cada 50 m	un punto cada 100 m
Edificios o instalaciones ligeras	malla 25 × 25 m	malla 40 × 40 m
Taludes de excavación o relleno	un punto cada 50 m	un punto cada 100 m

Figura 2.12.1. Número de puntos recomendados en reconocimientos detallados. (Para aclaraciones y complementos, ver texto)

Tipos de obra	Espaciamiento entre perfiles	Espaciamiento entre perfiles o puntos de perfil	Esquemas
Áreas de gran extensión. Ejemplo: Relleno soporte de un pavimento	30 m	30 m	Geofísica
Estructuras concentradas. Ejemplo: Dique seco de carena	25 m	25 m	
Estructuras lineales. Ejemplo: Muelle	40 m	H (m): ≤ 10 → 1; 10 a 15 → 2; > 15 → 3	
Edificaciones o instalaciones ligeras. Ejemplo: Almacén	20 m	20 m	
Taludes de excavación o relleno	40 m	H (m): ≤ 10 → 1; 10 a 15 → 2; > 15 → 3	

Nota: En suelos blandos, los puntos de reconocimiento pueden investigarse mediante ensayos de penetración estática, aunque se recomienda que al menos la mitad de los puntos indicados se investiguen mediante sondeos mecánicos.

Figura 5. Procedimiento de programación de campaña geotécnica según ROM 0.5-05.

2.3.4. OBRAS PROMOVIDAS POR LA DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS (MINISTERIO DE TRANSPORTES) (GCOC, 2002)

Por lo general, el reconocimiento del terreno debe ser suficientemente extenso para poder identificarlo en las zonas de influencia de las cimentaciones, tanto en el sentido de extensión en planta como en profundidad cubriendo la zona donde las cargas de cimentación pueden tener efecto. Se define una calificación del terreno para poder determinar la intensidad del reconocimiento del terreno en función de la variabilidad del terreno y

las condiciones de cimentación, definiendo tres tipos de terreno y tres tipos de condiciones de cimentación, pudiendo calificarse el reconocimiento como intenso, normal y reducido. Se define una tabla con el número de perfiles transversales y el número de puntos de reconocimiento por perfil para la situación de reconocimiento normal. Figura 6 resume las tablas indicadas en GCOC (2002) necesarias para definir una campaña geotécnica.

TABLA 3.5. CLASES DE RECONOCIMIENTO

CONDICIONES DE CIMENTACIÓN \ VARIABILIDAD DEL TERRENO	HETEROGÉNEO	NORMAL	HOMOGÉNEO
ADVERSAS	Especial	Intenso	Normal
NORMALES	Intenso	Normal	Reducido
FAVORABLES	Normal	Reducido	Esporádico

TABLA 3.6. NÚMERO DE PUNTOS DE RECONOCIMIENTO RECOMENDADOS EN SITUACIONES NORMALES (VÉANSE NOTAS ACLARATORIAS EN EL TEXTO)

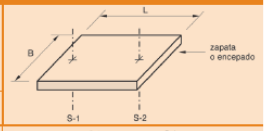
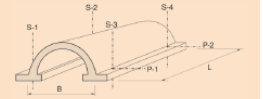
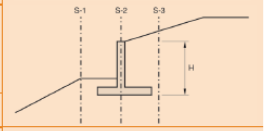
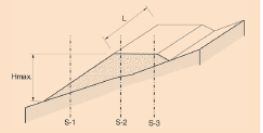
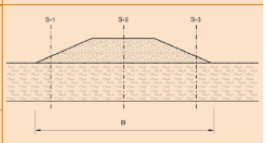
	N.º DE PERFILES TRANSVERSALES AL EJE DE LA OBRA			N.º DE PUNTOS POR PERFIL			ESQUEMA
Puentes de varios tramos	1 perfil por cada apoyo (cimentaciones superficiales o profundas)			$L \leq 10$ m	$L > 10$ m		
				1 ud	2 uds		
Puentes de un tramo y pasos inferiores	$L < 20$ m	$L < 20$ m		$B \leq 8$ m	$B > 8$ m		
	1 ud	1 + 1 perfil por cada 50 m o fracción, de longitud total de la obra de paso		1 ud	2 uds		
Muros	1 perfil por cada 20 m o fracción, de longitud total del muro			$H \leq 5$ m	$5 \text{ m} < H \leq 10$ m	$H > 10$m	
				1 ud	2 uds	3 uds	
Apoyo de terraplenes	$L < 50$ m	$50 \text{ m} \leq L < 200$ m	$L \geq 200$ m	$H_{max} \leq 10$ m	$H_{max} > 10$ m		
	1 ud	2 uds	1 perfil por cada 100 m o fracción, de longitud total del terraplén	2 uds	3 uds		
Depósitos de suelos blandos que se van a tratar	1 perfil por cada 50 m de longitud o fracción, según el eje del tratamiento			$B \leq 30$ m	$B > 30$ m		
				2 uds	3 uds		

Figura 6. Clases de reconocimiento y Número de puntos de reconocimiento en situaciones normales (GCOC, 2002).

2.3.5. OBRAS PROMOVIDAS POR ADIF

Las “Instrucciones generales para trabajos geológico-geotécnicos” se están usando en la actualidad como un Anejo del Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de todos los proyectos que elabora la Dirección de Proyectos de Alta Velocidad y Estaciones de ADIF, a tener en cuenta en las campañas geotécnicas de los proyectos básicos y constructivos de las líneas de alta velocidad. Son unas instrucciones de obligado cumplimiento que forman parte de los contratos vigentes para los criterios de realización de trabajos geológico-geotécnicos en estudios y proyectos.

2.3.6. OBRAS PROMOVIDAS POR LA DIRECCIÓN GENERAL DEL AGUA (MINISTERIO DE TRANSICIÓN ECOLÓGICA)

Se definen tres clases de reconocimiento geotécnico, que se podría entender de carácter I con información exhaustiva, II con información cualitativa, y III con información orientativa, correspondientes a las tres categorías de presas (A, B y C) en cuyo contexto se realizan los reconocimientos para garantizar la seguridad de una presa.

2.3.7. OBRAS PROMOVIDAS POR AENA

Se indica que la normativa de aplicación es DBSE-C (2019).

2.4. PROPUESTA DE CONTENIDO DEL ANEJO H

En el Anejo Nacional español de EN1997-2 se ha incluido una Información Complementaria No Contradictoria (NCCI) que recoge documentos normativos españoles que proporcionan criterios sobre la amplitud de la campaña geotécnica. En dicho NCCI se indica textualmente lo siguiente: *"Como referencia, se recogen en la Tabla AN-H.1.b una serie de documentos en los que se proporcionan criterios sobre la amplitud de la campaña de investigación geotécnica, en función del ámbito de actuación de cada proyecto"*.

Tabla 1. Propuesta de Tabla AN-H.1.b incorporada en el Anejo Nacional español de EN1997-2.

Ámbito de actuación	Documento normativo	Capítulos
Obras de edificación	Documento Básico Seguridad Estructural – Cimentaciones // Código Técnico de la Edificación (Real Decreto 732/2019, de 20 de diciembre)	3.2
Obras de edificación en las Islas Canarias	Guía para la Planificación y Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias. GETCAN-11. Gobierno de Canarias	2.0
Obras portuarias y marítimas promovidas por Puertos del Estado	Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias ROM 0.5-05 (Ministerio de Fomento. Puertos de Estado, 2005)	2.12
Obras promovidas por la Dirección General de Carreteras (Ministerio de Transportes)	Nota de Servicio 3/2012: Recomendaciones sobre la campaña Geotécnica en los Proyectos de la Dirección General de Carreteras. (Ministerio de Fomento. Secretaria de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda. Secretaría General de Infraestructuras. Dirección General de Carreteras. Subdirección General de Estudios y Proyectos.)	3.6
Obras promovidas por ADIF	Instrucciones generales para trabajos geológico-geotécnicos (Tomo VI) (IGGG-2010). Dirección General de Grandes Proyectos. Adif	1.2.2
Obras promovidas por la Dirección General del Agua (Ministerio de Medio Ambiente)	Guías Técnicas de Seguridad de Presas. Guía Nº 3. Estudios Geológico-Geotécnicos y de Prospección de Materiales. Comité Nacional Español de Grandes Presas	2.0
Obras promovidas por AENA	Instrucciones generales para la elaboración de proyectos. ANEXO 5.- Guías de criterios de diseño de unidades de obra. Ejecución de trabajos geotécnicos de campo. Aena S.M.E. S.A. Dirección de Infraestructuras	2.0
Nota: Estos son los documentos vigentes a fecha de publicación de este Anejo Nacional, pudiendo ser sustituidos por documentos equivalentes, emitidos posteriormente por las correspondientes Autoridades competentes.		

2.5. FLUJO DE TRABAJO CON EL EUROCÓDIGO

Como resumen, en la Figura 7 se muestra el flujo de trabajo que se debe realizar para determinar el alcance de la campaña geotécnica según el Eurocódigo 7.

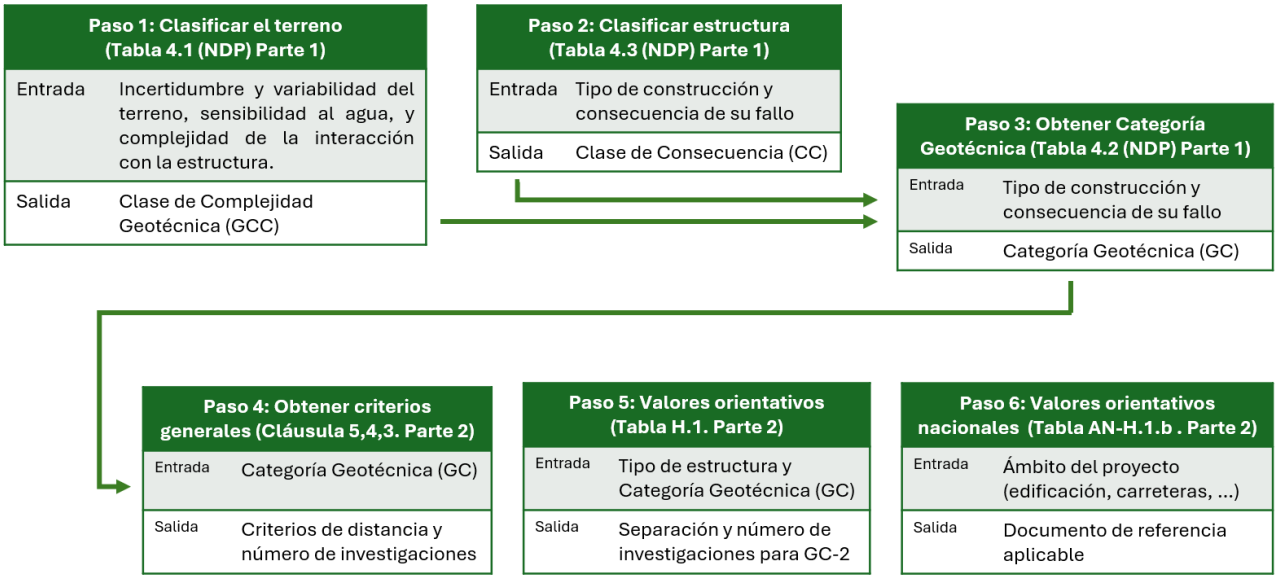


Figura 7. Flujo de trabajo para determinar alcance de la campaña geotécnica.

3. CONCLUSIONES

La 2da generación de EN1997 es una evolución de la 1ra generación, en la que se ha modificado los siguientes aspectos:

- El título de la Parte 2 de EN1997-2, "Propiedades del terreno", se ha modificado para reflejar los cambios introducidos en su contenido, si se compara con el título de la Parte 2 de la 1ª generación, "Investigaciones de campo y ensayos".
- La 1ª generación estaba organizada desde una perspectiva de proyecto para planificar y realizar la campaña geotécnica con el enfoque de obtener las propiedades del interés geotécnico (propiedades físico-químicas, resistencia y deformabilidad).
- La Parte 2 de la 2ª generación de EN1997 está organizada desde la perspectiva de obtener las propiedades del terreno, representando una guía al proyectista de cómo obtener dichos valores mediante las tareas que se deben realizar durante la Investigación del Terreno.
- EN1997-2:2024 abarca las propiedades físicas, químicas y de estado; propiedades de resistencia, rigidez, compresibilidad y consolidación; propiedades cíclicas, dinámicas y sísmicas; propiedades geohidráulicas y geotérmicas.
- Se ha definido el alcance mínimo de la investigación del terreno, siendo uno de los temas principales durante la elaboración de EN1997-2:2024, debido al objetivo de garantizar al proyectista disponer de datos suficientes para realizar un diseño adecuado.
- Se ha definido la extensión mínima de la campaña geotécnica, además del espaciamiento entre puntos de investigación en EN1997-2.
- Se ha ampliado el Anejo H del EN1997-2:2024 para incluir la práctica española de planificación de la campaña geotécnica para diferentes obras geotécnicas en base a los documentos normativos disponibles en España.
- Se ha descrito el flujo de trabajo para determinar el alcance de la campaña geotécnica usando el Eurocódigo.

REFERENCIAS

CEN (2023) EN 1990:2023 (2023) *Eurocode – Basis of structural and Geotechnical design*

CEN (2024a). EN 1997-1:2024 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules*.

CEN (2024b). EN 1997-2:2024 – *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground properties*.

CEN (2025). EN 1997-3:2025 – *Eurocode 7*: *Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures*.

DBSE-C (2019) *Seguridad estructural. Cimientos* (Real Decreto 732/2019, de 20 de diciembre (BOE 27-diciembre-2019).

GETCAN-011 (2011) *Guía para la Planificación y Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias*. Gobierno de Canarias.

GT_03 (1999) Guías Técnicas de Seguridad de Presas. *Guía Nº 3. Estudios Geológico-Geotécnicos y de Prospección de Materiales*. Comité Nacional Español de Grandes Presas. ISBN: 978-84-380-0236-0

IGEP (2023) Instrucciones generales para la elaboración de proyectos. *ANEXO 5.- Guías de criterios de diseño de unidades de obra. Ejecución de trabajos geotécnicos de campo*. Aena S.M.E. S.A. Dirección de Infraestructuras.

Adif (2010) *Instrucciones generales para trabajos geológico-geotécnicos (Tomo VI)* (IGGG-2010). Dirección General de Grandes Proyectos.

Nota de Servicio 3/2012: *Recomendaciones sobre la campaña Geotécnica en los Proyectos de la Dirección General de Carreteras*. (Ministerio de Fomento. Secretaria de Estado de Infraestructuras, Transporte y Vivienda. Secretaría General de Infraestructuras. Dirección General de Carreteras. Subdirección General de Estudios y Proyectos.)

ROM 0.5-05 (2005) *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias* (Ministerio de Fomento. Puertos de Estado).

Santana, M. y Estaire, J. (2026) Modelos geológico-geotécnicos en el Eurocódigo 7 de Segunda Generación. *12 SNIG*.

CRITERIOS ADOPTADOS EN EL ANEJO NACIONAL DEL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN: VERIFICACIONES DE CARÁCTER HIDRÁULICO

Joaquín PÉREZ ROMERO[(1)*] y José ESTAIRE GEPP[(1)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*joaquin.perez@cedex.es

RESUMEN

El Eurocódigo 7 (EC7) constituye el documento normativo de referencia en el ámbito europeo para el dimensionamiento geotécnico de estructuras de ingeniería civil y edificación. Como requisito previo a su aplicación en cada Estado miembro, resulta necesaria la publicación de los correspondientes Anejos Nacionales, en los que se fijan los criterios de proyecto adaptados al marco nacional y los valores de los factores parciales que fijan el nivel de seguridad de las estructuras geotécnicas en España. En el caso de España, esta labor se está desarrollando, desde septiembre de 2023, por parte del Subcomité UNE/CTN 140/SC7, perteneciente a UNE, organismo nacional de normalización. El presente trabajo analiza los aspectos más novedosos del EC7 2G relativos a las verificaciones de carácter hidráulico. Si bien el Anejo Nacional no propone modificaciones en los parámetros de determinación nacional (NDPs) de carácter hidráulico, se ha considerado interesante abordar esta temática por su singularidad y por la importancia de los cambios introducidos en el EC7 2G. En esta comunicación se presta especial atención a dos aspectos esenciales, como son la definición de niveles piezométricos y de presiones de agua intersticial, así como a los Estados Límite Últimos Hidráulicos (ELU HID), como son la rotura por flotación o subpresión y la rotura por levantamiento hidráulico.

ABSTRACT

Eurocode 7 (EC7) is the standard reference document at European level for the geotechnical design of civil engineering and building structures. As a prerequisite for its application in each Member State, the relevant National Annexes must be published, setting out the design criteria adapted to the national framework and the values of the partial factors that determine the safety level of geotechnical structures in Spain. In the case of Spain, this work has been underway since September 2023 by Subcommittee UNE/CTN 140/SC7, which is part of UNE, the national standards body. This work analyses the most innovative aspects of EC7 2G relating to hydraulic verifications. Although the National Annex does not propose any hydraulic-related modifications to the Nationally Determined Parameters (NDPs), addressing this topic has been considered valuable due to the uniqueness and significance of the changes introduced in EC7 2G. The document focuses on two pivotal aspects: the definition of piezometric levels and pore water pressures, and Hydraulic Ultimate Limit States (HYD ULS), including loss of vertical equilibrium due to uplift and hydraulic heave.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Verificaciones hidráulicas (Hydraulic verifications); Rotura por flotación (Failure by uplift); Levantamiento hidráulico (Hydraulic heave).*

1. INTRODUCCIÓN

En lo sucesivo, para citar en este documento al Eurocódigo 7 de Segunda Generación EN1997:2024 (CEN, 2024) se empleará la notación abreviada EC7 2G o la denominación de la primera parte de la norma EN1997-1:2024. Por otra parte, para mencionar al Eurocódigo 7 vigente se indicará EC7 o la denominación de la primera parte de la norma EN1997-1:2004. En el caso del Eurocódigo 0 se indicará, en cada caso, la norma recientemente aprobada EN1990:2023.

En este trabajo se analizan los aspectos más novedosos del EC7 2G relativos a las verificaciones de carácter hidráulico, como son la adopción de valores representativos y de proyecto para las presiones de agua en el terreno y dos Estados Límite Hidráulicos, concretamente la pérdida de equilibrio vertical por flotación y el levantamiento hidráulico, al que se presta una especial atención, ofreciéndose una descripción del proceso y una breve explicación sobre su evolución histórica en el contexto de la comunidad geotécnica internacional. Se comparan, también, el enfoque planteado en el nuevo EC7 2G y en el EC7 vigente para la rotura por levantamiento hidráulica. Se propone, finalmente, una correspondencia de términos entre la lengua inglesa y el español de los tres Estados Límite Hidráulicos que aparecen en el EC7 2G.

2. NIVEL PIEZOMÉTRICO Y PRESIÓN DE AGUA DEL TERRENO

En este apartado se describe la metodología empleada en el EC7 2G para la determinación de los valores representativos y de los valores de proyecto de las presiones de agua en el terreno.

2.1. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS PRESIONES DE AGUA DEL TERRENO

El método para adoptar los valores representativos de las presiones de agua del terreno se desarrolla en el apartado § 6.4 de la Parte 1 del EC7 2G (EN1997-1:2024), existiendo básicamente dos opciones, en función de la disponibilidad de datos.

Si se dispone de datos suficientes para estimar su valor con base a la probabilidad anual de superación, el valor representativo de la presión del agua del terreno $F_{w,rep}$ tiene que obtenerse por uno de los siguientes métodos (ver Figura 1):

a) como un único valor permanente, igual al valor característico superior $G_{wk,sup}$ o inferior $G_{wk,inf}$ de la presión del agua del terreno, es decir, el que resulte más desfavorable según el estado límite considerado; estos dos valores se basan en una probabilidad de superación anual del 2 %, esto es, para un periodo de proyecto de 50 años, tal y como se establece en la Nota 2 de la cláusula § 6.1.3.2 de EN1990:2023;
b) la combinación de un valor permanente G_{wk}, igual al valor medio de la presión del agua subterránea, más un valor variable, igual al valor representativo $Q_{w,rep}$ de la variación de la presión del agua subterránea.

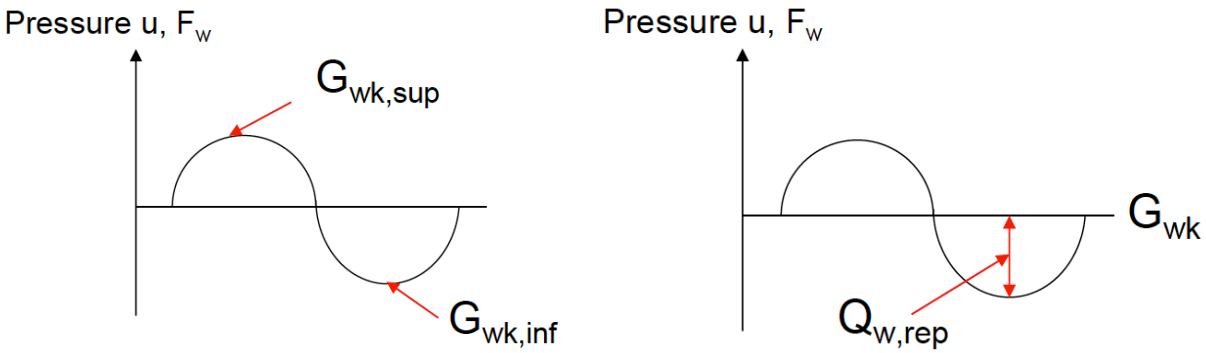


Figura 1. Alternativas para la selección de valores representativos de la presión de agua del terreno, cuando se dispone de suficiente información (figura adaptada de van Seters, 2024).

Por su parte, en la Tabla 1 se indican las posibles opciones para el valor representativo $Q_{w,rep}$ de la amplitud de la variación de la presión del agua del terreno, en función de las probabilidades de superación anual o de su equivalente en periodo de proyecto (si se desea una explicación más detallada se sugiere consultar Schweckendiek et al., 2024).

En el caso de que no se disponga de información suficiente, los valores representativos deberán ser seleccionados nominalmente con base a estimaciones cautelosas de las circunstancias más adversas que pudieran tener lugar en la situación de proyecto; ver cláusulas (2), (6) y (7) en § 6.4 EN1997-1:2024.

Tabla 1. Valor representativo $Q_{w,rep}$ de la amplitud de la variación de la presión de agua en el terreno.

Valor representativo	Símbolo	Probabilidad anual de excedencia	Periodo de proyecto
Valor característico	Q_{wk}	2 %	50 años
Valor de combinación	$Q_{w,comb}$	5 a 10 %	20 a 10 años
Valor frecuente	$Q_{w,freq}$	1 % del periodo medio de referencia	100 años
Valor cuasi-permanente	$Q_{w,qper}$	Valor medio	-
Valor accidental	A_{wd}	0,1 %	1000 años

2.2. VALORES DE PROYECTO DE LAS PRESIONES DE AGUA DEL TERRENO

Se puede consultar la metodología para la determinación de los valores de proyecto de las presiones de agua del terreno, a emplear en el estudio de Estados Límite Últimos, en la cláusula § 6.5.1 de EN1997-1:2024. Para ello, se proponen tres alternativas:

a) mediante una estimación directa;
b) aplicando una desviación sobre los valores representativos de los niveles piezométricos o de las presiones de agua del terreno;
c) aplicando un factor parcial sobre los valores representativos de las presiones del agua del terreno o sobre los efectos de dichas acciones.

En aquellos casos donde se emplean los valores de presión del agua para deducir la resistencia al corte del terreno a partir del campo de presiones efectivas, por ejemplo en los análisis de estabilidad global de taludes o en el proyecto de estructuras de contención, resultarán especialmente adecuados los métodos (a) de estimación directa y (b) de aplicación de una desviación (ver Figura 2).

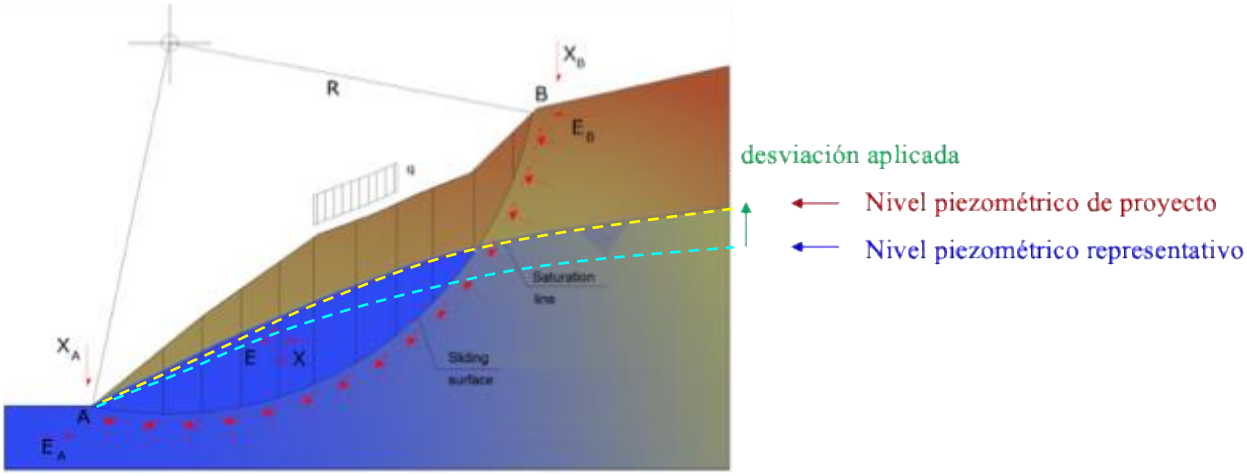


Figura 2. Ejemplo de obtención del valor de proyecto del nivel piezométrico aplicando una desviación sobre su nivel representativo (figura adaptada de: https://www.geostru.eu/en/blog/2016/06/13/slope-stability-analysis/)

Por otra parte, el método (c) del factor parcial es generalmente adecuado cuando se desean conocer las tensiones y esfuerzos que soporta un elemento estructural. En este caso, el valor del factor parcial sobre las acciones para los casos de verificación VC1 y VC4 se proporciona en la Tabla A.1.8 de EN1990:2023 (esta tabla es un parámetro de determinación nacional – NDP).

3. ESTADOS LÍMITE HIDRÁULICOS

3.1. ROTURA POR FLOTACIÓN (UPLIFT)

En el apartado § 8.1.3.2 de EN1997-1:2024, del cual se ha adaptado la Figura 3, se muestran algunos ejemplos donde la rotura por flotación puede resultar crítica, incluyendo:

- Situaciones donde la flotación se produce en el propio terreno, sin presencia de estructuras rígidas

(ejemplos A y B);
- Casos donde la flotación afecta a una estructura dotada de rigidez (ejemplos C, D y E).

En las verificaciones de seguridad frente a la rotura por flotación, se deberá analizar de qué modo se comparan las acciones estabilizadoras, generalmente el peso propio o acciones asociadas a estructuras de estabilización como anclajes, micropilotes, etc., y aquellas con carácter desestabilizador, que generalmente están asociadas al empuje ascendente del campo de presiones de agua en el terreno, que genera el efecto de flotación sobre el conjunto. De acuerdo con lo indicado en la Tabla A.1.8 de EN1990:2023, deberán considerarse los factores parciales de las acciones y de sus efectos [γ_F y γ_E] correspondientes a los casos de verificación VC2(a) y VC2(b). Asimismo, los factores de consecuencia [K_F] se obtendrán de la Tabla A.1.9 de EN1990:2023 (estas dos tablas son parámetros de determinación nacional – NDPs). Se pueden consultar algunos ejemplos numéricos de verificación de rotura hidráulica por flotación en Pérez-Romero (2024).

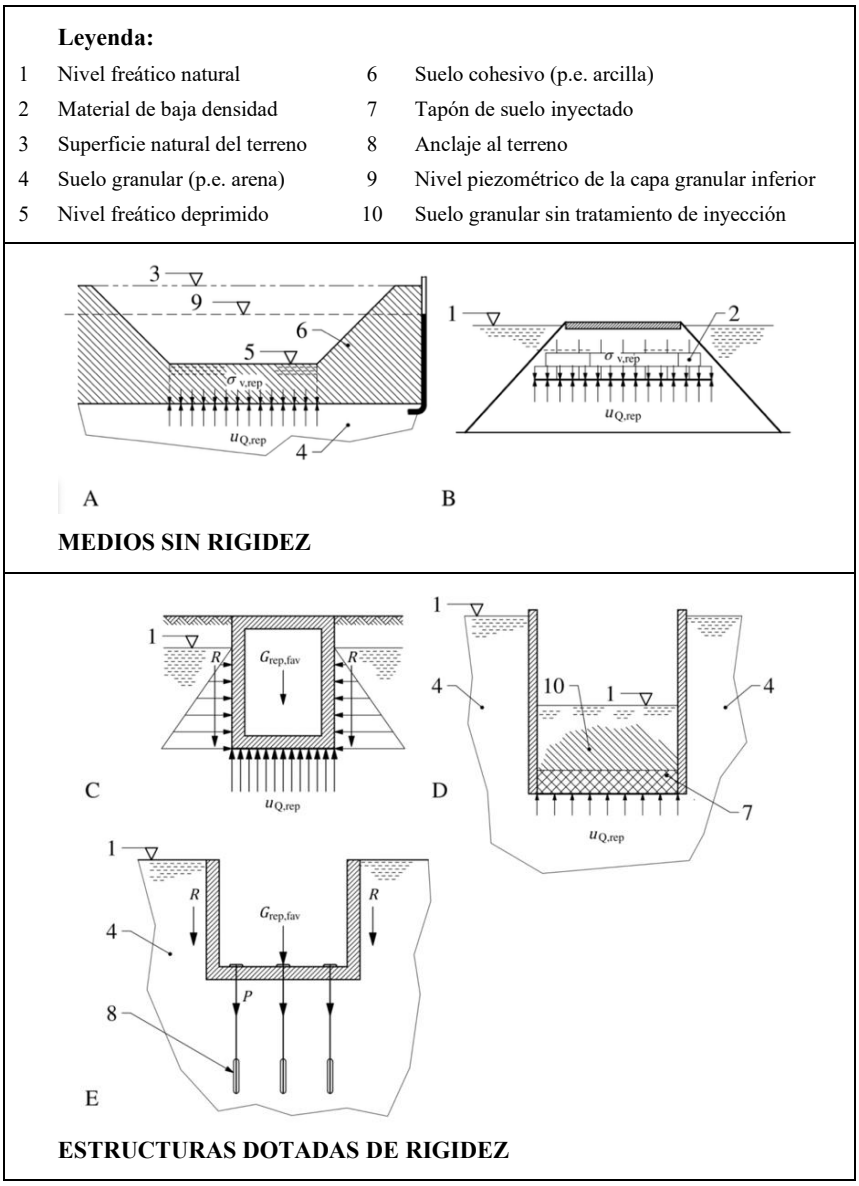


Figura 3. Situaciones donde la rotura por flotación puede ser crítica; los esquemas A y B corresponden a medios continuos no rígidos, mientras que C, D y E son estructuras dotadas de rigidez (figura adaptada de EN1997-1:2024).

3.2. ROTURA POR LEVANTAMIENTO HIDRÁULICO (HYDRAULIC HEAVE)

3.2.1. CONCEPTO DE LEVANTAMIENTO HIDRÁULICO Y EVOLUCIÓN HISTÓRICA

El fallo por levantamiento hidráulico es uno de los procesos más temidos en el sector de la ingeniería geotécnica debido, probablemente, a que suele producirse con muy poco aviso, como puede ser la ebullición superficial aparente del terreno, y al hecho de que una vez que se desencadena, resulta muy complicado detener su progreso, provocando habitualmente situaciones catastróficas, incluyendo el colapso de estructuras de

contención, masas de tierra o diques.

En estas condiciones, la mejor medida disponible para gestionar el riesgo asociado al levantamiento hidráulico ha consistido en emplear coeficientes de seguridad bastante conservadores. Antes de ello, es preciso establecer cuál es la condición para que tenga lugar el levantamiento hidráulico, habiéndose acudido, tradicionalmente, al concepto de gradiente hidráulico, definido mediante la ecuación (1), pudiéndose comprobar que su valor numérico se sitúa generalmente entre 0,8 y 1,1. De este modo, se postulaba que en presencia de filtración ascendente con un gradiente equivalente al crítico, tendría lugar necesariamente el proceso de levantamiento hidráulico.

$$i_c = (\gamma_{sat}-\gamma_w)/ \gamma_w \quad (1)$$

Como se ha comentado previamente, los coeficientes de seguridad fueron inicialmente muy conservadores, del orden de 4 a 5 (Taylor, 1948; Harr, 1962), acomodándose posteriormente a valores más moderados, pero que rara vez quedaban por debajo de 2,0. Esta precaución, quizás excesiva, respecto de la situación límite de levantamiento hidráulico ha sido seguramente favorecida por varios aspectos:

- Si se limitan los valores de gradiente hidráulico ascendente, o los valores de presión de agua en el terreno, se puede evitar la aparición de otros procesos también nocivos, como son la erosión interna o la flotación antes mencionada.
- Por otra parte, los límites entre estos procesos, levantamiento hidráulico, flotación y erosión interna, no siempre han sido definidos con suficiente nitidez y, además, estos procesos guardan cierta relación entre sí. Como ejemplo de ello, la anulación de las presiones verticales efectivas (levantamiento hidráulico) conduce generalmente a que las presiones horizontales efectivas también se anulen, lo que favorece la aparición de canales preferentes de filtración vertical que conducen, finalmente, a la erosión interna de partículas.
- La traducción entre términos en lengua inglesa y en español no siempre ha sido acertada, y mucho menos única, aspecto sobre el cual se realiza posteriormente una propuesta de correspondencia. Esta indefinición en la traducción ha provocado que, por ejemplo, el término '*sifonamiento'* haya sido empleado en español para referirse tanto a la erosión interna (Escudero y Martínez-Santamaría; 2015), como a la condición de gradiente crítico (ROM 0.5-05), a la pérdida de equilibrio por flotación o incluso a varias de ellas (CTE-DB-SE-C; González de Vallejo et al., 2002), pero rara vez en referencia al levantamiento hidráulico *sensu estricto*. También se produce esta indefinición terminológica en el contexto de la lengua inglesa, empleándose como equivalentes términos que no lo son, como '*piping*', '*internal erosion*', o '*heave*' (ver p.e. Wudtke y Witt, 2006).
- En el sector de la ingeniería geotécnica, uno de los temas que entraña cierta dificultad a los profesionales para su comprensión es, precisamente, el comportamiento del agua en el terreno, especialmente cuando se trata de procesos límite y relativamente poco frecuentes, como es el levantamiento hidráulico.

Es importante aclarar que la presencia de filtración ascendente con gradiente crítico no es condición suficiente para que tenga lugar el levantamiento hidráulico.

Por ejemplo, en el caso de filtración bajo un recinto de pantallas, hay al menos tres situaciones en que pueden aparecer gradientes ascendentes superiores al crítico, sin que ello provoque imperativamente una rotura por levantamiento hidráulico, como son la presencia de lentes de arcilla en un terreno granular, el uso de pozos de alivio o el empleo de filtros granulares en el fondo de la excavación (ver p.e. Pane et al., 2015). En este trabajo, y también en otros anteriores (Orr, 2005; Bond et al., 2013), se hicieron diferentes propuestas y sugerencias para actualizar la verificación del levantamiento hidráulico que aparecía en el EC7 vigente (EN1997-1:2003) a la que finalmente ha sido recogida en el EC7 2G, que ha sido aprobado recientemente (EN1997-1:2024).

3.2.2. LA ROTURA POR LEVANTAMIENTO HIDRÁULICO EN EL EC7 2G

En el EC7 2G se indica que para evitar la rotura por levantamiento hidráulico hay que asegurar que las presiones efectivas se mantengan siempre, y con cierto margen, en valores positivos. Para ello, hay que tener presentes las presiones totales, asociadas al peso propio del terreno y de otras estructuras, así como las presiones del agua en el terreno, que pueden venir condicionadas por flujos de agua en régimen permanente o variable. En el caso de flujos de agua ascendentes, se debe verificar que exista en el terreno una tensión efectiva suficiente para soportar su peso propio y el de cualquier estructura, vehículo y personal que se encuentre sobre él (ver § 8.1.4.2 de EN1997-1:2024).

De este modo, la gran novedad, respecto del EC7 anterior, reside en que toda la atención se centra en mantener la presión efectiva con valor positivo, abandonándose el requerimiento de evitar gradientes hidráulicos ascendentes que pudieran alcanzar su valor crítico. La condición que impone el EC7 2G, a tal efecto, viene definida por la inecuación (2), y de acuerdo con lo reflejado en la Figura 4, en la cual:

Δu_d	es el exceso de presión de agua de proyecto = ud – u0
u_d	es la presión de agua de proyecto en presencia de flujo
u_0	es la presión de agua (hidrostática) en ausencia de flujo = $\gamma_{w,rep}$ (z+h_w)
$\gamma_{w,rep}$	es el valor representativo del peso específico del agua
z	es la distancia vertical desde un punto del terreno hasta la superficie (o hasta la base del filtro)
γ_{rep}	es el valor representativo del peso específico aparente del terreno
$p'_{v,rep}$	es el valor representativo de cualquier sobrecarga efectiva que actúe sobre la superficie del terreno
γ_{HYD}	es el factor parcial frente al levantamiento hidráulico
γ_{pv}	es el factor parcial sobre la sobrecarga vertical efectiva

$$\Delta u_d \leq \gamma_{HYD}\left(\gamma_{rep} - \gamma_{w,rep}\right)z + \gamma_{pv}p'_{v,rep} \qquad (2)$$

Leyenda:

1	Nivel freático	8	$\sigma'_{v,d}$ (en presencia de flujo)
2	Material granular de filtro	9	h_w distancia vertical entre la superficie del agua
3	Terreno homogéneo		y la superficie del terreno (o la base del filtro)
4	$\gamma_{Gw,rep}$ h_w	X1	u presión del agua del terreno
5	u_d (en presencia de flujo)	Y1	profundidad bajo la superficie del agua
6	u_0 (en ausencia de flujo)	X2	$p'_{v,rep}$ presión vertical efectiva representativa
7	$\sigma'_{v,0}$ (en ausencia de flujo)	Y2	profundidad desde la base del filtro o superficie del terreno

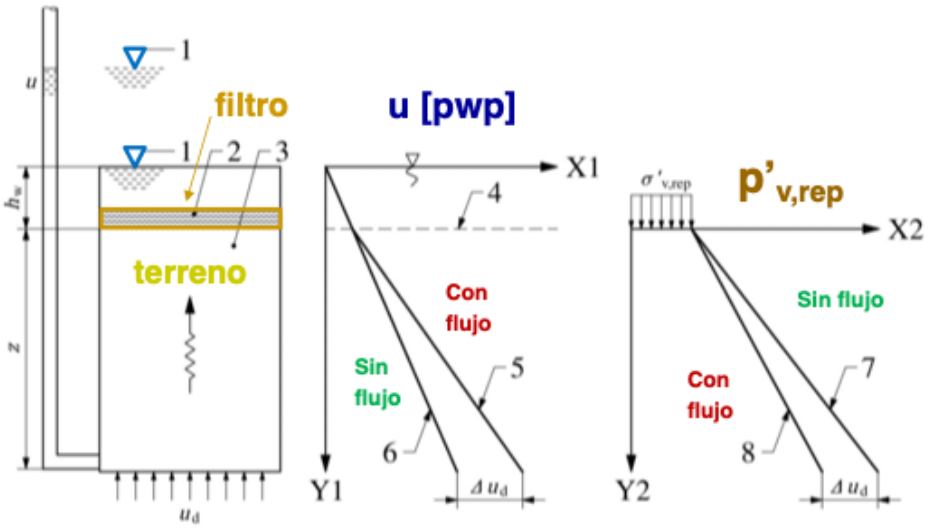


Figura 4. Esquema del EC-7 2G para la verificación de rotura por levantamiento hidráulico en presencia de flujo estacionario vertical y ascendente en terreno homogéneo e isótropo (figura adaptada de EN1997-1:2024).

Aunque en el EC7 2G no se menciona expresamente, su formulación ha sido desarrollada para el caso de suelo homogéneo e isótropo para filtración en régimen permanente. No obstante, la condición o exigencia de mantener las presiones efectivas claramente en valores positivos se establece para cualquier situación que pueda tener lugar en las condiciones de proyecto.

La metodología del EC7 2G puede ser empleada para resolver numéricamente un caso de filtración bajo muros pantalla, similar al representado en la Figura 5, en la cual se ha marcado en color amarillo la columna crítica a considerar desde el punto de vista de la seguridad frente a la rotura por levantamiento hidráulico. Esa columna es el equivalente de la representada en la Figura 4, sobre la cual debe imponerse la inecuación (2). El valor de

la presión del agua en la base de dicha columna [u_d] puede obtenerse, por ejemplo, bien con herramientas comerciales de cálculo numérico o bien dibujando la red bidimensional de filtración. Por otro lado, en el EC7 2G se indica un valor de 0,67 tanto para el factor parcial γ_{HYD} como para el factor parcial γ_{pv} . Se trata de parámetros de determinación nacional (NDP) que en el Anejo Nacional se han mantenido sin cambios.

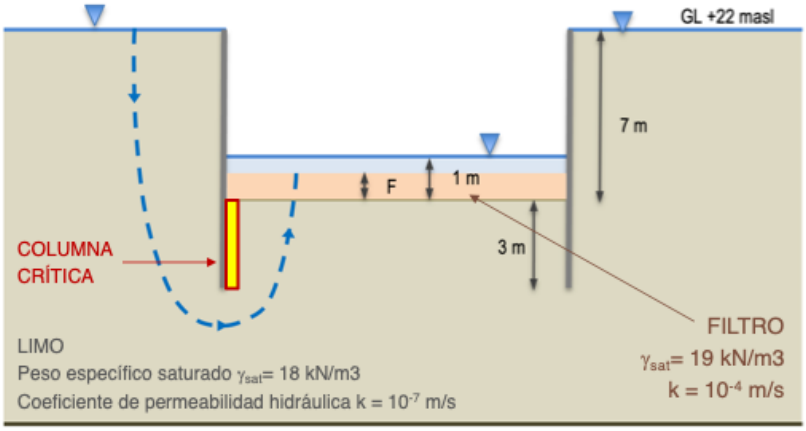


Figura 5. Esquema de un caso de filtración bajo pantallas en el que se indica la columna crítica que, de acuerdo con el EC7 2G, debe ser objeto de comprobación frente al levantamiento hidráulico; aparece, asimismo, un filtro granular en el fondo de la excavación cuya presencia aumenta la seguridad (figura adaptada de Pérez-Romero, 2024).

En línea con lo que se menciona en el EC7 2G, en el caso de filtración bajo pantallas se pueden adoptar diferentes medidas para prevenir la rotura por levantamiento hidráulico, entre ellas las siguientes:

- Aumentar la longitud de empotramiento de las pantallas, reduciendo la presión de agua en su base,
- Emplear pozos de alivio en el fondo de la excavación, y
- Colocar una capa de filtro con material permeable sobre el fondo de la excavación.

En relación el filtro, en ocasiones resulta conveniente su colocación simplemente para mejorar la trabajabilidad en el fondo de la excavación, especialmente si se trata de arcillas plásticas. En cuanto a sus características, basta con que sea un material con capacidad de soporte y claramente más permeable que el excavado, como puede ser un pedraplén, un frente de cantera o un material granular tipo zahorra.

Por otra parte, cuando el material excavado es un suelo cohesivo blando, es bien sabido que, como consecuencia de la decompresión asociada a la excavación, en el corto plazo se genera bajo el fondo de la excavación un campo de presiones de agua en defecto, que es la antítesis de las presiones de agua en exceso que aparecen con la aplicación de cargas en superficie, y que pone en marcha los procesos de consolidación (ver p.e. Yu-qi et al., 2005). En este caso, las presiones de agua en defecto aportan un efecto estabilizador para las pantallas, ya que su presencia supone un incremento de las presiones efectivas en dicha zona y, por lo tanto, de las presiones horizontales pasivas que actúan sobre el intradós. Además, también inhiben, al menos de modo transitorio, los procesos de levantamiento de fondo. Finalizada la excavación, a medida que pasa el tiempo las presiones de agua en defecto se irán disipando, desapareciendo paulatinamente su efecto beneficioso. Si se trata de suelos de permeabilidad muy reducida, esa disipación es muy lenta, por lo que se dispone de tiempo suficiente para ejecutar una losa de fondo. En el caso de suelos con algo más de permeabilidad, como por ejemplo limos, la disipación será más rápida pero durará lo suficiente como para poder colocar un filtro granular en el fondo de la excavación. En el caso de que el terreno excavado tenga una permeabilidad apreciable, es posible que la opción de colocar un filtro granular no esté disponible, con lo cual habrá que acudir a otras medidas, como el empleo de pozos de alivio o el aumento en la longitud de las pantallas.

3.2.3. COMPARACIÓN ENTRE LA APROXIMACIÓN DEL EC7 VIGENTE Y LA DEL EC7 2G

En el código vigente EN1997-1:2004, la verificación del ELU de levantamiento hidráulico puede realizarse de dos maneras diferentes: comparando, para cada columna de suelo relevante, que el valor de diseño de la presión intersticial desestabilizadora en la parte inferior de la columna sea menor o igual que el valor de diseño de la tensión vertical total (ver ecuación 3), o comprobando que el valor de diseño de la fuerza de filtración en la columna sea menor o igual que el peso sumergido de la misma columna (ver ecuación 4). Tal y como se ha descrito por diferentes autores, la metodología así propuesta en el EC7 vigente adolecía de varias faltas de consistencia (Orr, 2005; Bond et al., 2013; Pane et al., 2015).

$$u_{dst;d} < \sigma_{stb;d} \quad (3)$$

$$S_{dst;d} < G'_{stb;d} \quad (4)$$

En el EC7 2G ya no se hace referencia a las fuerzas de filtración ni a los pesos sumergidos. En su lugar, se adopta un enfoque más racional y general, cuyo objetivo es mantener la presión efectiva en el terreno en valores positivos y con margen de seguridad. Este nuevo enfoque puede ser utilizado para cualquier situación de proyecto, incluyendo suelos heterogéneos y/o anisótropos, así como la presencia de todo tipo de elementos como pozos de bombeo, capas de filtro, presencia de lentes de arcilla, e incluso situaciones transitorias y evolutivas en fase de obra.

En lo que respecta a los factores parciales, el código vigente indica un valor de 1,35 para las acciones permanentes desfavorables y un valor de 0,90 para las acciones permanentes favorables. En el EC7 2G deben utilizarse dos factores parciales [γ_{HYD}, γ_{pv}], pero su valor numérico es equivalente al valor conjunto de los dos factores del código vigente (0,67 = 0,90 / 1,35), por lo que no hay diferencia en la práctica. El valor indicado para este factor [γ_{HYD} = 0,67] también hace admisible la presencia de variaciones locales de tensiones a escala granular, relevantes para fallos hidráulicos.

4. POSIBLE CORRESPONDENCIA ENTRE TÉRMINOS EN ESPAÑOL Y EN INGLÉS

Tal y como se ha mencionado previamente, la correspondencia entre términos en español y en lengua inglesa relativos a los Estados Límite Hidráulicos (ELH) no ha estado del todo clara, empleándose diferentes traducciones en diferentes documentos, lo que ha generado confusión no solo en cuanto a la propia denominación, sino también en cuanto a qué consiste cada uno de los citados Estados Límite.

En este documento no se ha tratado la rotura por erosión interna o tubificación, consistente en el arrastre de partículas finas a través de huecos entre partículas gruesas o de canales preferentes de filtración, la cual aparece en el apartado § 8.1.4.3 de EN1997-1:2024; para conocer en detalle este proceso se recomienda consultar también el manual de CIRIA (2013). En la Tabla 2 se presenta una propuesta de correspondencia que puede contribuir a resolver esta problemática y que se basa en los siguientes puntos:

- Existen términos inequívocos para traducir al español los términos '*internal erosion*', '*piping*' y '*hydraulic heave*', como son respectivamente '*erosión interna*', '*tubificación*' y '*levantamiento hidráulico*'
- La palabra '*sifonamiento'* no aparece en el Diccionario de la Lengua Española (consultado en 2025 el sitio web de la RAE), y tampoco se encuentra la palabra '*sifonar'*, siendo '*sifón'* la palabra más cercana a '*sifonamiento'* que sí está en el diccionario
- La palabra '*sifonamiento*' carece de traducción al inglés (consultados en 2025 los sitios web de Collins y Wordreference)
- Puede que haya, entre la comunidad geotécnica, quien asocie sifonamiento a gradiente crítico, pero este concepto ha sido abandonado en el propio EC7 2G, como se ha explicado antes

Tabla 2. Propuesta de correspondencia inglés / español para la denominación de los ELH del EC7 2G.

English	**Español**
Failure by uplift	Rotura por flotación
Failure by hydraulic heave	Rotura por levantamiento hidráulico
Failure by internal erosion or piping	Rotura por erosión interna o tubificación

5. CONCLUSIONES

En el Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7 de Segunda Generación (CEN, 2024) no se han introducido cambios sobre los parámetros de determinación nacional (NDP) relativos a los Estados Límite Hidráulicos. Realmente tan solo había una opción para ello, relativa a los factores parciales a aplicar en las comprobaciones frente a la rotura por levantamiento hidráulico, pero no se han encontrado motivos para modificar los valores que se proponen originalmente en el EC7 2G.

Aun así, se ha elaborado este documento para poner de manifiesto que el nuevo Eurocódigo 7 introduce aspectos novedosos relativos a las verificaciones hidráulicas, como son la metodología para adoptar valores representativos y de proyecto de las presiones del agua en el terreno y algunos aspectos relativos a las comprobaciones frente a Estados Límite Hidráulicos.

Destaca, en este sentido, la nueva aproximación al problema del levantamiento hidráulico. Se propone una metodología más racional y que puede ser empleada en cualquier situación de proyecto, incluyendo la presencia de suelos heterogéneos y/o anisótropos y de todo tipo de elementos como pozos de bombeo, capas de filtro, presencia de lentes de arcilla. La nueva propuesta, centrada en garantizar que las presiones efectivas se mantienen siempre positivas y con cierto margen de seguridad, permiten también el análisis de niveles freáticos que varían con el tiempo, así como situaciones transitorias y evolutivas en fase de obra.

Finalmente, se ha realizado una propuesta de correspondencia en lengua inglesa y en español para los tres límite últimos hidráulicos cuya comprobación viene exigida en el Eurocódigo 7 de Segunda Generación.

REFERENCIAS

Bond A.J., Schuppener B., Scarpelli G. y Orr T.L.L. (2013) Eurocode 7: geotechnical design worked examples In: *Proceedings workshop Eurocode 7: geotechnical design*, Dublin

CIRIA (2013) The International Levee Handbook, CIRIA Report C731. London, 2013.

CEN (2004) EN1997-1:2004, Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules

CEN (2023) EN1990:2023, Eurocode 0 - Basis of structural and geotechnical design

CEN (2024) EN1997-1:2024, Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules

DGAVS (2019) Documento Básico SE-C, Seguridad Estructural ; Cimientos. Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo. Ministerio de Fomento, Gobierno de España

Escudero D. y Martínez-Santamaría J. M. (2015) Erosión interna y dispersividad: estado del arte y revisión de ensayos. *Boletín de la SEMSIG* N1 182, 2015.

González de Vallejo L., Ferrer M., Ortuño L. y Oteo M. (2002) Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid, 2002.

Harr M. E. (1962) Groundwater and Seepage. McGraw-Hill, New York City

Huang Z., Bai Y., Xu H., Cao Y. y Hu X. (2017) A Theoretical Model to Predict the Critical Hydraulic Gradient for Soil Particle Movement under Two-Dimensional Seepage Flow. *Water 2017*, 9, 828.

Orr T.L.L. (2005) Evaluation of uplift and heave designs to Eurocode 7. In: *Proceedings of international workshop on evaluation of Eurocode 7*, Trinity College, Dublin

Pane V., Cecconi M. y Napoli P. (2015) Hydraulic Heave Failure in EC7: Suggestions for Verification. Technical Note. *Geotech Geol Eng* (2015) 33:739–750.

Pérez-Romero J. (2024) Hydraulic design – Examples on UPL-HYD. CEN/TC250/SC7 Seminar Design with 2nd Generation Eurocode 7. Guidelines and geotechnical design examples. Paris, October 2024

Pérez-Romero, J. (2025) Verificaciones de Carácter Hidráulico. Jornada de presentación del borrador del Anejo Nacional Español del EUROCÓDIGO 7 de Segunda Generación. Madrid, noviembre de 2025

Puertos del Estado (2005) Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias ROM0.5-05. Puertos del Estado, Ministerio de Fomento, Gobierno de España

Schweckendiek T., Estaire J. y Bond A.J. (2024) Groundwater statistics in the second-generation Eurocode 7. *Proc of the XVIII ECSMGE 2024*, pp 1958-1963. CRC Press / Balkema - Taylor & Francis Group

Taylor D. W. (1948) Fundamental of Soil Mechanics. Wiley, Hoboken

van Seters A (2024) Hydraulic design – Introduction. CEN/TC250/SC7 Seminar Design with 2nd Generation Eurocode 7. Guidelines and geotechnical design examples. Paris, October 2024

Wudtke, R. B. & Witt, K. J. (2006). A Static Analysis of Hydraulic Heave in Cohesive Soil. *3rd International Conference on Scour and Erosion*, Amsterdam, 1 - 3 November 2006, S. 251.

Yu-qi, L., Hong-wei, Y., y Kang-he, X. (2005). On the dissipation of negative excess porewater pressure induced by excavation in soft soil. *Journal of Zhejiang University-SCIENCE A*, 6 (3), 188–193

MODELOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS EN EL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN

María SANTANA[(1)]* y José ESTAIRE[(1)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*maria.s.ruiz@cedex.es

RESUMEN

En el marco de la actualización del Eurocódigo 7, correspondiente a su Segunda Generación, se consolidan normativamente los conocidos modelos geológico-geotécnicos mediante dos herramientas conceptuales clave para la interpretación y utilización de la información geotécnica en el proyecto: el Modelo del Terreno y el Modelo para el Proyecto Geotécnico (Ground Model y Geotechnical Design Model). El Modelo del Terreno integra la información geológica y geotécnica obtenida durante la fase de investigación, incluyendo la definición de las unidades geotécnicas y la caracterización de sus propiedades a partir de los ensayos realizados. Los parámetros resultantes de esta caracterización constituyen los denominados valores derivados. A partir de este, el Modelo para el Proyecto Geotécnico se configura como una idealización del Modelo del Terreno, seleccionada por el proyectista para el análisis y verificación de las distintas situaciones de cálculo, en función de las acciones consideradas y de los estados límite aplicable.

ABSTRACT

*Within the framework of the update of Eurocode 7, corresponding to its Second Generation, the well-known geological–geotechnical models are formally consolidated through two key conceptual tools for the interpretation and use of geotechnical information in design: the **Ground** Model and the Geotechnical Design Model. The Ground Model integrates the geological and geotechnical information obtained during the site investigation phase, including the definition of geotechnical units and the characterization of their properties based on the tests performed. The parameters resulting from this characterization constitute the so-called derived values. Based on this, the Geotechnical Design Model is established as an idealization of the Ground Model, selected by the designer for the analysis and verification of the different design situations, depending on the actions considered and the applicable limit states.*

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Eurocódigo 7 (Eurocode 7), Modelo geológico-geotécnico (Ground Model).*

1. INTRODUCCIÓN

Los Eurocódigos constituyen un sistema normativo europeo destinado a la armonización de los criterios de proyecto en la ingeniería estructural y geotécnica. Estos documentos han sido desarrollados por el Comité Europeo de Normalización (CEN) y adoptados bajo la designación de normas EN. En particular, el Eurocódigo 7 (EC7), relativo al "Proyecto Geotécnico", se recoge en la norma EN 1997. En sí mismas, estas normas no son de obligado cumplimiento, pero su uso puede ser exigido por la autoridad competente correspondiente. Tal es el caso de los proyectos de la red de carreteras del Estado, donde la Orden Circular 1/2019 emitida por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Transportes obliga al uso de los Eurocódigos en dichos proyectos.

El Eurocódigo 7 de Segunda Generación (EC7-2G) se ha dividido en tres partes, actualmente ya emitidas por CEN como las siguientes normas EN: EN 1997-1:2024 "Reglas generales" (*General rules*), EN 1997-2:2024 "Propiedades del terreno" (*Ground properties*) y EN 1997-3:2025 "Estructuras geotécnicas" (*Geotechnical structures*). No obstante, es importante destacar que las tres partes del Eurocódigo 7 deben ser utilizados conjuntamente con el Eurocódigo 0 (EN 1990-1) "Bases del proyecto estructural y geotécnico", ya que existen numerosas referencias cruzadas entre ellos y con el Eurocódigo 1 (EN 1991) "Acciones sobre estructuras". Por lo que se refiere a este artículo, los conceptos más relevantes relativos al Modelo del Terreno se recogen en EN 1997-2, mientras que el Modelo del Proyecto Geotécnico se desarrolla en la norma EN 1997-1.

Tanto el Modelo del Terreno como el Modelo para el Proyecto Geotécnico son herramientas de proyecto importantes, ya que, como se indica en EN 1997-1 (parte 1 del EC7-2G), deben utilizarse para verificar la seguridad, las condiciones de servicio, la robustez y la durabilidad de las estructuras geotécnicas.

El proyecto de una estructura geotécnica, desarrollado en el EC7-2G, comprende un total de cinco tareas, tal y como se muestra en la Figura 1. En Estaire y Santana (2022) se hace una descripción más pormenorizada de dichas tareas, destacándose en el contexto del presente artículo la Tarea 2 relativa a la "Modelización del terreno" y la Tarea 3 sobre las "Verificaciones de proyecto".

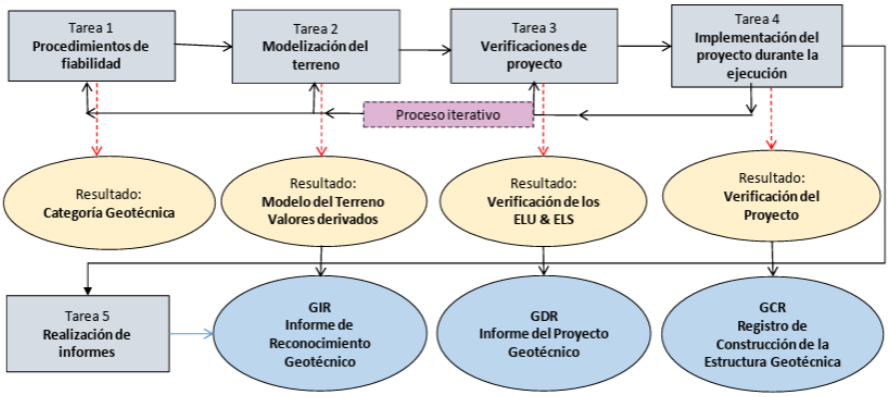


Figura 1. Tareas comprendidas en el proyecto de una estructura geotécnica [tomada de Estaire y Santana, 2022].

Así, la principal función de la tarea de modelización del terreno es la representación de las condiciones del terreno y del agua de la "zona de influencia de la estructura geotécnica" que engloba el propio emplazamiento y sus áreas aledañas. Esto se consigue a través del Modelo del Terreno. Como se muestra en la Figura 1 este modelo deberá documentarse en el "Informe de Reconocimiento Geotécnico".

Por su parte, la tarea de verificación del proyecto, en la que se comprueba que no se exceden los estados límites en ninguna situación de proyecto durante la vida útil de la estructura geotécnica, se debe basar en el Modelo para el Proyecto Geotécnico. Este modelo, junto con las verificaciones de los estados límite, se deben documentar en el "Informe de Proyecto Geotécnico".

El objetivo de este texto es facilitar la comprensión de dos de los conceptos empleados en el EC7-2G, Modelo del Terreno y Modelo para el Proyecto Geotécnico, cuya utilización es habitual en los trabajos propios del proyecto geotécnico, pero que además deben ser entendidos como herramientas para completar las tareas comprendidas en el proyecto de una estructura geotécnica.

Además, el "Joint Research Center" de la Comisión Europea (JRC) publicó en 2024 dos guías muy relacionadas con este texto para ayudar a los proyectistas a comprender, implementar y utilizar el EC7-2G en los proyectos geotécnicos: "Assembling the Ground Model and the derived values" (Garin et al., 2024) y "Determination of representative values from derived values for verification of limit states with EN1997" (Estaire et al., 2024). A su vez, el organismo normalizador holandés (NEN) organizó una serie de webminarios dedicados a la Segunda Generación del EC7. Uno de ellos se centró en "Deriving the Ground Model" (Estaire, 2021) con información útil sobre este tema.

2. MODELO DEL TERRENO (GROUND MODEL)

2.1. DEFINICIÓN DEL MODELO DEL TERRENO

La definición del Modelo del Terreno queda recogida en la norma EN 1997-1, pudiéndose traducir de forma libre como "esquema de la configuración y de las condiciones del terreno y del agua freática, particularizado para el emplazamiento de la estructura geotécnica, basado en los resultados de las investigaciones del terreno y otros datos disponibles".

Sin embargo, conceptualmente, el Modelo del Terreno es algo más que un esquema y debe considerarse más bien como un receptáculo de toda la información geotécnica recopilada durante la investigación del terreno que es necesaria para realizar las verificaciones de todos los estados límite de las situaciones de proyecto a las que se enfrentará la estructura geotécnica durante su vida útil.

Por otra parte, como puede verse, la definición no indica la forma en que se debe presentar dicho esquema del terreno, aspecto que se desarrolla en el apartado 2.5 de este texto.

Por último, conviene destacar que, dado que la norma mencionada aún no ha sido traducida al castellano, la traducción utilizada en este trabajo para el término "Ground Model" es "Modelo del Terreno", no pudiéndose garantizar que sea el término finalmente usado en la traducción oficial.

2.2. CONTENIDO Y EXTENSIÓN FÍSICA DEL MODELO DEL TERRENO

2.2.1. CONDICIONES DEL EMPLAZAMIENTO

La mayor parte de la información relativa al Modelo del Terreno y especialmente sobre su contenido se recogen en el capítulo 4 de la norma EN 1997-2. En el primer párrafo de dicho capítulo se indica que el Modelo del Terreno debe estar basado en los resultados obtenidos en la investigación geotécnica del emplazamiento y debe incluir información sobre las condiciones geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas de la zona de estudio y su posible variabilidad e incertidumbre asociada:

- Las condiciones geológicas se refieren a la descripción de la geomorfología y litología de las "unidades geotécnicas", a la localización de los posibles niveles rocosos y zonas alteradas, así como la descripción de las propiedades geométricas de las discontinuidades.
- Las condiciones hidrogeológicas informan sobre los niveles del agua superficial y del agua existente en el terreno, así como sobre los niveles piezométricos, incluyendo sus posibles variaciones a lo largo del tiempo, además de hacer constar la presencia de flujos de agua y la presencia de otros fluidos o gases.
- Las condiciones geotécnicas se refieren a la identificación de las "unidades geotécnicas" existentes en el terreno del emplazamiento y a la descripción de su comportamiento mecánico, mediante la identificación de los "valores derivados" de las propiedades geotécnicas de dichas unidades.

A este respecto, el concepto de "unidad geotécnica" (*Geotechnical Unit*) se recoge en la norma EN 1997- 1 como "el volumen de terreno que se define como un material único", por tanto, con propiedades geotécnicas únicas para toda la unidad. Por otra parte, el concepto de "valores derivados" de una propiedad geotécnica se explica en el Epígrafe 2.2.2.

Por otra parte, la extensión física que debe cubrir el Modelo del Terreno es no sólo la zona del terreno ocupada por el propio emplazamiento de la estructura geotécnica, sino también su zona de influencia. El concepto de "zona de influencia", que se recoge en la norma EN 1997-1, debe entenderse como aquella zona del terreno que puede afectar a las condiciones de seguridad, servicio, robustez, durabilidad o sostenibilidad de la estructura geotécnica en estudio y, a la viceversa, aquella zona del terreno cuyas condiciones naturales pueden verse afectadas por los trabajos de construcción o por la propia existencia de la estructura geotécnica. La zona de influencia es, por tanto, una zona de terreno de mayor extensión que el propio emplazamiento de la estructura geotécnica.

Hay que hacer notar que, en este contexto, una estructura geotécnica es toda estructura que tenga relación con el terreno. Como ejemplos de estructuras geotécnicas cabe citar los desmontes y terraplenes; las cimentaciones superficiales y profundas; las estructuras de contención de tierras; los anclajes, las estructuras de suelo reforzado y las técnicas de refuerzo y de mejora del terreno.

Por tanto, como resumen, cabría decir que el Modelo de Terreno debe incluir:

- Un esquema de la disposición estratigráfica de las unidades geotécnicas que forman el terreno del emplazamiento de la estructura geotécnica y de su zona de influencia.
- Un análisis de las condiciones del agua del terreno en el emplazamiento y sus alrededores.
- Una recopilación de los denominados "valores derivados" de las diferentes propiedades geotécnicas de todas las unidades geotécnicas que forman el "Modelo de Terreno".

2.2.2. VALORES DERIVADOS DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS

Como ya se ha indicado, en el Modelo del Terreno es necesario incluir los valores derivados de las diferentes propiedades geotécnicas de las unidades geotécnicas. Dichos valores deben proceder de la investigación del terreno que se haya realizado previamente.

La definición de valor derivado de una propiedad del terreno, que queda recogida en la norma EN 1997-1, se puede traducir como "valor de una propiedad del terreno, aplicando una teoría o utilizando una correlación o un método empírico, a partir de resultados de ensayos de laboratorio o de campo o de mediciones realizadas en el terreno". Este concepto aparece desarrollado en el apartado 4.2 de la norma EN 1997-2.

Dado que los valores derivados se obtienen de los resultados de la investigación geotécnica, es interesante comentar lo que el EC7-2G indica al respecto. Así, el capítulo 5 de la norma EN 1997-2 está dedicado a la investigación geotécnica, cuyo objetivo principal es precisamente la obtención de la información que permita definir las unidades geotécnicas y sus propiedades geotécnicas. Dicha investigación geotécnica comprende las siguientes actividades: estudios de gabinete (*desk study*), inspección visual (*site inspection*), investigaciones preliminares (*preliminary investigation*), investigaciones de proyecto (*design investigation*) y auscultación (*monitoring*). El tipo de actividad de investigación a realizar, su grado de detalle, los tipos de ensayo y el número, espaciado y profundidad de los puntos de ensayo va a depender de la Categoría Geotécnica de la estructura, como se indica en el Apartado 2.4 de este texto. Por otra parte, toda la información que se obtenga de la campaña de investigación geotécnica debe recopilarse en el denominado "Informe de Reconocimiento Geotécnico", traducción libre de "*Ground Investigation Report (GIR),* en su versión inglesa.

Los resultados de los ensayos de laboratorio y de campo se denominan, en este contexto, como "valores medidos" (*measured values)*, definidos como "*el valor de una propiedad del terreno obtenido durante un ensayo"*. Los valores derivados se obtienen al aplicar un modelo teórico o al utilizar una correlación empírica a dichos valores medidos. En la Figura 2 se ilustra el proceso de obtención del valor derivado de una determinada propiedad, en este caso la resistencia al corte, que procede de aplicar el criterio de rotura de Mohr-Coulomb a los resultados de un ensayo de corte directo.

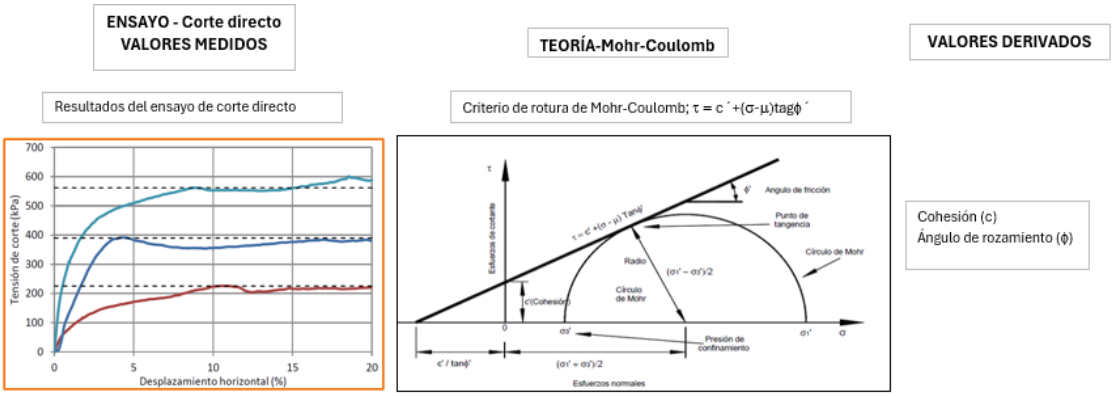


Figura 2. Obtención de valores derivados a partir de valores medidos.

Hay que destacar que los valores derivados son la base de la posterior determinación de los valores representativos que se utilizan en las verificaciones de los estados límite de la estructura geotécnica, cuyo desarrollo se recoge en Estaire y Santana (2022).

2.3. NIVEL DE DETALLE DEL MODELO DEL TERRENO. CATEGORÍA GEOTÉCNICA

Una vez determinado el contenido del Modelo del Terreno, así como su extensión física, el EC7-2G requiere que el nivel de detalle del modelo deba estar en consonancia conceptualmente con la Categoría Geotécnica de la estructura geotécnica (*Geotechnical Category*), aunque sin dar pautas claras sobre dicha relación.

Al igual que ocurre con otros términos, la definición de Categoría Geotécnica (CG) se encuentra en la norma EN 1997-1 que también recoge la mayor parte de la información relativa a este término. El término Categoría Geotécnica se puede definir como "*sistema de clasificación que combina, por una parte, la complejidad del terreno, incluyendo el efecto del agua existente en el terreno, la incertidumbre asociada a su conocimiento y la interacción terreno-estructura con, por otra parte, las consecuencias del fallo de la estructura*". El concepto de Categoría Geotécnica se desarrolla en el punto 4.1.2.3 de la norma EN 1997-1.

Las consecuencias del fallo de la estructura geotécnica a las que se refiere la definición de la CG se identifican en el EC7-2G como Clase de Consecuencia (*Consequence Class*). Este concepto se encuentra definido en la norma EN 1990-1 y desarrollado en el epígrafe 4.1.3, en el que aparece la tabla replicada en la Tabla 1, que permite determinar la Clase de Consecuencia en función de las pérdidas humanas, económicas, sociales o medioambientales. Es interesante también consultar la tabla 4.3 del EN 1997-1 donde hay ejemplos de cada una de las clases de consecuencias, si bien dicha tabla puede ser modificada por cada país miembro en su Anejo Nacional, al ser un Parámetro de Determinación Nacional (*NDP-National Determined Parameter)*.

Tabla 1. Cualificación y clasificación de las clases de consecuencia por fallo de la estructura geotécnica.

Clase de consecuencia	**Cualificación indicativa de consecuencias de fallo de la estructura geotécnica**	
	Pérdida de vidas humanas o daños personales	**Consecuencias económicas, sociales o medioambientales**
CC4-Muy elevada	Extrema	Grande
CC3-Elevada	Alta	Muy grande
CC2-Media	Media	Considerable
CC1-Baja	Baja	Pequeña
CC0-Muy baja	Muy baja	Insignificante

Por su parte, la complejidad geotécnica del emplazamiento de la estructura geotécnica se establece mediante el concepto de "Clase de Complejidad Geotécnica (*Geotechnical Complexity Class*), desarrollado en la norma EN 1997-1. Dicha clasificación se debe realizar en base a la complejidad y la incertidumbre sobre las condiciones geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas del emplazamiento. La Tabla 2 replica la tabla del EC7-2G referente a la clasificación de las clases de complejidad geotécnica, quedando también en manos de los países miembros su posible modificación en los anejos nacionales.

La combinación de la Clase de Consecuencia del fallo de la estructura y la complejidad del terreno permiten determinar la Categoría Geotécnica. A este respecto, se debe hacer notar que es obligatorio que todas las estructuras geotécnicas queden clasificadas dentro de una Categoría Geotécnica. En la Tabla 2 se muestra la propuesta dada en la norma EN 1997- 1 para determinar el tipo de Categoría Geotécnica (CG), pudiendo ser de nuevo modificada en los anejos nacionales de los diferentes países.

Tabla 2. Selección de la Categoría Geotécnica (CG).

Clase de Consecuencia (CC)	**Clase de Complejidad Geotécnica (CCG)**		
	CCG1-Baja	***CCG2-Media***	***CCG3-Alta***
CC3-Alta	CG2	CG3	CG3
CC2-Media	CG2	CG2	CG3
CC1-Baja	CG1	CG2	CG2

La Categoría Geotécnica tiene gran relevancia en todas las tareas del proyecto de la estructura geotécnica. Así, esta Categoría Geotécnica se utiliza para:

- determinar el número y tipo de investigación del terreno,
- validar la información que se obtiene de dicha investigación,
- validar el Modelo para el Proyecto Geotécnico,
- confirmar que la experiencia y cualificación del personal implicado en las diferentes tareas del proyecto geotécnico es adecuado,
- definir las medidas de calidad, tipo y contenido de todos los informes que se deben realizar durante el proyecto geotécnico, y

- determinar el grado de detalle a incluir en el Modelo del Terreno.

A este respecto, sin embargo, el EC7-2G no establece con precisión ese grado de detalle o exactamente qué debe incluir el Modelo del Terreno; lo que pretende conseguir es dejar claro que a mayor complejidad geotécnica mayor deberá ser la descripción y los datos necesarios para su definición.

2.4. PRESENTACIÓN DEL MODELO DEL TERRENO

2.4.1. IDEAS PREVIAS

Como se ha indicado anteriormente, el EC7-2G no determina la forma exacta en la que se debe presentar el Modelo del Terreno en el Informe de Investigación Geotécnica, por lo que es el técnico responsable del desarrollo del mismo el que debe elegir el tipo de presentación más adecuado en función de la complejidad del proyecto geotécnico, definida por la Categoría Geotécnica. No obstante, la información que siempre debe incluir el Modelo del Terreno es un esquema de las condiciones geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas del emplazamiento y una recopilación de los valores derivados de las propiedades (mecánicas, hidráulicas, térmicas y geométricas) de las unidades geotécnicas.

2.4.2. ESQUEMA DE LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS, Y GEOTÉCNICAS DEL EMPLAZAMIENTO

La información que debe contener el Modelo del Terreno sobre las condiciones geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas del emplazamiento puede presentarse de múltiples maneras, como puede verse en la Figura 3:

- un texto que describa con palabras dichas condiciones,
- un esquema o croquis,
- modelos en 2D de mapas y planos que representen la distribución de las unidades geotécnicas,
- modelos en 3D que muestren tridimensionalmente las características del terreno, tales como fallas, cambios de espesor, inclinación de las unidades geotécnicas y contactos entre dichas unidades, y
- modelos digitales que puedan visualizarse desde distintas direcciones y cuyos datos subyacentes puedan consultarse.

Además, esta representación del Modelo del Terreno debe ser modificada y actualizada a medida que se tenga más información y detalle de las diferentes condiciones geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas. Serán, por tanto, válidas todas las formas de representación siempre que cumplan con el contenido y grado de detalle acorde a la Categoría Geotécnica.

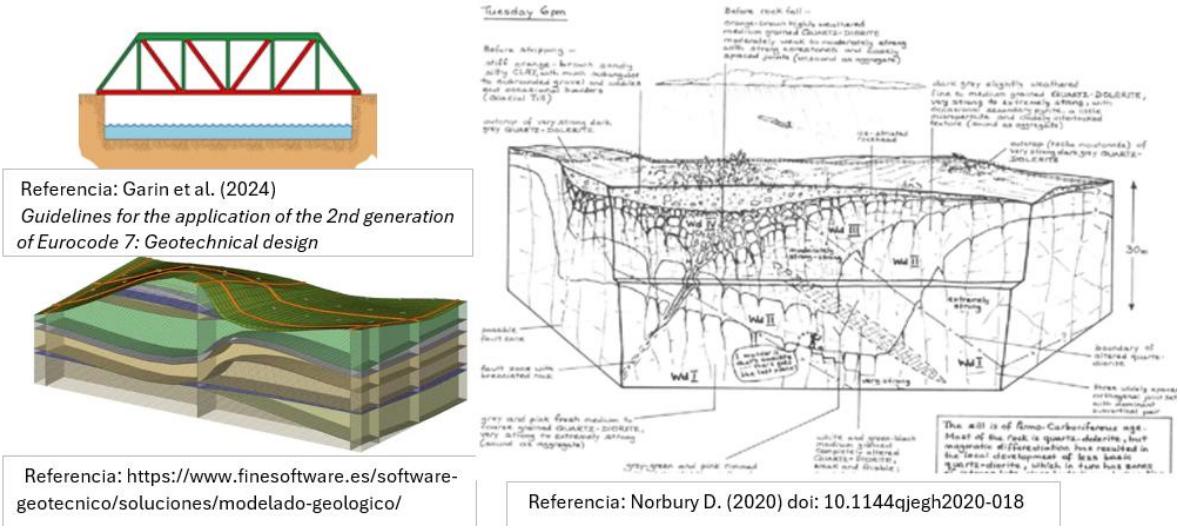


Figura 3. Diferentes representaciones del Modelo del Terreno.

Conviene indicar que en la práctica geotécnica española es muy habitual utilizar perfiles geológico-geotécnicos del terreno de los emplazamientos, tal como el que se muestra en la Figura 4. En el contexto del EC7-2G dichos perfiles serán previsiblemente la forma más habitual de representar los Modelos del Terreno de los emplazamientos.

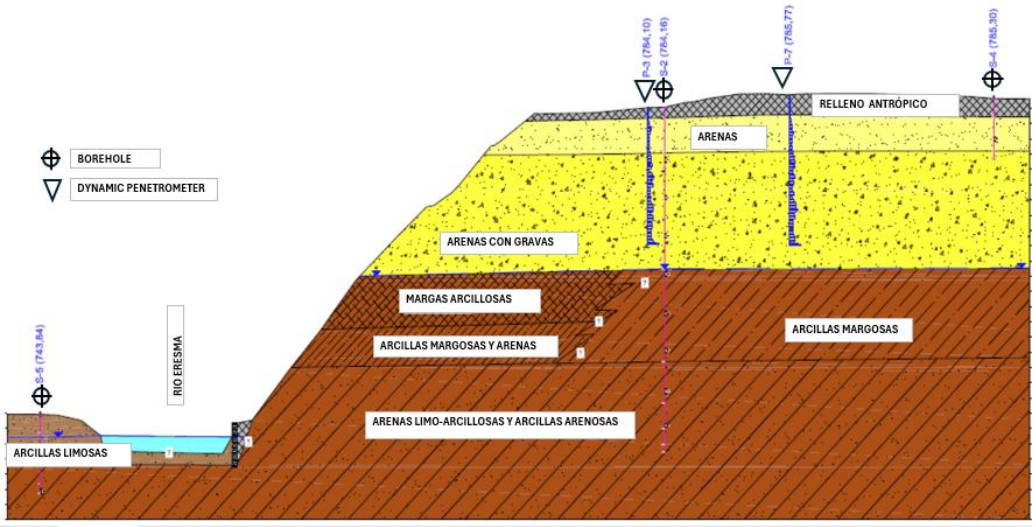


Figura 4. Ejemplo de perfil geológico-geotécnico que representaría el Modelo del Terreno.

2.4.3. RECOPILACIÓN DE LOS VALORES DERIVADOS DE LAS PROPIEDADES DE LAS UNIDADES GEOTÉCNICAS

El Modelo del Terreno para que esté perfectamente definido y completo debe incluir todos los valores derivados de todas las propiedades geotécnicas de las diferentes unidades geotécnicas de la zona de influencia de la estructura geotécnica en estudio.

La recopilación de los valores derivados de las propiedades de las unidades geotécnicas que debe contener el Modelo del Terreno puede presentarse también de múltiples maneras, siendo lo más habitual que dichos valores se recojan en tablas o se incorporen dentro de los esquemas antes descritos.

En España es bastante frecuente hacerlo con las denominadas “guitarras geotécnicas”. Se trata de perfiles geotécnicos en los que se dibujan las diferentes unidades geotécnicas, incluyendo la investigación que ha permitido su identificación y los valores derivados procedentes de los resultados de los ensayos de campo y laboratorio realizados en dichas unidades.

2.5. VALIDACIÓN DEL MODELO DEL TERRENO

El Modelo del Terreno es básico para que la fiabilidad del proyecto geotécnico cumpla los requisitos recogidos a este respecto en la norma EN 1990-1. Es por ello que tanto el Modelo del Terreno como la información contenida en el Informe de Reconocimiento Geotécnico deben ser validados por el proyectista.

La norma EN 1997-1 incluye en su epígrafe 4.2.4 el proceso para validar el Informe de Reconocimiento Geotécnico, cuya información más importante es el Modelo del Terreno. En ese epígrafe juega un papel muy importante la Tabla 4.7, (copiada como Figura 5) ya que, en función de la Categoría Geotécnica de la estructura, se indican medidas específicas para llevar a cabo dicha validación.

Desde un punto de vista conceptual, se puede indicar que cuando los proyectistas validan la información contenida en el Informe de Reconocimiento Geotécnico, utilizando por ejemplo las medidas contenidas en la Tabla 4.7, asumen la responsabilidad derivada del uso de dicha información. Esto es especialmente pertinente en España, donde generalmente la investigación geotécnica es realizada por personas o empresas diferentes a los proyectistas.

A este respecto, es interesante destacar que el Informe de Reconocimiento Geotécnico puede considerarse un instrumento para transmitir la información obtenida durante la investigación del terreno al proyectista de la estructura geotécnica. Asimismo, las medidas de validación de la Tabla 4.7 también pueden considerarse como directrices para preparar adecuadamente el Informe de Reconocimiento Geotécnico. Esto significa que dicho informe es una parte fundamental del proceso de proyecto, estableciendo el procedimiento de validación y un vínculo entre la preparación del informe y el proyecto de la estructura geotécnica.

Table 4.7 (NDP) — Measures to validate the information obtained from the GIR

Geotechnical Category	Measures
GC3	All measures given below for GC2 and GC1 and, in addition: — determine relevant quality[a] parameters based on the available data; — confirm that areas with low confidence in the determined geological, hydrogeological and geotechnical conditions do not have a significant influence on the design and verification of the limit state.
GC2	All measures given below for GC1 and, in addition: — compare the consistency of boundaries of the geotechnical units from different sources of information, to confirm that the used methods of interpolation have sufficiently captured the variations; — compare ground description, classification, and strength index test results to identify inconsistencies; — evaluate the performed testing to ensure that the test results are appropriate for the design situation considered, with respect to e.g. loading rate, strain level, stress path and boundary conditions; — confirm that, for the design situation considered, the derived values have been appropriately determined and correlations used within their respective limitations; — confirm that suitable in-situ techniques and laboratory tests have been used in relation to the design situation, ground property and sample quality class (see FprEN 1997-2:2024, 5.4.5).
GC1	All measures given below: — if field investigation and laboratory testing is performed, confirm that appropriate testing standards have been used; — compare derived values from different sources to identify inconsistencies and anomalies; — confirm that anomalies have been identified in the GIR, and — confirm that non-relevant information is not included in the GIR.
[a] Quality parameters include for example sample disturbance, zero-drift for CPT, measurement accuracy.	

Figura 5. Medidas para validar la información recogida en el Informe de Investigación Geotécnica (tomada de EN 1997-1/Tabla 4.7).

3. MODELO PARA EL PROYECTO GEOTÉCNICO (*GEOTECHNICAL DESIGN MODEL*)

3.1. DEFINICIÓN DE MODELO PARA EL PROYECTO GEOTÉCNICO

La norma EN 1997-1, en su epígrafe 4.2.3, recoge los aspectos relativos al "Modelo para el Proyecto Geotécnico", traducción libre de "*Geotechnical Design Model",* (en su acepción inglesa). La traducción de la definición ahí recogida es "*representación conceptual del emplazamiento derivada del Modelo del Terreno, específicamente para la verificación de cada situación de proyecto y estado límite"*.

El Modelo para el Proyecto Geotécnico se genera, por parte del proyectista de la estructura geotécnica, basándose en el Modelo del Terreno, una vez realizada su validación. El Modelo para el Proyecto Geotécnico se utiliza para la verificación de los diferentes estados límite de todas las situaciones de proyecto a los que se debe enfrentar la estructura geotécnica a lo largo de su vida útil de servicio.

Se debe indicar que las situaciones de proyecto se recogen en la norma EN 1990-1 y se clasifican como persistentes, transitorias, accidentales, sísmicas y de fatiga. Por su parte, los estados límite último y estados límite de servicio se describen en los capítulos 8 y 9, respectivamente, de la norma EN 1997-1. Además, en la norma EN 1997-3 se particularizan los estados límite que se deben verificar para cada una de las estructuras geotécnicas. Teniendo en cuenta lo dicho anteriormente, hay casos en los que, para la verificación de los diferentes estados límite, podría necesitarse generar distintos Modelos para el Proyecto Geotécnico, aunque basados en el mismo Modelo del Terreno.

Por último, de acuerdo con el esquema mostrado en la Figura 1 sobre el proceso del proyecto geotécnico, el Modelo para el Proyecto Geotécnico debe integrarse dentro del Informe del Proyecto Geotécnico, como parte de la tarea 5 relativa a la realización de informes.

3.2. CONTENIDO DEL MODELO PARA EL PROYECTO GEOTÉCNICO

Como se decía anteriormente, el Modelo para el Proyecto Geotécnico se desarrolla a partir del Modelo del Terreno, por lo que un primer contenido sería el esquema de las condiciones geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas del emplazamiento, modificado, si es necesario, para realizar adecuadamente las verificaciones de los estados límite. La presentación del esquema de dichas condiciones sería similar al del Modelo del Terreno, como se indica en el epígrafe 2.5.2 de este texto.

Adicionalmente al esquema de las condiciones del emplazamiento, el apartado B.4.2 de la norma EN 1997-1 indica otros contenidos que se recomienda incluir en el Modelo para el Proyecto Geotécnico. Así, se debe incluir información de las situaciones de proyecto, relativa a sus condiciones físicas y temporales, con sus correspondientes combinaciones de acciones y estados límites relevantes asociados.

El Modelo para el Proyecto Geotécnico debe incluir los valores representativos de las propiedades de todas las unidades geotécnicas del emplazamiento y de su zona de influencia que vayan a ser utilizadas en las verificaciones de los estados límite. Esto implica que habrá tantos valores representativos como multiplicación del número de propiedades del terreno y unidades geotécnicas.

Queda fuera del ámbito de este texto, explicar el concepto de valor representativo, pudiéndose consultar en Estaire y Santana (2022) el procedimiento para obtener estos valores representativos a partir de los valores derivados recogidos en el Modelo del Terreno. Como resumen, se puede indicar que el proyectista debe elegir el valor representativo entre un "valor nominal", más subjetivo al ser seleccionado basándose en su experiencia y juicio profesional, o un "valor característico", más objetivo al ser determinado con la ayuda de métodos estadísticos. En todo caso, en el Informe del Proyecto Geotécnico debe indicarse la procedencia de los datos utilizados para establecer los diferentes valores representativos.

3.3. VALIDACIÓN DEL MODELO PARA EL PROYECTO GEOTÉCNICO

Al igual que ocurre con el Modelo del Terreno, la validación del Modelo para el Proyecto Geotécnico sirve para asegurar la fiabilidad del proyecto. Además, la metodología a seguir también va a ser dependiente de la Categoría Geotécnica. La tabla 4.6 recogida en la norma EN 1997-1 muestra diferentes medidas que sirven para validar el modelo en función de la Categoría Geotécnica y que, al ser Parámetro de Determinación Nacional, pueden ser modificadas por los anejos nacionales.

4. RELACIÓN ENTRE EL MODELO DEL TERRENO Y EL MODELO PARA EL PROYECTO GEOTÉCNICO

En los capítulos anteriores se ha definido y explicado el concepto, el contenido y la función de cada uno de estos dos modelos. Se puede comprobar que ambos están íntimamente ligados, ya que el Modelo del Terreno es la base para la posterior generación del Modelo para el Proyecto Geotécnico.

Ambos modelos deben incluirse en sendos informes: Informe de Reconocimiento Geotécnico e Informe de Proyecto Geotécnico, los cuales son, en ocasiones, redactados por diferentes grupos de técnicos con diferentes competencias y responsabilidades. El Modelo del Terreno y el Informe de Reconocimiento Geotécnico deben ser validados por el personal responsable del proyecto de la estructura geotécnica que será el encargado de redactar el Informe de Proyecto Geotécnico donde ya se incluye la verificación de los estados límites, con identificación de las combinaciones de acciones relevantes y de los valores representativos utilizados.

Por tanto, para garantizar el éxito del proyecto es muy importante que exista una buena comunicación entre los implicados en cada una de las fases del proyecto. La comunicación puede ser de forma oral, pero, al término de cada etapa, se debería plasmar en un informe escrito para garantizar una adecuada transmisión de la información. Los informes deben ser claros e identificar los hechos, las opiniones y las incertidumbres.

Cuanto mayor sea el número de partes implicadas en el paso de una fase a otra, mayor será el riesgo de que se pierda o se malinterprete la información y, de ello se deduce el requisito de que, en todas las fases, la documentación sea lo más clara y trazable posible. Las personas que planifican, ejecutan y evalúan la investigación del terreno desempeñan una función clave en el proceso del proyecto y deberían tener conocimientos profesionales adecuados a la Categoría Geotécnica, al igual que los que llevan a cabo el proyecto geotécnico posterior, centrado, en esta fase, en la verificación de los estados límites. A la inversa, las personas que diseñan y verifican las estructuras geotécnicas también deberían tener conocimientos de modelización del terreno.

Como se ve, si bien hay una relación muy importante entre ambos modelos, también es relevante destacar las diferencias entre uno y otro. La Tabla 3 recoge los puntos más importantes y diferenciadores entre el Modelo del Terreno y el Modelo para el Proyecto Geotécnico, si bien son el resultado de procesos correlativos en el tiempo.

Tabla 3. Diferencias entre el Modelo del Terreno y el Modelo para el Proyecto Geotécnico.

Datos diferenciadores	Modelo del Terreno	Modelo para el Proyecto Geotécnico
Recogido en	EN 1997-2	EN 1997-1
Personal involucrado	Ejecutores de la investigación del terreno	Proyectistas de la estructura geotécnica
Datos base del modelo	Resultados de la investigación geotécnica	Datos del Informe de Reconocimiento Geotécnico y del Modelo del Terreno
Valores del terreno incluidos	Valores derivados	Valores representativos y de proyecto
Informe donde se recoge	Informe de Reconocimiento Geotécnico	Informe del Proyecto Geotécnico

5. RESUMEN

Los Eurocódigos tienen como uno de sus objetivos armonizar, a nivel europeo, los criterios de proyecto de la ingeniería estructural y geotécnica. El Eurocódigo 7 de Segunda Generación incluye una serie de tareas enfocadas a la adecuada realización del proyecto geotécnico entre las que se encuentran la generación y desarrollo del Modelo del Terreno y del Modelo para el Proyecto Geotécnico.

El Modelo de Terreno debe incluir: a) un esquema de la disposición estratigráfica de las unidades geotécnicas que forman el terreno del emplazamiento de la estructura geotécnica y de su zona de influencia, b) un análisis de las condiciones del agua del terreno en el emplazamiento y sus alrededores y c) una recopilación de los denominados "valores derivados" de las diferentes propiedades geotécnicas de todas las unidades geotécnicas que forman el Modelo de Terreno. Toda esta información se deriva de los resultados obtenidos durante la investigación geotécnica. El Modelo del Terreno, junto con toda la información obtenida durante la investigación geotécnica, debe recogerse en el Informe de Reconocimiento Geotécnico.

Por su parte, el Modelo para el Proyecto Geotécnico se genera, por parte del proyectista de la estructura geotécnica, basándose en el Modelo del Terreno, una vez realizada su validación. El Modelo para el Proyecto Geotécnico se utiliza para la verificación de los diferentes estados límite de todas las situaciones de proyecto a los que se debe enfrentar la estructura geotécnica a lo largo de su vida útil de servicio. Por esta razón, el Modelo para el Proyecto Geotécnico debe recoger los valores representativos de las propiedades mecánicas de las unidades geotécnicas que se necesiten para la verificación de dichos estados límite.

En ocasiones, estos modelos los generan personal técnico distinto, por lo que es importante que toda la información quede recopilada en informes que sirvan de mecanismos de transmisión de la información. Para ello se elaboran los Informes de Investigación Geotécnica y el Informe del Proyecto Geotécnico.

REFERENCIAS

CEN (2023). Eurocode – Basis of structural and geotechnical design. EN 1990-1. March 2023.
CEN (2024). Eurocode - Basis of structural and geotechnical design - Part 2:EN 1990- 2. March 2024.
CEN (2024). Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 1: General rules. EN 1997-1:2024
CEN (2024). Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 2: Ground properties. EN 1997-2:2024
CEN (2025). Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 3: Geotechnical structures. EN1997-3:2025
Estaire, J. y Santana, M. (2022). Valores representativos para su uso en las verificaciones de estado límite en el marco del futuro Eurocódigo 7 (EN 1997:2025). X Simp. Nac. de Taludes y Laderas Inestables.
Estaire, J. (2021). NEN Webinar “Deriving the Ground Model” https://www.nen.nl/bouw/constructieve-veiligheid/eurocodes/webinar-eurocode-7-de-nieuwe-generatie.
Estaire, J. y Santana, M. (2022). Valores representativos para su uso en las verificaciones de estado límite en el marco del futuro Eurocódigo 7 (EN 1997:2025). X Simp. Nac. de Taludes y Laderas Inestables.
Estaire, J. (editor). Orr, T., Sorgatz, J., Prästings, A., D`Ignazio, M., Andries, J., Ene, A. and Polo Lopez, C.S. (2025). Determination of representative values from derived values for verification with limit states with EN 1997, Public. Office of the European Union, https://data.europa.eu/doi/10.2760/0980105, JRC141453
Garin, H., Baldwin, M., Reiffsteck, P., van Der Made, K.-J., Wudtke, R., Lamas, L., Virely, D. and Polo Lopez, C.S. (2024). Assembling the ground model and the derived values.
Norbury D. (2021). Ground model: a brief overview. Quarterly Journal of Eng. Geology and Hydrogeology.

TEMA 2

CARACTERIZACIÓN Y PROPIEDADES DEL TERRENO

MODELO DE DEFORMACIÓN ACUMULADA DE SUELOS COMPACTADOS BAJO CARGAS DE TRÁFICO

Eduardo ALONSO[(1)*], Zhigang CAO[(2)] y Anna RAMON[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)
*eduardo.alonso@upc.edu

[(2)] Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering
Zhejiang University, Hangzhou, PR China

RESUMEN

Las bases y subbases de firmes de carretera son suelos no saturados que reciben un número muy elevado de cargas cíclicas de tráfico. En el artículo se revisan métodos de estimación de las deformaciones inducidas teniendo en cuenta la condición de no saturación y, por tanto, del efecto de la succión. Se propone un modelo constitutivo elastoplástico que se basa en el modelo BBM ("Barcelona Basic Model") ampliamente aceptado para describir el comportamiento de suelos no saturados. Ensayos de carga cíclica con succión controlada, en equipos triaxiales, demuestran el importante efecto que tiene la succión en la deformación acumulada a largo plazo. El modelo se ha validado frente a programas de ensayos triaxiales para diferentes combinaciones de tensión desviadora y succión. El modelo se ha desarrollado para condiciones triaxiales, pero se puede generalizar para estados tridimensionales de tensión, lo que permite su aplicación a métodos generales de cálculo de problemas de contorno.

ABSTRACT

Road base and subbase are unsaturated soils that receive a very high number of traffic cyclic loads. The paper reviews the current methods to estimate the induced deformations introducing the condition of unsaturation and, therefore, the effect of soil suction. The proposed constitutive model is based on the BBM ("Barcelona Basic Model"), widely accepted to describe the unsaturated soil behaviour. Suction controlled cyclic loading tests under triaxial conditions, show the important effect of suction to reduce the long-term accumulated deformations. The model was validated against a comprehensive program of triaxial tests for different combinations of deviatoric stresses and suction. The triaxial model developed may be generalized to three-dimensional stress states, that allow its application to general boundary value problems.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Carga cíclica (Cyclic load), No saturado (Unsaturated), Modelo constitutivo (Constitutive model).*

1. INTRODUCCIÓN

Las bases y subbases de carreteras suelen estar no saturadas. Heath *et al.* (2004) midieron succiones capilares de unos 100 kPa. El contenido en finos de estas capas aumenta durante su vida útil debido a la rotura de partículas gruesas, a la invasión de finos desde el pavimento y a mecanismos de "bombeo" (Huang *et al.*, 2009; Alonso, 1998). La presencia de finos incrementa el efecto de la succión. Varios autores (Ekblad y Isacsson, 2006; Craiun y Lo, 2010; Ishikawa *et al.*, 2014; Chen *et al.*, 2018) han publicado los resultados de ensayos de carga cíclica en triaxial con control de succión. El aumento de la succión reduce la deformación acumulada del suelo e incrementa su módulo de resiliencia. Gu *et al.* (2020) investigaron el efecto de incrementar la amplitud de la tensión cíclica y aplicaron los conceptos del modelo "shakedown" y de la deformación diferida para representar sus resultados.

Sin embargo, se conocen pocos estudios teóricos para interpretar las deformaciones a largo plazo desde la perspectiva de la mecánica de suelos no saturados. El modelo elastoplástico BBM ("Barcelona Basic Model") (Alonso *et al.*, 1990) ofrece un marco conceptual para analizar los resultados de ensayos de carga cíclica de suelos no saturados. BBM incorpora el modelo Cam-Clay modificado (Roscoe y Burland, 1968) a suelos no saturados. En años posteriores se publicaron contribuciones al BBM (Bolzon *et al.*, 1996; Pereira *et al.*, 2005; Gens *et al.*, 2006; Sołowski y Gallipoli, 2010; Alonso *et al.*, 2013) para describir suelos diferentes, la interacción hidro-mecánica el suelo compactado y técnicas computacionales. Sin embargo, eran modelos aplicables a las relaciones tensión-deformación para carga monotónica. El efecto de la acumulación de deformaciones bajo carga cíclica se ha descrito mediante modelos constitutivos de "superficie límite de fluencia" ("bounding surface plasticity") (Zienkiewicz *et al.*, 1985; Pastor *et al.*, 1985; Liang y Ma, 1992; y Khalili *et al.*, 2005): Algunos autores (Pedroso y Farias, 2011; Bian y Shahrour, 2009) introdujeron la carga cíclica y el efecto de la saturación pero eran modelos aplicables a un número limitado de cargas cíclicas debido al coste alto de cálculo y a los errores acumulados durante ciclos sucesivos. En efecto, las cargas de tráfico suponen millones de ciclos de carga. La amplitud de las tensiones cíclicas es bastante moderada típicamente inferior a 200 kPa en las bases de carreteras.

Suiker y de Borst (2003) propusieron un modelo constitutivo para balasto basado en el concepto de "shakedown". El modelo describe la envolvente de las deformaciones permanentes acumuladas durante la carga cíclica. Niemunis *et al.* (2005) y Wichtmann *et al.* (2009) formularon un modelo acumulativo de deformaciones (el modelo "Bochum") que permitía tener en cuenta la amplitud de la deformación, la relación tensión de corte/tensión normal ("stress ratio"), el índice de poros y el cambio de polarización del ciclo de carga. Karg y Haegeman (2009) propusieron un modelo similar. Estos modelos predecían bien la acumulación de deformación a largo plazo, pero no consideraban el efecto relevante de la succión capilar (o matricial).

En este artículo se presenta un modelo de cálculo de la deformación a largo plazo de los suelos granulares de bases y subbases a partir del modelo BBM e incorporando el concepto de "shakedown". El modelo se ha validado mediante la interpretación de los resultados de un extenso programa de ensayos triaxiales cíclicos, con control de succión, que alcanzaron 50000 ciclos de tensión aplicada (Cao et al., 2021).

2. ENSAYOS Y FORMULACIÓN DEL MODELO

2.1. PROGRAMA EXPERIMENTAL

El material ensayado es una grava de machaqueo de una roca piroclástica. Para tener en cuenta la contaminación mediante finos la grava se mezcló con un porcentaje de 3% (en peso) de caolín. En la Figura 1 se muestran las curvas granulométricas de la grava limpia, la grava contaminada y el caolín. La clasificación de la mezcla es GW (grava bien graduada). Los ensayos se realizaron en una célula triaxial con control de succión matricial (método de "traslación de ejes"). Se realizaron ensayos bajo cuatro valores de succión (0, 30, 60 y 90 kPa) y tres amplitudes de la tensión desviadora (60, 100 y 150 kPa). En todos los casos la tensión de confinamiento aplicada fue de 40 kPa y se alcanzaron 50000 ciclos de carga desviadora. Gu *et al.* (2020) describen los detalles de los ensayos realizados.

En la Figura 2a se indican las trayectorias de tensión aplicadas en un espacio (p, q, s: $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$; $q = \sigma_1 - \sigma_3$, s: succión). En la Figura 2b se dibuja la onda de tensión cíclica ($\Delta\sigma_1$ vs tiempo). Se indica el incremento máximo de tensión σ_1 ($\Delta\sigma_1^{max}$) que coincide con la amplitud del desviador: $q^{ampl} = \Delta\sigma_1^{max}$. La amplitud de la tensión media es $p^{ampl} = \sigma_3 \ + q^{ampl}/3$. Los cambios de tensión que experimenta un punto en el interior de bases o subbases son más complicados que los estados tensionales que puede aplicar un triaxial

convencional debido a la rotación de las tensiones principales durante el paso de cargas sobre el pavimento. El énfasis del artículo es la investigación de los efectos de la succión en la deformación acumulada bajo un número muy alto de ciclos de caga. Para ello se utiliza como un marco razonable de partida, el modelo BBM.

2.2. MODELO DE ACUMULACIÓN DE DEFORACIONES DE UN SUELO GRANULAR NO SATURADO

Werkmeister *et al.* (2005) distinguieron tres situaciones cuando se aplica una carga cíclica al suelo. Se ilustran en la Figura 3a. Bajo una tensión desviadora "pequeña" (en término relativo), la deformación plástica crece inicialmente (primeros ciclos de carga) de forma rápida pero progresivamente los incrementos de deformación permanente se reducen hasta anularse a largo plazo. Sería un modelo "shakedown". Bajo una amplitud de carga mayor, tras una fase inicial, el incremento de deformación plástica se mantiene constante, aunque los ciclos de carga aumenten indefinidamente. Sería un comportamiento de deformación "secundaria" o "creep". En el tercer caso, "colapso incremental" el suelo alcanzaría la rotura. La idea del modelo es representar las deformaciones plásticas incrementales mediante superficies de fluencia (Figura 3b, en un plano triaxial (*p, q*)). Las superficies de fluencia "shakedown" y "secundaria" están dentro de la superficie de fluencia límite bajo carga estática.

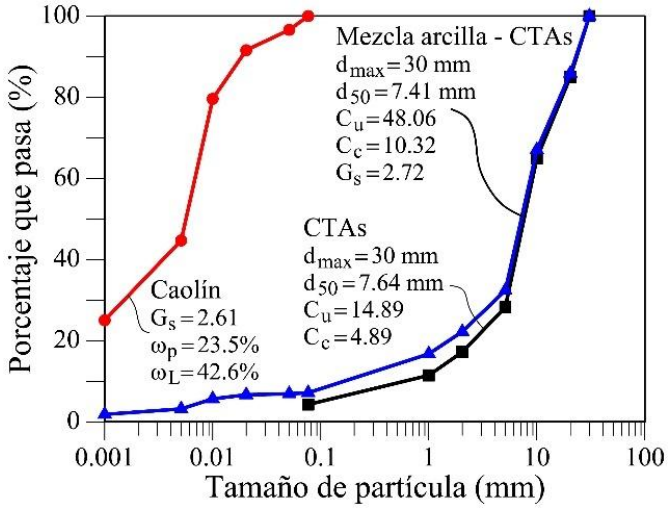


Figura 1. Curvas granulométricas de la grava ensayada y caolín.

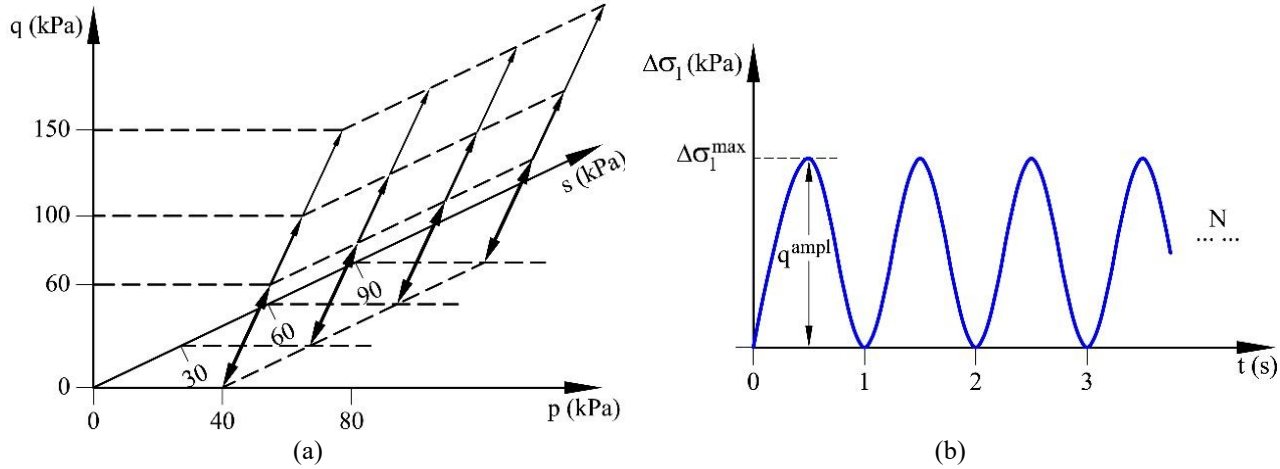


Figura 2. Tensiones cíclicas aplicadas. a) Trayectorias tensionales en el espacio (*p, q, s*). b) Forma de la onda de la tensión cíclica.

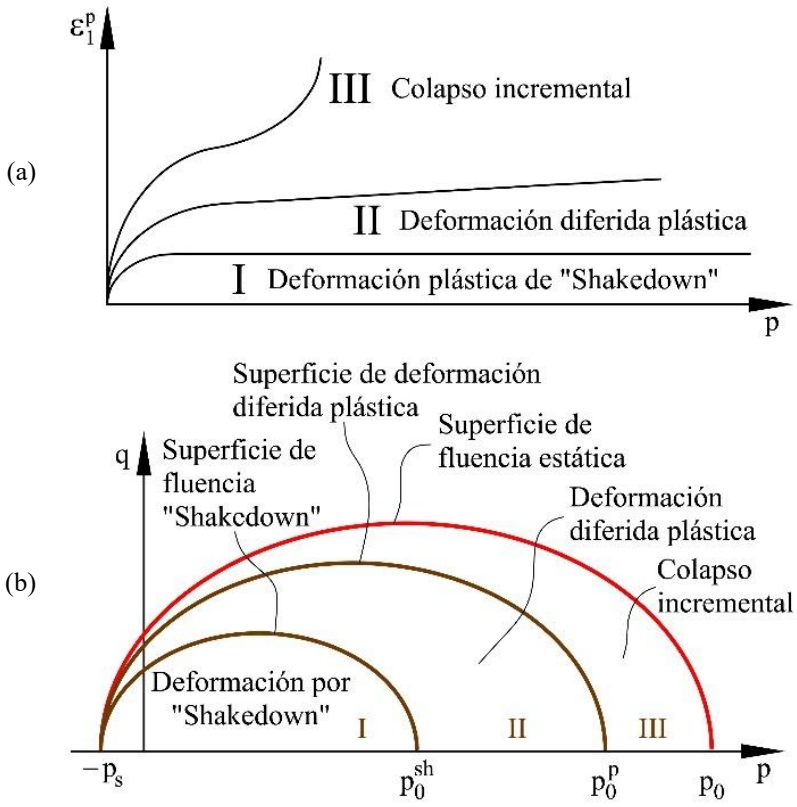


Figura 3. Categorías de la deformación acumulada bajo carga cíclica. a) Desarrollo de la deformación plástica con el número de ciclos. b) Modelo elastoplástico conceptual.

En la Figura 4 a, b se reproducen los resultados de dos ensayos de carga cíclica en el equipo triaxial con control de succión, hasta alcanzar un número máximo de 50000 ciclos. Bajo un desviador q_{ampl} = 60kPa se observa un descenso progresivo de los incrementos de deformación plástica con el número de ciclos, para las cuatro succiones aplicadas. No se alcanzó estrictamente el estado "shakedown" pero es posible que estuviera próximo si se aumentaran los ciclos aplicados. Bajo q_{ampl}=150kPa (Figura 4b) el comportamiento es cualitativamente similar, pero ahora el incremento de deformación al final de los 50000 ciclos es significativo.

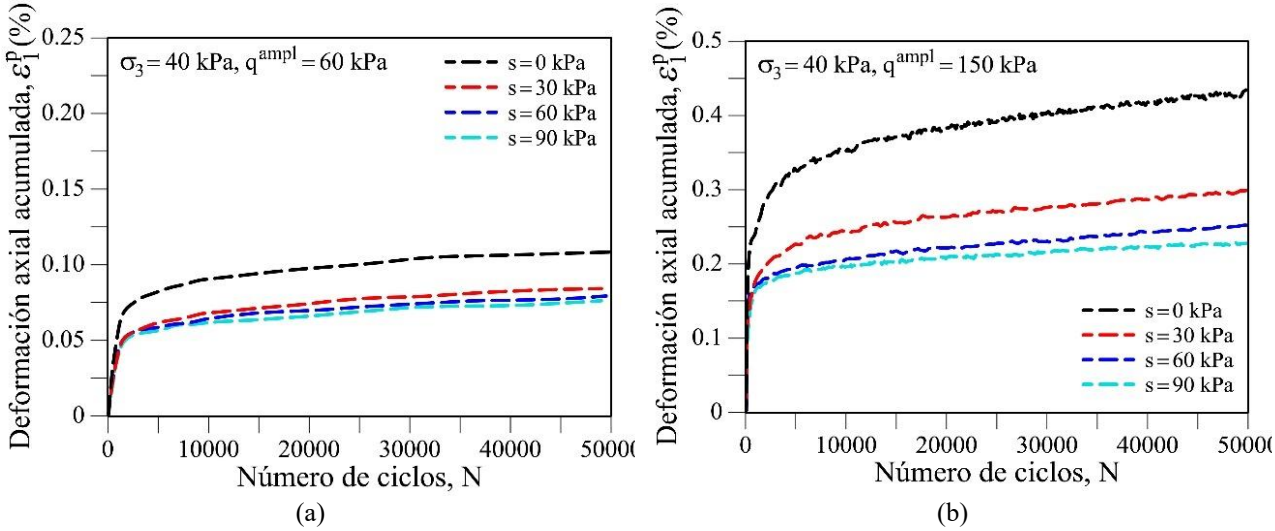


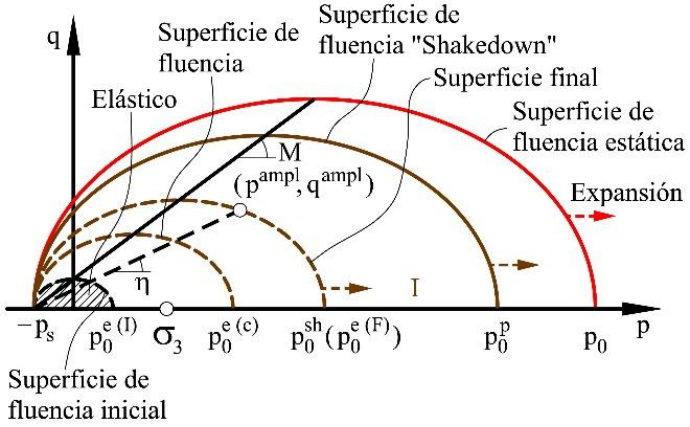
Figura 4. Dos ensayos triaxiales cíclicos de grava piroclástica. a) q_{ampl} = 60kPa; b) q_{ampl} = 150kPa.

En este segundo caso, no es posible saber con seguridad si, al aumentar el número de ciclos, se alcanzaría un estado "shakedown" o bien si se entraría en una velocidad constante de deformación acumulada, como parecen indicar los 50000 ciclos aplicados. Sin embargo, los ensayos de larga duración como los analizados aquí, interpretados con un modelo constitutivo, son útiles para determinar parámetros aproximados de comportamiento.

En la Figura 5a se plantea el modelo de un caso "shakedown", de modo que el estado real de tensiones aplicadas en el triaxial cíclico (p_{ampl}, q_{ampl}) se encuentra dentro del dominio I.

Se indica el dominio elástico, limitado por la superficie de fluencia plástica definida por la tensión media de pre-consolidación $p_0^{e(I)}$, que depende de la densidad del suelo y de la succión matricial. Para simplificar el análisis, en lo que sigue se toma un valor de $p_0^{e(I)}$ igual a la tensión de confinamiento de la muestra ensayada, σ_3. La trayectoria de tensiones en el ensayo se representa en la Figura 5b. Los ciclos de carga generan deformaciones plásticas de forma que la superficie inicial de fluencia, definida por el parámetro de endurecimiento ($p_0^{e(I)}$) se desplaza como se indica: $p_0^{e(I)} \rightarrow p_0^{e(C)} \rightarrow p_0^{e(F)}$. La posición $p_0^{e(C)}$ corresponde a un determinado número de ciclos. En el estado final, cuando se agotan las deformaciones plásticas, la superficie de fluencia pasa por la tensión cíclica máxima aplicada (p^{ampl}, q^{ampl}).

(a)



(b)

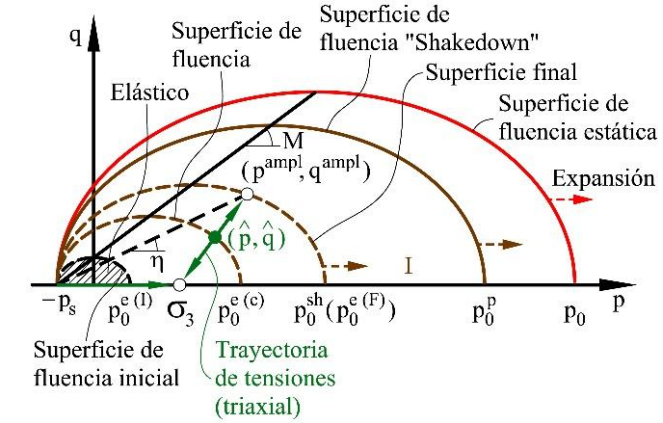


Figura 5. a) Superficies de fluencia del modelo BBM extendido y la superficie correspondiente al estado máximo de tensiones aplicadas en el ensayo triaxial (p_{ampl}, q_{ampl}). b) Trayectoria tensional (en verde) de los ciclos de carga y descarga.

Las variables tensionales normalizadas (0 a 1), adimensionales, $\left(p^{ampl} - \hat{p}\right)/\left(p^{ampl} - \sigma_3\right)$ y $\left(q^{ampl} - \hat{q}\right)/\left(q^{ampl}\right)$ definen la distancia entre el estado tensional cíclico de pico y su imagen en la superficie de fluencia actualizada. Por ello, sabiendo que las deformaciones plásticas asociadas a un ciclo son muy pequeñas y que las variables tensionales indicadas están en el rango 0 – 1, se proponen las ecuaciones siguientes para las tasas de crecimiento de la deformación plástica:

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{dN} = B\left(\frac{p^{\text{ampl}} - \hat{p}}{p^{\text{ampl}} - \sigma_3}\right)^{C} \quad ; \quad \frac{d\varepsilon_q^p}{dN} = D\left(\frac{q^{\text{ampl}} - \hat{q}}{q^{\text{ampl}}}\right)^{E} \qquad (1a,b)$$

dónde $\varepsilon_v^p = \varepsilon_1^p + \varepsilon_2^p + \varepsilon_3^p$, $\varepsilon_q^p = 2(\varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p)/3$, ε_1^p y ε_3^p representan las deformaciones plásticas principales en la dirección vertical y radial, respectivamente. B, C, D, E son parámetros del modelo a determinar.

La superficie elíptica de fluencia del modelo BBM, que pasa por el punto ($\hat{p}, \hat{q}$) para una succión s, pendiente de la línea de estado crítico, M y presión de pre-consolidación $p_0^{e(C)}$ es:

$$\hat{q}^2 - M^2(\hat{p} + ks)(p_0^{e(C)} - \hat{p}) = 0 \tag{2}$$

La trayectoria de la carga triaxial del ensayo es:

$$\hat{q} = 3(\hat{p} - \sigma_3) \tag{3}$$

La intersección de (2) y (3) permite encontrar $\hat{p}$ y $\hat{q}$ (Apéndice) necesarias para calcular los incrementos de deformación plástica, volumétrica y desviadora (ecuaciones 1a, b).

La ley de endurecimiento del modelo BBM depende de la deformación plástica volumétrica:

$$\frac{dp_0^{e(C)*}}{p_0^{e(C)*}} = \omega_1 \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \tag{4}$$

El símbolo (*) se refiere al estado saturado del suelo, ω_1, es un parámetro a determinar en los ensayos de calibración del modelo. La integración de la ley de endurecimiento (4) permite obtener una relación explícita entre la deformación volumétrica acumulada, alcanzada durante la carga cíclica, ε_v^p y $p_0^{e(C)}$.

$$p_0^{e(C)*} = \exp(\omega_1 \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} \varepsilon_v^p + A) \tag{5}$$

donde A es un parámetro del modelo para definir la presión de preconsolidación de la superficie inicial de fluencia en estado saturado.

En BBM se define una función de fluencia en el plano (p, s), denominada "LC" (Loading Collapse):

$$p_0^{e(C)} = p_c \left(\frac{p_0^{e(C)*}}{p_c}\right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} = p_c \left(\frac{exp(\omega_1 \frac{v}{\lambda(0)-\kappa} \varepsilon_v^p + A)}{p_c}\right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \tag{6}$$

donde p_c es una tensión de referencia, $\lambda(s)$, es la compresibilidad virgen del suelo bajo succión s y κ es su compresibilidad elástica.

Finalmente, las ecuaciones 1a y 1b permiten obtener las deformaciones volumétricas y desviadoras en función del número de ciclos de carga aplicada.

Si la carga desviadora aumenta y se sitúa en el dominio II (Figura 6), no se permite que el punto $(\hat{p}, \hat{q})$ alcance el estado pico de tensión cíclica (p^{ampl}, q^{ampl}), sino que se acepta que $(\hat{p}, \hat{q})$ no abandona la superficie de fluencia "shakedown" (p_0^{sh}) lo que anula la acumulación de deformaciones. De esta forma el incremento de deformación plástica se mantiene constante: es una deformación secundaria permanente.

En la simulación de los ensayos realizados se ha seguido un método explícito, una vez que se conocen las tasas de crecimiento de las deformaciones (ecuaciones (1) y (2)):

$$\varepsilon_v^p(N + \Delta N) = \varepsilon_v^p(N) + \Delta N(\frac{d\varepsilon_v^p}{dN}) \quad ; \qquad \varepsilon_q^p(N + \Delta N) = \varepsilon_q^p(N) + \Delta N(\frac{d\varepsilon_q^p}{dN}) \tag{7a, b}$$

El valor de $\varepsilon^p(N)$ para iniciar el cálculo explícito se calculó mediante un método implícito hasta N = 10. En el cálculo explícito realizado, ΔN = 1000 ciclos.

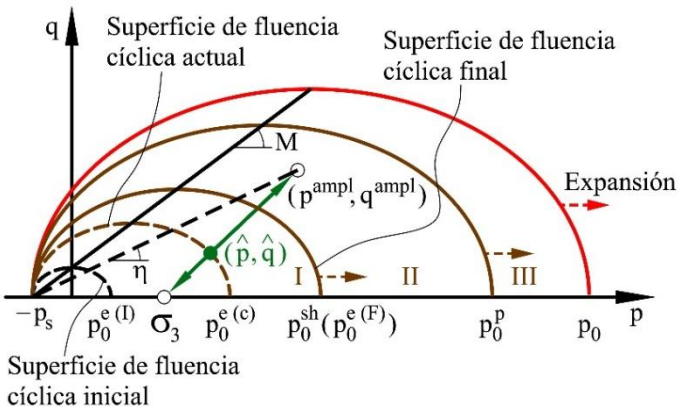
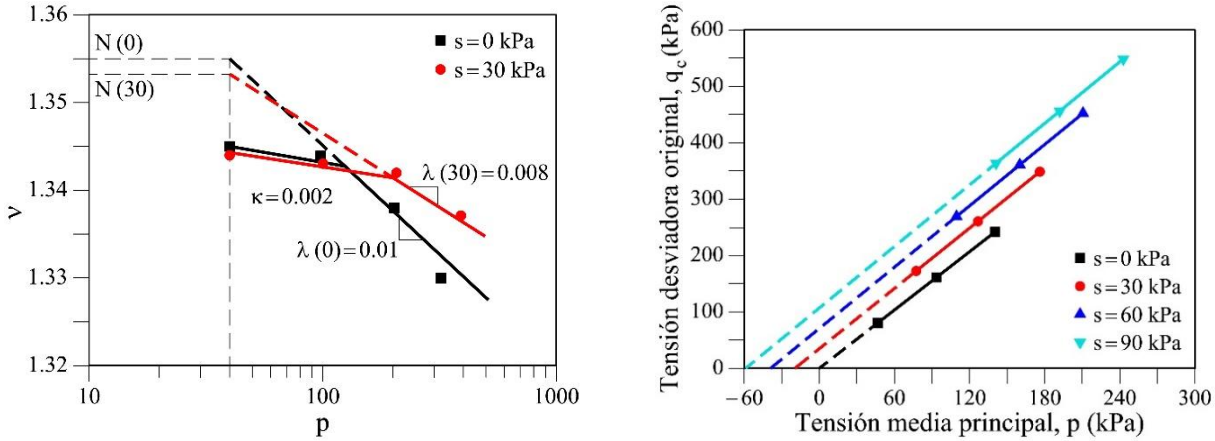


Figura 6. Tensión cíclica en dominio II: se mantiene la deformación secundaria a largo plazo.

3. CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO

El modelo descrito combina dos modelos: BBM para introducir el efecto de la succión y un modelo de acumulación de deformaciones irrecuperables debidas a la carga cíclica.

Varios artículos describen el procedimiento para encontrar los parámetros del BBM: Alonso *et al.* (1990), Gallipoli *et al.* (2010), Zhang and Xiao (2013). Los parámetros $\lambda(0)$, κ, p_c, r and β se obtuvieron a partir de ensayos de carga isótropa en un equipo triaxial bajo dos succiones $s = 0$ y $s = 30$ kPa (Figura 7a) y de ensayos de corte triaxial para cuatro succione s (Figura 7b). En la Tabla 1 se indican los parámetros obtenidos.



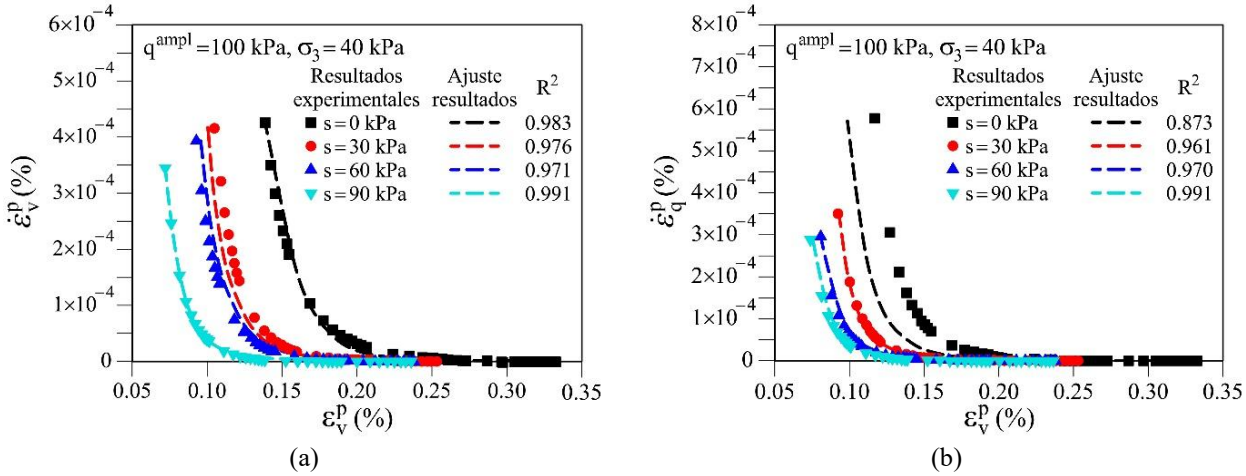
(a) (b)

Figura 7. Ensayos para la calibración del BBM. a) Ensayos de compresión isótropa. b) Ensayos de corte triaxial.

Tabla 1. Parámetros del modelo BBM.

Parámetro	$\lambda_{(0)}$	p_c **(kPa)**	e_0	κ	r	β **(MPa^{-1})**	M
Valor	0.002	40	0.345	0.65	0.8	12.5	1.72

Para obtener los parámetros de deformación acumulada (los parámetros de las expresiones (1) y (2)) se ajustaron las tasas de acumulación de deformación volumétrica y de corte en función de las deformaciones acumuladas (Figura 8a y b). La mejor aproximación modelo-experimentos se encontró para los parámetros resumidos en la Tabla 2.



(a) (b)

Figura 8. Tasa de acumulación de deformaciones volumétrica y de corte. Ensayos triaxiales cíclicos de larga duración.

Tabla 2. Parámetros del modelo de acumulación de deformaciones.

A	B	C	D	E	ω_1
5.6	1	8.2	0.34	8.6	3.5

El modelo se validó con los resultados de un programa extenso de ensayos para cuatro niveles de succión (0, 30, 60, 90 kPa) y tres amplitudes de la carga desviadora (60, 100 y 150 kPa). La tensión isótropa de consolidación fue común a todos los casos (σ_3 = 40 kPa). En las Figura 9 y Figura 10 se comparan las curvas experimentales de acumulación de deformación volumétrica y desviadora para q_{ampl} = 60 kPa (Figura 9) y q_{ampl} = 150kPa (Figura 10). El modelo reproduce bien los resultados experimentales.

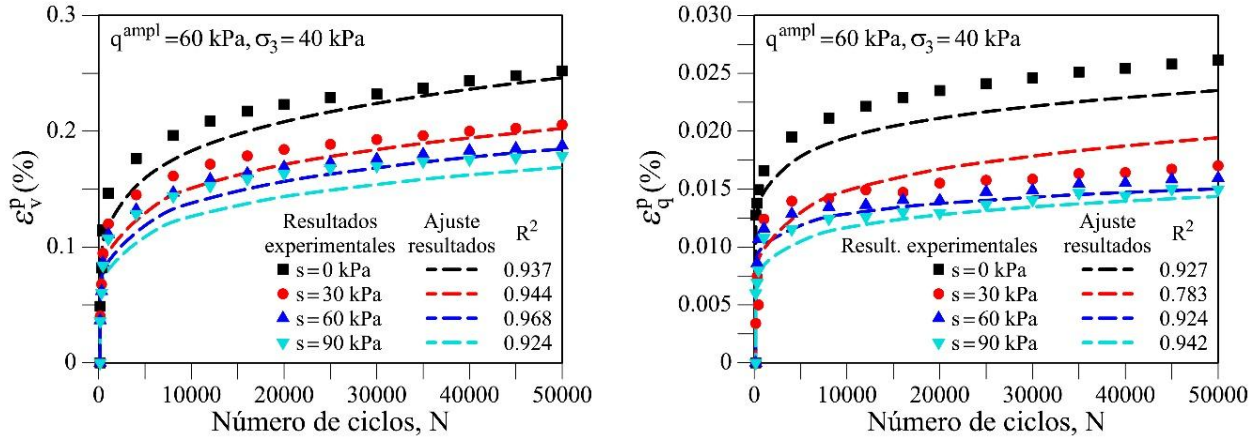


Figura 9. Deformaciones acumuladas, volumétrica y desviadora, con el número de ciclos, q_{ampl} = 60.

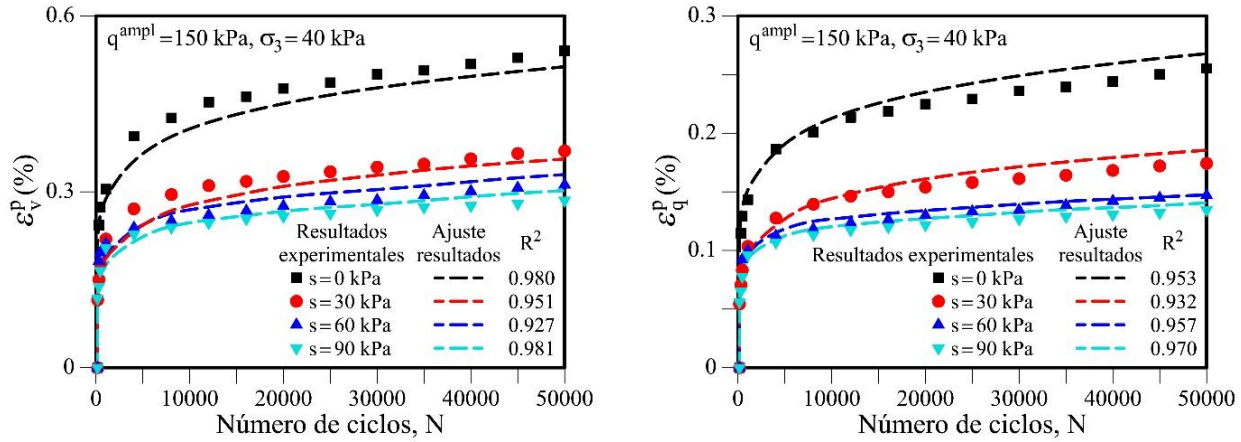


Figura 10. Deformaciones acumuladas, volumétrica y desviadora, con el número de ciclos, q_{ampl} = 150kPa.

4. CONCLUSIONES

El modelo descrito combina un modelo de acumulación de deformación bajo carga cíclica con el concepto "shakedown" y un modelo para suelos no saturados (BBM). La deformación acumulada se calcula mediante una función potencial de la distancia entre el estado tensional de pico de la carga cíclica y su imagen en la superficie de fluencia plástica para un determinado número de ciclos. El cálculo de deformaciones para un número alto de ciclos (hasta 50000 ciclos en los ensayos realizados) se efectúa por un método explícito. La capacidad predictiva del modelo, tras una calibración mediante ensayos triaxiales con control de succión, se ha comprobado mediante la simulación de ensayos (50000 ciclos) bajo diferentes amplitudes de la carga cíclica (60-150 kPa) y succiones (0, 30, 60, 90, kPa). El modelo es válido para estados triaxiales, pero se puede generalizar sin dificultades a estados tridimensionales de tensión.

APÉNDICE

Tensiones media y desviadora de la intersección de la trayectoria de carga triaxial cíclica con la superfice de fluencia plástica:

$$\hat{p} = \frac{18\sigma_3 + M^2(p_0^{e(C)} - ks) + \sqrt{M^4(p_0^{e(C)} + ks)^2 + 36M^2(\sigma_3 + ks)(p_0^{e(C)} - \sigma_3)}}{18 + 2M^2} \quad \text{(A1)}$$

$$\hat{q} = \frac{54\sigma_3 + 3M^2(p_0^{e(C)} - ks) + 3\sqrt{M^4(p_0^{e(C)} + ks)^2 + 36M^2(\sigma_3 + ks)(p_0^{e(C)} - \sigma_3)}}{18 + 2M^2} - 3\sigma_3 \quad \text{(A2)}$$

REFERENCIAS

Alonso, E. E., (1998). Suction and moisture regimes in roadway bases and subgrades. In: *Proceedings of the International Symposium on Internal Drainage of Road Bases and Subgrade*, Granada, 57-104.

Alonso, E. E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), 405-430.

Alonso, E.E., Pinyol, N.M. & Gens, A. (2013) Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling. *Géotechnique* 63 (6) 463-478.

Bian, H. & Shahrour, I. (2009). Numerical model for unsaturated sandy soils under cyclic loading: Application to liquefaction. *Soil Dyna. Earthquake Engng.* 29, No. 2, 237-244.

Bolzon, G., Schrefler, B. A. & Zienkiewicz, O. C. (1996). Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. *Géotechnique*, 46, No. 2, 279-289.

Cao, Z.; Chen, J.; Alonso, E.; Ramon-Tarragona, A.; Cai, Y., Gu, C.; Zhang, Q. (2021). A constitutive model for the accumulated strain of unsaturated soil under high-cycle traffic loading. *Int. J. Numer. Analytical Methods Geomech*. 45: 990 - 1004. https://doi.org/10.1002/nag.3188.

Chen, J, Alonso, E. E. & Gu C., et al. (2018). Long term cyclic behavior of unsaturated granular soils[J]. *Transportation Geotechnics*, 17, 48-55.

Craiun, O. & Lo, S. C. R. (2010). Matric suction measurement in stress path cyclic triaxial testing of unbound granular base materials. *Geotechnical Testing Journal*, 33, No.1, 33-44.

Ekblad, J. & Isacsson, U. (2006). Influence of water on resilient properties of coarse granular materials. *Road materials and pavement design*, 7, No.3, 369-404.

Gallipoli, D., F. D'Onza, and S. J. Wheeler. 2010. A sequential method for selecting parameter values in the Barcelona basic model. *Can. Geotech. J.* 47 (11): 1175–1186.

Gens, A., Sánchez, M. & Sheng, D. (2006). On constitutive modelling of unsaturated soils. *Acta Geotechnica* 1, No. 3, 137-147.

Gu, C., Zhan, Y., Wang, J., Cai, Y., Cao, Z., and Zhang, Q. (2020). Resilient and permanent deformation of unsaturated unbound granular materials under cyclic loading by the large-scale triaxial tests, *Acta Geotech*., DOI: 10.1007/s11440-020-00966-0.

Heath, A. C., Pestana J. M., Harvey, J. T. & Bejerano, M. O. (2004). Normalizing behaviour of unsaturated granular pavement materials. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130, No.9, 896 - 904.

Huang, H., Tutumluer, E., & Dombrow, W. (2009). Laboratory characterization of fouled railroad ballast behavior. *Journal of Transportation Research Board*, 93-101.

Ishikawa, T., Zhang, Y., Tokoro, T. & Miura, S. (2014). Medium-size triaxial apparatus for unsaturated granular subbase course materials. *Soils and Foundations*, 54, No.1, 67-80.

Karg, C., & Haegeman, W. (2009). Elasto-plastic long-term behavior of granular soils: Experimental investigation. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 29(1), 155-172.

Khalili, N., Habte, M. A. & Valliappan, S. (2005). A bounding surface plasticity model for cyclic loading of granular soils. *Int. J. Numer. Meth. Engng.* 63, No.14, 1939-1960.

Liang, R. Y. & Ma, F. (1992). Anisotropic plasticity model for undrained cyclic behavior of clays. I: Theory. *J. Geotech. Engng.* 118, No.2, 229-245.

Niemunis, A., Wichtmann, T. & Triantafyllidis, T. (2005). A high-cycle accumulation model for sand. *Comput. Geotech.*, 32, No. 4, 245-263.

Pastor, M., Zienkiewicz, O. C. & Leung, K. H. (1985). Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. II. Non-associative models for sands. *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.* 9, No. 5, 477-498.

Pedroso, D. M. & Farias, M. M. (2011). Extended Barcelona basic model for unsaturated soils under cyclic loadings. *Comput. Geotech.* 38, No. 5, 731-740.

Pereira, E. E., Gens, A. & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40, No. 3, 405-430.

Roscoe, K. H. & Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. J. Heyman, F.A. Leckie (Eds.), *Engineering plasticity*, Cambridge University Press, 535-609.

Sołowski, W.T. & Gallipoli, D. (2010). Explicit stress integration with error control for the Barcelona Basic Model. Part I: Algorithms formulations. *Comput. Geotech.* 37, No. (1-2), 59-67.

Suiker, A. S. J. & de Borst, R. (2003). A numerical model for the cyclic deterioration of railway tracks. *Int. J. Numer. Meth. Engng.* 57, (4), 441-470.

Werkmeister, S., Dawson, A.R. & Wellner, F. (2005). Permanent deformation behavior of granular materials. *Road materials and pavement design* 6, No. 1, 31-51.

Wichtmann, T., Rondón, H. A. & Niemunis, A. (2009). Prediction of permanent deformations in pavements using a high-cycle accumulation model. *J. Geotech. Geoenviron. Engng*. 136, No. 5, 728-740.

Zhang, X., and M. Xiao. 2013. Using modified state surface approach to select parameter values in the Barcelona basic model. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 37 (12): 1847–1866. https://doi.org/10.1002/nag.2112

Zienkiewicz, O. C., Leung, K. H. & Pastor, M. (1985). Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. I. Basic model and its application. *Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech.* 9, No. 5, 453-476.

ENSAYOS DE PENETRACIÓN CON MEDICIÓN DIRECTA DE SUCCIÓN: AVANCES PRELIMINARES EXPERIMENTALES Y NUMÉRICOS

Kevin BERNARDO[1,2], Joao MENDES[3], Lluís MONFORTE[2], Marcos ARROYO[1,2], Pere C. PRAT[1] y Alberto LEDESMA[1,2]*

[1] Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
*alberto.ledesma@upc.edu

[2] Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)

[3] Neapolis University

RESUMEN

Los ensayos de penetración de cono (CPT, CPTu) constituyen una herramienta geotécnica ampliamente utilizada para la caracterización de depósitos de suelo. Sin embargo, su interpretación dista de ser rutinaria cuando dichos suelos se encuentran en condiciones no saturadas. En estas situaciones, el sensor de presión de poros no registra valores negativos. Por su parte, los sensores destinados a medir succión requieren tiempos de equilibrado considerables, y en la actualidad existen pocos intentos exitosos de adaptarlos a equipos de penetración. En este trabajo se presenta la configuración del dispositivo de ensayo a escala de laboratorio y algunos resultados numéricos preliminares para un material de referencia, en el marco de una investigación en curso que busca contribuir a la solución de esta problemática. Por un lado, a escala de laboratorio, se ha adaptado un nuevo sensor de succión (un tensiómetro de alta capacidad, capaz de medir succiones de hasta 3.5 MPa) a un equipo de penetración, con el objetivo de evaluar su desempeño en suelos no saturados bien caracterizados. Estas pruebas constituyen un paso previo hacia el desarrollo de equipos aptos para su uso en campo. Por otro lado, se han realizado simulaciones numéricas del ensayo de penetración en condiciones no saturadas utilizando G-PFEM (Geotechnical Particle Finite Element Method), con el objetivo de reproducir el comportamiento observado experimentalmente. Estas simulaciones permitirán contrastar los valores de succión y de tensiones obtenidos en laboratorio y analizar la influencia de las distintas variables que intervienen en el proceso de penetración.

ABSTRACT

Cone penetration tests (CPT, CPTu) constitute a geotechnical tool widely used for the characterization of soil deposits. However, their interpretation is far from routine when soils are in unsaturated conditions. In such situations, the pore pressure sensor does not register negative values. Meanwhile, sensors designed to measure suction require considerable equilibration times, and at present there have been few successful attempts to adapt them to penetration equipment. This paper presents the set-up of the lab device and some preliminary numerical results for a reference material, in the context of an ongoing research project aimed at contributing to the solution of this problem. On the one hand, at the laboratory scale, a new suction sensor (a high-capacity tensiometer capable of measuring suctions up to 3.5 MPa) has been adapted to a penetration device in order to evaluate its performance in well-characterized

unsaturated soils. These tests constitute a preliminary step toward the development of equipment suitable for field use. On the other hand, numerical simulations of the penetration test under unsaturated conditions have been carried out using the Geotechnical Particle Finite Element Method (G-PFEM), with the aim of reproducing the behaviour observed experimentally. These simulations will make it possible to compare the suction and stress values obtained in laboratory tests and to analyse the influence of the different variables involved in the penetration process.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Succión (Suction); Ensayo de Penetración de Cono (CPTu); Método Geotécnico de Elementos Finitos de Partículas (G-PFEM).*

1. INTRODUCCIÓN

El ensayo de penetración de cono con medición de presiones de poro (por sus siglas en inglés, CPTu) constituye una de las herramientas más utilizadas para la caracterización geotécnica in-situ. Su rapidez de ejecución y la posibilidad de obtener perfiles continuos de resistencia y presión de poros con la profundidad ha ampliado su uso y favorecido el desarrollo de numerosas metodologías de interpretación, particularmente en suelos saturados. No obstante, cuando se ensaya un suelo con saturación parcial se introducen dificultades tanto en la ejecución como en la interpretación del ensayo. En particular, los sensores de presión de poros convencionales no pueden registrar presiones negativas asociadas a la succión matricial, además del riesgo de producirse la desaturación de los filtros que protegen dichos sensores, comprometiendo la fiabilidad de las mediciones. Aunque se han propuesto soluciones basadas en tensiómetros de alta capacidad para extender el rango de medición hacia presiones negativas (Tarantino et al., 2022), su integración en equipos de penetración resulta compleja debido a los tiempos de equilibrado requeridos y a las limitaciones geométricas propias de la instrumentación del cono, que en ocasiones pueden impedir el pleno contacto del tensiómetro con suelo.

El primer tensiómetro de alta capacidad (de aquí en adelante, y por sus siglas en inglés, HCT) fue diseñado en el Imperial College, Reino Unido, y publicado por Ridley & Burland (1993). En la Figura 1 puede observarse un esquema del HCT. Consta de una cerámica y un transductor de presión, vinculados a través de una carcasa de acero inoxidable y separados entre sí por un pequeño reservorio de agua. Cuando el HCT se encuentra completamente saturado (i.e., la cerámica y el reservorio de agua) y se lo pone en contacto con la superficie de un suelo parcialmente saturado, el agua libre presente en el suelo interactúa con el del HCT. Por diferencia del potencial de presión de agua, se produce un pequeño flujo de agua, del HCT al suelo, que trae aparejada la deformación de la membrana del transductor de presión. Se induce entonces una presión en el transductor, que es interpretada directamente como la succión matricial del agua en el suelo, pudiendo obtener mediciones en el rango de 0-3.5 MPa, aproximadamente (Mendes & Buzzi, 2014; Mendes et al., 2022; Najdi, 2023; Encalada, 2024). Durante la medición de la succión, puede alcanzarse una presión tal que se desprendan, de las imperfecciones propias de las superficies internas del reservorio, o bien por la propia porosidad de la cerámica, burbujas de aire que se encontraban ocluidas. Estas burbujas emergen al reservorio y rompe la continuidad hidráulica entre el suelo y el transductor, proceso normal y esperable para presiones altas, denominado cavitación, donde la succión medida cae rápidamente a un valor de aproximadamente 100 kPa.

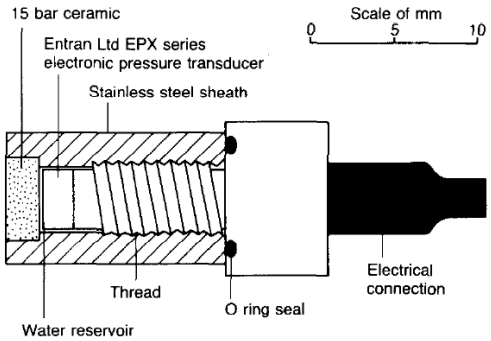


Figura 1. HCT desarrollado por Ridley & Burland (1993) en el Imperial College.

En este artículo se presentan los resultados preliminares de una investigación en curso en el marco de un proyecto de investigación cuyo objetivo es medir la succión durante ensayos de penetración en suelos no saturados, mediante la adaptación de un tensiómetro de alta capacidad a un equipo de penetración de laboratorio, así como el desarrollo de simulaciones numéricas del propio ensayo que contrasten y permitan ampliar el entendimiento de los procesos que se dan en el suelo durante la penetración.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1. SUELO A ENSAYAR

El suelo a ensayar proviene del laboratorio externo de la UPC, Agrópolis, ubicado en Viladecans (Barcelona, España). Las propiedades de este suelo han sido caracterizadas en estudios previos (Cordero, 2019; Najdi, 2023; Encalada, 2024), con una gravedad específica G_s de 2.7.

En la Figura 2 se pueden observar curvas de retención en trayectoria de secado del suelo de Agrópolis para distintas condiciones iniciales (Encalada, 2024). Se observan mediciones discretas utilizando un WP4, y continuas usando un HCT. En la Figura 3 se puede observar la evolución de la relación de vacíos del suelo de Agrópolis en el proceso de secado para distintas condiciones iniciales.

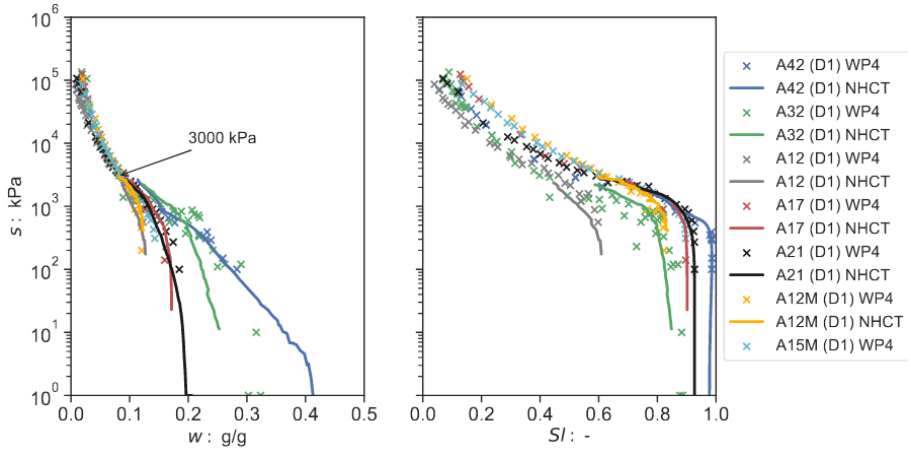


Figura 2. Curva de retención en trayectoria de secado del suelo de Agrópolis para distintas condiciones iniciales; izquierda, en función de la humedad gravimétrica; derecha, en función del grado de saturación (Encalada, 2024).

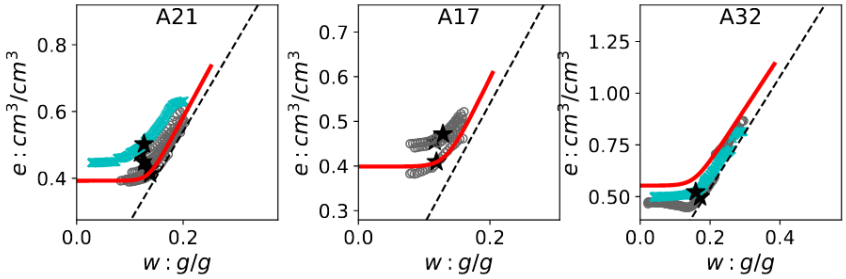


Figura 3. Evolución de la relación de vacíos "e" del suelo de Agrópolis en función de la humedad gravimétrica, durante el proceso de secado partiendo de distintas condiciones iniciales (Encalada, 2024).

2.2. HCT Y DISPOSITIVO DE PENETRACIÓN

Se ha construido un HCT diseñado para colocarse en la punta de un penetrómetro, con el fin de medir la succión durante la penetración de suelos parcialmente saturados. En la Figura 4 puede observarse el diseño utilizado. La saturación y calibración del HCT se realizó siguiendo el procedimiento detallado en Mendes & Buzzi (2014). Una vez ensamblado, el tensiómetro se introdujo y selló dentro de una cámara de saturación para llevar a cabo la saturación inicial. Luego, se conectó, mediante válvulas hidráulicas, a una bomba de vacío rotativa capaz de alcanzar presiones del orden de 0.01 Pa, a un vaso con agua desaireada a presión atmosférica y a un controlador presión-volumen GDS con capacidad para aplicar presiones de hasta 3 MPa (Figura 5). El proceso de saturación se desarrolló en tres etapas sucesivas. En primer lugar, se aplicó vacío durante aproximadamente una hora, manteniendo cerradas las conexiones con el agua y con el controlador de presión, con el objetivo de extraer la mayor cantidad de aire atrapado posible en el filtro cerámico. Nótese que este paso no es necesario en casos de resaturación de los tensiómetros. Posteriormente, se cerró la conexión con la bomba de vacío y se abrió durante unos segundos la válvula que conecta con el vaso de agua desaireada, permitiendo que el agua llenara rápidamente el volumen del recipiente y restableciera la presión atmosférica en su interior. Finalmente, se cerró la conexión con el vaso y se activó el controlador presión-volumen, aplicando una presión de agua de 3 MPa. El tensiómetro permaneció bajo esta presión durante toda la noche para completar la saturación. Tras este proceso, se realizó la calibración del instrumento en el rango de

presiones positivas, tomando como hipótesis que la respuesta del transductor de presión es exactamente la misma para presiones positivas (deformación de la membrana hacia adentro) y negativas (hacia afuera). En la Figura 6.a puede observarse la curva obtenida durante el proceso de calibrado, mientras que en la Figura 6.b puede observarse el tiempo de respuesta del HCT cuando éste fue sometido al aire, y su posterior cavitación.

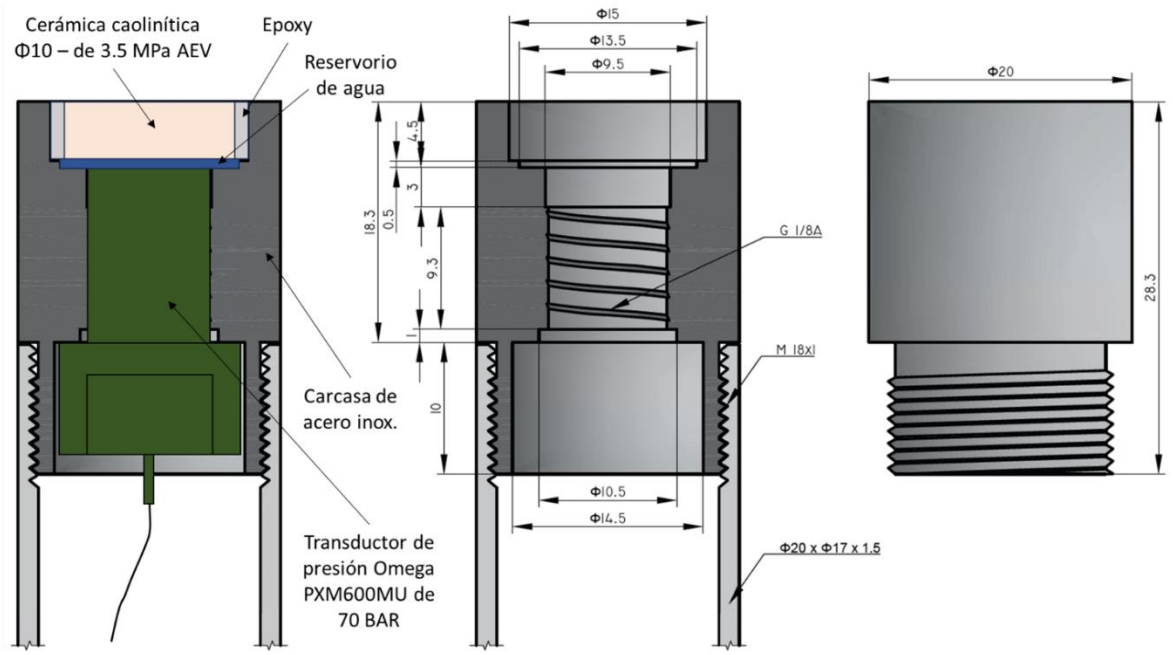


Figura 4. Diseño del HCT adaptado para la penetración en suelos.

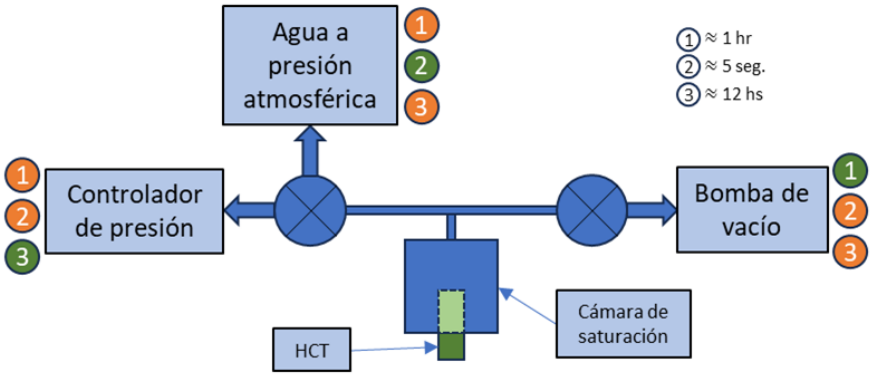


Figura 5. Esquema del proceso de saturación de un HCT. Pueden observarse las tres etapas que la comprenden, representadas por (1), (2) y (3): el color verde indica apertura de la válvula correspondiente, mientras que el color naranja indica el cierre.

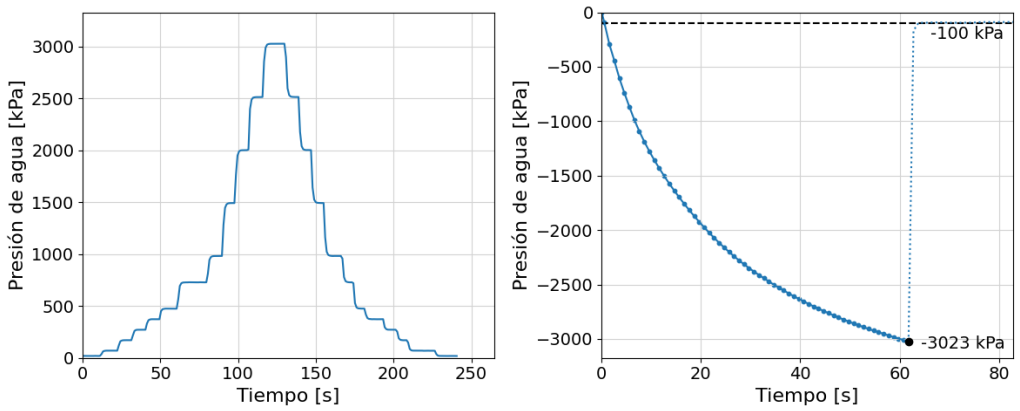


Figura 6. Calibración del HCT en presiones positivas (izquierda). Tiempo de respuesta del HCT durante la medición de succión al aire y su posterior cavitación (derecha).

2.3. PREPARACIÓN DEL ENSAYO

Se adaptó un prototipo de actuador sencillo, de tipo distribución y eje dentado, para aplicar una fuerza vertical sobre el penetrómetro, cuya fuerza total se medirá a través de una célula de carga. En la actualidad se está trabajando en el montaje y calibración del equipo. El ensayo se llevará a cabo en un recipiente de metacrilato de diámetro 30 cm, con una altura de suelo de 30 cm. En la Figura 7 puede observarse el prototipo montado en laboratorio. El suelo de Agrópolis se preparó para alcanzar una saturación de 65% a una relación de vacíos de 0.6. La humedad higroscópica se midió en laboratorio, siendo de 1.80%. La compactación plantea hacerse en 10 capas, siguiendo el procedimiento de Ladd (1978), alcanzando un peso específico objetivo γ de 16.55 kN/m^3. El objetivo es realizar la penetración y obtener una medida continua de la succión matricial en la profundidad que sea contrastada con otros tensiómetros fijos en la masa del suelo, así como de la fuerza total.

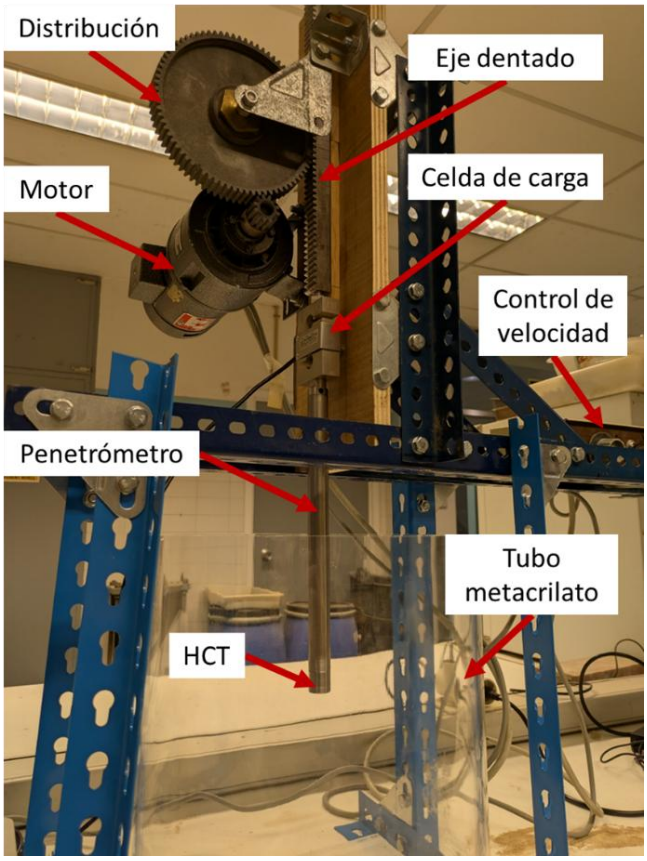


Figura 7. Prototipo montado en el laboratorio para la penetración de suelos parcialmente saturados.

3. SIMULACIONES NUMÉRICAS

3.1. MÉTODO NUMÉRICO

Todas las simulaciones presentadas en este trabajo se realizaron utilizando el código G-PFEM. Este software fue desarrollado específicamente para abordar problemas geomecánicos caracterizados por grandes deformaciones y grandes desplazamientos (Carbonell et al., 2022; Monforte et al., 2017, 2019, 2021, 2022). El código es de acceso abierto y su implementación se encuentra dentro de la plataforma Kratos Multiphysics (Dadvand et al., 2010). G-PFEM se fundamenta en el Particle Finite Element Method (Idelsohn et al., 2004). Este enfoque numérico se caracteriza principalmente por una descripción lagrangiana del movimiento, la regeneración continua de la malla y el empleo de elementos finitos de bajo orden para resolver el problema. Tras cada proceso de remallado, se utilizan algoritmos de interpolación para transferir la información desde la malla anterior hacia la nueva. El uso de elementos de bajo orden facilita tanto los procedimientos de generación de malla como la transferencia de variables nodales entre mallas sucesivas.

3.2. MODELO NUMÉRICO

El modelo constitutivo mecánico adoptado se basa en el Clay and Sand Model (CASM; Yu, 1998), un modelo elastoplástico formulado dentro del marco de la teoría de estado crítico. En este trabajo se emplea una versión

modificada de dicho modelo, propuesta por Mánica et al. (2022), que ha sido extendida para considerar condiciones no saturadas siguiendo el enfoque planteado por González Molano (2011). A diferencia de esta última formulación, el modelo utilizado en este trabajo se plantea dentro de un marco de grandes deformaciones. Podrán obtenerse más detalles sobre esta formulación en Monforte et al. (2026).

3.3. SIMULACIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN

En la Tabla 1 se muestran los parámetros, para un material de referencia saturado, utilizados para las simulaciones realizadas. En la Tabla 2 se presentan los parámetros de Van Genuchten de la curva de retención adoptada, y en la Tabla 3 los de la curva de carga-colapso. En la Tabla 4, se presenta el estado inicial del suelo simulado. Los parámetros utilizados en estas simulaciones se han tomado de Monforte et al. (2026). Si bien estos valores no son los definitivos del suelo de Agrópolis, estas simulaciones permiten obtener resultados para hacer una interpretación cualitativa de los procesos implicados durante la penetración y para acabar de diseñar el equipo.

Tabla 1. Parámetros para un material saturado de referencia (λ, pendiente de línea de estado crítico en el plano e-ln p'; κ, pendiente de descarga-recarga de la línea de estado crítico en el plano e-ln p'; ϕ, ángulo de fricción; n, parámetro de la función de fluencia; r, ratio de espaciamiento; e_{ref}, relación de vacíos de referencia; p_{ref}, tensión media de referencia).

$\boldsymbol{\lambda}$	$\boldsymbol{\kappa}$	$\boldsymbol{\phi}$ [°]	$\boldsymbol{n}$	$\boldsymbol{r}$	$\boldsymbol{e_{ref}}$	$\boldsymbol{p_{ref}}$ [kPa]
0.15	0.05	25	1.5	2.0	1.0	50

Tabla 2. Curva de retención adoptada. Parámetros de Van Genuchten.

$\boldsymbol{a}$ [$\boldsymbol{kPa}$]	$\boldsymbol{b}$	$\boldsymbol{c}$
40	1.1	0.6

Tabla 3. Curva de carga-colapso (LC) adoptada, en el plano succión-tensión neta media.

$\boldsymbol{p_{ref}}$ [$\boldsymbol{kPa}$]	$\boldsymbol{\beta}$ [1/kPa]	$\boldsymbol{r_s}$
25	0.015	0.8

Tabla 4. Estado inicial del suelo, para $\sigma_{v0}^{net} = 100\ kPa$ y $\sigma_{h0}^{net} = 50\ kPa$. ($s_0$, succión inicial; S_{r0}, grado de sat. inicial; σ_{v0}^* y σ_{h0}^*, tensiones vertical y horizontal de Bishop; e_0, relación de vacíos inicial; $\lambda(s_0)$, pendiente parcialmente saturada de la línea de estado crítico en el plano e-ln p'; p_{c0}, presión de preconsolidación inicial).

$\boldsymbol{s_0}$ [$\boldsymbol{kPa}$]	$\boldsymbol{S_{r0}}$	$\boldsymbol{\sigma_{v0}^*}$ [$\boldsymbol{kPa}$]	$\boldsymbol{\sigma_{h0}^*}$ [$\boldsymbol{kPa}$]	$\boldsymbol{e_0}$	$\boldsymbol{\lambda(s_0)}$	$\boldsymbol{p_{c0}}$ [$\boldsymbol{kPa}$]
80	0.50	140.24	90.24	0.9	0.079	123.7

Los modelos se hicieron axilsimétricos, con desplazamientos verticales libres en los lados, con desplazamientos fijos y flujo cerrado en la base, y aplicando una carga longitudinal en la superficie (Figura 8). Por motivos de estabilidad numérica en los primeros pasos de cálculo, la posición inicial del penetrómetro se estableció en 5 cm de profundidad. La penetración se simuló a dos velocidades: 2 cm/s y 0.2 cm/s.

4. RESULTADOS

4.1. RESULTADOS EXPERIMENTALES

En el momento de la publicación de este trabajo no se ha realizado todavía el ensayo experimental, ya que aún se está montando y calibrando el equipo. A corto plazo se realizarán ensayos de penetración y se obtendrán mediciones en profundidad de la succión y fuerza total, así como de succión en el tiempo (i.e., a medida que avanza la penetración) en los tensiómetros dispuestos en puntos fijos.

4.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

En la Figura 8 pueden observarse los puntos de control fijos en la malla a 1, 5 y 10 cm de profundidad respecto de la posición inicial de la punta del instrumento, y en las proximidades del fuste. En la Figura 9.a y Figura 9.b se observa la succión y grado de saturación en los modelos para el instante en el que la punta del penetrómetro se encuentra a 16 cm de profundidad, para las dos velocidades modeladas. Puede observarse un aumento en las presiones de poro (i.e., una caída de la succión) en la punta del instrumento, debido a la presión efectuada durante la penetración. Esto es compatible con el cambio en las tensiones y las deformaciones en las proximidades de la punta, que produce una resaturación local parcial. Notablemente, esta reducción de la

succión es mayor cuanto más veloz es la penetración.

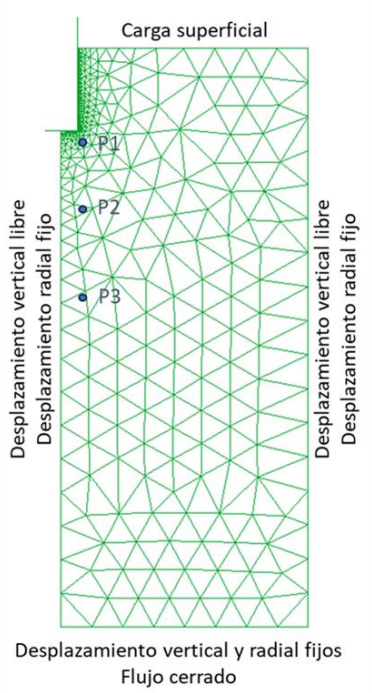


Figura 8. Condiciones de borde del modelo, malla y posición iniciales del penetrómetro. En azul, se observan los puntos de control P1, P2 y P3.

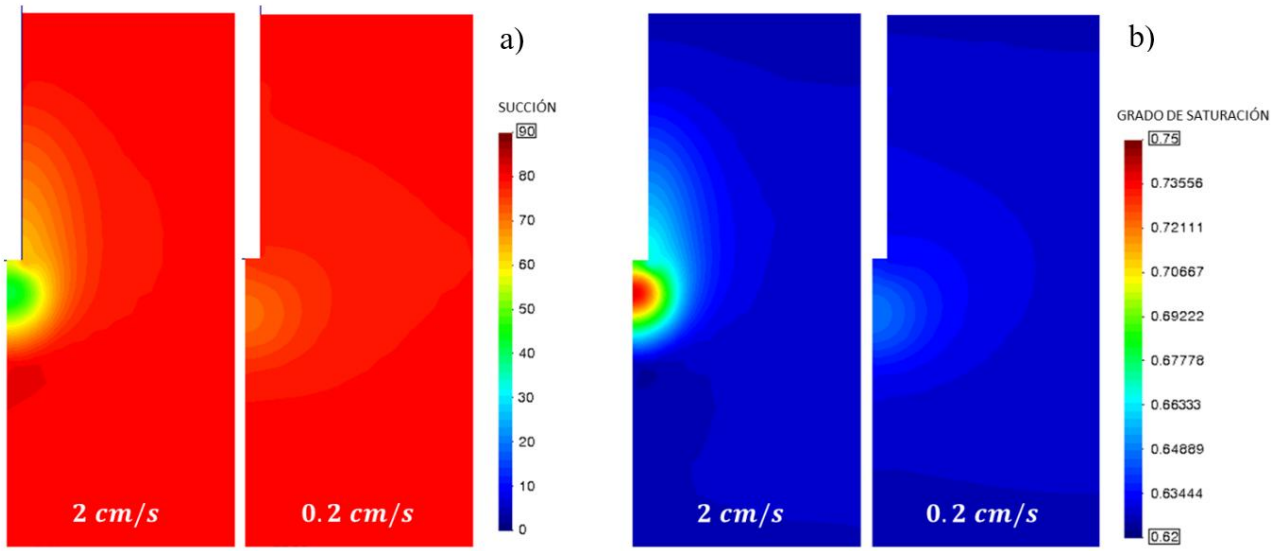


Figura 9. Succión en kPa (a) y grado de saturación (b) durante la penetración a dos velocidades de penetración diferentes: 2 cm/s (izquierda) y 0.2 cm/s (derecha).

En la Figura 10.a puede observarse, para los puntos de control seleccionados, la evolución de la succión conforme avanza la penetración. A medida que se aproxima a cada punto de control, el bulbo de presiones generado por la penetración disminuye la succión, con mayor intensidad cuanto mayor es la velocidad de penetración. Puede observarse, remarcado con flechas, que existe un desfase entre el máximo exceso de presiones de poro registrado por el punto de control y el instante en que la punta del penetrómetro se encuentra a su mismo nivel. Esto se debe a que el bulbo se concentra algunos centímetros por debajo del HCT (Figura 9). A su vez, este desfase depende notablemente de la velocidad de penetración, siendo mayor el desfase cuanto menor es la velocidad de penetración. Esto podría asociarse a la velocidad de disipación, donde para velocidades de penetración más bajas la succión disminuye más gradualmente, con efectos que se perciben a distancias mayores.

A su vez, en la Figura 10.b se observa la succión medida en la punta del penetrómetro, considerando únicamente el sector donde se encuentra la cerámica del HCT (diámetro 1 cm). Puede observarse que en los primeros instantes en los que el penetrómetro entra en contacto con el suelo y éste se empieza a deformar,

existe un aumento sustancial de la presión de poros, que luego se disipa a medida que avanza la penetración, hasta alcanzar un valor estabilizado. Este comportamiento es similar al observado en un ensayo de disipación de un CPTu. Es notable observar además que, una vez las presiones comienzan a estabilizarse, la máxima succión medida por el HCT resulta en todo caso menor que el máximo registrado por los puntos de control. Esto es algo que puede intuirse además retomando la Figura 9, donde se observa que el bulbo se concentra algunos centímetros por debajo del HCT. Por otro lado, en la Figura 10.a se observa que la succión en los puntos de control no vuelve al valor original una vez el instrumento pasó por su posición, sino que queda con un valor ligeramente menor. En la Figura 10.b, por su parte, se observa también que la succión estabilizada medida por el HCT resulta menor que la que presentaba el suelo previo a la medición.

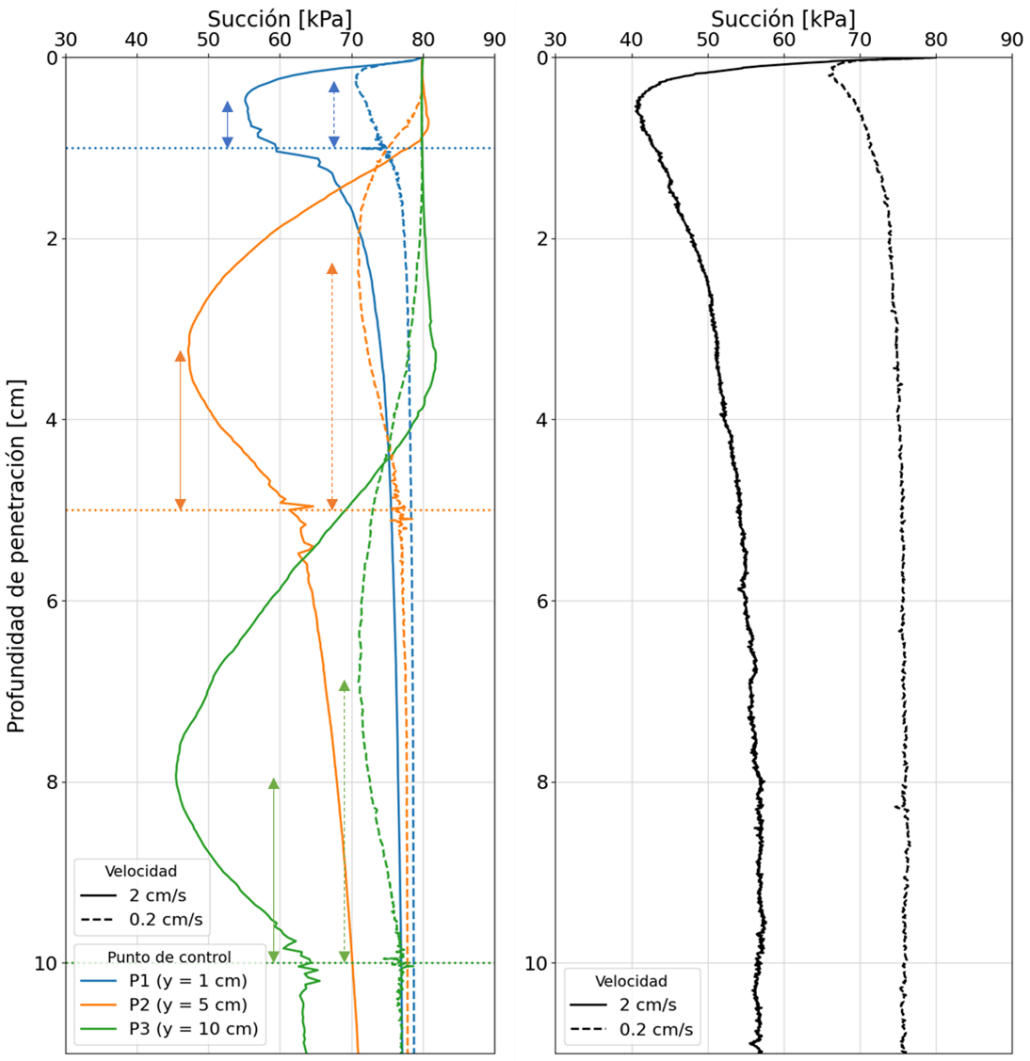


Figura 10. (a) evolución de la succión en la profundidad para distintos puntos de control y distintas velocidades de penetración. (b) evolución de la succión obtenida en la punta del penetrómetro.

5. DISCUSIÓN

El desempeño del tensiómetro de alta capacidad (HCT) durante el ensayo constituye un aspecto clave para la viabilidad de esta metodología. En principio, la integración del HCT en la punta del penetrómetro permitiría obtener mediciones directas de succión en el entorno inmediato de la punta del instrumento, proporcionando una variable que actualmente no es accesible mediante los sensores convencionales utilizados en ensayos CPTu. No obstante, esta instrumentación plantea desafíos específicos, ya que el tiempo de equilibrado requerido por el tensiómetro podría limitar la capacidad de registrar variaciones rápidas de succión durante la penetración.

El sistema experimental propuesto presenta también algunas limitaciones inherentes a su carácter preliminar. En particular, la fuerza registrada durante el ensayo corresponderá a la fuerza total aplicada sobre el instrumento, sin una separación explícita entre la resistencia en punta y la fricción lateral, lo que puede complicar la interpretación del ensayo. Por otro lado, si bien con el diseño propuesto el tensiómetro tendrá

pleno contacto con el suelo al encontrarse en la punta del penetrómetro, la succión medida podría estar influenciada por la deformación mecánica de la cerámica. En este sentido, podría ser objeto de un trabajo posterior rediseñar la geometría del dispositivo para desacoplar de manera más clara la medición de succión de los efectos mecánicos en la punta del penetrómetro.

Los resultados numéricos obtenidos permiten analizar la succión y su evolución durante el ensayo de penetración en un suelo parcialmente saturado. Se observa que la penetración genera un bulbo local de presiones de poro alrededor de la punta, lo que equivale a una reducción de la succión. Este fenómeno es coherente con el incremento de tensiones debido a las deformaciones inducidas por la penetración. Se observa que la succión medida, tanto en la punta del penetrómetro como en los puntos de control, depende fuertemente de la velocidad de penetración: a mayores velocidades, menores succiones, porque hay menos tiempo de disipación. Esto refleja el carácter transitorio del proceso.

En el primer contacto con el suelo, se observa un incremento sustancial de las presiones de poros en la punta del penetrómetro, que se disipa a medida que avanza la penetración, un comportamiento que normalmente se observa durante ensayos de disipación en CPTu's. La presión estabilizada medida por el HCT en movimiento resulta menor que la que originalmente tenía el suelo. A su vez, se observan presiones residuales respecto de la succión inicial en los puntos de control.

Las simulaciones permiten identificar tendencias cualitativas relevantes, como la evolución temporal de la succión en puntos fijos del suelo y la influencia de la velocidad de penetración sobre la respuesta hidráulica.

A pesar de estas limitaciones, los resultados obtenidos sugieren que la medición directa de succión durante ensayos de penetración podría aportar información valiosa para la interpretación del comportamiento de suelos parcialmente saturados. En particular, la combinación de mediciones experimentales y simulaciones numéricas podría contribuir al desarrollo de nuevos enfoques para la interpretación de ensayos tipo CPTu en suelos no saturados, donde el estado hidráulico juega un papel fundamental en la respuesta mecánica del material.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado la metodología de una investigación en curso orientada a medir succión durante ensayos de penetración en suelos parcialmente saturados así como algunos resultados preliminares. Se trata de un aspecto no resuelto en la caracterización geotécnica del terreno por encima del nivel freático mediante equipos CPTu. Como parte de este desarrollo, se ha logrado integrar un tensiómetro de alta capacidad en un sistema de penetración de laboratorio, lo que constituye un paso previo a una metodología sistematizada para la obtención in-situ de mediciones directas de succión.

El sistema propuesto permitirá registrar la evolución de la succión en profundidad durante la penetración, proporcionando información que actualmente no puede obtenerse mediante los sensores convencionales utilizados en ensayos CPTu. Paralelamente, se han realizado simulaciones numéricas del ensayo utilizando G-PFEM, las cuales reproducen tendencias esperables en la respuesta hidráulica del suelo durante la penetración.

Los resultados numéricos muestran reducciones locales de succión en el entorno de la punta del penetrómetro asociadas al incremento de tensiones inducido por la penetración. Asimismo, se ha observado que la velocidad de penetración desempeña un papel relevante en la magnitud de estas variaciones, lo que pone de manifiesto la importancia de considerar los efectos transitorios en el análisis de estos ensayos.

En conjunto, los resultados presentados constituyen un avance preliminar hacia el desarrollo de equipos de penetración capaces de medir succión en suelos no saturados. La combinación de ensayos experimentales instrumentados y simulaciones numéricas ofrece un marco prometedor para mejorar la comprensión de los procesos que ocurren durante la penetración en estos materiales y para orientar el diseño de futuras campañas experimentales y desarrollos instrumentales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la financiación de la Agencia Estatal de Investigación - Proyectos de Generación de Conocimiento – a través del proyecto en curso MODEST, "Modelos para entender los efectos de la desecación en la investigación geotécnica" (PID2023-149935OB-I00). El primer autor realiza su doctorado financiado por dicho proyecto.

REFERENCIAS

Carbonell, J. M., Monforte, L., Ciantia, M. O., Arroyo, M., & Gens, A. (2022). Geotechnical particle finite element method for modeling of soil-structure interaction under large deformation conditions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 14(3): 967-983.

Cordero, J. A. (2019). *Experimental analysis of soil cracking due to environmental conditions*. Universitat Politècnica de Catalunya. Tesis Doctoral.

Dadvand, P., Rossi, R., & Oñate, E. (2010). An Object-oriented Environment for Developing Finite Element Codes for Multi-disciplinary Applications. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17(3): 253-297.

Encalada, D. A. (2024). *Soil deterioration and crack formation during drying. Mitigation strategies.* Universitat Politècnica de Catalunya. Tesis Doctoral.

González Molano, N. A. (2011). *Development of a Family of Constitutive Models for Geotechnical Applications.* Universitat Politècnica de Catalunya. Tesis Doctoral.

Idelsohn, S. R., Oñate, E., & Pin, F. D. (2004). The particle finite element method: A powerful tool to solve incompressible flows with free-surfaces and breaking waves. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 61(7): 964-989.

Ladd, R. (1978). Preparing Test Specimens Using Undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, 1(1): 16-23.

Mánica, M. A., Arroyo, M., Gens, A., & Monforte, L. (2022). Application of a critical state model to the Merriespruit tailings dam failure. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 175(2): 151-165.

Mendes, J., & Buzzi, O. (2014). Performance of the University of Newcastle high capacity tensiometers.In: *Unsaturated Soils: Research & Applications, UNSAT2014*, p. 1611-1616.

Mendes, J., Najdi, A., Encalada, D., Prat, P. C., & Ledesma, A. (2022). Towards the development on new high capacity tensiometers capable of measuring soil matric suction beyond 3 MPa. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(9): 1539-1552.

Monforte, L., Arroyo, M., Carbonell, J. M., & Gens, A. (2017). Numerical simulation of undrained insertion problems in geotechnical engineering with the Particle Finite Element Method (PFEM). *Computers and Geotechnics,* 82, 144-156.

Monforte, L., Arroyo, M., & Gens, A. (2022). *Undrained strength from CPTu in brittle soils: A numerical perspective.* En L. Tonni & G. Gottardi, Cone Penetration Testing 2022 (1.ª ed., pp. 591-597). CRC Press.

Monforte, L., Arroyo, M., & Gens, A. (2026). Numerical simulation of cone penetration tests in loose unsaturated soils. *Computers and Geotechnics*, 192, 107874.

Monforte, L., Arroyo, M., Gens, A., & Carbonell, J. M. (2019). *Enhanced cone penetration test interpretation with the Particle Finite Element method (PFEM).* Proceedings of the XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, (Geotechnical Engineering, foundation of the future), 1024-1031.

Monforte, L., Gens, A., Arroyo, M., Mánica, M., & Carbonell, J. M. (2021). Analysis of cone penetration in brittle liquefiable soils. *Computers and Geotechnics*, 134, 104123.

Najdi, A. (2023). *Experimental and numerical analysis of the unsaturated soil shrinkage and swelling behaviour under different compaction conditions* [Universitat Politècnica de Catalunya]. Tesis Doctoral.

Ridley, A., & Burland, J. (1993). A new instrument for the measurement of soil moisture suction. *Géotechnique*, 43, 321-324.

Tarantino, A., Capotosto, A., Bottaro, F., Bellio, M., & Gallipoli, D. (2022). *Tensiocone: A cone penetrometer with the facility to measure negative pore-water pressure.* En L. Tonni & G. Gottardi, Cone Penetration Testing 2022 (1.ª ed., pp. 247-252). CRC Press.

Yu, H. S. (1998). CASM: A unified state parameter model for clay and sand. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22(8): 621-653.

DETERMINACIÓN DE VALORES REPRESENTATIVOS EN GEOTECNIA

Manuel BETETA ARENAS[(1)*]

[(1)] Departamento de Geotecnia y Cimentaciones
Acciona Ingeniería
*manuel.beteta.arenas@acciona.com

RESUMEN

En el marco del Eurocódigo 7 (EC-7), el parámetro geotécnico se define inicialmente mediante un valor representativo que puede adoptarse por tres vías: (1) valor nominal, (2) valor más probable, o (3) valor característico. Sea cual sea la vía elegida, el valor representativo se convierte posteriormente en valor de cálculo x_d mediante la aplicación de los factores parciales γ_M, constituyendo x_d el parámetro finalmente utilizado en todas las verificaciones de estados límite. Además de servir como metodología se realizan unas reflexiones sobre varios aspectos.

ABSTRACT

In the framework of Eurocode 7 (EC-7), the geotechnical parameter is initially defined through a representative value, which may be adopted by one of three approaches: (1) a nominal value, (2) the most probable value, or (3) a characteristic value. Regardless of the chosen approach, the representative value is subsequently converted into the design value x_d through the application of partial factors γ_M. The resulting x_d is the parameter ultimately used in all limit state verifications. In addition to outlining the methodology, the article presents several reflections on related aspects.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Eurocódigo 7 (Eurocode 7), Valor representativo (Representative value).*

1. INTRODUCCIÓN

De los tres tipos de valores representativos que se pueden adoptar, el valor más probable x_{prob} ha sido tradicionalmente el más utilizado en la práctica geotécnica. Con la irrupción del EC-7 aparece el valor característico x_k, definido de manera que incorpora un cierto nivel de confianza. Sin embargo, el valor característico tiene una fuerte dependencia del tamaño y calidad de la muestra. Cuando el número de datos es pequeño, resulta fuertemente penalizado, pudiendo darse la paradoja de que el valor obtenido es correcto desde el punto de vista estadístico, pero físicamente poco representativo del suelo real. En estos casos, el valor característico puede acabar reflejando más la pobreza de información que la verdadera resistencia del suelo.

Por este motivo, en la práctica profesional se concede un papel fundamental al valor más probable como referencia del comportamiento del suelo. No obstante, al no tener este asociado un nivel de confianza explícito, su utilización exige un adecuado tratamiento de la muestra, apoyado en el modelo geotécnico y en el juicio ingenieril, con el fin de controlar y minimizar la incertidumbre y definir valores de proyecto coherentes y seguros.

En los apartados siguientes se describe cómo se determina el valor característico y el más probable, poniendo el foco en este último. Se analiza además la importancia de la transformación de los datos a una distribución log-normal, incluyendo un ejemplo práctico que ilustra su influencia en la interpretación de los resultados.

2. TIPOS DE VALORES REPRESENTATIVOS

2.1. VALOR NOMINAL x_{nom}

Es el valor representativo que se adopta directamente, sin evaluaciones estadísticas. Se utiliza cuando no se dispone de ensayos suficientes o fiables para aplicar métodos estadísticos, o cuando se prefiere una aproximación más conservadora. Puede tomarse de la literatura técnica, códigos, normas o basarse en la experiencia del ingeniero geotécnico. Los Eurocódigos permiten explícitamente esta vía, pero exige que el valor nominal sea suficientemente prudente, puesto que la incertidumbre asociada es difícil de cuantificar. Dado que no existe una base matemática estadística que respalde el valor adoptado, el riesgo de sobreestimar la capacidad del terreno recae directamente en el criterio y la prudencia del ingeniero geotécnico. Por eso, los Eurocódigos insisten en que los valores nominales deben ser notablemente conservadores y nunca optimistas.

En la práctica geotécnica habitual, el valor nominal se adopta directamente como valor característico x_k y, por tanto, posteriormente se le aplica el correspondiente coeficiente parcial para un parámetro del suelo γ_M para obtener el valor de cálculo x_d. Solo en casos muy específicos, y cuando el propio Eurocódigo lo indica expresamente (por ejemplo, ciertos pesos específicos o resistencias de pilotes prefabricados), el valor nominal se toma directamente como valor de cálculo sin aplicar γ_M adicional.

2.2. VALOR MÁS PROBABLE x_{prob}

Es el habitual que el ingeniero geotécnico suele considerar en España. No lleva asociada ninguna probabilidad de recurrencia. El valor más probable de una variable aleatoria continua se refiere al valor que tiene mayor densidad de probabilidad (donde la curva que representa la función de densidad alcanza su pico más alto). Es la moda M_o, sin embargo, su uso en geotecnia es poco frecuente debido a que se tienen muestras discretas donde no se repiten valores, lo que obliga a agrupar en intervalos y hacer histogramas de frecuencias.

- Si la distribución es simétrica, como es la normal, la moda, la media $\bar{x}$ y la mediana $\tilde{x}$ coinciden. Considerar como valor más probable el valor medio sería correcto.

$$x_{prob} = \bar{x}$$

- Sin embargo, solo se dispone de un número limitado de ensayos de laboratorio y se desconoce qué tipo de distribución siguen, por lo que ya no es cierto que el valor más probable sea la media. En distribuciones menos comunes (log-normal, Weibull, gamma…), la media, la moda y la mediana difieren. En la práctica se recomienda utilizar como valor más probable la mediana, es un estimador razonable debido a las magnitudes que se manejan.

$$x_{prob} = \tilde{x}$$

2.3. VALOR CARACTERÍSTICO x_k

Los valores característicos son estimaciones prudentes del parámetro geotécnico y cuando se determinan mediante métodos estadísticos incorporan un nivel de confianza conocido (generalmente 95 %). En función de la naturaleza del parámetro y de su influencia en la seguridad, se distingue entre valor característico inferior $x_{k,inf}$ —el más habitual en resistencia y deformabilidad del terreno— y superior $x_{k,sup}$, reservado a casos en que una sobreestimación fuese desfavorable. El valor característico inferior es siempre menor que el valor más probable, mientras que el superior es mayor.

$$x_{k,inf} \leq x_{prob} \leq x_{k,sup}$$

Determinar el valor característico ya resulta complejo y lo es aún más porque el EC-7 diferencia entre dos volúmenes de terreno involucrado: “local” y “regional”. Una cimentación sería local, mientras que un desmonte sería regional. A esta distinción se añade la posibilidad de trabajar con coeficiente de variación V_x conocido o desconocido.

El principal inconveniente del método estadístico para determinar el valor característico x_k radica en su fuerte dependencia del tamaño muestral n. Un número reducido de ensayos —situación habitual en proyectos geotécnicos— penaliza notablemente el valor característico, especialmente cuando el coeficiente de variación V_x es desconocido. Este efecto puede llevar a resultados matemáticamente correctos, pero excesivamente conservadores o incluso poco realistas desde el punto de vista ingenieril, al situar el valor característico muy por debajo del rango que la experiencia y los ensayos considerarían razonable.

Por esta razón, el método estadístico sólo debe aplicarse cuando se dispone de un número suficiente de ensayos

que permita obtener resultados sensatos y representativos. En caso contrario, es mejor recurrir al valor nominal x_{nom} o al más probable x_{prob}, evitando así penalizaciones desproporcionadas que no aportan mayor seguridad real.

La expresión general del valor característico inferior es:

$$x_{k,inf} = \bar{x}\,(1 - k_n \cdot V_x) \tag{1}$$

Y del superior:

$$x_{k,\sup} = \bar{x}\,(1 + k_n \cdot V_x) \tag{2}$$

Es función del valor medio $\bar{x}$, del coeficiente de variación V_x y de un parámetro estadístico k_n.

Tabla 1. Valores del parámetro estadístico k_n.

Volumen terreno	**Metodología estadística**	**k_n (V_x conocido)**	**k_n (V_x desconocido)**
Regional	Extremo inferior del intervalo de confianza para la media (determinado con un nivel de confianza del 95%)	$N_{95\%} \cdot \sqrt{\frac{1}{n}}$	$t_{n-1}^{95\%} \cdot \sqrt{\frac{1}{n}}$
Local	Fractil del 5% (determinado con un nivel de confianza del 95%)	$N_{95\%} \cdot \sqrt{1+\frac{1}{n}}$	$t_{n-1}^{95\%} \cdot \sqrt{1+\frac{1}{n}}$

Siendo:

- $N_{95\%}$ parámetro de la distribución normal, evaluada para un nivel de confianza del 95% e infinitos grados de libertad. Su valor es 1,645 cuando el número de ensayos es muy grande (infinitos grados de libertad).
- $t_{n-1}^{95\%}$ valor de la distribución t-Student con $(n-1)$ grados de libertad correspondiente a un nivel de confianza del 95 % (cuantil del 5 % en la cola inferior).

El caso más habitual es que el coeficiente de variación V_x sea desconocido, por lo que habrá que recurrir a los resultados de ensayos de laboratorio disponibles para estimarlo.

Que V_x sea desconocido penaliza mucho, por eso el Eurocódigo 0 (aptdo. D.7.1) indica que en el caso "V_x desconocido" es preferible usar el caso "V_x conocido" pero con una estimación superior prudente de V_x y nunca inferior a 0,10. La GCOC (tabla A-2.1) y la ROM (tabla 2.14.1) facilitan valores orientativos de V_x.

3. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE VARIACIÓN

El coeficiente de variación V_x es clave en la determinación del valor característico porque es el parámetro que cuantifica la dispersión relativa de los datos. Fue el matemático Ronald Fisher (1890-1962) quién sentó las bases de la nomenclatura estadística, estableciendo las letras griegas para la población (μ, σ) y las latinas para la muestra $(\bar{x}, s)$:

μ media de la población
σ desviación típica de la población
$\bar{x}$ media de la muestra
s cuasidesviación típica de la muestra

La formulación de la desviación de la población σ y la de la muestra s difieren ligeramente. En la primera el denominador es N (población) y en la segunda es $n-1$, siendo n el número de muestras. De ahí el prefijo de origen latino "cuasi". Se denomina corrección de Bessel.

Tabla 2. Diferencias entre desviación y cuasidesviación típica.

Desviación típica (población)	**Cuasidesviación típica (muestra)**
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(x_i-\mu)^2}{N}}$	$s = \sqrt{\frac{\sum(x_i-\bar{x})^2}{n-1}}$

En Excel las funciones a utilizar son:

s = DESVEST.M(rango muestra)
σ = DESVEST.P(rango muestra)
$\bar{x}$ = PROMEDIO(rango muestra)

Cuando $n \geq 50$ el error es tan pequeño que se acepta que $s \approx \sigma$ sin introducir corrección alguna.

Se denomina coeficiente de variación de una población V^* al cociente de la desviación estándar σ y la media μ de la población:

$$V^* = \frac{\sigma}{\mu} \tag{3}$$

Se presenta un gran inconveniente: es muy improbable que se conozcan σ y μ de la población. Existen artículos en los que, con una gran base de datos de ensayos, se han caracterizado algunas formaciones geológicas mundialmente conocidas, como las arcillas de Londres, Bangkok, Singapur o las del Golfo de Méjico. Los coeficientes de variación de estas formaciones están documentados. Pero en España, de momento, apenas hay estudios que establezcan coeficientes de variación de formaciones conocidas. Así que, no queda otra solución que estimar el coeficiente de variación poblacional a partir de la muestra (se denomina inferencia estadística), sabiendo que se va a cometer un error, pero asumible. El coeficiente de variación muestral V es:

$$V = \frac{s}{\bar{x}} \tag{4}$$

Siendo s la cuasidesviación típica de la muestra y $\bar{x}$ su media.

Pero este coeficiente de variación muestral sería un estimador sesgado del poblacional. Un estimador no sesgado es:

$$V^* = \left(1 + \frac{1}{4n}\right) \cdot V \tag{5}$$

Siendo n el número de muestras. Obsérvese que para n = 30 el parántesis es cercano a la unidad, por lo que puede concluirse que, con este número de muestras, prácticamente coindicen los coeficientes de variación poblacional V^* y muestral V.

4. FORMA APROXIMADA DE OBTENER EL COEFICIENTE DE VARIACIÓN

Hay formas aproximadas de estimar el coeficiente de variación V_x sin tener que recurrir a desarrollos matemáticos. Es útil cuando la serie de datos no es grande. Tanto la GCOC (pág. 291) como la ROM (pág. 115) recogen la denominada regla de las desviaciones. Cuando se tiene una serie de datos, el valor aproximado es:

$$V_x = \frac{1}{m} \cdot \frac{x_{max} - x_{min}}{\bar{x}} \tag{6}$$

Siendo m un número adimensional que oscila según el número de muestras n:

$n < 30 \quad \rightarrow m = 4$ (regla de dos veces la desviación)
$n > 30 \quad \rightarrow m = 6$ (regla de tres veces la desviación)

En el denominador está la media muestral $\bar{x}$ pero el ingeniero debería valorar si es mejor aplicar la mediana $\tilde{x}$.

Es importante aclarar que x_{min} y x_{max} no son el valor mínimo y máximo de la muestra, como pudiera parecer. Para $m = 6$ son los cuantiles del 0,13% y 99,87%, respectivamente (GCOC, pág. 291). Esto es, son los valores que dejarían fuera el 0,13% y 99,87% de la muestra, o lo que es lo mismo, que están desviados $\pm 3\sigma$ de la media. En EXCEL:

x_{min} = PERCENTIL.INC(rango datos;0,0013)
x_{max} = PERCENTIL.INC(rango datos;0,9987)

Para $m = 4$ son los cuantiles del 2,3% y 97,7%:

x_{min} = PERCENTIL.INC(rango datos;0,023)

x_{max} = PERCENTIL.INC(rango datos;0,977)

5. METODOLOGÍA PARA EL VALOR MÁS PROBABLE

Los materiales artificiales (hormigón, acero, …) presentan en sus características unas variabilidades bajas debido a los controles en su elaboración. No ocurre así en los materiales que se presentan en la naturaleza. Ese carácter natural induce variaciones sustanciales en los parámetros geotécnicos dentro de una misma formación. Surge, por tanto, un problema añadido: cómo trabajar con los resultados para concluir en un valor representativo del parámetro en cuestión. Veámoslo con un ejemplo. En las diferentes normativas, la resistencia unitaria por punta en pilotes en roca es función de la resistencia a compresión simple de la roca q_u.

$$r_p = f(q_u) \tag{7}$$

Cobra especial importancia adoptar un valor representativo de q_u, puesto que variaciones de $\pm q_u$ produce cambios importantes en la resistencia total por punta R_p.

La forma habitual de trabajar era considerar el valor medio de la muestra $\bar{x}$, pero se trata de un estadístico poco robusto, muy sensible a los valores extremos. Por el contrario, es más robusto la mediana $\tilde{x}$, pero su utilización siempre ha sido escasa en geotecnia. Es posible que quedase relegada a un segundo plano debido a la sencillez de cálculo que tiene la media muestral $\bar{x}$. Hoy en día, Excel calcula con una simple función la mediana de una muestra, por lo que debería plantearse ir abandonando la media muestral y sustituirla por la mediana.

$\tilde{x}$ = MEDIANA(rango datos)

Veamos la diferencia con un ejemplo. Los valores de la resistencia a compresión simple de siete muestras de roca son: 8, 15, 23, 28, 29, 32 y 45 MPa. La media $\bar{x}$ es 26; la mediana $\tilde{x}$ es 28. Son valores muy parecidos debido a que no hay mucha variabilidad. Sin embargo, si el último valor (45 MPa) se sustituye por 200 MPa, la media aumenta a 48, mientras que la mediana no se altera y sigue manteniéndose en 28. Es evidente que, en este segundo caso, considerar un valor representativo de 48 MPa para el cálculo de la resistencia por punta del pilote sería un error grave porque se estaría asumiendo una resistencia en la roca muy elevada, cuando en realidad no la tiene. De hecho, salvo el valor más alto, todas las demás muestras tienen resistencias inferiores a 48 MPa.

La opción a la que solía recurrir el ingeniero geotécnico era prescindir del valor de 200 MPa y calcular la media de las seis muestras restantes. En este caso, la media baja, y queda la duda de si se ha hecho lo correcto al prescindir de un valor que, aunque sea muy elevado, podría indicar que puntualmente la roca presenta resistencias altas por cuestiones mineralógicas. Esto es, se estaría infravalorando la resistencia del macizo rocoso.

No se debe utilizar la función MEDIA.ACOTADA en Excel. Esta función calcula la media después de eliminar un porcentaje de los valores extremos inferiores y superiores. Como el porcentaje es el mismo para los dos extremos, no tiene el mismo efecto quitar el 15% de los valores altos y otro tanto de los bajos. Se estaría desplazando falsamente la media para un lado o para el otro, en función de cual tiene más peso, si el porcentaje de altos o de bajos. Eliminar datos en las zonas donde se concentran muy pocos valores tiene mayores consecuencias que eliminarlos en la región central. Esto modifica las inferencias que se realicen a partir de esta información debido a que disminuye el tamaño muestral, además de introducir un sesgo. Esto puede afectar tanto al tipo de distribución como a las varianzas.

Esto plantea otra cuestión: ¿se deben eliminar muestras en este tipo de análisis estadístico? La respuesta es nunca; o al menos habría que analizar si se pueden eliminar. Ignorarlos por defecto no es la mejor solución. La estadística lleva en su interior una formulación matemática que tiene en cuenta cómo se tratan los valores extremos. Es más razonable que sean los modelos matemáticos los que operen y que no sea el ingeniero geotécnico quien dictamine qué entra en el cálculo y qué no. La variabilidad de los datos es justamente la grandeza de la estadística. La variabilidad hay que estudiarla y explicarla, no eliminarla.

Pongamos un ejemplo: el típico sustrato terciario sedimentario con alternancias de margas, margocalizas, areniscas y calizas. Son cuatro materiales con comportamientos y resistencias diferentes. Lo normal es que las margas tengan los valores de la resistencia a compresión simple más bajos y las calizas los más altos. Si no se puede modelizar el sustrato en cuatro capas debido al carácter errático de sus presencias, o porque sus espesores están claramente poco definidos, no quedará más remedio que caracterizar el sustrato globalmente. Y aquí cobra especial importancia no prescindir de algunos valores bajos y altos y utilizar la mediana, no la media.

La estadística define de forma matemática qué valores no deben entrar en el cálculo porque, efectivamente, puede haber valores atípicos, pero tienen que ser las matemáticas quienes los detecten y concluyan si se aceptan o rechazan, que no sea el ingeniero geotécnico quién lo establezca en función de si le gusta el resultado del ensayo o no. Antes de iniciar cualquier análisis se debe filtrar los datos. Se debe comprobar que no hay erratas y que todos los resultados pertenecen a la misma formación, una rutina obligada para evitar conclusiones equivocadas. Realizada esta comprobación, los pasos a seguir serían los siguientes.

Existen varias formas de detectar valores atípicos (*outliers*, en inglés). Los hay gráficos, como los diagramas P-P, Q-Q y lag-plot, pero uno que tiene gran aceptación en la geotecnia son los diagramas de caja (*box plot*, en inglés). Son una buena opción por su sencillez. Los hay más complejos, pero para la ingeniería geotécnica pueden resultar excesivos. Los diagramas de caja, además de la enorme información descriptiva que facilita (cuantiles, rango intercuartil, media y mediana), muestra los valores atípicos. Como consecuencia, también calcula los valores máximo y mínimo, pero descartando los atípicos. Aquí es donde interviene la estadística, puesto que los valores atípicos son calculados según un criterio puramente estadístico.

El primer cuartil (Q_1) es el valor que deja atrás al 25% más bajo de los datos, el segundo cuartil (Q_2) es equivalente a la mediana, el tercer cuartil (Q_3) es el valor que deja atrás al 75% más bajo de los datos. El rango intercuartílico (RIC, o IQR en inglés) es:

$$RIC = Q_3 - Q_1 \tag{8}$$

En Excel las funciones a utilizar son:

$Q_1 =$ CUARTIL.EXC(rango datos;1)
$Q_3 =$ CUARTIL.EXC(rango datos;3)

Cuanto mayor es el rango intercuartílico, mayor es la dispersión entre los datos. En el segundo ejemplo que venimos comentando Q_1 son 15 MPa y Q_3 son 32 MPa. El RIC es, por tanto, 17 MPa. Esto indica que en el 50% central de los datos hay una diferencia de tan solo 17 MPa, no hay mucha dispersión.

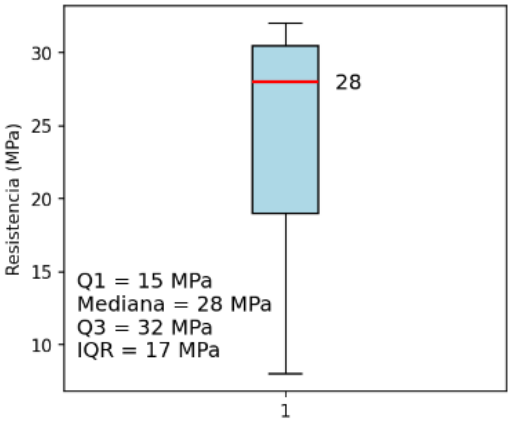


Figura 1. Diagrama de caja con los estadísticos principales.

Lo más potente del diagrama de caja es que identifica los valores atípicos leves, que son los que exceden 1,5 veces el RIC, por encima de Q_3 y por debajo de Q_1 (regla de Tukey). Se denominan atípicos extremos son los que exceden 3 veces esa distancia. En el ejemplo:

$$1{,}5 \cdot RIC = 1{,}5 \cdot 17 = 26\ MPa \tag{9}$$

Es decir, los valores superiores a 32 + 26 (58 MPa) se consideran estadísticamente valores atípicos. Ahora se tiene la certeza de que el resultado de 200 MPa es un dato que hay eliminar y no debe considerarse en el análisis estadístico, aunque el resultado del ensayo sea correcto. El motivo es que los valores atípicos tienen mucho peso y desvirtúan el análisis. Puestos a poner un inconveniente a los diagramas de caja es que es una prueba paramétrica, esto es, supone que la muestra, las probetas de roca, proviene de una población con distribución conocida, en este caso de la normal. Si no es así, existen otras pruebas no paramétricas (significa que se desconoce la función distribución que rige la población).

Aquí se plantea otro inconveniente: ¿cómo saber si la muestra proviene de una distribución normal? En esos casos se recurre a las pruebas de bondad. La más sencilla es la de Kolgomorov-Smirnov si la muestra es mayor de 30 (muestras grandes), y la de Shapiro-Wilk si es menor de 30 (muestras pequeñas). Ambas presentaban

diversos inconvenientes y con el paso de los años se han ido perfeccionando y ajustando por lo que es habitual encontrar en los libros la de Kolgomorov-Smirnov con la corrección de Lilliefors, y la de Shapiro-Francia, una posterior simplificación de la original. La explicación de la metodología de ambas pruebas excede a este artículo, pero son fácilmente programables con Excel. Hay más pruebas de bondad, pero estas dos cumplen suficientemente.

Todas las pruebas para evaluar la normalidad tampoco responden de forma certera al 100 % si la hipótesis es válida. Están afectadas a los errores de falso positivo (error tipo I) y falso negativo (error tipo II). Por lo tanto, las pruebas estadísticas en la práctica no confirman que los datos experimentales sean normales, sino que nos indican si el modelo normal es razonable o no. Si lo es, actuamos como si "fuesen" normales y hacemos inferencia estadística a partir de las propiedades de la normal. Cuando los coeficientes de variación V son superiores al 30 % es muy posible que la población se ajuste a una distribución log-normal (o también Gamma o Weibull) debido al mayor sesgo a la derecha.

6. TRANSFORMACIÓN DE VARIABLES (LOG-NORMAL)

Un concepto importante es que los datos obtenidos en el laboratorio no siguen ninguna distribución de probabilidad. La naturaleza no sigue ninguna distribución de probabilidad. La normalidad es simplemente un modelo matemático de un fenómeno aleatorio, y, como todo modelo, puede ser razonable para un conjunto de datos y totalmente equivocado para otro. Por ejemplo, se pueden tener 15 muestras de resistencia a compresión simple y al hacer una prueba de bondad resulta que la variable sigue una distribución de Weibull. Sin embargo, si posteriormente se dispone de otros 10 ensayos más, al repetir la prueba de bondad resulta que las 25 muestras ahora siguen una distribución normal. O ninguna.

Es el ingeniero quien propone modelos del sistema que estamos estudiando y a través de la experimentación corroboramos o no estos modelos. Cuando la distribución de los datos no sigue una distribución normal, se aplican transformaciones a los datos para que sean lo más "normales" posible y, por lo tanto, aumentar la validez de los análisis estadísticos asociados. En definitiva, es sortear la normal. Hay muchos tipos de transformaciones, pero desde el punto de vista ingenieril la más interesante es la transformación log-normal, que es no lineal.

La variable X es la resistencia a compresión simple de la roca y si los datos de la muestra indican que no siguen una distribución normal (con una prueba de bondad), el siguiente paso es probar si los datos se ajustan a otro tipo de distribución. Aparentemente puede ser complicado conocer cuál puede ser, pero en geotecnia es posible que sea una log-normal, sobre todo si se observa que tiene sesgo hacia la derecha. Para ello, se hace un cambio de variable y se crea una nueva variable Y, que consiste en tomar el logaritmo neperiano de X.

$$Y = ln(X) \tag{10}$$

Con los datos log-transformados se vuelve a realizar la prueba de normalidad y en caso afirmativo se dice que la nueva variable Y es normal (los datos transformados), que es lo mismo que decir que la variable X es log-normal (los datos originales).

Además de lo farragoso y poco intuitivo que es trabajar con logaritmos, aparecen otros inconvenientes debido a que una transformación de variables cambia la distribución de los datos, así como su unidad de medida original, lo que genera mucho desconcierto (la media o la desviación típica de una longitud ya no tiene que ser en metros). Para interpretar dichos resultados, la retrotransformación es esencial y debe hacerse con cuidado debido a que muchos conceptos no son evidentes. Por ejemplo, el análisis estadístico supone que hay un error admisible si estamos dentro del límite del nivel de significación α (generalmente un 5%) porque se basa en la probabilidad. Sin embargo, retransformar este error requiere procesos complicados, sobre todo cuando se aplican transformaciones sofisticadas.

Veamos un ejemplo. Se dispone de 20 ensayos de resistencia a compresión simple q_u, que es la variable X:

Tabla 3. Variable X = Resistencia a compresión simple (MPa).

4,398	1,090	0,119	4,792	0,425
5,351	1,602	0,552	0,890	0,202
0,337	0,053	2,111	1,166	6,283
3,744	0,673	0,793	2,531	0,332
$\bar{x} = 1{,}87\ MPa$				

No hay que prescindir de ningún dato, ninguno está fuera del RIC.

Tabla 4. Transformación. Variable $Y = ln(X)$.

1,48	0,09	-2,13	1,57	-0,86
1,68	0,47	-0,59	-0,12	-1,60
-1,09	-2,94	0,75	0,15	1,84
1,32	-0,40	-0,23	0,93	-1,10
$\bar{y} = -0{,}04$		$s = 1{,}33$		

La media muestral $\bar{x}$ es 1,87 MPa, pero sabemos que es un estadístico poco robusto. Si se representa la función de densidad (o un histograma) se observaría que presenta un sesgo a la derecha, confirmando que es posible que los datos no sigan una distribución normal. Para salir de dudas se realiza, con el programa Minitab, la prueba de Shapiro-Wilk y se obtiene el estadístico W = 0,8238 y un p-valor = 0,002, que confirman que la variable X no sigue una distribución normal. Sin embargo, si se repite la prueba con los datos log-transformados se obtiene W = 0,9635 y p-valor = 0,616, por lo que se puede asegurar que la variable Y sigue una distribución normal. Los dos estadísticos W son parecidos, pero cuando el p-valor es mayor que 0,05, indica que no se dispone de evidencia estadística suficiente para rechazar la hipótesis de que la distribución siga una log-normal.

En el diagrama Q-Q de la izquierda de la figura 2 se observa una curvatura sistemática de los cuantiles, indicativa de asimetría positiva y colas no compatibles con una distribución normal, lo que se ve corroborado por los valores bajos del estadístico W de Shapiro-Wilk y del p-valor. En cambio, tras la transformación logarítmica, los cuantiles de $ln(X)$ se ajustan adecuadamente a la normal, lo que confirma que la variable original sigue una distribución log-normal.

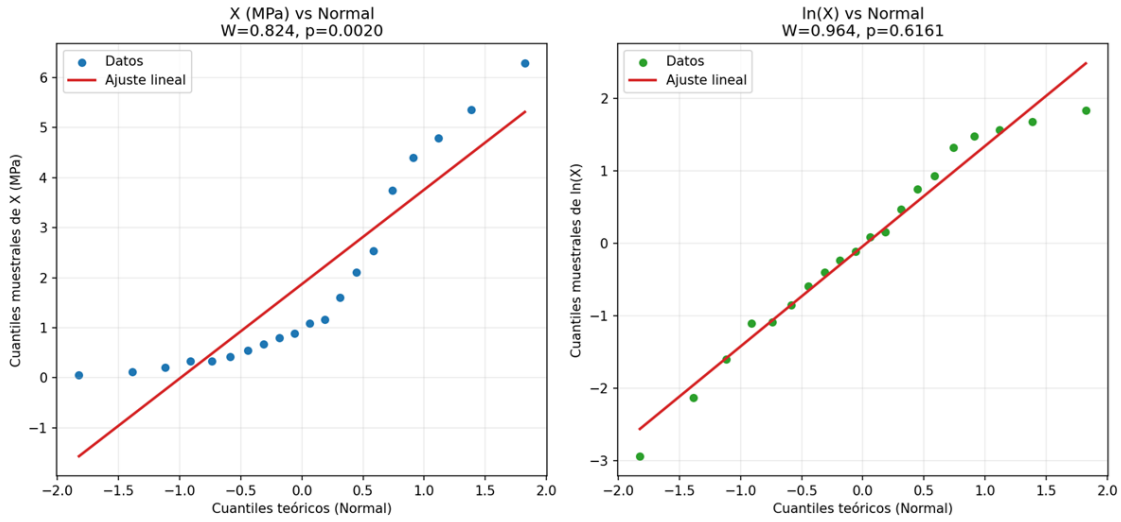


Figura 2. Diagramas Q-Q de las variables X e Y.

La media muestral $\bar{y}$ de los datos log-transformados es -0,04 y la cuasidesviación típica s es 1,33 (sin unidades, obviamente). Por tanto, se puede concluir que la variable X sigue una distribución log-normal:

$$X \sim \text{Log-normal}(-0{,}04\ ;\ 1{,}33)$$

Ahora hay que deshacer la transformación para estimar los parámetros poblaciones de la variable X (que sabemos que sigue una distribución log-normal porque la variable transformada Y es normal) a partir de los estadísticos muestrales de Y.

Matemáticamente se demuestra que la media poblacional esperada es (método de los momentos):

$$\hat{\mu} = E[X] = e^{\bar{y}+s^2/2} = e^{-0{,}04+1{,}33^2/2} = 2{,}33\ MPa \quad (11)$$

La media poblacional $\hat{\mu}$ estimada por el método de los momentos es un 25% mayor que la media muestral $\bar{x}$ (1,87 MPa). En estadística, el acento circunflejo significa que el valor es poblacional (es decir, corresponde a un parámetro de la distribución, no a la muestra), y que está estimado a partir de datos muestrales. Matemáticamente, este valor se corresponde con lo que se esperaría para un número enorme de datos (población), por lo que es más realista para los cálculos.

Si utilizásemos la media muestral estaríamos infravalorando la resistencia real de la roca. Esto se debe a que el estimador es insesgado en el espacio logarítmico (Y), no en el de X, y, lo más importante, la muestra no refleja adecuadamente la cola derecha de la distribución log-normal, una característica que siempre tienen las resistencias a compresión en roca. En este punto hay que adoptar una decisión: no se puede considerar 2,33 MPa como "valor característico" porque el EC-7 indica que debe deducirse directamente de una muestra, no de un modelo estadístico ajustado. Sin embargo, sí puede adoptarse como "valor nominal" o, mejor aún, "valor más probable" (justificando la log-normalidad), decisión que debe tomar el ingeniero y explicar.

Finalmente, la varianza poblacional esperada es (método de los momentos):

$$\hat{\sigma}^2 = Var[X] = \left(e^{s^2} - 1\right) \cdot e^{2\bar{y}+s^2} = \left(e^{1{,}33^2} - 1\right) \cdot e^{2\cdot(-0{,}04)+1{,}33^2} = 26{,}29\ MPa \quad (12)$$

Y la desviación típica poblacional estimada:

$$\hat{\sigma} = \sqrt{26{,}29} = 5{,}13\ MPa \quad (13)$$

Análogamente, puede adoptarse como "valor nominal" o "valor más probable".

Los parámetros poblacionales $\hat{\mu}$ y $\hat{\sigma}$ nos permiten saber la tendencia real de la resistencia, la variabilidad real esperada en la población y el comportamiento de la cola derecha (que la muestra no refleja bien). Esto es importante en rocas, donde la dispersión puede ser enorme. También para calcular fractiles poblacionales (P5, P50, P95), porque los fractiles poblacionales describen la verdadera distribución teórica de la resistencia. Son muy útiles para modelos numéricos, análisis probabilistas, evaluación de riesgos y simulaciones de Monte Carlo.

Finalizamos con una reflexión. La ROM-0.5 indica: "Aunque las distribuciones normales sean fáciles de utilizar, se huirá de ellas" (pág. 116). Obsérvese la contundencia del verbo huir. No es una cuestión dogmática, sino un ejercicio de realismo ingenieril: es elegir modelos que representen mejor cómo se comporta realmente el terreno y, por tanto, tomar decisiones más seguras y coherentes. En geotecnia la realidad rara vez es simétrica. La mayor parte de los parámetros del terreno presentan variabilidad multiplicativa, asimetrías marcadas y colas derechas pronunciadas. Bajo estas condiciones, la normal puede ofrecer una apariencia de simplicidad, pero conduce a interpretaciones sesgadas, valores característicos poco realistas y una falsa sensación de control estadístico.

7. CONCLUSIONES

El artículo presenta una metodología comúnmente aceptada para la determinación del valor característico x_k de los parámetros geotécnicos, dado que el Eurocódigo 7 se limita a definir dicho concepto, pero no establece de forma explícita las expresiones matemáticas necesarias para su cálculo. Asimismo, se pone de manifiesto la fuerte dependencia del valor característico x_k con el número y la calidad de las muestras disponibles, lo que, en situaciones con campañas de reconocimiento limitadas, puede conducir a valores excesivamente conservadores y, en ocasiones, poco representativos del comportamiento real del terreno.

Como alternativa complementaria, se propone una metodología para la determinación del valor más probable x_{prob}, que resulta de mayor interés desde un punto de vista práctico al representar mejor el comportamiento esperado del suelo. No obstante, este valor no tiene asociado un nivel de confianza explícito, por lo que su utilización exige una adecuada cuantificación de la incertidumbre y un tratamiento riguroso de los datos disponibles.

En este contexto, cobra especial relevancia la transformación de los datos experimentales, generalmente a distribuciones log-normal o Gamma, así como la comprobación de la validez de dichas hipótesis. Estas distribuciones son especialmente habituales en la caracterización de parámetros geotécnicos, ya que se adaptan bien tanto a su naturaleza física como estadística: están definidas únicamente para valores positivos, coherentes

con parámetros como las resistencias, y reproducen de forma realista la asimetría positiva observada habitualmente en los datos, con colas derechas alargadas asociadas a la heterogeneidad del terreno. Por el contrario, distribuciones como la Weibull resultan poco frecuentes en geotecnia, al estar más vinculadas al análisis de fiabilidad y al tiempo hasta fallo de componentes y sistemas discretos.

Finalmente, se presenta un ejemplo didáctico para la determinación del valor más probable de la resistencia a compresión simple de una roca, basado en la transformación de los datos a una distribución log-normal, la verificación de la normalidad de los datos transformados mediante la prueba de Shapiro-Wilk y la posterior inversión de la transformación mediante el método de los momentos. El resultado más relevante es la obtención de una resistencia a compresión simple aproximadamente un 25 % superior a la deducida sin dicho tratamiento estadístico, lo que pone de manifiesto el potencial de la metodología propuesta para conducir a diseños más ajustados y eficientes.

REFERENCIAS

Bernal, A. (2015). *Los valores característicos de los parámetros geotécnicos de las rocas*. SEMR. Jornada técnica sobre el Eurocódigo 7.

Bond, A.; Harris, A. (2008) *Decoding Eurocode 7*. Ed. Taylor & Francis. London.

Bond, A. J. (2011). *A procedure for determining the characteristic value of a geotechnical parameter*. Proceedings of the 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR 2011).

Estaire, J. (2019). *Caracterización geotécnica: valores característicos*. Presentación del Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7. CEDEX. Madrid.

Hita, J.L., Martinez, R., Herrera, J. (2015). Clasificación de muestras y detección de outliers en la caracterización geotécnica del terreno. Revista Ingeopress, nº 239, febrero 2015.

Ministerio de Fomento (2009). Guía de cimentaciones en obras de carretera.

Ministerio de Fomento (2005). ROM 05.05. Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias.

UNE-EN 1990 (2019). Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.

UNE-EN 1997-1 (2016). Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales.

VALIDACIÓN DEL MARCO TEÓRICO DEL ENSAYO DE PERCOLACIÓN MEDIANTE MODELIZACIÓN NUMÉRICA

Mario CABALLERO EZQUERRO[(1)]* y Carlos LAINA GÓMEZ[(2)]

[(1)] INGEK INGENIERÍA GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA
*mario@ingek.eus

[(2)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

Los ensayos de percolación constituyen una técnica ampliamente utilizada para determinar la permeabilidad del suelo, ya que se realizan in situ y permiten ensayar un volumen significativo de material. Se llevan a cabo en superficie mediante una zanja o calicata, requiriendo pequeñas excavaciones con equipos sencillos y materiales fácilmente disponibles. El método se basa en las ecuaciones analíticas propuestas por Vedernikov (1934), que estiman el coeficiente de permeabilidad a partir del caudal necesario para mantener un nivel constante de agua. Estas ecuaciones describen el flujo desde zanjas trapezoidales bajo régimen estacionario no confinado, considerando únicamente la zona saturada. Sin embargo, en la práctica, las propiedades no saturadas del suelo también pueden influir en el flujo, lo que cuestiona la validez de este marco teórico. Este estudio evalúa dicha validez mediante modelización numérica, comparando resultados para distintas geometrías de zanja y tipos de suelo con los obtenidos analíticamente. La comparación se centra en el parámetro geométrico A y el valor asintótico de ensanchamiento del flujo (L). Los resultados muestran buena concordancia, especialmente para L. Aunque las simulaciones proporcionan valores ligeramente superiores al considerar flujo no saturado, estas diferencias carecen de relevancia práctica. Por tanto, las ecuaciones de Vedernikov proporcionan una estimación fiable de la permeabilidad saturada en diversos suelos.

ABSTRACT

Percolation tests are a widely used technique for determining soil permeability, as they are performed in situ and allow testing of a significant volume of material. These tests are conducted at ground surface using a trench or test pit, requiring only small excavations with simple equipment and readily available materials. The method is based on the analytical equations proposed by Vedernikov (1934), which estimate the permeability coefficient from the flow rate needed to maintain a constant water level in the trench. Vedernikov's formulation describes seepage from trapezoidal ditches assuming steady-state unconfined flow restricted to the saturated zone. However, in practice, unsaturated soil properties may also influence the flow, raising questions about the validity of this theoretical framework. This study evaluates such validity through numerical modelling, comparing results for different trench geometries and soil types with those obtained analytically. The comparison focuses on the geometric parameter A and the asymptotic flow widening value (L). Results show good agreement between both approaches, especially for L. Although numerical simulations yield slightly higher values when unsaturated flow is considered, these differences are not practically significant. Therefore, Vedernikov's equations provide a reliable estimation of the saturated permeability coefficient for a wide range of soils.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Coeficiente de permeabilidad (Permeability coefficient), Ensayos in situ (In situ tests), Propiedades no saturadas (Unsatured properties).*

1. INTRODUCCIÓN

El coeficiente de permeabilidad (k) es uno de los parámetros fundamentales en la ingeniería geotécnica, ya que gobierna el movimiento de los fluidos en los suelos. La determinación de este parámetro es fundamental para la resolución de numerosos problemas prácticos, como el análisis de filtraciones en presas de materiales sueltos, el diseño de pantallas impermeables o la evaluación del comportamiento de cimentaciones y taludes en condiciones saturadas.

No obstante, su determinación presenta dificultades. En la literatura existen diversas formulaciones y correlaciones que relacionan la permeabilidad con propiedades del suelo, generalmente de carácter granulométrico. Entre ellas, destacan las expresiones derivadas de la ley de Poiseuille. Taylor (1948) propuso una formulación en la que separa la influencia del fluido de las características del suelo, mientras que la ecuación de Kozeny-Carman (Kozeny, 1927; Carman, 1937, 1956) introduce un factor semiempírico para considerar la tortuosidad de la red porosa. Estas expresiones permiten estimaciones aproximadas de la permeabilidad y, en algunos casos, inferir propiedades del suelo a partir de dicho parámetro.

Sin embargo, estas correlaciones no consideran factores relevantes como el grado de compactación o la estructura interna del suelo, que pueden generar variaciones de varios órdenes de magnitud incluso dentro de un mismo material. Por ello, su aplicación se limita a estimaciones preliminares. Asimismo, la elevada variabilidad natural del coeficiente de permeabilidad y la dificultad de obtener muestras inalteradas hacen que los ensayos de laboratorio no siempre sean representativos del comportamiento del terreno.

Ante estas limitaciones, resulta necesario recurrir a ensayos *in situ*, que permiten conservar las condiciones naturales del suelo y analizar volúmenes significativos de material. En este contexto, los ensayos de percolación constituyen una alternativa adecuada para la determinación del coeficiente de permeabilidad (véase Figura 1). Estos ensayos se realizan en superficie mediante zanjas o calicatas, requiriendo únicamente pequeñas excavaciones y medios sencillos.



Figura 1. Ensayos de percolación realizados sobre una zanja
((a) González Galindo, 2025; y (b) Merino Escurdero y Laina Gómez, 2021)

El método consiste en medir el caudal necesario para mantener constante la lámina de agua en la zanja, a partir del cual puede estimarse el coeficiente de permeabilidad mediante las ecuaciones analíticas propuestas por Vedernikov (1934). En este tipo de ensayos, el flujo generado da lugar a una red de filtración no confinada en régimen estacionario, con presencia de superficie libre.

Sin embargo, las ecuaciones de Vedernikov no consideran el comportamiento hidráulico no saturado del suelo, cuyo estudio comenzó a desarrollarse posteriormente (Gardner, 1958). Dado que en este tipo de redes de flujo intervienen tanto zonas saturadas como no saturadas, esta simplificación puede afectar a la validez del modelo teórico.

En este contexto, el objetivo principal de la presente investigación es analizar la influencia de las propiedades no saturadas del suelo en los ensayos de percolación y, a partir de ello, evaluar la validez del marco teórico propuesto por Vedernikov.

2. MARCO TEÓRICO DEL ENSAYO DE PERCOLACIÓN

El marco teórico del ensayo de percolación se basa en la solución analítica de Vedernikov (1934), descrita en detalle por Harr (1990), que permite calcular el caudal infiltrado desde una zanja o canal de geometría trapezoidal. Esta solución se obtiene a partir de la ecuación de Laplace ($\nabla^2\phi = 0$), bajo las hipótesis de flujo bidimensional, régimen permanente, validez de la ley de Darcy, fluido de densidad constante y medio poroso homogéneo e isotrópico.

Vedernikov demuestra que, a suficiente profundidad respecto a la zanja, el campo de flujo se estabiliza: las líneas equipotenciales tienden a disponerse horizontalmente, mientras que las líneas de flujo se aproximan a la vertical. Como consecuencia, el flujo descendente alcanza un ensanchamiento máximo o asintótico, denominado *L* (Figura 2).

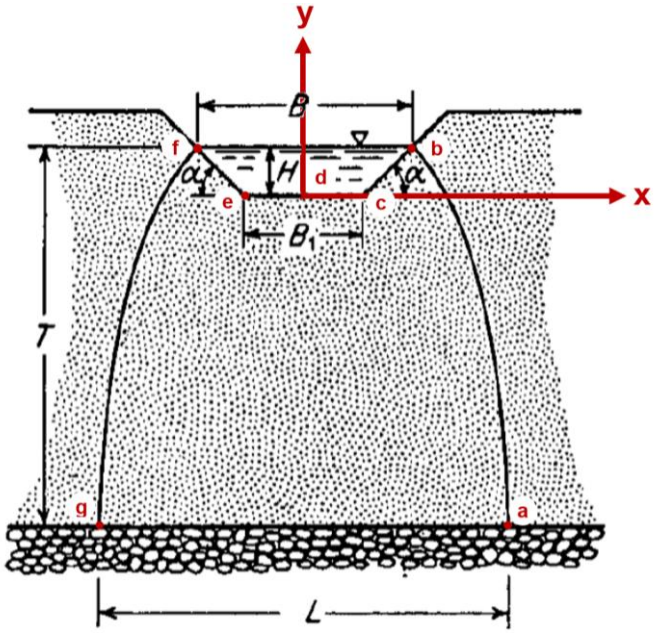


Figura 2. Esquema de la filtración producida desde una zanja sobre una capa porosa a gran profundidad (adaptado de Harr, 1990).

Según Harr (1990), esta solución es aplicable tanto a medios de profundidad infinita como a estratos de espesor suficiente sobre capas más permeables. De forma orientativa, la profundidad (*T*) a la que se alcanza esta configuración puede estimarse mediante:

$$T = \frac{3}{2}\,(B + 2H) \tag{1}$$

donde *B* es el ancho superior de la lámina de agua y *H* su altura.

Bajo la hipótesis de una capa de drenaje horizontal o un nivel freático situado a suficiente profundidad, el caudal bidimensional por unidad de longitud (*q*) se expresa como:

$$q = k \cdot (B + AH) = k \cdot L \tag{2}$$

donde *k* es la permeabilidad saturada, *B* el ancho de la lámina de agua, *H* su altura, *L* el ensanchamiento asintótico del flujo ($L = B + AH$) y *A* un parámetro adimensional que depende de la geometría. En zanjas poco profundas, el flujo tiende rápidamente a esta configuración asintótica.

Debido a la complejidad de la expresión que define el parámetro *A* (véase ecuación 7), Vedernikov (1934) propuso un ábaco para distintas geometrías de canal trapezoidal, reproducido por Harr (1990) (Figura 3).

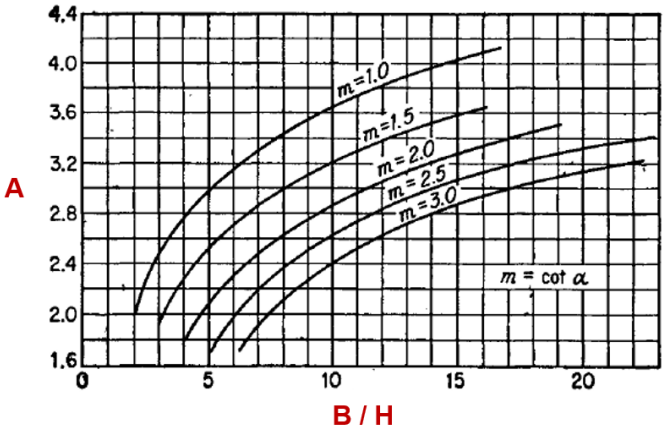


Figura 3. Ábaco propuesto por Vedernikov para hallar el parámetro *A* en función de la geometría de la zanja (adaptado de Harr, 1990).

No obstante, este ábaco no contempla algunas geometrías, como las de sección rectangular. Para cubrir estas limitaciones, Chahar (2001) desarrolló un nuevo ábaco (Figura 4), aplicable a un rango más amplio de geometrías e incorporando casos adicionales no considerados en el ábaco original, entre ellos la de secciones rectangulares.

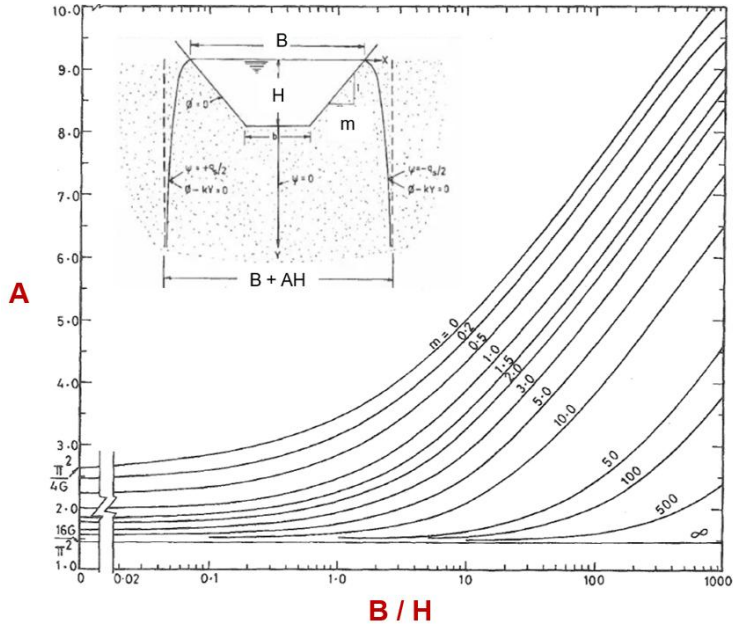


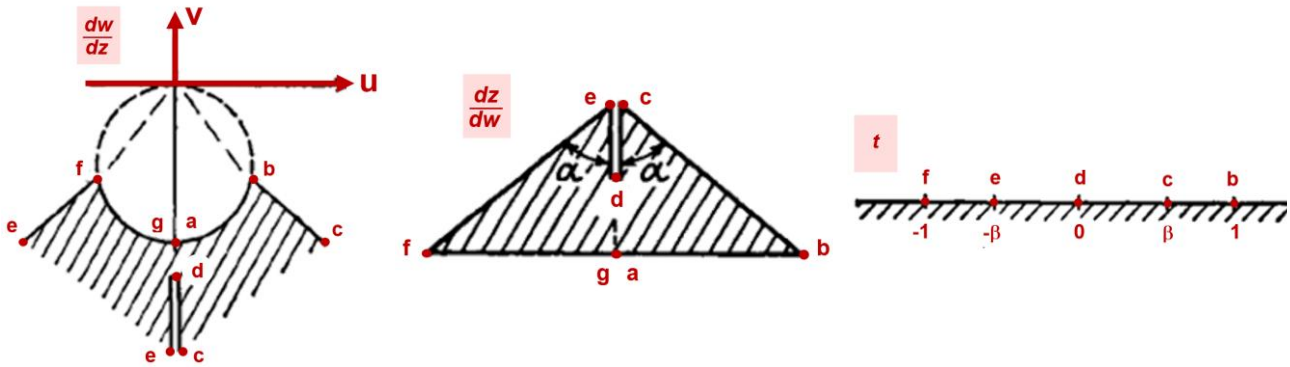
Figura 4. Extensión del ábaco de Vedernikov propuesto por Chahar para hallar el parámetro *A* en función de la de la geometría de la zanja (adaptado de Chahar, 2001).

2.1. RESOLUCIÓN ANALÍTICA DEL FLUJO EN ZANJAS TRAPEZOIDALES

Para resolver el problema de la filtración desde zanjas o canales trapezoidales (Figura 3), Vedernikov (1934) empleó el método de la hodógrafa, definida como el lugar geométrico de los extremos de los vectores de velocidad trasladados a un origen común. En este caso, la hodógrafa se representa en el plano de la velocidad compleja ($dw/dz = u - i \cdot v$), donde se expresan los vectores de velocidad del flujo (u, v), siendo: w la función de potencial complejo y z la variable del plano físico (Figura 5a).

Una de las principales ventajas de este enfoque es que simplifica la geometría del problema: la superficie libre se transforma en tramos de dirección y magnitud conocidas según las condiciones de contorno (Figura 5b). Además, permite aplicar la transformación inversa de la hodógrafa ($dz/dw = 1/(u - i \cdot v)$), mediante la cual el dominio físico se convierte en una geometría más sencilla de analizar.

Posteriormente, Vedernikov introduce un plano auxiliar t que transforma el dominio del inverso de la hodógrafa en el semiplano inferior (Figura 5c). En este plano, los distintos elementos geométricos de la zanja se representan mediante intervalos: el fondo corresponde a $0 < t < \beta$, el talud a $\beta < t < 1$ y la superficie libre a $1 < t < \infty$.



(a) (b) (c)

Figura 5. (a) Hodógrafa de los vectores de velocidad del flujo en el plano de la velocidad compleja (b) Representación del inverso de la hodógrafa en el plano *dz/dw*. (c) Representación del inverso de la hodógrafa en el semiplano inferior del plano *t* (adaptado de Harr, 1990).

Con esta formulación, la expresión *dz/dw* se obtiene como combinación de integrales especiales:

$$\frac{dz}{dw} = M\,[\Phi(t) - J_1] \tag{3}$$

donde $\Phi(t)$ se define a partir de las integrales auxiliares J_1 y J_2 (veáse Caballero Ezquerro y Laina Gómez, 2025). Multiplicando por dw/dt se obtiene dz/dt y, mediante integración en el plano auxiliar t, se recuperan las dimensiones reales del problema, permitiendo expresar el ancho de fondo (B_1), la altura de la lámina de agua (H) y el ancho en superficie (B):

$$B_1 = \frac{2q}{k\,\pi\,J_2\cos\pi\sigma}\,f_1(\sigma,\beta) \tag{4}$$

$$B = B_1 + \frac{q}{k}\left[1 - \frac{2\,f_2(\sigma,\beta)}{\pi\,J_2}\right] \tag{5}$$

$$H = \frac{q}{\pi\,k\,J_2}\tan\sigma\pi\,\left[\frac{\pi}{2}\,J_2 - \,f_2(\sigma,\beta)\,\right] \tag{6}$$

Estas expresiones muestran que la relación q/k depende linealmente de las dimensiones geométricas de la zanja (B, B_1 y H), vinculadas entre sí por $B - B_1 = 2H\cot\alpha$. A gran profundidad, la velocidad tiende a k, por lo que el caudal puede expresarse como $q = k{\cdot}L$. Dado que el ensanchamiento asintótico L es lineal en B y H, se tiene $L = B + A{\cdot}H$, en concordancia con la ecuación 2.

A partir de esta relación, y sustituyendo las expresiones anteriores, se obtiene la formulación del parámetro A:

$$A = \frac{2}{\tan\sigma\pi}\cdot\frac{(f_2(\sigma,\beta) - \,(f_1(\sigma,\beta)/\cos\pi\sigma))}{\left[\frac{\pi}{2}\,J_2 - \,f_2(\sigma,\beta)\,\right]} \tag{7}$$

Finalmente, considerando distintos valores de α y β, Vedernikov estableció la relación entre A y B/H (Figura 3), donde β es un parámetro geométrico del plano auxiliar y α el ángulo del talud respecto a la horizontal.

3. VALIDACIÓN NUMÉRICA DEL MODELO DE PERCOLACIÓN

3.1. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

La validación del marco teórico del ensayo de percolación se realiza mediante modelización numérica bidimensional (2D) utilizando el programa de elementos finitos RS2 de *Rocscience*. En problemas de flujo subterráneo, estos modelos resuelven la ecuación de Laplace en medios saturados, o una versión no lineal en la que la permeabilidad depende del grado de saturación en medios parcialmente saturados.

Para la validación, se comparan los resultados numéricos con los obtenidos analíticamente mediante la formulación de Vedernikov. El caudal filtrado desde la zanja se calcula a partir de la ecuación (2), particularizada para la conductividad hidráulica saturada k_{sat}. Dado que Vedernikov expresa sus resultados en función del parámetro A, la validación se realiza mediante la comparación de los valores de A y L obtenidos por ambos métodos.

El caudal se calcula numéricamente mediante RS2 y, a partir de este, se determina el parámetro A como:

$$A = \frac{(q/k_{sat}) - B}{H} \tag{8}$$

El ensayo de percolación genera una red de flujo no confinada en régimen permanente, en la que coexisten zonas saturadas y no saturadas. El caudal total puede descomponerse en:

$$q = q_{sat} + q_{no\,sat} \tag{9}$$

No obstante, la formulación de Vedernikov considera únicamente el flujo en zona saturada. Por ello, aunque el modelo numérico incluya ambas zonas, para la comparación se asume que el caudal se produce con permeabilidad saturada (k_{sat}). De este modo, se evalúa la influencia del comportamiento no saturado sobre el parámetro A y el ensanchamiento asintótico L.

La metodología seguida es la siguiente: (*i*) se modeliza únicamente la mitad de la zanja debido a la simetría del problema, duplicando posteriormente el caudal obtenido; (*ii*) se definen hasta 12 geometrías con distintas pendientes de taludes y alturas de lámina de agua; (*iii*) cada geometría se analiza para distintos tipos de suelo con curvas de retención representativas de materiales arcillosos, limosos y arenas finas y gruesas, con el fin de

evaluar la influencia del comportamiento no saturado en A y L; (*iv*) se mantiene constante la permeabilidad saturada en todos los casos (k_{sat} = 10^{-3} m/s).

Una vez resuelto el modelo, el caudal filtrado en media zanja se obtiene numéricamente y se duplica para obtener el caudal total. A partir de este, se calcula el ensanchamiento asintótico:

$$L = \frac{q}{k_{sat}} \tag{10}$$

y, posteriormente, el parámetro A:

$$A = \frac{L - B}{H} \tag{11}$$

3.2. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL MODELO

La geometría del modelo se define considerando únicamente media zanja y su terreno subyacente. Según la formulación de Vedernikov, debe existir en profundidad un estrato impermeable, una capa más permeable o un nivel freático suficientemente profundo para que las líneas de flujo se dispongan prácticamente verticales.

En este caso, se introduce un nivel freático a una profundidad igual o superior a la estimada mediante la expresión propuesta por Harr (1990) (véase ecuación 1), de modo que se garantice el desarrollo del flujo asintótico. Asimismo, el dominio se dimensiona con anchura suficiente para permitir la correcta evolución del ensanchamiento del flujo.

Las geometrías de las zanjas modelizadas se recogen en la Tabla 1, en la que se definen los distintos valores del ancho superior (B), la altura de lámina de agua (H) y la pendiente de los taludes. Se consideran diversas configuraciones con taludes verticales y pendientes variables, con el objetivo de analizar su influencia en el comportamiento del flujo.

Tabla 1. Geometría de las zanjas modelizadas.

Nº de zanja	Ancho superior (B)	Altura de lámina de agua (H)	Pendiente del talud
1	1	0,5	Vertical
2	1	1	Vertical
3	1	1,5	Vertical
4	2	0,5	Vertical
5	2	1	Vertical
6	**2**	**1,5**	**Vertical**
7	3	0,5	1H:1V
8	4	1	1H:1V
9	5	1,5	1H:1V
10	3,5	0,5	2H:1V
11	5	1	2H:1V
12	8	1,5	2H:1V

3.3. MALLADO Y CONDICIONES DE CONTORNO DEL MODELO

El mallado del suelo se realiza mediante elementos lineales cuadriláteros de 4 nodos, con una distribución graduada que permite concentrar la densidad de malla en zonas con excavaciones o discontinuidades. El contorno del modelo cuenta con 180 nodos, con separaciones entre 0,05 y 0,3 m. En total, los modelos presentan entre 2500 y 2800 nodos y entre 2400 y 2700 elementos.

La modelización del ensayo de percolación se basa en condiciones de contorno simples: (*i*) el nivel freático se sitúa en la base del modelo, donde la presión de poro es nula ($u = 0$) y, al coincidir con $z = 0$, la carga hidráulica es $h = 0$, imponiéndose una condición de tipo Dirichlet; (*ii*) en la zanja, la carga hidráulica se define como $h = z + u/\gamma_w$; por ejemplo, en la zanja nº 6 (z = 6 m y lámina de agua de 1,5 m), resulta h = 7,5 m, valor que se impone igualmente como condición de tipo Dirichlet; y (*iii*) el eje de simetría no requiere condición adicional, al considerarse una línea de flujo vertical. La Figura 6 muestra el mallado y las condiciones de contorno adoptadas para la zanja nº6.

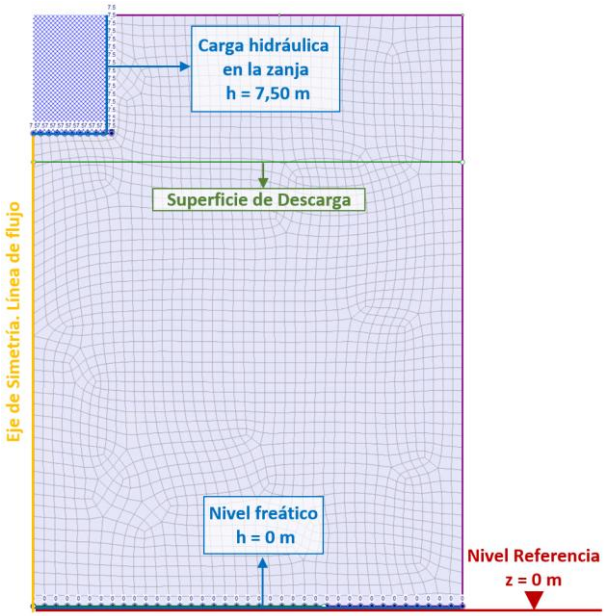


Figura 6. Mallado de modelo y Condiciones de contorno de tipo Dirichlet impuestas en la zanja nº6 modelizada.

3.3.1. MATERIALES

Las distintas geometrías de zanja se modelizan para varios tipos de suelo. Dado que el problema corresponde a un análisis de filtraciones, es suficiente definir las propiedades hidráulicas del medio. Al tratarse de una red de flujo no confinada, es necesario considerar tanto el comportamiento en condiciones saturadas como no saturadas.

En régimen saturado, el único parámetro requerido es el coeficiente de permeabilidad (k_{sat}), adoptado con un valor de 10^{-3} m/s para todos los casos. El comportamiento no saturado se representa mediante el modelo de Van Genuchten, ampliamente utilizado y con parámetros de ajuste disponibles para distintos tipos de suelo.

Con el fin de analizar la influencia de las condiciones no saturadas en el flujo, se emplean curvas de retención características de suelos arcillosos, limosos, arenas finas y arenas gruesas. Los parámetros de ajuste del modelo (n y α) se obtienen de la biblioteca del programa de elementos finitos RS2, mientras que los valores de humedad volumétrica en saturación (θ_s) y residual (θ_r) se adoptan de Jury y Gardner 1991.

Los parámetros utilizados para la modelización del comportamiento no saturado se recogen en la Tabla 2.

Tabla 2. Parámetros de ajuste de la curva de retención y de la curva de conductividad hidráulica empleados para modelizar las propiedades no saturadas de los suelos.

Parámetros característicos de:	**α (m^{-1})**	**n (-)**	**θ_s (-)**	**θ_r (-)**
Suelos arcillosos	0,8	1,09	0,45	0,15
Suelos limosos	3,6	1,56	0,40	0,10
Suelos formados por arenas finas	6,8	13,1	0,45	0,10
Suelos formados por arenas gruesas	15,1	7,35	0,50	0,10

3.4. RESOLUCIÓN NUMÉRICA. RESULTADOS OBTENIDOS

Una vez definido el modelo, incluyendo las variables de entrada y los parámetros de dimensionamiento, se procede al análisis de los resultados obtenidos mediante la resolución numérica. Con el fin de ilustrar el conjunto de casos analizados, se toma como ejemplo la zanja nº 6, cuyas propiedades geométricas se recogen en la Tabla 1, correspondiente a un suelo cuyas propiedades no saturadas se describen mediante una curva de retención característica de arenas gruesas.

En primer lugar, se muestra la distribución de la carga hidráulica en el modelo. Como se observa en la Figura 7a, la carga es máxima en el perímetro de la zanja (h = 7,5 m) y disminuye progresivamente hasta alcanzar el nivel freático (h = 0). Las líneas equipotenciales se disponen prácticamente horizontales en la base del modelo. Por otro lado, en la distribución de presiones de poro (Figura 7b) se distinguen dos dominios: la zona de presiones positivas y la zona de presiones negativas (succiones), separadas por la superficie libre (línea magenta).

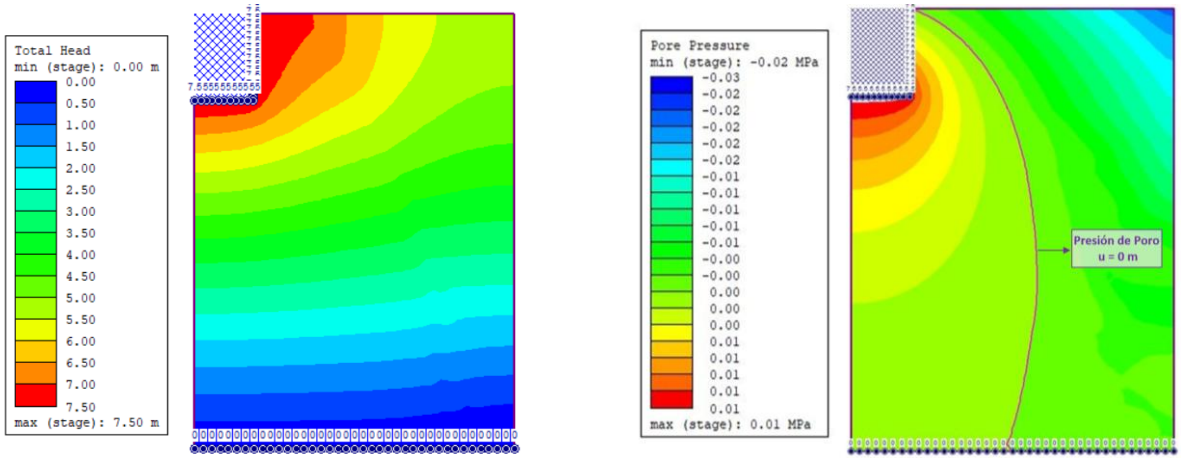


Figura 7. (a) Distribución de la carga hidráulica en el suelo. (b) Distribución de la presión de poro en el suelo.

La curva de retención y la curva de conductividad hidráulica que representan el comportamiento no saturado de este tipo de suelos (arenas gruesas), presentan una pendiente pronunciada. Esto indica que la transición entre la zona saturada y la zona seca se produce en una franja estrecha, provocando una reducción brusca de la permeabilidad no saturada ($k_{no\ sat}$). El resto de curvas de retención son características de suelos más finos, por lo que la disminución del grado de saturación ocurre de manera mucho más progresiva.

El grado de saturación del suelo varía en función de la succión, aunque no comienza a disminuir hasta alcanzar un valor determinado (presión de entrada de aire). Por ello, como se muestra en la Figura 8a, el suelo puede permanecer saturado incluso en zonas con presiones de poro negativas. Asimismo, en la Figura 8b se representan los vectores de velocidad del flujo, cuya longitud es proporcional a su magnitud. En la zona no saturada, la velocidad es muy reducida y, en consecuencia, el caudal asociado resulta igualmente bajo.

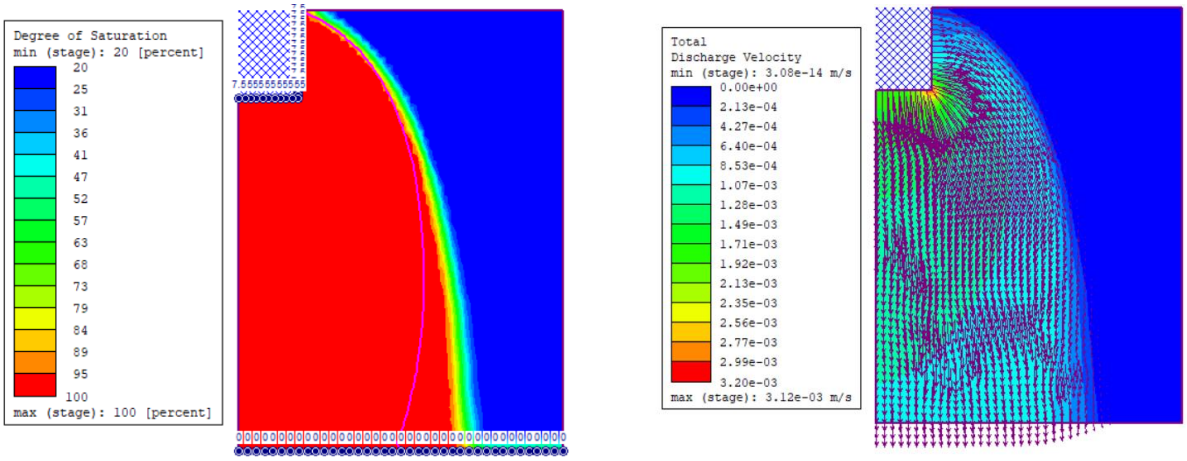


Figura 8. (a) Grado de saturación del suelo. (b) Velocidad de descarga en el suelo.

Para determinar el caudal que se filtra desde la zanja, se incorpora una superficie de descarga en el modelo. A partir de esta, el programa de elementos finitos RS2 permite calcular el caudal filtrado. El caudal correspondiente a media zanja es de $3{,}76 \cdot 10^{-3}$ m³/s, por lo que, por simetría, el caudal total filtrado es de $7{,}52 \cdot 10^{-3}$ m³/s.

A partir del caudal obtenido, se calcula el ensanchamiento asintótico del flujo suponiendo una permeabilidad saturada uniforme de 10^{-3} m/s (según la ecuación 10):

$$L = \frac{q}{Ksat} = \frac{7{,}52 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10^{-3}} = 7{,}52\ metros$$

y, a partir de este, el parámetro A de Vedernikov (según ecuación 11):

$$A = \frac{L - B}{H} = \frac{7{,}52 - 2}{1{,}5} = 3{,}68$$

Este valor se compara con el obtenido analíticamente mediante el ábaco de Vedernikov extendido (Figura 4). Para $B/H = 4/3$, se obtiene $A \approx 3{,}60$, lo que conduce a un ensanchamiento asintótico $L = 2 + 3{,}60 \cdot 1{,}5 = 7{,}40$m.

La comparación entre ambos resultados se recoge en la Tabla 3:

Tabla 3. Comparación de A y del ensanchamiento asintótico (L): resultados numéricos y analíticos de Vedernikov.

	Valor de A de Vedernikov	**Ensanchamiento máximo (L)**
Resolución Numérica	3,60	7,52
Resolución Analítica	3,68	7,40

Como se observa, los resultados son similares, si bien los obtenidos mediante resolución numérica resultan ligeramente superiores.

A continuación se presentan los resultados correspondientes al conjunto de zanjas modelizadas y los distintos tipos de curvas de retención. En la Figura 9 se comparan los valores del parámetro A y del ensanchamiento asintótico (L) obtenidos mediante ambos métodos.

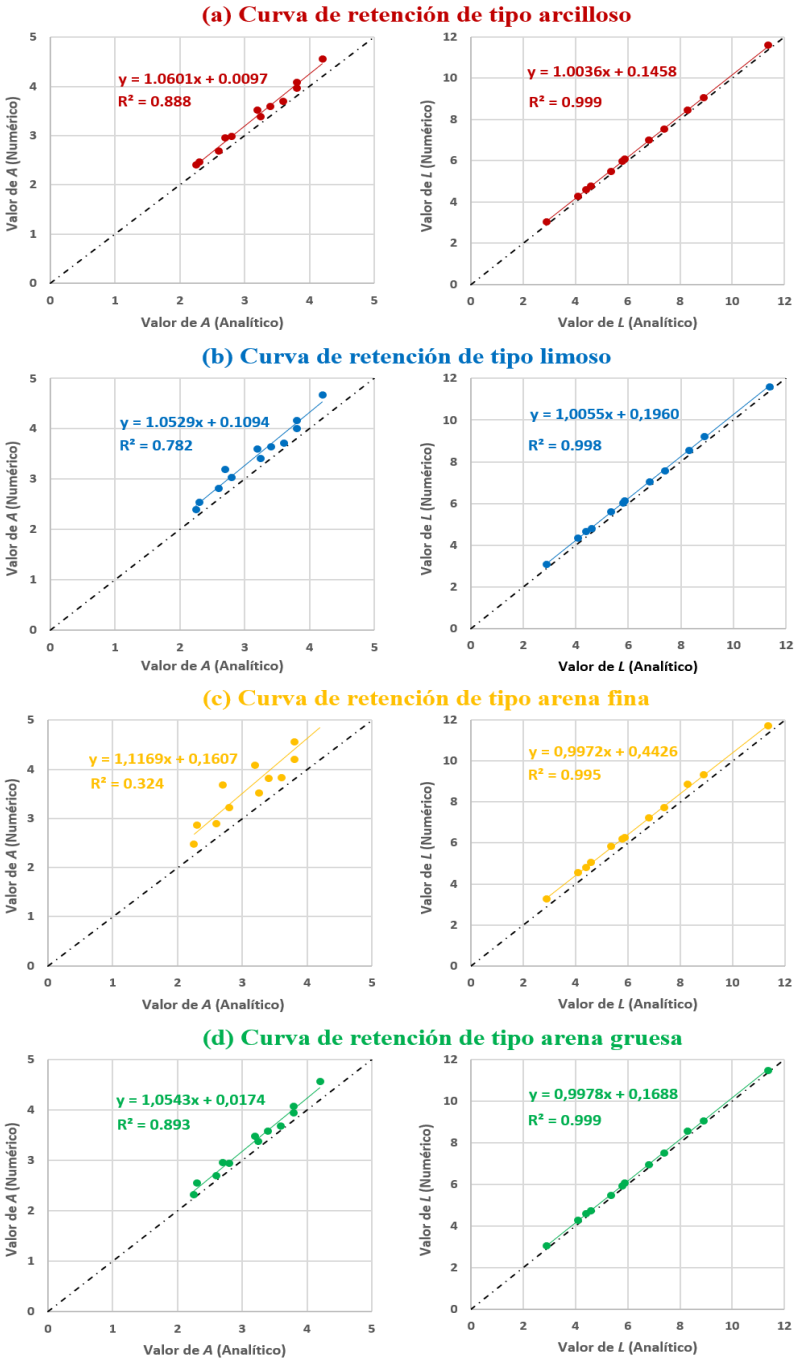


Figura 9. Comparación del valor A y del ensanchamiento asintótico (L) para distintos tipos de curvas de retención.

4. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

La validación del marco teórico del ensayo de percolación muestra que los valores del parámetro *A* obtenidos mediante modelización numérica son ligeramente superiores a los del modelo analítico de Vedernikov. Sin embargo, al analizar el ensanchamiento asintótico del flujo *L*, se observa que las discrepancias entre ambos enfoques son reducidas.

Para evaluar la concordancia, se comparan los valores de *A* y *L* obtenidos por ambos métodos mediante su representación gráfica frente a la recta identidad ($y = x$), calculándose el coeficiente de determinación (R^2). Este coeficiente permite cuantificar el grado de ajuste entre los resultados analíticos y numéricos, siendo un indicador directo de la validez del modelo teórico.

En el caso del parámetro *A*, los valores de R^2 oscilan entre 0,75 y 0,9 para suelos con curvas de retención de tipo arcillosa, limosa y arena gruesa, lo que indica un buen grado de concordancia. Sin embargo, para el suelo de tipo arena fina, el valor de R^2 desciende hasta 0,32, reflejando un ajuste deficiente y una tendencia del modelo numérico a sobreestimar los resultados analíticos.

Por el contrario, al analizar el parámetro *L*, los valores de R^2 son prácticamente iguales a 1 en todos los casos, lo que evidencia una concordancia casi perfecta entre ambos métodos. Esto indica que, aunque existan diferencias en el parámetro *A*, su influencia sobre el ensanchamiento del flujo es limitada. En términos cuantitativos, el valor de *L* obtenido mediante modelización numérica es ligeramente superior, con diferencias comprendidas entre 0,14 y 0,20 m en suelos arcillosos, limosos y arenas gruesas, y en torno a 0,4 m en arenas finas.

Estas diferencias se explican porque la modelización numérica considera el flujo en la zona no saturada del suelo, mientras que el modelo analítico de Vedernikov se limita a la zona saturada. La inclusión de este flujo adicional incrementa ligeramente el caudal infiltrado. Sin embargo, dado que la permeabilidad no saturada es significativamente menor que la saturada, el efecto global es reducido.

Desde un punto de vista práctico, estas discrepancias carecen de relevancia, dada la elevada variabilidad natural del coeficiente de permeabilidad y las simplificaciones inherentes a los modelos teóricos. En consecuencia, la solución de Vedernikov proporciona una estimación adecuada de la permeabilidad saturada para distintos tipos de suelo.

Respecto a las propiedades no saturadas, su influencia depende de los parámetros de la curva de retención de van Genuchten (α y n), asociados al tamaño y distribución de poros. Los resultados indican que no existe una relación directa con el tamaño de partícula, sino con la estructura porosa, siendo su efecto global poco significativo en la estimación de la permeabilidad mediante ensayos de percolación.

REFERENCIAS

Caballero Ezquerro, M., y Laina Gómez, C. (2025). *Validación del marco teórico del ensayo de percolación mediante modelización numérica*. Trabajo Final de Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica. CEDEX.

Carman, P. C. (1937). Fluid flow through granular beds. *Transactions of the Institution of Chemical Engineers*.

Carman, P. C. (1956). *Flow of Gases Through Porous Media*. Butterworths.

Chahar, B. R. (2001). Extension of Vedernikov's Graph for Seepage from Canals. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering (ASCE)*, 127(5), pp. 319–322.

Gardner, W. R. (1958). Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil Science*, 85(4), pp. 228–232.

González Galindo, J. (2025). *Bloque Temático I. Módulo 02: Ensayos en sondeos. SPT, molinete y ensayos de permeabilidad*. Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica del CEDEX.

Harr, M. E. (1990). *Groundwater and Seepage*. Dover Publications, New York, pp. 231–248.

Jury, W. A., y Gardner, W. R. (1991). *Soil Physics* (5.ª edición). John Wiley & Sons, Inc.

Kozeny, J. (1927). Über Grundwasserbewegung. *Wasserkraft und Wasserwirtschaft*, 22 pp.

Merino-Escurdero, D., y Laina-Gómez, C. (2021). Ensayo de permeabilidad *in situ* en un material todo-uno alterado y mal graduado. *XI Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Mieres (Asturias).

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons.

Vedernikov, V. V. (1934). *Seepage from Channels*. Moscow: Gosstroizdat.

EFECTO DE NANOADITIVOS EN LA RESPUESTA MECÁNICA DE SUELOS EXPANSIVOS DE LA REGIÓN DE TOLEDO, ESPAÑA

Jorge CASTRO[(1)*], Gloria RESTREPO[(1)], Carlos HIDALGO-SIGNES[(2)] y María Elvira GARRIDO[(2)]

[(1)] Grupo Procesos Fisicoquímicos Aplicados
Universidad de Antioquia
*armando.castro@udea.edu.co

[(2)] Departamento de Ingeniería de los Transportes y del Terreno
Universitat Politècnica de València

RESUMEN

El uso de nanoaditivos ha ganado atención en la ingeniería geotécnica por su potencial para mejorar propiedades mecánicas y de estabilidad en suelos. En este estudio, se evaluó el efecto del nanohidróxido de calcio (nanocal) como agente estabilizador de un suelo expansivo típico del centro de España, comparándolo con uno de los estabilizadores más utilizados en infraestructuras viarias, como lo es el hidróxido de calcio hidratado (microcal). En particular, se analizaron arcillas tipo bentonita cálcica, formadas principalmente por minerales del grupo de las esmécticas. La nanocal, dada su alta superficie específica, favorece las reacciones químicas de cementación entre suelo y aditivo comparado con la cal tradicional. Con el objetivo de mejorar la estabilización de suelo objeto de estudio, se incorporaron nanoaditivos complementarios, como nanosílice y nanoalúmina, destinados a intensificar las reacciones puzolánicas y optimizar las propiedades finales de la mezcla. Utilizando distintas concentraciones de estos aditivos se sometieron las mezclas a ensayos de, compactación, compresión no confinada, succión, caracterización mineralógica y fisicoquímica mediante técnicas como microscopía electrónica de barrido con espectroscopía de energía dispersiva de rayos X (SEM-EDS), difracción de rayos x (DRX), actividad puzolánica y capacidad de intercambio catiónico (CIC).Los resultados evidenciaron que la incorporación de nanoaditivos en proporciones de 0,5% de nanosílice y 1% de nanoalúmina incrementó la resistencia en un 41% y 80%, respectivamente, a los 28 días de curado. Asimismo, la combinación de estos nanoaditivos con 2% de nanocal produjo aumentos de 33% y 86%, respectivamente, observándose el mayor desempeño en las mezclas con nanoalúmina a los 90 días de curado. Estas mejoras se atribuyen a mecanismos de interacción fisicoquímica a micro y nanoescala, identificados mediante difracción de rayos X (DRX), donde se detectó la formación de fases cementantes como portlandita, silicatos de calcio hidratados (C–S–H) y aluminosilicatos cálcicos hidratados (C–A–S–H). En consecuencia, la nucleación y crecimiento progresivo de estos productos de hidratación promueve la formación de una matriz más compacta y cementada, reduciendo la porosidad y aumentando la resistencia mecánica del sistema suelo–nanoaditivo–nanocal. El análisis nano y microestructural facilitó la comprensión de los procesos de estabilización y su relación con el tipo y concentración del nanoaditivo. Este trabajo propone un enfoque innovador para la estabilización de suelos expansivos, viabilizando el uso de este tipo de suelos en proyectos viales bajo contextos geotécnicos complejos. Finalmente, se analizan las ventajas operativas, limitaciones técnicas y perspectivas futuras de esta línea de investigación.

ABSTRACT

The use of nanoaditives has gained increasing attention in geotechnical engineering due to their potential to improve the mechanical and stability properties of soils. In this study, the effect of nano-calcium hydroxide (nanolime) as a stabilizing agent for an expansive soil typical of central Spain was evaluated and compared with one of the most commonly used stabilizers in road infrastructure, namely hydrated calcium hydroxide (microlime). In particular, calcium bentonite clays, mainly composed of minerals from the smectite group, were analyzed. Due to its high specific surface area, nanolime enhances the chemical cementation reactions between the soil and the additive more effectively than conventional lime. In order to improve the stabilization of the studied soil, complementary nanoaditives such as nanosilica and nanoalumina were incorporated to intensify pozzolanic reactions and optimize the final properties of the mixtures. Using different concentrations of these additives, the mixtures were subjected to compaction, unconfined compressive strength, suction, mineralogical, and physicochemical characterization tests through techniques such as scanning electron microscopy coupled with energy-dispersive X-ray spectroscopy (SEM-EDS), X-ray diffraction (XRD), pozzolanic activity analysis, and cation exchange capacity (CEC).The results demonstrated that the incorporation of nanoaditives in proportions of 0.5% nanosilica and 1% nanoalumina increased strength by 41% and 80%, respectively, after 28 days of curing. Likewise, the combination of these nanoaditives with 2% nanolime produced increases of 33% and 86%, respectively, with the best performance observed in mixtures containing nanoalumina after 90 days of curing. These improvements are attributed to physicochemical interaction mechanisms at the micro- and nanoscale, identified through X-ray diffraction (XRD), where the formation of cementitious phases such as portlandite, calcium silicate hydrates (C–S–H), and calcium aluminosilicate hydrates (C–A–S–H) was detected. Consequently, the nucleation and progressive growth of these hydration products promoted the formation of a denser and more cemented matrix, reducing porosity and increasing the mechanical strength of the soil–nanoaditive–nanolime system. Nano- and microstructural analyses facilitated the understanding of stabilization processes and their relationship with the type and concentration of the nanoaditive. This study proposes an innovative approach for the stabilization of expansive soils through nanotechnology, enabling the use of this type of soil in road infrastructure projects under complex geotechnical conditions. Finally, the operational advantages, technical limitations, and future perspectives of this line of research are discussed.

PALABRAS CLAVE (KEY WORDS)*: Nanoaditivos (Nanoadditives), Expansividad (Swelling potential), Estabilización (Soil stabilization).*

1. INTRODUCCIÓN

Los suelos expansivos constituyen uno de los principales desafíos en la ingeniería geotécnica debido a su marcada variabilidad volumétrica frente a cambios en el contenido de humedad, lo que se traduce en pérdidas significativas de capacidad portante y elevados costos de mantenimiento de infraestructuras. Este comportamiento está estrechamente asociado a la presencia de minerales arcillosos del grupo de las esmectitas, particularmente en la bentonita, caracterizada por su elevada superficie específica y alta capacidad de intercambio catiónico (Nelson y Miller, 1992; Mitchell y Soga, 2005). En España, y especialmente en la región de Toledo, este tipo de suelos afecta de manera recurrente a infraestructuras viarias locales, donde se han reportado problemas de inestabilidad asociados a suelos arcillosos expansivos.

Tradicionalmente, la estabilización de suelos expansivos se ha llevado a cabo mediante el uso de aditivos convencionales, como la cal y el cemento, los cuales inducen reacciones de floculación, intercambio catiónico y procesos puzolánicos que mejoran la resistencia mecánica y reducen la expansividad del suelo (Little, 1995; Bell, 1996). No obstante, estos métodos presentan limitaciones relacionadas con elevados consumos de material, impacto ambiental asociado a la producción de conglomerantes y una eficiencia variable en suelos altamente plásticos y ricos en bentonita (Sherwood, 1993; Consoli *et al.,* 2011). En este contexto, la búsqueda de alternativas más eficientes y sostenibles ha impulsado el interés por el uso de materiales innovadores, entre

ellos los nanoaditivos.

En las últimas décadas, la nanotecnología ha emergido como una herramienta prometedora en la ingeniería geotécnica, debido a la capacidad de los nanomateriales para interactuar con el suelo a escala micro y nanoestructural, modificando de manera significativa sus propiedades físicas, químicas y mecánicas (Khodadadi *et al.*, 2019; Choobbasti *et al.*, 2017). Nanoaditivos como la nanosílice, la nanoalúmina y el nanohidróxido de calcio (nanocal) se caracterizan por su elevada superficie específica y alta reactividad, lo que favorece el desarrollo de reacciones de cementación más intensas y homogéneas en comparación con los estabilizadores tradicionales de tamaño micrométrico (Kong *et al.*, 2012; Liu *et al.*, 2020).

Diversos estudios han demostrado que la incorporación de nanosílice y nanoalúmina en matrices arcillosas permite intensificar las reacciones puzolánicas, mejorar la resistencia a compresión y reducir la plasticidad y la expansividad del suelo, dando lugar a una microestructura más densa y estable (Ghasabkolaei *et al.*, 2016; Estabragh *et al.*, 2018). De manera similar, el uso de nanocal ha mostrado un comportamiento superior frente a la cal hidratada convencional, al acelerar las reacciones químicas y mejorar la eficiencia del proceso de estabilización, incluso a menores dosificaciones (Bahmani *et al.*, 2014; Taha y Taha, 2012).

En este contexto, el presente trabajo examina el impacto del uso de nanoaditivos —nanoalúmina, nanosílice y nanohidróxido de calcio— como alternativa a los estabilizadores tradicionales en la mejora de suelos expansivos con presencia de bentonita, evaluando el efecto de estos nanomateriales sobre las propiedades mecánicas, fisicoquímicas y microestructurales del suelo. A través de ensayos geotécnicos y técnicas avanzadas de caracterización, se busca aportar evidencia experimental que sustente el potencial de la nanotecnología como una solución innovadora y viable para la estabilización de suelos expansivos en contextos geotécnicos complejos, contribuyendo al desarrollo de infraestructuras viales más durables y sostenibles.

2. MATERIALES

Las muestras de suelo analizadas en este estudio fueron tomadas en la localidad de Yuncos, provincia de Toledo, España, específicamente en el área de explotación de la mina perteneciente a la empresa Clariant. Los materiales arcillosos de esta región se desarrollaron principalmente durante el Cenozoico, con predominio de depósitos del Mioceno, asociados a la evolución sedimentaria de la Cuenca del Tajo, caracterizada por ambientes continentales lacustres y evaporíticos ricos en arcillas del grupo de las esmectitas (Calvo *et al*., 1993; Arribas *et al*., 2014). Estas formaciones miocenas son ampliamente reconocidas por la presencia de bentonitas y arcillas industriales de interés geotécnico e industrial en el centro de España (Pozo *et al.*, 2004).

Los materiales estabilizantes empleados en esta investigación incluyen nanoaditivos de origen comercial y un estabilizador convencional utilizado como material de referencia. El nanohidróxido de calcio (nanocal) fue adquirido en forma de solución coloidal en etanol de la empresa CaLoSiL®, correspondiente al producto CaLoSiL® E, con una concentración de 50 g/L de hidróxido de calcio, color blanco, comúnmente utilizado en aplicaciones de consolidación estructural de piedra, mortero, revoques y murales. La nanoalúmina fue adquirida por la empresa Nyacol Nano Technologies, Inc., bajo la referencia comercial AL20, mientras que la nanosílice fue proporcionada por la misma empresa, correspondiente al producto NYASIL 5 Amorphous Silica, caracterizado por su naturaleza amorfa y alta reactividad. Como material estabilizante convencional se empleó cal hidratada micrométrica (microcal), utilizada ampliamente en la estabilización tradicional de suelos.

3. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

En una primera fase, se realizó la caracterización geomecánica del suelo siguiendo las normas UNE-EN vigentes, incluyendo ensayos de granulometría, límites de Atterberg, compactación Proctor Modificado, succión y resistencia a compresión no confinada en probetas obtenidas del suelo sin aditivar y de la mezcla del suelo con nanoaditivos posteriormente curadas bajo condiciones controladas durante períodos de 7, 28 y 90 días; y por último se determinó la composición mineralógica del suelo mediante difracción de rayos X (DRX) y Microscopía Electrónica de Barrido con Espectrometría de Dispersión de Energía SEM-EDS, que permitieron observar la morfología de las partículas y la distribución elemental de los aditivos en la matriz arcillosa.

Finalmente, se efectuaron ensayos de capacidad de intercambio catiónico (CIC) para evaluar las modificaciones en las propiedades fisicoquímicas del suelo, proporcionando información relevante sobre los procesos de intercambio iónico y cementación asociados al uso de nanoaditivos y cal convencional.

En una segunda fase, se evaluó el efecto de los nanoaditivos nanosílice y nanoalúmina incorporadas de forma individual a la bentonita, utilizando dosificaciones de 0.5 %, 1.0 %, 1.5 % y 2.0 %. De manera complementaria, la nanocal y microcal fueron evaluados en un rango de dosificación comprendido entre 0.5 % y 2.0 % en masa seca, con el fin de determinar la dosificación óptima de cal para la estabilización del suelo arcilloso.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

La Tabla 1 muestra un resumen de las propiedades del suelo empleado en esta investigación.

Tabla 1. Propiedades fisicoquímicas del suelo.

Propiedad física / índice	Unidad	Valor
Fracción de arena (0.08–2 mm)	%	57.3
Fracción de limo (2–80 µm)	%	27.8
Fracción de arcilla (< 2 µm)	%	14.9
Límite líquido, W_l	-	118.9
Índice de plasticidad, I_p	-	53.7
Densidad seca máxima Proctor Modificado	g/cm³	1.26
Humedad óptima Proctor Modificado	%	24.0
Densidad relativa de las partículas Gs	-	2.700
Contenido de materia orgánica	%	0.11
Contenido de Carbonatos	%	10.9
Hinchamiento libre	%	15
pH	–	8.2
Humedad natural, W	%	48.2
Actividad Puzolánica mg $Ca(OH)_2$ fijado por gramo de material	mg $Ca(OH)_2$	592

El suelo presenta una alta plasticidad, humedad natural elevada y densidad relativa características típicas de una bentonita cálcica (en adelante BC) expansiva con hinchamiento libre significativo. El bajo contenido de materia orgánica no representa riesgo químico para los aditivos, y la presencia de carbonatos y un pH ligeramente alcalino indican condiciones favorables para procesos de estabilización química y reacciones puzolánicas con cal y nanoaditivos.

4.2 ENSAYO DE SUCCIÓN

En la Figura 1 se muestran los resultados obtenidos de succión, tanto en la muestra patrón (suelo sin aditivos, BC) como en las diferentes mezclas. Al comparar los modelos propuestos por distintos autores, se evidencia que el propuesto por Leong *et al.* (1997) generan curvas lineal y exponencial características más coherentes y coincide con estudios previos sobre curvas de retención de agua en suelos finos y bentonitas modificadas (Leong *et al.,* 2002; Fredlund y Rahardjo, 1993). Los resultados de succión muestran que el incremento del porcentaje de aditivo modifica la distribución de poros y la estructura capilar del suelo, afectando la succión matricial y total; los modelos lineales tienden a sobreestimar la succión en rangos altos, mientras que los modelos exponenciales presentan un mejor ajuste en la transición húmedo–seco, comportamiento reportado en sistemas suelo–cal y suelo–nanoaditivos (Mitchell y Soga, 2005; Zhang *et al.*, 2020). Por tanto, los resultados confirman que la formulación de Leong *et al.* (1997) describe de manera más adecuada el comportamiento suelo–nanoaditivo y evidencian que, una vez estabilizado el suelo con nanosílice (NS) o nanoalúmina (NA) y nanocal (NCal)), la succión disminuye mientras se mantiene o aumenta la resistencia a la compresión no confinada, debido al consumo de agua estructural durante las reacciones puzolánicas y la formación de fases cementantes que densifican la matriz arcillosa, fenómeno ampliamente documentado en la estabilización química de suelos expansivos (Alonso *et al.*, 1990; Taha y Taha, 2012).

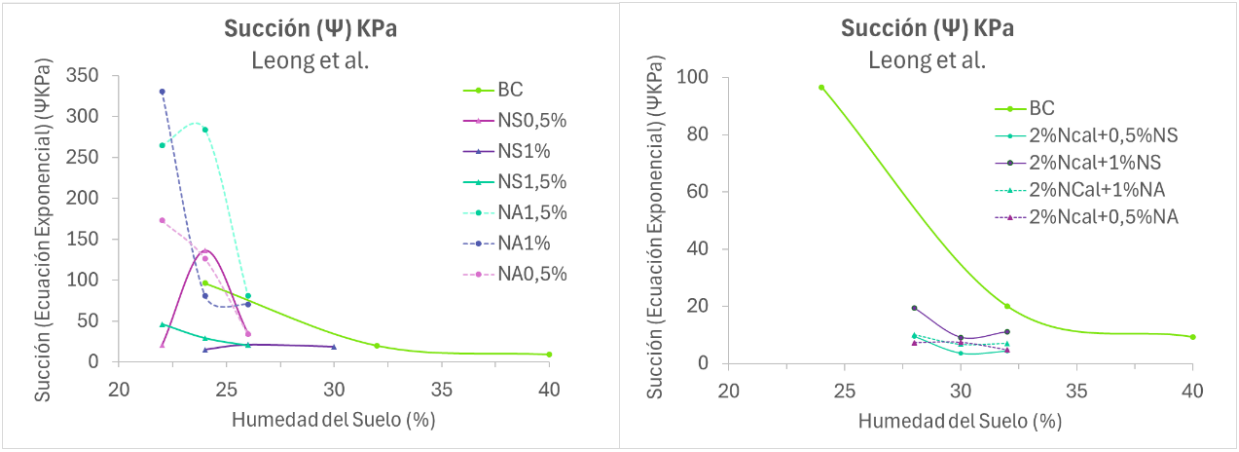


Figura 1. Resultados de los ensayos de succión del suelo BC mezclas de, nanoalúmina NA con 2% Ncal (izquierda) y nanosilice NS con 2% Ncal (derecha).

4.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN NO CONFINADA

Previo a la preparación de las muestras remoldeadas para los ensayos de resistencia, se determinaron las curvas de dosificación de pH a las distintas combinaciones de arcilla y nanoaditivos, y se estableció que con un contenido de 2% de cal se consiguió un ambiente alcalino (pH>10.2), necesario para favorecer las reacciones puzolánicas.

El ensayo de resistencia a la compresión no confinada (en adelante RCNC) (UNE-EN ISO 17892-7) se desarrolló en tres etapas, con el fin de evaluar el efecto de los nanomateriales en la estabilización de la bentonita cálcica (BC). En la primera etapa, se analizó el efecto individual de los nanoaditivos, incorporando nanoalúmina (NA), nanosílice (NS), nanocal (NC) y microcal (MC) como material de referencia tradicional, considerando la bentonita cálcica como muestra patrón o blanco. Se evaluaron dosificaciones de 0.5%, 1% y 1.5% para cada nanoaditivo a la humedad óptima de compactación y a tres edades de curado (7, 28 y 90 días).

A los 7 días no se observaron mejoras significativas, lo que indica una baja interacción química entre los aditivos y la matriz arcillosa (Figura 2). Este comportamiento es consistente con los procesos iniciales de estabilización de suelos finos, donde la reacción puzolánica requiere condiciones alcalinas y tiempo de curado suficiente para el desarrollo de productos cementantes (Mitchell y Soga, 2005; Consoli *et al.*, 2018).

A partir de los 28 días de curado se empieza a evidenciar una mejora progresiva en la resistencia geomecánica, siendo más notable en el caso de la nanosílice, alcanzando mejoras del orden de 41% respecto al suelo patrón (Figura 3), lo cual se atribuye a su alta área superficial y a su capacidad de actuar como núcleo de reacción para la formación de silicatos cálcicos hidratados (en adelante C-S-H) en presencia de calcio disponible (Zhang *et al.*, 2020; Quercia y Brouwers, 2010).

En el caso de la nanoalúmina, se observa una mejora significativa con un contenido del 1%, con incrementos de RCNC cercanos al 81%. Considerando los costos de los nanoaditivos y la relación costo-beneficio, se definieron como dosis óptimas el 0.5% de nanosílice y el 1% de nanoalúmina, ya que desde el enfoque de la nanotecnología aplicada a materiales cementantes, contenidos superiores al 1% no suelen ser económicamente viables debido a la saturación de sitios reactivos y al aumento del costo del material (Li *et al.*, 2004; Sanchez y Sobolev, 2010).

En la segunda etapa, se evaluó la nanocal como nanoaditivo y como medio precursor para aumentar el pH del sistema, condición necesaria para promover la disolución de aluminatos y silicatos presentes en las arcillas y activar las reacciones puzolánicas. La nanocal presentó un aumento progresivo de la resistencia con el tiempo de curado, comportamiento típico de los procesos de estabilización con cal, donde la reacción es lenta y depende de la difusión de calcio y del incremento del pH del sistema (Little, 1995; Boardman *et al.*, 2001). Sin embargo, las mejoras significativas respecto al suelo sin aditivo solo se evidencian a los 90 días de curado, como se muestra en la Figura 4, lo cual indica un proceso de cementación tardía. Este comportamiento también puede atribuirse al medio coloidal en etilenglicol en el que se encuentra la nanocal, el cual retarda parcialmente la evaporación del agua y afecta ligeramente la densidad de las probetas.

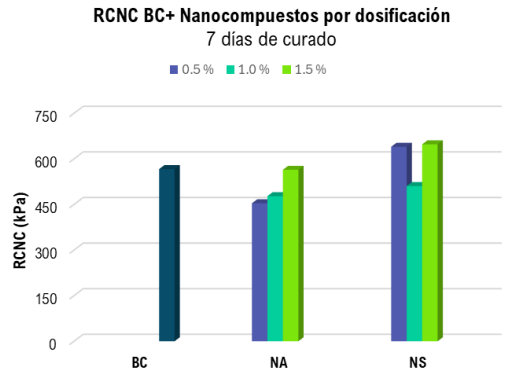


Figura 2. Resistencia BC + Nano compuestos (7 días).

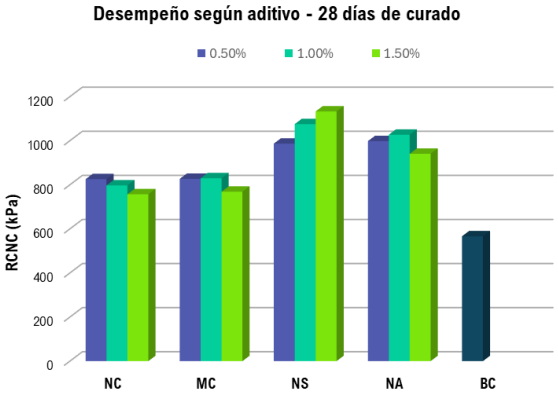


Figura 3. Resistencia BC + Aditivos (28 días).

A pesar de esto, el porcentaje del 2% de nanocal fue seleccionado como óptimo para los sistemas combinados, ya que permite alcanzar valores de resistencia similares a los obtenidos con menores dosificaciones, pero además garantiza un pH superior a 10, condición necesaria para promover la disolución de la fase arcillosa y facilitar las reacciones puzolánicas de la nanosílice y la nanoalúmina con el calcio disponible (Taylor, 1997; Neville, 2011).

Finalmente, en la tercera etapa se evaluaron los sistemas combinados con las mezclas óptimas: bentonita cálcica + nanosílice (0.5%) + nanocal (2%) y bentonita cálcica + nanoalúmina (1%) + nanocal (2%), como se muestra en la Figura 5.

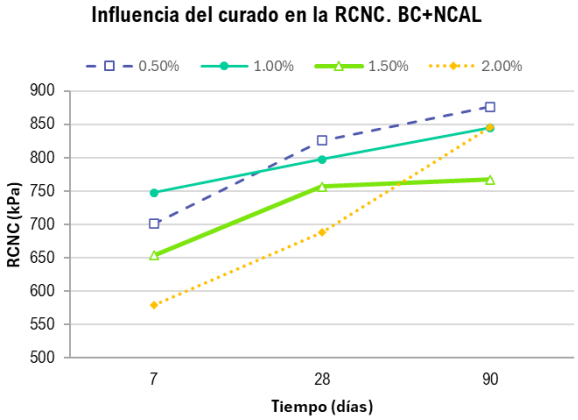


Figura 4. Resistencia BC + Nanocal a 7, 28 y 90 días de curado.

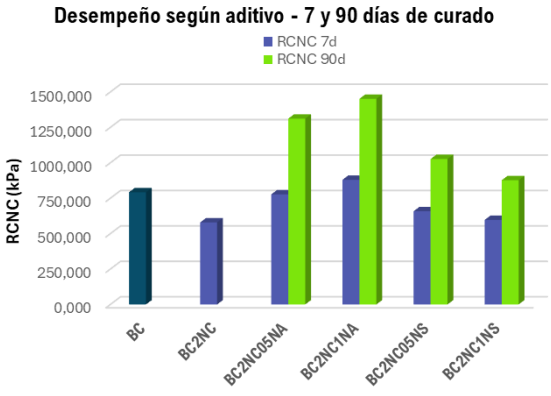


Figura 5. Influencia del curado en la resistencia.

Los resultados indican que las reacciones puzolánicas comienzan a desarrollarse de manera significativa a los 90 días de curado, siendo el sistema BCa + NC + NA el que presenta los mayores valores de resistencia, seguido por el sistema BCa + NC + NS.

Desde el punto de vista de la química del cemento, este comportamiento se asocia a la formación progresiva de fases cementantes, donde la nanocal proporciona calcio disponible y eleva el pH, mientras que la nanoalúmina y la nanosílice aportan aluminatos y silicatos reactivos que favorecen la formación de aluminosilicatos cálcicos hidratados, ettringita, portlandita y fases tipo C-S-H y C-A-S-H, similares a las observadas en los procesos de hidratación del cemento (Taylor, 1997; Scrivener *et al.*, 2016).

4.4 DIFRACCIÓN DE RAYOS X (DRX)

Los análisis de DRX Figura 6, muestran una leve disminución en la relación sílice/alúmina y la formación de ettringita y portlandita en las probetas de 90 días, lo que confirma la aparición de reacciones puzolánicas y procesos de cementación progresiva dentro de la matriz arcillosa.

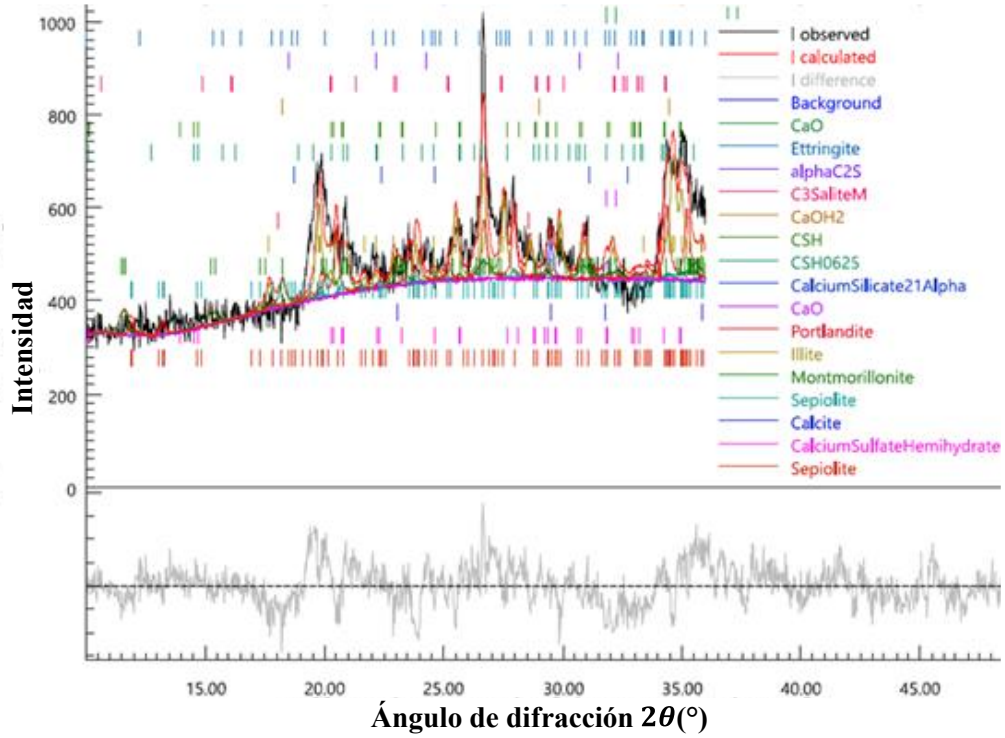


Figura 6. Espectro de difracción Rayos X de las fases mineralógicas correspondientes a la muestra BCNSNCALSC.

El estudio del ensayo DRX permitió identificar las fases correspondientes a los tres periodos de formación de las arcillas de Yuncos, así como las fases potencialmente generadas durante los procesos de estabilización química. Los resultados muestran que las fases mineralógicas más abundantes corresponden a sepiolita, montmorillonita e illita, lo que confirma la naturaleza esmectítica del suelo y su alta reactividad frente a medios alcalinos.

Con la adición de nanoaditivos se observa, de manera progresiva, la aparición de nuevas fases como portlandita y geles tipo C-S-H, acompañadas de leves variaciones en las fracciones de sílice y alúmina, lo que sugiere el consumo gradual de estos componentes de la estructura arcillosa durante las reacciones puzolánicas.

El análisis cuantitativo de las fases mineralógicas mediante DRX, complementado con el balance ponderado de elementos químicos, permitió evaluar la evolución mineralógica y geoquímica de la bentonita cálcica estabilizada con nanocal, microcal, nanosílice y nanoalúmina a 90 días de curado.

Los resultados muestran que las fases dominantes en todas las muestras corresponden a illita (44–51 Wt%), sepiolita (25–39 Wt%) y montmorillonita (6–18 wt%), confirmando la naturaleza esmectítica del suelo. Se observa una disminución progresiva de la montmorillonita, especialmente en las muestras con nanoalúmina (hasta 6.60 Wt%), lo que podría indicar la disolución parcial de la estructura arcillosa y el consumo de silicatos y aluminatos durante las reacciones puzolánicas. La calcita presenta variaciones asociadas a procesos de carbonatación y consumo de calcio, mientras que la sepiolita aumenta gradualmente, alcanzando valores cercanos a 39 wt%, lo que sugiere una reorganización estructural del sistema mineralógico. La illita se mantiene relativamente estable, evidenciando su menor reactividad en medios alcalinos.

4.5 ENSAYO SEM-EDS

El análisis químico mediante SEM-EDS confirma la naturaleza esmectítica del suelo, evidenciando una alta concentración de oxígeno (52.43 Wt%) y sílice (25.57 Wt%), acompañada de magnesio (16,13 Wt%) y menores proporciones de aluminio entre (3 y 10 Wt%), hierro (1.58 Wt%), potasio (0.76 Wt%) y calcio (0.39 Wt%).

La baja presencia de calcio y aluminio en la matriz natural sugiere la necesidad de incorporar fuentes externas de Ca^{2+}, como la cal o nanocal, para activar las reacciones puzolánicas con la nanosílice y la nanoalúmina, favoreciendo la formación de silicatos y aluminosilicatos cálcicos hidratados dentro de la estructura arcillosa. Los resultados muestran igual comportamiento que el DRX, donde las fases mineralógicas más abundantes corresponden a sepiolita, montmorillonita e illita, lo que confirma la naturaleza esmectítica del suelo y su alta reactividad frente a medios alcalinos.

La bentonita cálcica presenta una estructura laminar altamente separada, con bloques de láminas y flóculos que generan espacios interlaminares e interfloculares bien definidos, como se observa en las imágenes SEM (a, b y c) de la Figura 7. Esta morfología es característica de arcillas esmectíticas.

En el caso de la nanoalúmina, se observa una morfología en forma de placas que inicialmente se deposita sobre los bordes de las láminas de arcilla, debido a interacciones electrostáticas entre las superficies cargadas. Después de 90 días de curado, se evidencia un recubrimiento superficial de las láminas de arcilla, asociado a posibles reacciones químicas que conducen a la formación de portlandita, densificación del material y reducción de poros, lo cual es consistente con los resultados de difracción de rayos X (DRX), como se observa en las imágenes (d, e y f) de la Figura 7.

La nanosílice presenta una morfología esférica o cuasi esférica con superficie rugosa, donde inicialmente las partículas de arcilla rodean su superficie; durante el proceso de curado se desarrollan reacciones de cementación que incrementan el tamaño de las esferas debido a la interacción con aluminatos y silicatos disueltos en el medio alcalino. Estas partículas actúan como puntos de nucleación, favoreciendo la formación de nódulos cementantes dispersos dentro de la matriz, lo que contribuye al aumento de la resistencia mecánica, tal como se evidencia en los ensayos de resistencia a la compresión no confinada a los 90 días de curado, observados en las imágenes SEM (g, h e i).

Finalmente, la nanocal presenta una morfología geométrica hexagonal característica de cristales de hidróxido de calcio, la cual, al entrar en contacto con las láminas de arcilla en condiciones de pH alcalino, promueve la disolución de aluminatos y silicatos presentes en la estructura mineralógica. Este proceso conduce inicialmente a la formación de portlandita y posteriormente a la generación de ettringita y silicatos y aluminatos cálcicos hidratados, evidenciados en las imágenes SEM (j, k y l) de la Figura 7, lo que indica un proceso de cementación progresivo dentro de la matriz arcillosa.

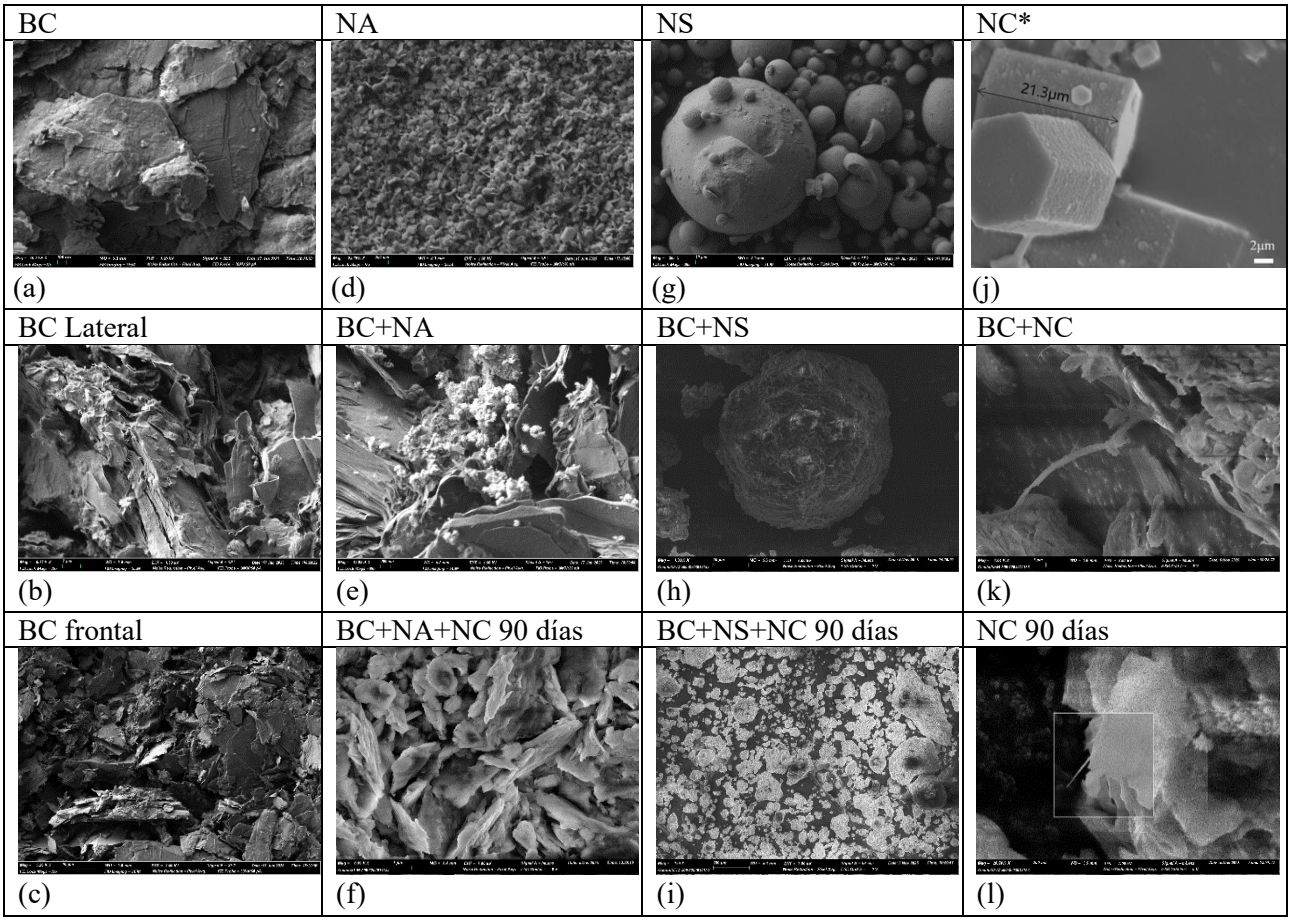


Figura 7. Fotografías obtenidas mediante microscopía electrónica de barrido.*Fuente: (Ma *et al.*, 2022).

5. CONCLUSIONES

La incorporación de nanoaditivos en la bentonita cálcica analizada permitió mejorar significativamente su comportamiento mecánico, evidenciándose incrementos en la resistencia a la compresión no confinada en comparación con el suelo patrón. En particular, la nanocal mostró una mayor eficacia en los primeros tiempos de curado frente a la cal tradicional, alcanzando valores de resistencia superiores a corto plazo, lo que se atribuye a su mayor superficie específica y a su capacidad de generar rápidamente un medio alcalino favorable para el desarrollo de reacciones puzolánicas.

Entre los nanoaditivos estudiados, la nanosílice presentó un mejor desempeño global que la nanoalúmina, especialmente en términos de ganancia de resistencia y evolución del comportamiento mecánico, mientras que la nanoalúmina mostró una respuesta más dependiente del tiempo de curado y de la disponibilidad de calcio en el sistema. La evolución temporal de los resultados confirma que los efectos de los nanoaditivos están fuertemente controlados por la cinética de las reacciones puzolánicas, observándose diferencias claras entre el comportamiento inicial y el registrado a edades más avanzadas, donde se desarrollan progresivamente fases cementantes.

Los análisis microestructurales mediante DRX y SEM-EDS confirmaron la modificación de la matriz arcillosa tratada, evidenciando la formación de fases como portlandita, silicatos de calcio hidratados (C–S–H) y aluminosilicatos cálcicos hidratados (C–A–S–H), coherentes con las mejoras mecánicas observadas. Estos resultados permiten interpretar el sistema suelo–nanoaditivo–nanocal como un material compuesto geotécnico, donde la matriz esmectítica evoluciona gradualmente hacia una estructura parcialmente cementada mediante procesos de nucleación, crecimiento y propagación de fases hidratadas, generando una densificación progresiva de la microestructura y una mejora geomecánica sostenida en el tiempo. En consecuencia, se confirma que la química del cemento puede desarrollarse dentro de la matriz arcillosa bajo una cinética lenta pero efectiva, promoviendo la formación de nódulos cementantes que actúan como refuerzos dentro del suelo.

Los resultados obtenidos demuestran que el uso de nanoaditivos constituye una alternativa eficaz para la estabilización de suelos expansivos bajo las condiciones analizadas, especialmente en sistemas donde se requiere mejorar la resistencia mecánica y la estabilidad estructural de subrasantes en infraestructuras viarias. Como líneas de investigación futura, se recomienda profundizar en la evaluación de la durabilidad y el comportamiento a largo plazo del sistema suelo esmectítico–nanoaditivos–nanocal, considerando ciclos de humedad–secado, cambios térmicos, presencia de sales y procesos de carbonatación que puedan afectar la estabilidad de las fases cementantes. Asimismo, se considera necesario realizar ensayos a escala piloto y de campo que permitan validar los resultados obtenidos en laboratorio y evaluar el desempeño real del material bajo condiciones de carga y ambiente reales. Finalmente, se sugiere la integración de los resultados experimentales con modelos mecanísticos y predictivos que incluyan succión, cinética de reacciones puzolánicas, evolución mineralógica y comportamiento mecánico, con el fin de desarrollar herramientas de diseño geotécnico que permitan predecir la evolución de la resistencia y la durabilidad del suelo estabilizado en el tiempo.

REFERENCIAS

Alonso, E., Gens, A. y Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique, 40*(3), 405-430.

Arribas, J., Arribas, M. E., Fernández-González, M. (2014). Sedimentary processes and clay mineral assemblages in continental basins of central Spain: Implications for Miocene basin evolution. *Sedimentary Geology, 299*, 1-15.

Bahmani, S. H., Huat, B. B., Asadi, A., Farzadnia, N. (2014). Stabilization of residual soil using silica fume and calcium chloride. *Construction and Building Materials, 64*, 310-318.

Bell, F. G. (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering Geology, 42*(4), 223-237.

Boardman, D., Glendinning, S., Rogers, C. (8 de 2001). Development of stabilisation and solidification in lime–clay mixes. *Géotechnique, 51*(6), 533-543.

Calvo, J. P., Alonso-Zarza, A. M., García del Cura, M. A., Ordóñez, S. (1993). Sedimentary evolution of continental Neogene basins in central Spain (Tajo Basin). *Sedimentary Geology, 87*(1-2), 1-27.

Choobbasti, A. J., Kutanaei, S. S., Karami, M. (2017). Improvement of clay soil behavior using nanosilica. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9*(2), 294-304.

Consoli, N. C., Lopes, L. S., Heineck, K. S. (2011). Key parameters for strength control of lime stabilized soils. *Journal of Materials in Civil Engineering, 23*(2), 210-216.

Consoli, N., Marin, E., Samaniego, R., Heineck, K., Johann, A. (11 de 2018). Use of Sustainable Binders in Soil Stabilization. *Journal of Materials in Civil Engineering, 31*(2), 06018023.

Estabragh, A. R., Beytolahpour, I., Javadi, A. A., Nourbakhsh, A. (2018). Strength and durability of clay soil mixed with nanosilica and cement. *Construction and Building Materials, 185*, 320-330.

Fredlund, D. y Rahardjo, H. (1 de 1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils.* John Wiley and Sons Inc.

Ghasabkolaei, N., Jahanshahi, M., Lakirouhani, A., Asadi, A. (2016). Stabilization of clayey soil using nanosilica and lime. *Construction and Building Materials, 117*, 90-100.

Khodadadi, T., Fallah, S., Javadi, A. A. (2019). Effects of nanomaterials on mechanical properties of expansive soils: A review. *Transportation Geotechnics, 21*, 100252.

Kong, D., Du, Y., Wei, S., Zhang, H., Yang, Y., Shah, S. P. (2012). Influence of nano-silica agglomeration on microstructure and properties of the hardened cement-based materials. *Construction and Building Materials, 37*, 707-715.

Leong, E. C., He, L., Rahardjo, H. (3 de 2002). Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements. *Géotech Test, 25*(3), 322-333.

Li, H., Xiao, H., Yuan, J., Ou, J. (2004). Microstructure of cement mortar with nano-particles. *Composites Part B: Engineering, 35*(2), 185-189.

Little, D. N. (1995). *Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime.* Kendall/Hunt Publishing Company.

Liu, J., Li, Y., Zhang, Y. (2020). Effect of nano-alumina on mechanical properties and microstructure of clay soil. *Applied Clay Science, 185*, 105409.

Ma, X., Wu, H., Chang, L., Wang, J., Wang, Y., Cui, S. (2022). The influence of calcium hydroxide crystal morphology on the desulfurization of cement kiln flue gas. *Journal of Materials Science, 57*(39), 18287-18297.

Mitchell, J. K., y Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior* (3rd ed. ed.). John Wiley & Sons.

Nelson, J. D. y Miller, D. J. (1992). *Expansive soils: Problems and practice in foundation and pavement engineering.* John Wiley & Sons.

Neville, A. M (2011). *Properties of Concrete.* (Pearson Eduction, Limited.)

Pozo, M., Casas, J., Calvo, J. P. (2004). Bentonite deposits in the Madrid Basin (central Spain): Geological setting and mineralogical characteristics. *Applied Clay Science, 26*(1-4), 249-264.

Quercia, G. y Brouwers, H. J. H. (2010). Application of nano-silica (nS) in concrete mixtures. En G. Fisher, M. Geiker, O. Hededal, L. Ottosen, H. Stang (Eds.), *Proc. 8th fib International Ph.D. Symposium in Civil Engineering* (pp. 431–436). Copenhagen: Technical University of Denmark.

Sanchez, F. y Sobolev, K. (11 de 2010). Nanotechnology in concrete – A review. *Construction and Building Materials, 24*(11), 2060-2071.

Scrivener, K., Snellings, R., Lothenbach, B. (2016). *A Practical Guide to Microstructural Analysis of Cementitious Material.* (K. Scrivener, B. Lothenbach, Edits.)

Sherwood, P. T. (1993). *Soil stabilization with cement and lime.* HMSO.

Taha, M. R. y Taha, O. M. (2012). Influence of nano-material on the expansive and shrinkage soil behavior. *Journal of Nanoparticle Research, 14*, 1190.

Taylor, H. (1997). *Cement chemistry* (2 ed.). London: Thomas Teleford Publishing.

Zhang, X., Gao, J., Fan, H., Li, X., Gao, Z., Xue, L., Sun, S. (3 de 2020). Study on the mechanism of nano-SiO2 for improving the properties of cement-based soil stabilizer. *Nanomaterials, 10*(3).

MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE ENSAYOS GEOMECÁNICOS EN ROCAS ARCILLOSAS

Ivan P. DAMIANS[1, 2]*, Sebastià OLIVELLA[1, 2], Sebastián SANDOVAL[1, 2] y Jean VAUNAT[1, 2]

[1] International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE)

[2] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA)
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
*ivan.puig@upc.edu

RESUMEN

Este estudio presenta el desarrollo y validación de modelos constitutivos para simular la migración de gas en rocas arcillosas estratificadas. El trabajo se centra en la Arcilla Opalinus (OPA), potencial formación de almacenamiento para repositorios geológicos profundos, donde la generación de gas puede comprometer la integridad de la barrera. Para caracterizar su comportamiento hidromecánico anisótropo, se emplea una base experimental que incluye ensayos UCS, BTS y triaxiales CU, considerando la influencia de la estratificación, la succión y la presión de confinamiento. Estas observaciones permiten formular un modelo elastoplástico que incorpora anisotropía, endurecimiento y ablandamiento, así como efectos de dilatancia. Implementado en GiD/CODE_BRIGHT mediante elementos finitos, el modelo reproduce los ensayos de laboratorio y se extiende a la simulación de inyección de gas, abordando los procesos hidromecánicos acoplados. Los resultados muestran una buena capacidad predictiva, reproduciendo el comportamiento no lineal, la anisotropía, la evolución de la presión de poros y la localización de deformaciones. El flujo controlado por dilatancia se identifica como un mecanismo clave en la migración de gas.

ABSTRACT

This study presents the development and validation of constitutive models to simulate gas migration in bedded argillaceous rocks. The work focuses on Opalinus Clay (OPA), a potential storage formation for deep geological repositories, where gas generation may compromise barrier integrity. To characterize its anisotropic hydromechanical behaviour, an experimental database including UCS, BTS and triaxial CU tests is used, considering the influence of bedding, suction and confining pressure. These observations allow the formulation of an elastoplastic model that incorporates anisotropy, hardening and softening, as well as dilatancy effects. Implemented in GiD/CODE_BRIGHT using the finite element method, the model reproduces laboratory tests and is extended to the simulation of gas injection tests, addressing coupled hydromechanical processes. The results show a good predictive capability, reproducing nonlinear behaviour, anisotropy, pore pressure evolution and strain localization. Dilatancy-controlled flow is identified as a key mechanism in gas.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Migración de gas (Gas migration), Rocas arcillosas estratificadas (Bedded argillaceous rocks), Acoplamiento hidro-gas-mecánico (Hydro-gas-mechanical coupling).*

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto DECOVALEX (https://decovalex.org/) es una iniciativa internacional de investigación colaborativa centrada en el desarrollo de modelos acoplados térmicos, hidráulicos mecánicos y químicos (THMC), así como en su validación mediante ensayos experimentales. Esta validación es fundamental para aumentar la confianza en el uso de dichos modelos en la evaluación de la seguridad y el rendimiento de los repositorios geológicos profundos (DGR) destinados al almacenamiento de residuos radiactivos. En la fase actual DECOVALEX-2027, participan equipos de modelización de 18 organizaciones internacionales, que colaboran en la evaluación comparativa de siete tareas basadas en experimentos complejos de laboratorio y de campo realizados en distintos países. Dentro de este marco, la tarea HyMar (Hydro-Mechanics of argillaceous rocks) se centra en la migración de gas en rocas arcillosas, consideradas como roca anfitriona en varios países debido a su baja permeabilidad y difusividad, así como a su elevada capacidad de sorción, lo que las convierte en una barrera eficaz frente a la migración de radionúclidos. No obstante, en el interior del repositorio se generará gas como resultado de la corrosión de materiales metálicos, la degradación de materia orgánica y la radiólisis del agua. A medida que aumenta su generación, la presión del gas se incrementa y se propaga a través de la roca. En condiciones de baja presión, el gas se disuelve en el agua de los poros y se transporta por advección y difusión. A mayores presiones, el gas forma una fase separada en los poros y se desplaza junto con el agua a mayor velocidad, dando lugar a un flujo bifásico. Cuando la presión del gas supera un determinado umbral, se genera una zona localizada de daño con un aumento significativo de la permeabilidad. Este régimen, conocido como flujo controlado por dilatancia, se caracteriza por un incremento brusco del caudal de gas, que circula preferentemente a través de dichas zonas dañadas. Si la presión continúa aumentando, pueden formarse fracturas abiertas. En los dos primeros regímenes, el movimiento del gas es limitado, ya que en condiciones de alta saturación resulta difícil desplazar el agua presente en la red de poros. Por ello, en la tarea HyMar se presta especial atención al régimen controlado por dilatancia, ya que el daño inducido en la roca puede comprometer su función como barrera a largo plazo. El inicio de este tipo de flujo depende en gran medida de la evolución de la deformación y del daño en la roca, lo que hace necesario el desarrollo de modelos constitutivos robustos capaces de reproducir su comportamiento mecánico y su degradación. Aunque estos modelos se basan principalmente en observaciones macroscópicas, es necesario complementarlos con estudios a microescala y validarlos mediante experimentos in situ a gran escala.

Con este objetivo, la tarea HyMar se estructura en tres etapas:

1. Subtarea 1: Desarrollar y calibrar modelos constitutivos a partir de ensayos triaxiales CU de laboratorio, junto con medidas de presión de poros y observaciones microscópicas, para caracterizar el comportamiento hidromecánico de la arcilla Opalinus (OPA) (Winhausen et al., 2022 y 2023).
2. Subtarea 2: Implementar estos modelos en simulaciones numéricas de ensayos de inyección de gas en laboratorio realizados sobre muestras de OPA (Cuss, 2025).
3. Subtarea 3: Simular un ensayo de inyección de gas in situ (experimento GT) llevado a cabo en el laboratorio subterráneo de Mont Terri.

Este trabajo se centra en la primera etapa e introduce algunos resultados cualitativos de la segunda.

2. ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LA OPA

Se utilizan datos experimentales de la Universidad RWTH Aachen (Winhausen et al., 2021, 2023), que incluyen los resultados de 12 ensayos triaxiales consolidados-no drenados (CU), complementados con 56 ensayos de compresión uniaxial (UCS) y 40 ensayos de tracción indirecta brasileña (BTS), con el objetivo de desarrollar modelos constitutivos para la facies arcillosa de la OPA. Cabe destacar que los ensayos realizados con carga principal compresiva (UCS y CU) o tensional (BTS) perpendicular a la estratificación se denominan configuración “S” (0°), mientras que aquellos con carga paralela a la estratificación se denominan configuración “P” (90°). En el mismo tipo de arcilla se llevarán a cabo los posteriores ensayos de inyección de gas, que constituyen el objeto de las subtareas 2 y 3 de HyMar.

Se consideran distintas orientaciones de carga respecto a la dirección de la estratificación, tal como se muestra en la Figura 1. Como puede apreciarse, la microestructura de la OPA presenta una anisotropía marcada debida a la estratificación.

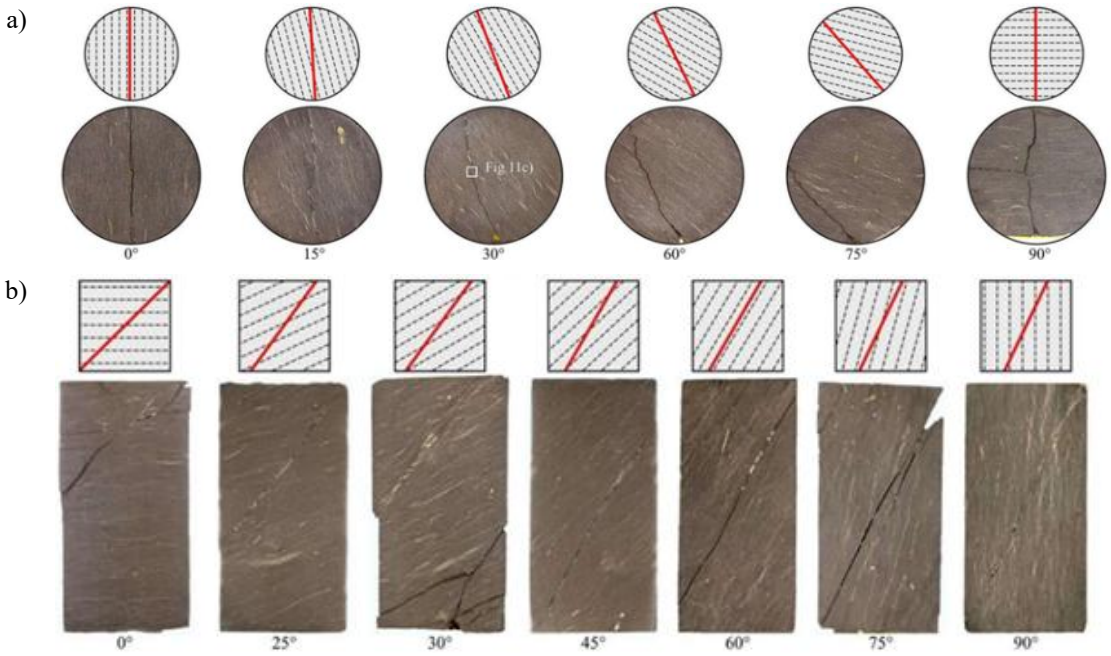


Figura 1: Detalle de las secciones de muestras OPA ensayadas en (a) BTS, y (b) CU-10 MPa, para diferentes orientaciones la estratigrafía de la matriz (modificado de Winhausen et al., 2023).

Los ensayos CU se realizaron sobre muestras saturadas, mientras que los ensayos UCS y BTS se llevaron a cabo sobre muestras parcialmente saturadas, con distintos y cuidadosamente controlados contenidos de agua. Los resultados obtenidos muestran y reflejan una clara influencia de la orientación de la estratificación en el comportamiento elástico y resistente de la OPA.

3. MODELO CONSTITUTIVO

Los resultados del programa experimental de Winhausen et al. (2022, 2023) proporcionan una base de datos completa para el desarrollo del modelo constitutivo. A partir de estos resultados, se identifican las principales características del comportamiento mecánico, que se han tenido en cuenta en la formulación del modelo con el objetivo de reproducirlas de la manera más fiel posible:

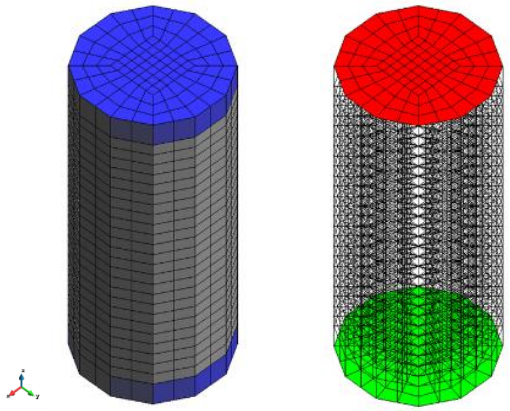
1. Comportamiento tensión-deformación no lineal y dependiente de la trayectoria de carga, con deformación irreversible al superar un umbral de tensión. Se emplea un marco elastoplástico con criterio de fluencia y mecanismos de reblandecimiento, utilizando la deformación plástica efectiva como variable interna.
2. Anisotropía mecánica debida a la estratificación. En el dominio elástico se adopta la ley de Hooke para un material transversalmente isótropo, con direcciones paralelas y perpendiculares al plano de estratificación, extendiéndose esta anisotropía al dominio plástico mediante criterios de fluencia orientados.
3. Influencia del grado de saturación, considerando la dependencia de los parámetros elásticos y plásticos con la succión para reproducir condiciones parcialmente saturadas.
4. Localización de deformaciones, afectada por la discretización numérica; se adopta un enfoque que reduce la dependencia del tamaño de malla.

El comportamiento de la OPA se describe mediante un modelo elastoplástico anisótropo capaz de reproducir tanto la respuesta elástica como los mecanismos de deformación irreversible y daño. En el dominio elástico, se asume un comportamiento transversalmente isótropo, diferenciando las propiedades mecánicas en el plano de estratificación y en la dirección perpendicular, lo que permite capturar la anisotropía inherente del material. Esta anisotropía puede interpretarse también mediante la presencia de planos de debilidad asociados a la estratificación, cuya rigidez y espaciamiento controlan la deformabilidad global. El comportamiento plástico se formula dentro del marco clásico de la plasticidad mediante un criterio de fluencia dependiente del estado tensional, y una ley de flujo no asociada, adecuada para describir geomateriales. En el presente estudio se muestran los resultados de adoptar un criterio de rotura tipo Mohr-Coulomb que permite una representación de degradación desde la resistencia de pico hacia un estado residual, incluyendo también la

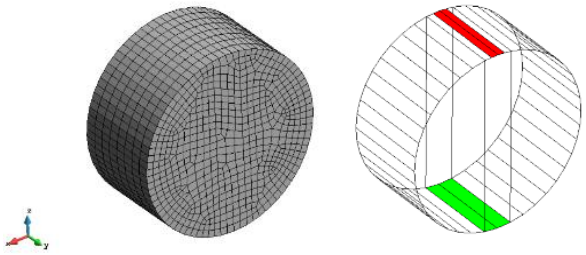
evolución/reblandecimiento de la resistencia a tracción cohesiva. La dilatancia se introduce mediante una formulación no asociada con ángulo de dilatancia reducido (casi nulo; derivado de la calibración), permitiendo reproducir los cambios volumétricos observados experimentalmente. Asimismo, la anisotropía se extiende al dominio plástico haciendo depender los parámetros resistentes de la orientación relativa entre la estratificación y las tensiones principales (Mánica, 2018), lo que permite capturar la variación direccional de la resistencia. En conjunto, esta formulación proporciona una descripción consistente del comportamiento anisótropo, no lineal y dependiente del daño de la OPA.

4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de compresión uniaxial (UCS), triaxiales consolidados-no drenados (CU), de tracción indirecta brasileña (BTS), y de inyección de gas se simulan numéricamente mediante el software GiD (pre- y post-procesador) y el código de elementos finitos CODE_BRIGHT (CODE_BRIGHT, 2026; Olivella et al., 1996). Se incluyen condiciones de contorno e iniciales adecuadas a cada ensayo según especificaciones dadas, y se implementan las relaciones constitutivas descritas anteriormente. Se presentan en las Figuras 2 y 3 los detalles de la malla de elementos finitos junto con las condiciones de contorno adoptada para cada ensayo modelizado. Más detalles de la metodología de modelización de los ensayos del gas puede encontrarse en Damians et al. (2020 y 2022). Los parámetros empleados en las simulaciones se recogen en la Tabla 1.



UCS y CU: velocidad de desplazamiento (arriba, rojo) y condiciones de fijación impuestas (abajo, verde). UCS: succión aplicada. CU: presión de agua p_c



BTS: velocidad de desplazamiento impuesta (arriba, rojo) y condiciones de fijación impuestas (abajo, verde).

Figura 2. Modelos CODE_BRIGHT con detalle de las condiciones de contorno. HyMar Subtarea 1.

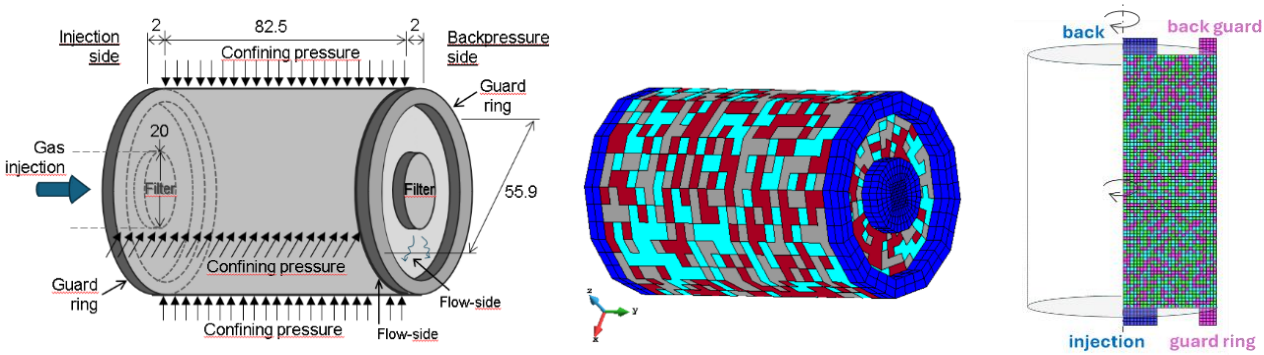


Figura 3. Esquema (Damians et al., 2022) y modelos 3D y axisimétrico para los ensayos de inyección de gas. HyMar Subtarea 2.

Tabla 1. Propiedades de la arcilla Opalinus (OPA).

Parámetros mecánicos:	**OPA-1**	**OPA-2** [(a)]	**OPA-3** [(a)]
- Módulo elástico longitudinal, E_l (MPa)	3000	3500	2750
- Coeficiente de Poisson, ν_l (-)	0.35		
- Ratio de anisotropía, $E_l / E_\perp = \nu_l / \nu_\perp$ (-)	2.0		
- Módulo de corte, G (MPa)	555		
- Ángulo de rozamiento interno de pico, ϕ_p (º)	30	33	27
- Ángulo de rozamiento interno residual, ϕ_r (º)	20		
- Cohesión de pico, c_p (kPa)	500.0		
- Cohesión residual, c_r (kPa)	2.5		
- Ángulo de dilatancia, ψ (º)	1×10^{-4}		
Parámetros hidráulicos:			
- Permeabilidad intrínseca paralela a la estratificación, k_i y k_{ii} (m^2)	5.0×10^{-20}	2.5×10^{-20}	7.5×10^{-20}
- Permeabilidad intrínseca ortogonal a la estratificación, k_{iii} (m^2)	2.5×10^{-20}	1.25×10^{-20}	3.75×10^{-20}
- Apertura inicial de las fracturas [(b)], b_0 (m)	5.0×10^{-9}	1.5×10^{-9}	5.25×10^{-9}
- Espaciamiento entre fracturas [(b)], a (m)	5.0×10^{-5}	4.0×10^{-6}	5.0×10^{-4}
- Deformación de referencia [(b)], ε_0 (-)	6.0×10^{-4}	5.5×10^{-4}	5.0×10^{-4}
- Apertura máxima de las fracturas [(b)], b_{max} (-)	3.5×10^{-7}	1.5×10^{-7}	7.5×10^{-7}
- Presión entrada de agua, P_0 (MPa)	23.0		
- Parámetro de forma de la curva de retención - van Genuchten, λ_{VG} (-)	0.4		
- Coeficiente de Biot, B (-)	1.0		
- Coeficientes de toruosidad al líquido y al gas, τ_l // τ_g (-)	0.8 // 0.8		

Nota: [(a)] materiales y parámetros considerados en los casos de heterogeneidad.
[(b)] modelizacion con permeabilidad intrínseca variable dependiente de la deformación mediante la definición de fracturas embebidas (Olivella et al., 2005).

5. RESULTADOS

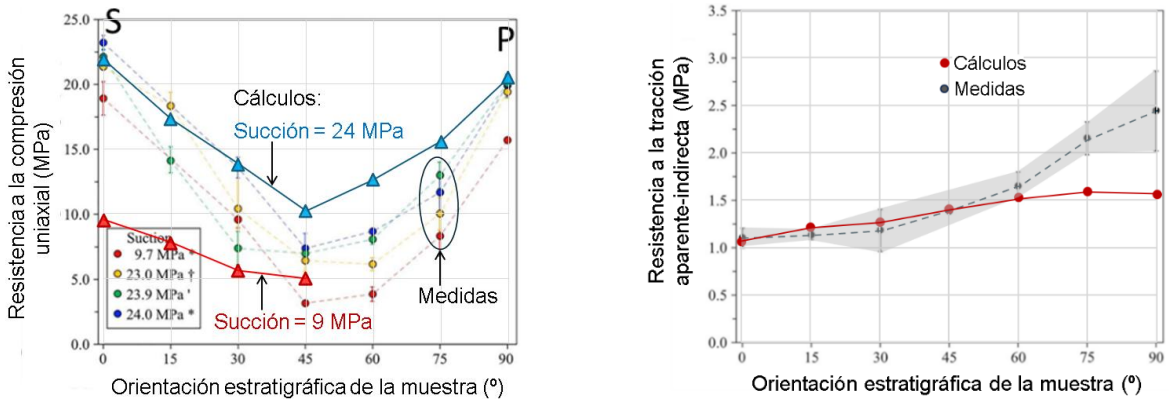
5.1. ENSAYOS DE COMPRESIÓN UNIAXIAL (UCS)

Los resultados de la modelización se presentan y comparan con los datos experimentales en la Figura 4a. Se observa un buen ajuste, tanto en la tendencia como en los valores absolutos. Se evidencia la influencia de la orientación de carga, mostrando una curva característica en forma de valle de la resistencia a compresión uniaxial (UCS) en función del ángulo de estratificación respecto a la carga axial. El valor máximo de UCS se obtiene para la muestra S (estratificación perpendicular a la carga axial), mientras que el mínimo corresponde a la muestra Z45 (estratificación a 45°). En el caso de la muestra P (estratificación paralela a la carga axial), la resistencia es inferior a la de la muestra S. Asimismo, se observa que, a mayor succión, la resistencia UCS tiende a incrementarse para todas las orientaciones consideradas.

5.2. ENSAYOS DE TRACCIÓN INDIRECTA BRASILEÑA (BTS)

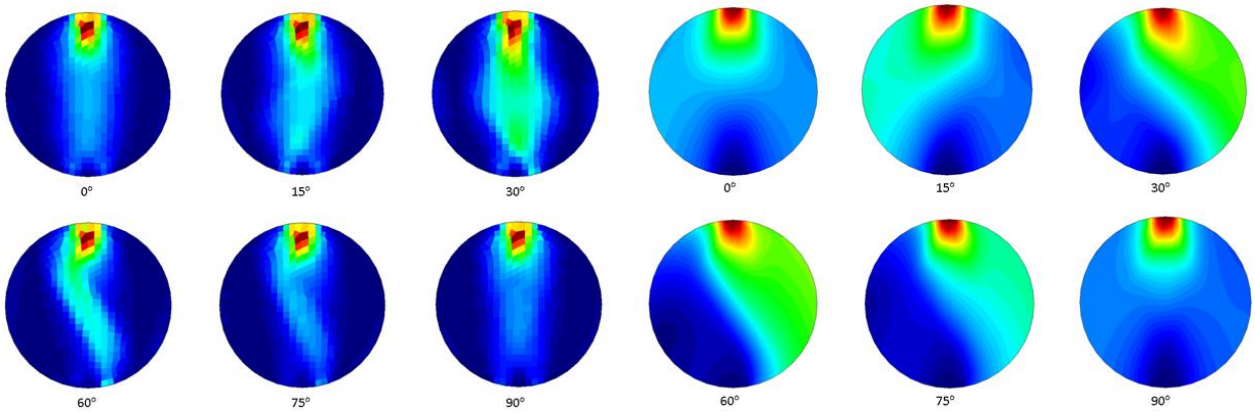
La simulación de los ensayos BTS se ha llevado a cabo mediante el modelo desarrollado en este estudio. Un ejemplo de los resultados de modelización se presenta en la Figura 15. La carga vertical máxima se utiliza para calcular la resistencia a tracción aparente, de acuerdo con la recomendación de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1978): $\sigma_t = P/\pi Rt$, donde P es la carga máxima aplicada a la muestra, R es el radio de la probeta y t su espesor. Según dicha recomendación, la carga se aplica mediante dos mordazas de acero curvadas situadas en la parte superior e inferior de la muestra, con un radio igual a 1,5 veces el radio de la probeta, lo que genera un ángulo de contacto aproximado de 10°. En consecuencia, en el modelo numérico la carga se reproduce distribuyendo la velocidad de deformación impuesta en la parte superior sobre una zona que define un ángulo de 10° hacia el centro de la probeta de forma discoidal.

La resistencia a tracción aparente obtenida mediante este procedimiento muestra una buena concordancia con los valores experimentales, tal como se observa en la Figura 4b. Algunos resultados cualitativos de deformación y desplazamiento se muestran en la Figura 5.



a) UCS: succión de 24 y 9 MPa b) BTS

Figura 4. Comparación de resultados: (a) UCS, y (b) BTS.



a) Deformaciones de corte b) Desplazamientos

Figura 5. Resultados cualitativos del modelo BTS para diferentes orientaciones de la estratigrafía: (a) deformaciones de corte y (b) bandas de desplazamiento vertical.

5.3. ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO – NO DRENADO (CU)

Los ensayos triaxiales CU se realizan en condiciones no drenadas durante la fase de carga axial, lo que da lugar a un incremento de la presión de poros. La evolución del esfuerzo desviador (q), la presión total de poros (u) y las deformaciones axial (ε_r) y radial (ε_r) para distintas orientaciones de carga bajo una presión de confinamiento de 10 MPa se presenta en las Figuras 6 y 7 para las muestras con orientaciones estratigráficas de 90º (muestra P), 75 (Z75), 60º (Z60), 45º (Z45), 30º (Z30), 15º (Z15), y 0º (muestra S). Los resultados del modelo reproducen tanto cualitativa como cuantitativamente las principales características observadas en los ensayos:

- La respuesta acoplada tensión–presión de poros–deformación muestra una fuerte dependencia con la dirección de carga, lo que se captura adecuadamente en las simulaciones.
- Se observa un comportamiento no lineal previo al pico de resistencia, seguido de un proceso de reblandecimiento hasta alcanzar un estado residual estable, reproducido mediante la formulación elastoplástica con reblandecimiento (endurecimiento no representado numéricamente en el presente estudio).
- Debido a las condiciones no drenadas durante la carga axial, la presión de poros aumenta hasta un valor máximo y posteriormente disminuye como consecuencia de la dilatancia. Este fenómeno se refleja en el incremento de la deformación radial (negativa en tracción), en concordancia con los resultados experimentales.

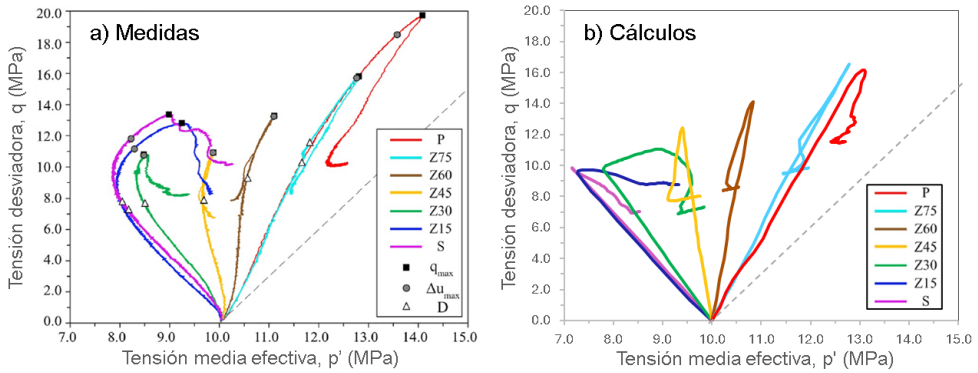


Figura 6. Trayectorias de tensiones p′–q: (a) medidas y (b) resultados del modelo numérico.

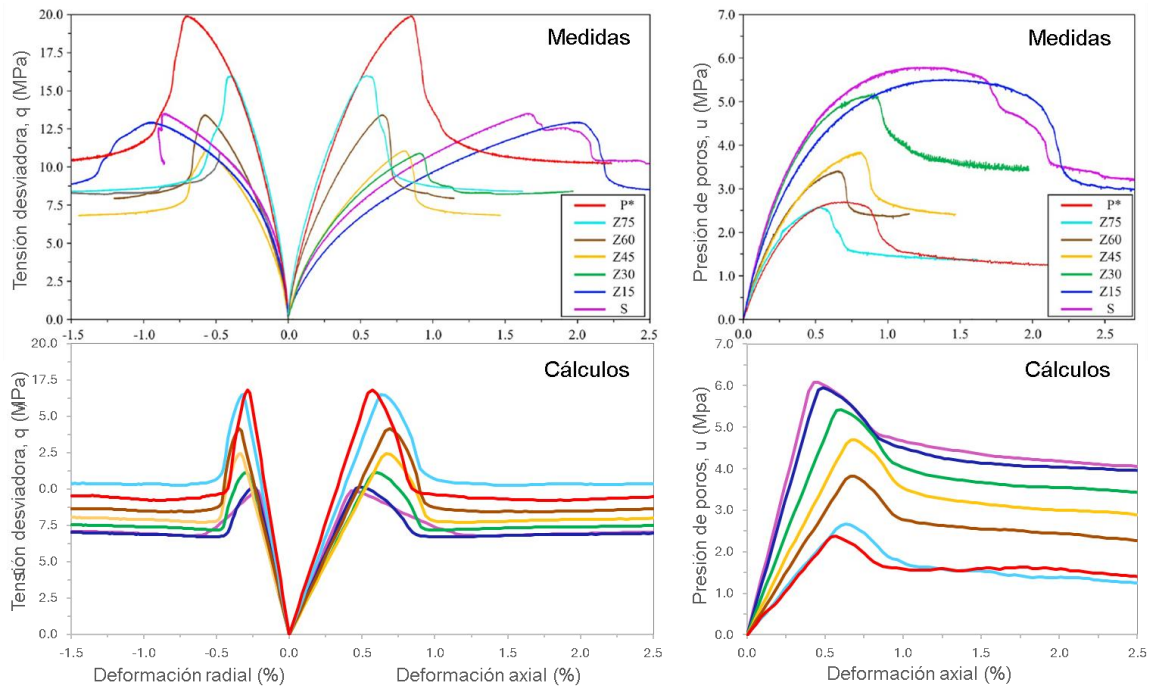
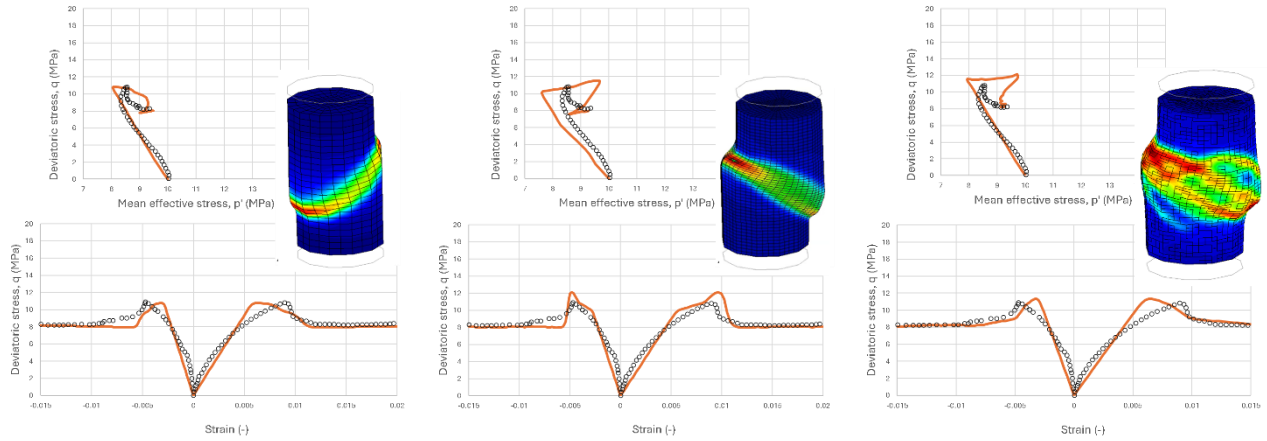


Figura 7. Trayectorias de (a) tensión desviadora q - deformaciones radial ε_r y axial ε_a, y (b) sobrepresión de poros u - deformación axial ε_a.

La localización de deformaciones en geomateriales puede verse influenciada por la discretización numérica, dando lugar a dependencia de los resultados respecto al tamaño de malla (sensibilidad de malla). Este efecto es especialmente relevante en problemas con reblandecimiento, donde las deformaciones tienden a concentrarse en bandas estrechas. No obstante, tal y como se muestra en la Figura 8 para el caso Z30 y un confinamiento de 10 MPa, los resultados obtenidos muestran que un refinamiento progresivo de la malla, a pesar del incremento significativo del coste computacional, no conduce a mejoras sustanciales en la respuesta global del modelo. Por otro lado, los modelos numéricos suelen asumir materiales homogéneos e idealmente simétricos, mientras que los materiales reales presentan heterogeneidad a distintas escalas. La introducción de heterogeneidad en modelos con mallas más finas permite reproducir, de forma cualitativa, patrones de daño más complejos, incluyendo la aparición de superficies de rotura secundarias que resultan más realistas desde el punto de vista mecánico. Sin embargo, al comparar con los resultados experimentales, estas mejoras siguen siendo fundamentalmente cualitativas, sin observarse una mejora cuantitativa significativa en la predicción de la respuesta global. En consecuencia, las discrepancias entre simulaciones y ensayos pueden atribuirse tanto a efectos de discretización como a la simplificación inherente asociada a la representación de la heterogeneidad del material.



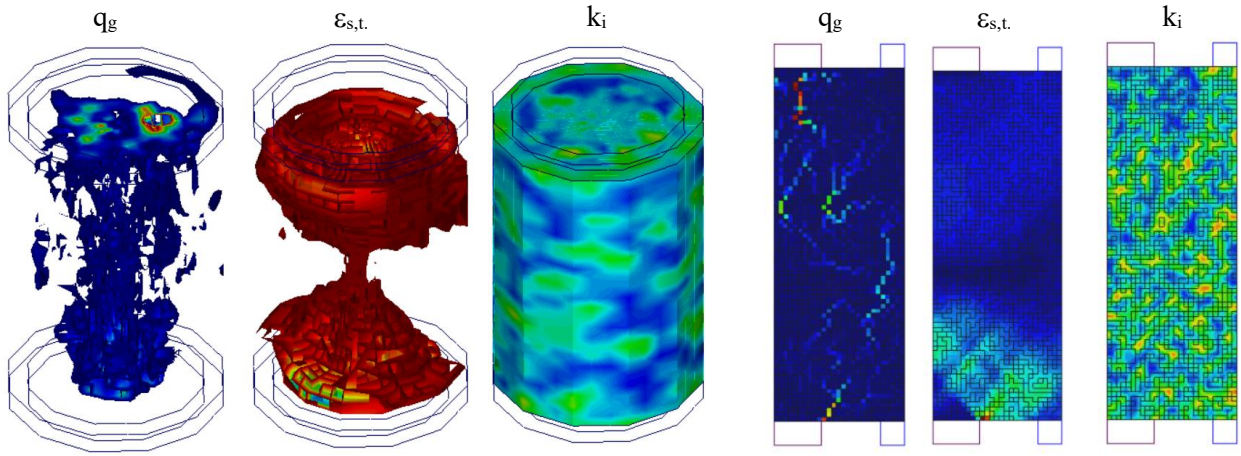
a) malla caso base b) malla fina (×4) c) malla fina y heterogeneidad

Figura 8. Comparación de resultados CU según tipo de malla y localización de las deformaciones de corte para el caso con 30º de orientación de la estratigrafía y 10 MPa de presión de confinamiento.

Las observaciones experimentales indican un modo de fallo que se inicia en un plano de estratificación y progresa posteriormente atravesando otros planos (ver Figura 1b). Los modelos empleados reproducen adecuadamente el patrón general de evolución del daño, prediciendo que la deformación plástica progresa atravesando los planos de estratificación.

5.4. INYECCIÓN DE GAS

Los ensayos de inyección de gas en laboratorio (Subtarea 2) se realizan mediante un sistema triaxial que permite controlar de forma independiente las condiciones mecánicas e hidráulicas de la muestra. El gas se inyecta a través de filtros situados en los extremos de la probeta, garantizando una distribución homogénea del flujo, mientras que el estado tensional se regula mediante presión de confinamiento y carga axial. El sistema incluye un circuito hidráulico con bombas e interfaces que permiten controlar y medir las presiones de entrada y salida, así como la evolución del flujo. Durante el ensayo, se monitorizan variables clave como la presión de poros, la deformación axial y radial, y la posible aparición de trayectorias preferenciales de flujo. Esta configuración experimental permite analizar la transición hacia el régimen controlado por dilatancia, así como la interacción entre deformación, daño y migración de gas en la muestra. Detalles de la metodología, especificaciones y resultados de estos ensayos experimentales de inyección del gas pueden encontrarse en Cuss, 2025. La Figura 9 muestra resultados numéricos cualitativos de flujo advectivo de gas (q_g entre 1.0×10^{-9} y 1.5×10^{-8} en el modelo 3D, y entre 0 y 1.5×10^{-8} m/s en el axisimétrico) variación de la permeabilidad (rango k_i entre 1.0×10^{-16} y 1.0×10^{-20} m^2), y deformaciones de corte totales (rango $\varepsilon_{s,t}$ entre 0.01% y 0.055% para el 3D, y entre 0 y 0.55% en el axisimétrico) obtenidos después del pico de irrupción del gas.



a) modelo 3D b) modelo axisimétrico

Figura 9. Flujo advectivo de gas (q_g), deformaciones de corte totales ($\varepsilon_{s,t}$), y variación de la permeabilidad (k_i).

6. CONCLUSIONES Y TRABAJOS EN DESARROLLO

En este trabajo se presenta la primera fase de la tarea HyMar del proyecto DECOVALEX-2027, centrada en el desarrollo y validación de modelos para la migración de gas en rocas arcillosas. El gas generado en el repositorio, debido a la corrosión, la degradación de materia orgánica y la radiólisis, incrementa su presión y migra hacia la roca, especialmente cuando se alcanza un umbral que induce daño localizado y flujo preferencial.

El estudio se centra en la arcilla Opalinus (OPA), empleando una base experimental que incluye ensayos UCS, BTS y triaxiales CU, junto con observaciones microscópicas. Los resultados evidencian la anisotropía del material y la aparición de deformaciones irreversibles antes del pico de resistencia. El modelo elastoplástico desarrollado reproduce estos comportamientos, incluyendo anisotropía, heterogeneidad y reblandecimiento.

Las simulaciones capturan la formación de zonas localizadas de deformación, asociadas a un incremento de la permeabilidad, con buena concordancia con los ensayos. Este modelo constituye una base sólida para simular flujo bifásico en régimen dilatante, donde deformación, daño y flujo están acoplados. Asimismo, resultados preliminares de ensayos de inyección de gas, tanto axisimétricos como 3D, muestran una buena capacidad predictiva. Las siguientes fases se centrarán en su modelización detallada tanto a escala de laboratorio como in situ.

REFERENCIAS

CODE_BRIGHT (2026). *CODE_BRIGHT User's Guide*. Department of Civil and Environmental Engineering (DECA), Universitat Politècnica de Catalunya – BarcelonaTech (UPC) and International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE). https://deca.upc.edu/en/projects/code_bright

Cuss, R.J. (2025). *GT laboratory test 3: Description of test results for the DECOVALEX-2027 HyMAR task*. Decarbonisation and Resource Management Programme - Open Report OR/25/033. British Geological Survey (BGS). Keyworth, Nottingham, UK.

Damians, I.P., Olivella, S., Gens, A. (2020). Modelling gas flow in clay materials incorporating material heterogeneity and embedded fractures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 136: 104524. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2020.104524

Damians, I.P., Olivella, S., Gens, A. (2022). 3D simulations of gas injection on Callovo-Oxfordian claystone assuming spatial heterogeneity and anisotropy. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2022.105232

ISRM (1978). Suggested methods for determining the strength of rock materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, 15(3): 99–103.

Mánica, M.A. (2018). *Analysis of underground excavations in argillaceous hard soils and weak rocks*. PhD thesis. Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech (UPC), Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental. DOI:10.5821/dissertation-2117-123521

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., Alonso, E.E. (1996). Numerical formulation for a simulator (CODE-BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. *Eng. Comput.* 13(7): 87–112. https://doi.org/10.1108/02644409610151575

Olivella, S. y Gens, A. (2005). Double structure THM analyses of a heating test in a fractured tuff incorporating intrinsic permeability variations. *Int J Rock Mech Min Sci*. 2005;42: 667–679.

Winhausen, L., Khaledi, K., Jalali, M., Urai J.L., Amann, F. (2022). Failure mode transition in Opalinus Clay: a hydro-mechanical and microstructural perspective. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 13(5): 901–915.

Winhausen, L., Khaledi, K., Jalali, M., Bretthauer, M., Amann, F. (2023). The anisotropic behaviour of a clay shale: strength, hydromechanical coupling and failure processes. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth,* 128: e2023JB027382. https://doi.org/10.1029/2023JB027382

ESTRATEGIAS DE MITIGACIÓN DEL AGRIETAMIENTO DE SUELOS SOMETIDOS A DESECACIÓN

David ENCALADA[(1)], Alberto LEDESMA[(1, 2)*] y Pere C. PRAT[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Escuela Ingeniería de Caminos
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

[(2)] Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE)
*alberto.ledesma@upc.edu

RESUMEN

Los suelos finos, al interaccionar con la atmósfera en climas relativamente cálidos, presentan pérdida de agua por evaporación, cambios de volumen (retracción) y, eventualmente, agrietamiento. Estos procesos degradan las propiedades hidráulicas y mecánicas de dichos suelos. Para mitigar estos efectos se puede utilizar geosintéticos como una barrera capilar contra la evaporación, pero permitiendo el paso del agua en profundidad en caso de lluvia. El artículo describe primero los mecanismos y las variables que controlan el proceso de evaporación en suelos y su evolución temporal. Se presentan dos ensayos de evaporación realizados sobre el suelo de Agròpolis (Barcelona), relacionando dicha evaporación con el cambio de volumen de la muestra, que es el mecanismo responsable del agrietamiento junto con las condiciones de contorno. Los ensayos se llevaron a cabo en una cámara ambiental sobre muestras de suelo en bandejas cilíndricas de 80 y 40 cm de diámetro y 20 y 10 cm de altura respectivamente. En dicha cámara se pueden reproducir condiciones de humedad relativa y temperatura específicas, simulando situaciones ambientales reales. Se incluyeron en los ensayos un geosintético y se demuestra que el geotextil puede ser una buena estrategia de mitigación de dichas grietas cuando la integridad mecánica e hidráulica del suelo es un elemento importante en el diseño de una obra geotécnica.

ABSTRACT

When interacting with the atmosphere in relatively warm climates, fine-grained soils exhibit water loss due to evaporation, volume changes (shrinkage), and, eventually, cracking. These processes degrade the hydraulic and mechanical properties of such soils. To mitigate these effects, geosynthetics can be used as a capillary barrier against evaporation, while allowing water to infiltrate at depth during rainfall events. This article first describes the mechanisms and variables that control the soil evaporation process and its temporal evolution. Two evaporation tests conducted on Agropolis (Barcelona) soil are presented, relating this evaporation to the volume change of the specimen, which—along with boundary conditions—is the mechanism responsible for cracking. The tests were carried out in an environmental chamber using soil specimens in cylindrical trays 80 cm and 40 cm in diameter and 20 cm and 10 cm in height, respectively. Within this chamber, specific relative humidity and temperature conditions can be reproduced, simulating real environmental scenarios. The tests incorporated geosynthetics and it is shown that geotextiles can be an effective strategy for mitigating such cracks when the mechanical and hydraulic integrity of the soil is a key element in geotechnical design.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Agrietamiento de suelos (Soil cracking), Suelos no saturados (Unsaturated soils), Geosintéticos (Geosynthetics).*

1. INTRODUCCIÓN

El suelo en la superficie está en constante interacción con la atmósfera, un proceso dinámico que implica intercambio continuo de energía y agua. Entre estos procesos, la evaporación destaca como el principal mecanismo de extracción de agua, induciendo cambios significativos en las propiedades hidromecánicas del terreno, tales como la resistencia al corte, la succión matricial y la retracción volumétrica. Una de las consecuencias más críticas de la retracción es la formación de grietas por desecación.

El agrietamiento del suelo resulta perjudicial para la integridad de las infraestructuras geotécnicas, ya que altera el comportamiento global del subsuelo al crear discontinuidades que incrementan la permeabilidad macroscópica y facilitan la infiltración preferencial de agua. Este fenómeno compromete severamente la estabilidad de taludes y terraplenes. Históricamente, el agrietamiento ha sido abordado desde diversas perspectivas, incluyendo el efecto de las condiciones de contorno mecánicas (Peron *et al*., 2009) y los procesos de flujo (Cuadrado *et al*., 2022), tanto en investigaciones de laboratorio (Tang y Cui, 2005; Tang *et al*., 2011; Lakshmikantha, Prat y Ledesma, 2012) como mediante instrumentación de campo (Cordero, Prat y Ledesma, 2021). Sin embargo, a pesar de los notables avances en la Mecánica de Suelos No Saturados, persiste una brecha importante en la implementación de aplicaciones prácticas y soluciones ingenieriles que mitiguen este fenómeno de manera efectiva.

Este artículo presenta los resultados de una serie de ensayos de laboratorio realizados a escala intermedia. El objetivo no es solo profundizar en la comprensión de la interacción suelo-atmósfera bajo condiciones controladas, sino proponer y evaluar una solución basada en el uso de geosintéticos como barreras capilares para mitigar la formación de grietas y sus efectos adversos. El diseño de estos ensayos a escala reducida, pero con dimensiones representativas, se ha concebido para facilitar la extrapolación de los resultados a futuros estudios de campo y aplicaciones a escala real.

Los ensayos se llevaron a cabo en una arcilla limosa en estado ‘slurry’ y compactada. Por un lado, el material en estado ‘slurry’ permite evaluar la retracción primaria por desecación en suelo reconstituido, caracterizado por una estructura débil y consistencia muy blanda, análogo a materiales de relaves mineros. Por otro lado, la muestra compactada reproduce el comportamiento de materiales para uso ingenieril.

2. METODOLOGÍA

2.1. MATERIALES

2.1.1. SUELO

El material utilizado en esta investigación consiste en una arcilla limosa procedente del laboratorio exterior de la UPC, Agrópolis, (municipio de Viladecans en la provincia de Barcelona). La elección de este suelo se fundamenta en la caracterización previa por parte del grupo de investigación (Cordero *et al.*, 2021; Najdi *et al*., 2023). De acuerdo con el sistema USCS, la arcilla de Agrópolis se clasifica como un material tipo CL, con un límite líquido (*LL*) del 29% y un límite plástico (*LP*) del 17%. En relación a la densidad seca (ρ_d), el material puede alcanzar 1.76 g/cm^3 para el Proctor Normal y 1.98 g/cm^3 para el Proctor Modificado, con contenidos de humedad óptimos (w_{opt}) del 16% y 13%, respectivamente.

2.1.2. GEOSINTÉTICO

Se seleccionó el geocompuesto INTERDRAIN GMG 412 de la empresa Intermas. Este material está conformado por dos láminas de geotextil no tejido de polipropileno termosoldadas a una geored INTERDRAIN M4 de polietileno de alta densidad (HDPE), la cual dota de rigidez al sistema. En la Figura 1 se muestra la distribución del geocompuesto. Debido a su naturaleza multifuncional, el GMG 412 presenta diversas aplicaciones en ingeniería, tales como rellenos sanitarios, terraplenes y muros de tierra armada. Entre sus funciones principales destacan el drenaje, la filtración, el refuerzo y el control de la erosión interna.

La elección de este geocompuesto se justifica por su capacidad para actuar como barrera capilar durante los procesos de evaporación. Simultáneamente, su estructura permite la infiltración de agua durante los episodios de precipitación, facilitando la recuperación de la humedad del terreno y compensando el déficit hídrico generado por la evaporación. Las características técnicas del geocompuesto se resumen en la Tabla 1.

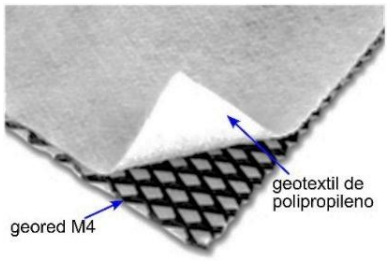


Figura 1. Geocompuesto INTERDRAIN GMG 412.

Tabla 1. Características técnicas de INTERDRAIN GMG 412 (Intermas Group, 2019).

Propiedad	Valor	Unidad
Masa por unidad de área	775	g/m^2
Espesor a 2 kPa/200 kPa	4.8/4.2	mm
Resistencia a la tracción MD(1)/CD(2)	19/17	kN/m
Elongación a rotura	40/50	%
Capacidad de flujo dentro del plano	$0.67\ 10^{-3}$	m^2/s
Apertura característica O_{90}(3) (geotextil)	10	µm

(1) Dirección Máquina;(2) Dirección Transversal;(3) Diámetro > 90% de poros

2.2. EQUIPO

Los experimentos se llevaron a cabo en una cámara ambiental diseñada para imponer condiciones de secado controladas sobre las muestras de suelo. El sistema, basado en el diseño original de Lakshmikantha (2009), consiste en una estructura de paredes transparentes de metacrilato con dimensiones de 1x1x2.5m, montada sobre una base de PVC. El equipo dispone de un sistema de poleas que permite elevar la estructura para facilitar el acceso al interior.

El control de las condiciones atmosféricas se realiza mediante un deshumidificador RECUSORB DR-010B (marca DST-Seibu Giken), el cual extrae la humedad de la cámara a través de un circuito compuesto por dos orificios de entrada de aire seco y dos de salida de aire húmedo. El sistema está automatizado mediante un lazo de control: el deshumidificador se desactiva cuando el ambiente alcanza la humedad relativa (HR) objetivo y se reinicia si la humedad supera dicho umbral. Para esta investigación, se fijó una HR ambiental del 30% con una frecuencia de monitorización de 1 minuto. Los ciclos de humedecimiento se realizan por nebulización. El sistema tiene un humidificador ultrasónico UHF (marca Elsteam) que genera microgotas de agua mediante vibración ultrasónica que evita cambios de temperatura. El humidificador tiene una capacidad de producción de niebla de 1 kg/h. Las microgotas ascienden gracias a un sistema de ventiladores que fuerza el flujo de aire hacia la cámara, creando una atmósfera húmeda que aumenta la HR alrededor de la muestra sin perturbarla. El equipo también dispone de tres células de carga dispuestas triangularmente que registran la variación de peso de las probetas para cuantificar la pérdida de agua en las muestras. En la Figura 2 se muestra el sistema de la cámara ambiental con una muestra de suelo en su interior.

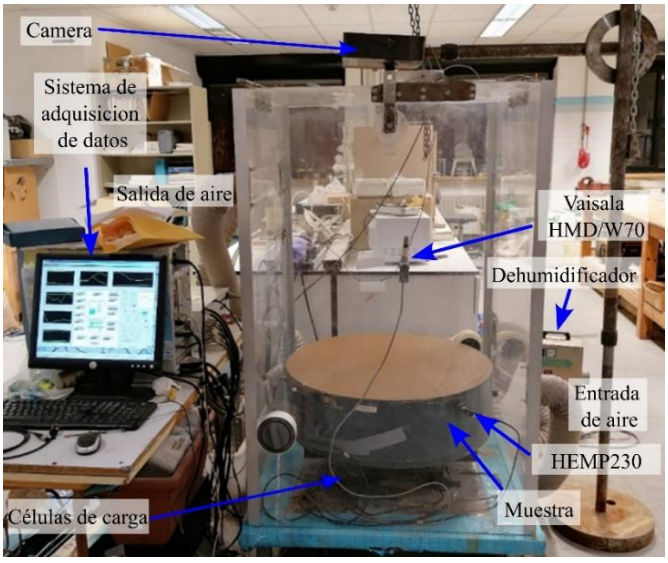


Figura 2. Equipo de la cámara ambiental.

Además del control ambiental, el sistema cuenta con instrumentación específica para medir humedad, temperatura, contenido de agua y succión matricial en las probetas. La Figura 3 detalla la disposición esquemática de los sensores instalados en las dos muestras de suelo. La nomenclatura se define a continuación: la letra T designa los tensiómetros convencionales UMS T5 (rango de 1 a 150 kPa), la letra H representa los higrómetros Vaisala HMP-230 para humedad relativa y la letra E corresponde a los sensores 5TE empleados para estimar el contenido volumétrico de agua, la resistividad eléctrica y la temperatura del suelo. Por su parte, la letra N identifica los tensiómetros de alta capacidad Northumbria (rango de 10 a 3000 kPa), mientras que la letra M se refiere a los sensores de potencial matricial MPS-6, con un rango de medición entre 10 y 2000 kPa. Los detalles específicos sobre la distribución y el proceso de instalación de estos sensores se describen en la sección relativa a la preparación de las muestras.

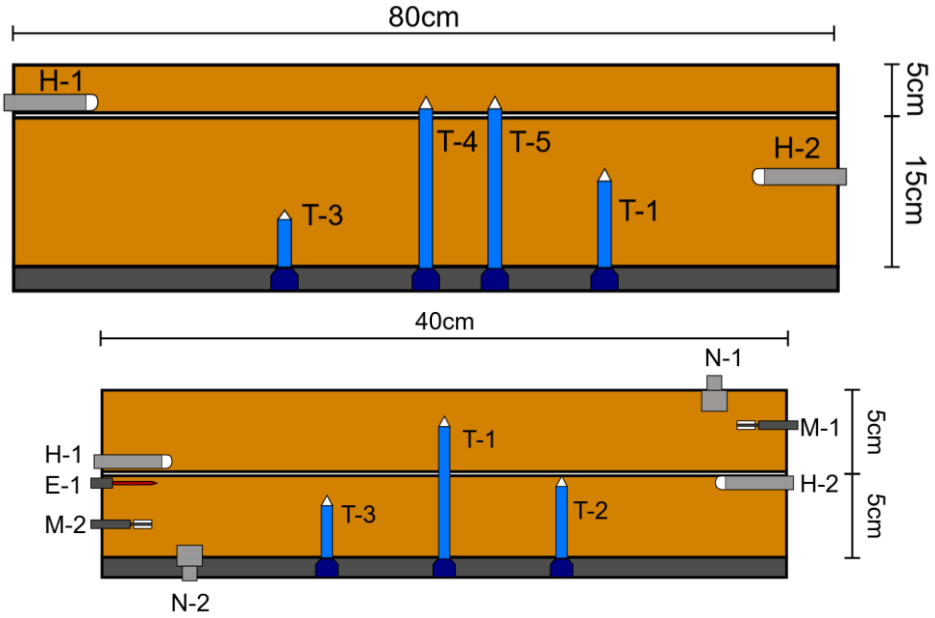


Figura 3. Esquema de las bandejas utilizadas para la muestra ‘slurry’ (arriba) y la muestra compactada (abajo).

2.3. PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS

El procedimiento de preparación del material comenzó con un disgregado del suelo de Agròpolis, previamente secado al aire, con el fin de disgregar los agregados y obtener una textura uniforme para garantizar un mezclado homogéneo de las muestras que se formarían con la ayuda de moldes de PVC.

La muestra ‘slurry’ se conformó de dimensiones de 80 cm de diámetro y 20 cm de altura, mientras que la muestra compactada se preparó con 40 cm de diámetro y 10 cm de altura. La diferencia en las dimensiones de las muestras responde a la naturaleza específica de cada ensayo. El mayor tamaño se seleccionó con el objetivo de maximizar el área de observación y permitir una caracterización representativa de la evolución espacial de la red de grietas por desecación. Por el contrario, la muestra compactada se limitó a menores dimensiones debido a restricciones prácticas en su preparación, que requirió realizarse fuera de la cámara ambiental por limitaciones de espacio, y dimensiones superiores habrían imposibilitado el transporte y manipulación del espécimen por su elevado peso.

Se prevé que el efecto escala de los especímenes influya en la magnitud de la retracción y el patrón de agrietamiento. Sin embargo, el objetivo principal es identificar la rotura capilar generada por el geosintético y el avance del frente de evaporación en ambas configuraciones para evaluar la funcionalidad de la barrera.

La posición de una barrera capilar debe considerar su función de diseño, principalmente la capacidad de almacenamiento de agua (Khire *et al.*, 1999). Las barreras se sitúan típicamente entre 0,10 m y 1,0 m de profundidad (Zornberg *et al.*, 2010). Sin embargo, debido a limitaciones del tamaño de las muestras, no fue posible alcanzar dicha profundidad convencional, por lo que se optó por ubicar el geocompuesto GMG412 a 5 cm por debajo de la superficie Esta profundidad se adoptó garantizando la proporcionalidad geométrica del sistema experimental, de modo que no excediera el doble de la altura del espécimen de menor dimensión.

Adicionalmente, esta posición responde a dos criterios: (i) emular condiciones reales constructivas, protegiendo la barrera capilar de daños mecánicos durante la preparación y compactación, y (ii) evitar su exposición a factores ambientales, ya que una ubicación más superficial podría comprometer su integridad.

2.3.1. MUESTRA 'SLURRY'

Para la elaboración de esta muestra en se utilizó una hormigonera eléctrica. La preparación se realizó en cuatro lotes. El objetivo era obtener un material con una humedad de 32%, superior a su límite líquido. En cada lote de muestra se tomó una cantidad de material para obtener la humedad promedio global del espécimen. El contenido de agua entre los cuatro lotes fue entre 31.7% y 31.9% y un promedio de 31.8% muy cercano al objetivo. A pesar de que cada lote presentaba ligeras variaciones en el peso total de suelo y agua, se garantizó la uniformidad de humedad de la muestra. El vertido del material sobre la bandeja se realizó con extrema precaución, extendiendo el suelo de manera gradual para asegurar que no se produjeran oquedades o burbujas de aire internas. Durante este proceso, se puso especial cuidado en no dañar la red de sensores que ya se encontraba instalada en los niveles inferiores del contenedor, garantizando que el contacto entre el suelo y los dispositivos de medición fuera óptimo y continuo.

Una vez vertido el suelo hasta una altura de 15 cm, se colocó el geocompuesto de manera que esté a 5 cm por debajo de la superficie. Antes de su posicionamiento definitivo, el geocompuesto fue sometido a un proceso de saturación por inmersión en agua durante varios minutos, una medida crítica para evitar que el material seco absorbiera humedad del suelo. Asimismo, se practicaron dos perforaciones circulares en la estructura del geosintético para facilitar el paso vertical de dos de los tensiómetros, permitiendo así una monitorización ininterrumpida a través de la interfaz. Tras la colocación del refuerzo, se reanudó el vertido de la mezcla hasta completar el volumen total, procediendo posteriormente a un enrasado y nivelado meticuloso de la superficie. Esta nivelación final resultó fundamental para asegurar la calidad de las fotografías, permitiendo una observación de la evolución de las grietas por desecación sobre una superficie geométricamente regular.

Una vez finalizada la conformación física de la muestra, se inició un periodo de curado y reposo con una duración de 48 horas. Durante este intervalo, la muestra permaneció herméticamente sellada mediante la aplicación de un film plástico transparente, una técnica empleada para inhibir cualquier pérdida prematura de humedad por evaporación y permitir que el material alcanzara un estado de equilibrio interno antes de ser sometido a las condiciones de secado forzado de la cámara ambiental. Este tiempo de reposo es esencial para la estabilización de las presiones de poros y la homogeneización de la succión matricial en todo el cuerpo de la probeta. Al término de este periodo, la muestra presentaba una consistencia adecuada y una distribución de humedad estable para el comienzo formal del ensayo de desecación bajo las condiciones atmosféricas controladas del laboratorio.

En cuanto a la instrumentación detallada de la probeta, se diseñó una red de monitorización capaz de registrar las variaciones hidromecánicas en puntos clave. Se instalaron cuatro tensiómetros de alta precisión en el cuerpo central de la bandeja circular, distribuidos a profundidades de 10 cm para el sensor T1, 15 cm para el T3, y dos unidades adicionales situadas a 5 cm de profundidad denominadas T4 y T5, coincidiendo estas últimas con el nivel de la interfaz del geosintético. La elección de una ubicación central para estos dispositivos respondió a la necesidad de evitar las interferencias mecánicas y los efectos de borde que el geocompuesto podría generar en el perímetro del contenedor. Complementariamente, se integraron dos higrómetros Vaisala HMP-230, posicionados estratégicamente a profundidades de 5 cm y 10 cm. Estos instrumentos permitieron el registro continuo tanto de la humedad relativa del suelo como de su temperatura, proporcionando una base de datos exhaustiva para evaluar el comportamiento de la succión y el estado térmico del material durante todo el experimento.

2.4. MUESTRA COMPACTADA

El material se compactó directamente en el molde de PVC. Se disgregó previamente y se incorporó agua para alcanzar una humedad cercana al óptimo del Proctor Normal (PN), con el objetivo de reproducir el comportamiento de rellenos compactados bajo condiciones habituales en obras de ingeniería civil. El material se sometió a un periodo de reposo de 48 horas en un recipiente sellado antes de proceder a su compactación para asegurar una distribución homogénea del agua en toda la masa. Se usó compactación dinámica aplicada en dos capas de igual espesor y una energía equivalente a la del PN. Al finalizar la compactación, se registraron tanto el peso total como el contenido de agua final de la muestra antes de introducirla en la cámara ambiental. Se obtuvo una densidad seca de 1.79 g/cm³ y un contenido de agua de 17%, que corresponde al 102% de la densidad seca máxima del PN y una humedad ligeramente superior (+1%) respecto al valor óptimo. En cuanto a la disposición del geocompuesto, este se colocó a media altura de la probeta, exactamente a 5 cm de profundidad respecto a la superficie. Tras completar la compactación y el enrasado, se estableció un periodo de reposo de 6 horas para permitir la estabilización de las presiones internas del suelo antes de dar inicio a la

primera trayectoria de secado controlado. La instrumentación de la muestra fue un aspecto fundamental del diseño experimental, empleando una técnica de sensores falsos o maquetas durante el proceso de compactación dinámico para preservar la integridad de los dispositivos reales y asegurar un ajuste perfecto en la matriz del suelo. Una vez finalizada la compactación, estos moldes fueron sustituidos por los sensores definitivos.

La red de monitorización se distribuyó a diferentes profundidades para capturar el perfil completo de respuesta hidromecánica. El sensor E-1, de tipo 5TE para contenido volumétrico y conductividad eléctrica, se ubicó a 5 cm de profundidad. Para la medición de la succión, se instalaron los sensores N-1 y N-2 a 2 cm y 9 cm de profundidad respectivamente, mientras que los sensores de potencial matricial MPS-6, denominados M-1 y M-2, se situaron a 3 cm y 8 cm desde la superficie. Los higrómetros H-1 y H-2 se posicionaron a 5 cm por encima y por debajo del nivel del geosintético, respectivamente, para evaluar el gradiente de humedad relativa generado por la interfaz. Finalmente, se integraron tres tensiómetros UMS T5, identificados como T-1, T-2 y T-3, localizados a profundidades de 2 cm, 5 cm y 7 cm. Esta configuración permitió el registro detallado durante los 140 días que duró el procedimiento completo, incluyendo el secado inicial de 41 días, la humectación de 44 días y el secado final de 55 días bajo condiciones ambientales controladas.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. MUESTRA 'SLURRY'

El ensayo duró 115 días y se impuso una HR objetivo de 30%. Sin embargo, el ensayo se vio afectado en el día 33 por un fallo eléctrico ocurrido durante el confinamiento del COVID-19 y el deshumidificador estuvo deshabilitado por 58 días. Durante este periodo, la HR de la cámara ascendió al 100% hasta la reactivación del sistema en el día 91 del ensayo.

3.1.1. EVOLUCIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA

La variación del contenido de agua gravimétrico durante los ensayos se calculó a partir de la medición continua del peso de la probeta mediante células de carga, asumiendo que los cambios de peso se debían exclusivamente a variaciones en el contenido de agua. La Figura 4 muestra el contenido gravimétrico global de la muestra y la tasa de evaporación (kg/h) a lo largo del ensayo según las mediciones de las células de carga.

El contenido de agua disminuyó inicialmente de forma lineal de 0.31 a 0.26 con una tasa de evaporación media de 0.066 kg/h ($3.63 \cdot 10^{-5}$ kg/m^2·s) y de 0.26 a 0.18 con una tasa de evaporación de 0.022 kg/h ($1.21 \cdot 10^{-5}$ kg/m^2·s). La reducción en la evaporación se atribuye al rápido secado del suelo por encima del geosintético, lo que aumentó la resistencia del suelo a la evaporación. Además, se observa un segundo descenso progresivo en la evaporación cuando el contenido de agua es 0.18. Cuando se reanudó el experimento, el contenido de agua había disminuido de 0.17 (última medición) a 0.157. Este descenso en el contenido de agua total sugiere que la probeta siguió perdiendo agua durante el fallo eléctrico. Sin embargo, el suelo por encima del geosintético ganó agua debido al aumento de la humedad relativa del ambiente. Al reanudar el experimento, la tasa de evaporación aumentó inicialmente, pero cayó rápidamente a 0.007 kg/h a medida que la superficie se secaba de nuevo. Alrededor del día 94, la tasa de evaporación se ralentizó, haciéndose menos pronunciada a medida que el contenido de agua alcanzaba 0.145, aunque tanto la tasa de evaporación como el contenido de agua continuaron disminuyendo gradualmente.

Al finalizar el ensayo, se tomaron muestras a diversas profundidades para medir el contenido de agua gravimétrico. La capa superior presentó un contenido de agua significativamente bajo de 0.038, mientras que la capa inferior contenía 0.165 en su parte superior y 0.188 en su base. El efecto de barrera capilar del geosintético se confirma con la variación significativa de contenido de agua entre la capa superior e inferior.

3.1.2. SUCCIÓN MATRICIAL

El seguimiento del frente de desecación se realizó mediante la medición combinada de succión matricial y total. Considerando que la succión osmótica del suelo de Agrópolis es despreciable (Najdi et al., 2023), es posible comparar directamente las lecturas de tensiómetros e higrómetros. La Figura 5 ilustra la evolución de las mediciones de succión durante el experimento. Los tensiómetros posicionados en la capa superior (T4 y T5) mostraron un incremento de succión extremadamente rápido, cavitando en solo 5 días y a la vez, el sensor H1 registra el rápido incremento de la capa superior. Los sensores ubicados en la zona inferior (T1 y T3) presentaron un comportamiento mucho más estable, tardando 12 días en alcanzar apenas 30 kPa.

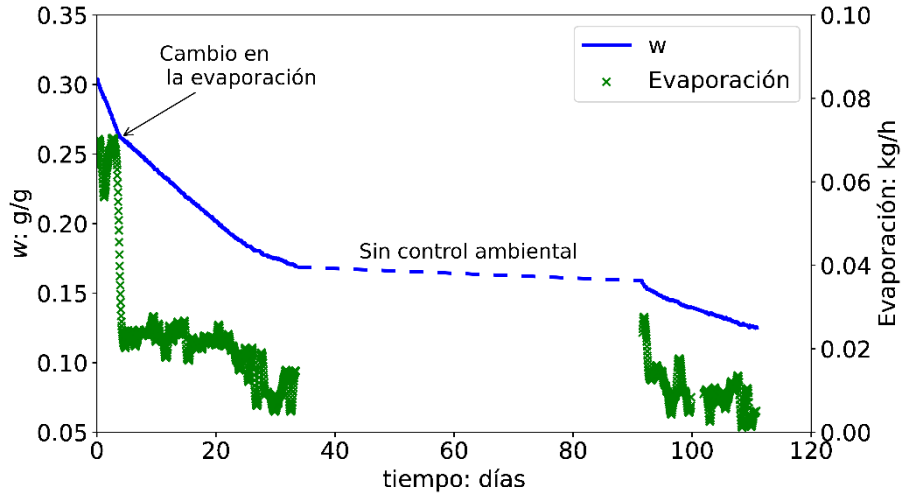


Figura 4. Evolución del contenido de agua global (w) y de la evaporación en la muestra tipo 'slurry'.

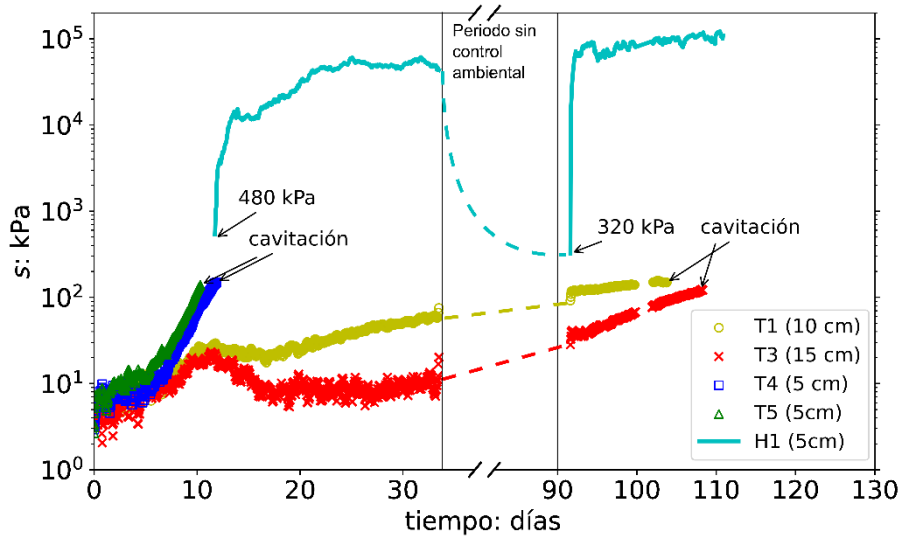


Figura 5. Evolución de la succión matricial y total a diferentes profundidades. Muestra 'slurry'.

Durante los 58 días de interrupción del equipo, la succión en la capa inferior al geosintético aumentó mínimamente: de 60 kPa a 115 kPa para T1 (10 cm) y de 20 kPa a 40 kPa para T3 (15 cm). El aumento de la succión sugiere una reducción del contenido de agua en la capa inferior. Antes del fallo eléctrico, la succión en la capa superior superaba los 40000 kPa (40 MPa), lo que indicaba condiciones mucho más secas que en la capa inferior. Al reanudar el control de humedad, la succión estimada en la capa superior cayó a 320 kPa, indicando un aumento del contenido de agua en esta capa. Aunque la barrera de geosintético separaba las capas superior e inferior, permitía la difusión de vapor desde la capa inferior hacia la superior y hacia la cámara ambiental. La HR relativamente alta dentro de la cámara y la disminución de la succión en la capa superior sugieren, además, que la capa inferior suministró agua en forma de vapor. Estas observaciones refuerzan la conclusión de que la capa inferior perdió agua durante el corte de suministro eléctrico.

Tras la reactivación de la cámara, el tensiómetro a 10 cm de profundidad cavitó cinco días antes que el de 15 cm, confirmando el avance del frente de secado. En general, los incrementos de succión de los tensiómetros situados sobre el geosintético (T4 y T5) fueron más pronunciados que los tensiómetros ubicados debajo (T1 y T3). Esta diferencia indica que el frente de evaporación progresa más lentamente bajo la capa de geosintético debido al efecto de barrera capilar, que impide la pérdida de humedad y retrasa el avance del frente de secado.

3.2. MUESTRA COMPACTADA

El ensayo duró 140 días y comprendió de tres ciclos secado-humedecimiento-secado. Durante los ciclos de secado se impuso una HR objetivo de 30%. El primer ciclo de secado duró 41 días, después un ciclo de humedecimiento de 44 días y finalmente un segundo ciclo de secado de 55 días.

3.2.1. EVOLUCIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA

La Figura 6 presenta el contenido de agua gravimétrico global (w) dentro de la probeta, junto con el contenido de agua volumétrico (θ_w) y la conductividad eléctrica (EC) medidos por un sensor 5TE posicionado 5 cm por debajo de la capa de geosintético. Los datos revelan una pérdida de agua significativa durante los primeros cinco días. Este rápido descenso de w se reflejó tanto en las mediciones de θ_w como en las de EC. Se observa una ligera alteración en la tasa de pérdida de agua a las 24 horas y tras los primeros cinco días, seguida de una disminución progresiva de la tasa de evaporación hasta el día 41, que marca la conclusión de la primera etapa de secado. La probeta alcanza un valor final de w de 0.02, con valores correspondientes de θ_w y EC de 6% y 0.02 dS/m, respectivamente. Simultáneamente, las mediciones de los tensiómetros indican un aumento de la succión en la capa superior, alcanzando 87 kPa tras un día y 1200 kPa al quinto día. En promedio, la tasa de evaporación durante la fase de pérdida rápida de agua fue de aproximadamente 0.0175 kg/h ($3.87 \cdot 10^{-5}$ kg/m^2·s), mientras que la tasa de infiltración durante la fase de humectación fue de 0.005 kg/h ($1.10 \cdot 10^{-5}$ kg/m^2·s).

Los parámetros θ_w y EC siguen la tendencia de w durante las trayectorias de secado. Sin embargo, durante la trayectoria de humectación, la tendencia es distinta. En la humectación, en el día 78, la humedad más alta alcanzó un valor de 0.20, superior a la inicial (0.17). Este elevado contenido de agua se mantuvo durante siete días, tras los cuales comenzó el segundo ciclo de secado. El contenido de agua volumétrico medido fue 1.2 veces inferior a la inicial, mientras que la EC fue 1.12 veces superior al valor de partida. En el segundo ciclo de secado, el proceso de desecación se asemeja al del primer ciclo.

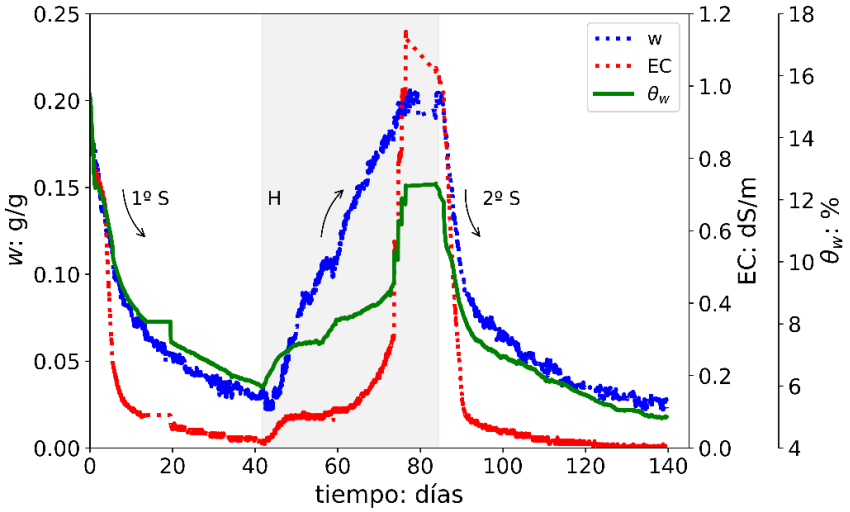


Figura 6. Evolución en la muestra compactada de la humedad gravimétrica global (w), de la conductividad eléctrica (EC), y del contenido volumétrico de agua (θ_w), a lo largo del ensayo (secado, 1ºS; humedecimiento, H; secado, 2ºS).

3.2.2. SUCCIÓN MATRICIAL

Los sensores de succión permitieron observar la evolución del frente de evaporación y el efecto de barrera capilar en la probeta de suelo. Los sensores N-1 y N-2 se utilizaron únicamente durante el primer secado, mientras que el tensiómetro T-2 registró datos solo durante el segundo periodo. La Figura 7 presenta las mediciones de succión en las etapas iniciales capturadas por los sensores durante los ciclos de secado. Poco después de comenzar el secado, la succión aumentó exponencialmente, particularmente cerca de la superficie y por encima de la capa de geosintético (sensores T-1, M-1 y N-1), así como debajo de ella (T-3, M-2 y N-2). Esto confirma el gradiente esperado en función de la profundidad desde el frente de evaporación, observado en ambos ciclos de secado. Notablemente, durante el segundo ciclo de secado, los resultados de los sensores T5 (T-1 y T-3) reflejaron fielmente los de los sensores MPS-6 (M-1 y M-2). Esta mejor concordancia puede atribuirse a la mayor homogeneidad de la humedad dentro de la probeta durante el segundo ciclo en comparación con el primero. En cuanto a los sensores N-HCT, el N-1 mostró una buena concordancia con el MPS-6 (M-1). Sin embargo, el N-2 coincidió bien con el M-2 inicialmente durante dos días hasta alcanzar los 100 kPa, momento tras el cual divergió significativamente. Esta divergencia sugiere un posible fallo del sensor, ya que el N-2 registró valores de succión superiores a los medidos en la parte superior. La causa de estas lecturas infladas podría ser una cavitación temprana dentro del sensor.

3.3. RETRACCIÓN Y AGRIETAMIENTO

Mientras que la muestra 'slurry' experimentó un proceso de agrietamiento severo y generalizado en su superficie, la muestra compactada no presentó grietas visibles, limitando su deformación a una retracción perimetral. La muestra 'slurry', con un diámetro de 80 cm y una humedad inicial del 32%, disponía un mayor rango de retracción en comparación con la probeta compactada, de 40 cm de diámetro y un 17% de humedad inicial. El alto contenido de agua en el 'slurry' implica mayor volumen de agua a evaporar, y mayor retracción en el suelo. Esto se refleja en los valores finales del Factor de Intensidad de Grietas, cociente entre el área de grietas y el área total en superficie (CIF, por sus siglas en inglés).

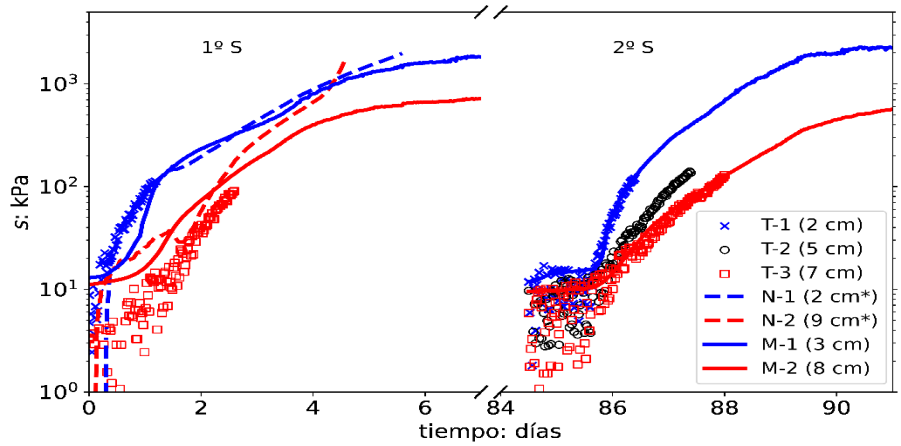


Figura 7. Evolución de la succión matricial y total a diferentes profundidades. Muestra compactada.

La Figura 8 compara la evolución del CIF en las dos muestras de suelo. La muestra 'slurry' alcanzó un CIF máximo del 16.3%, mientras que la muestra compactada registró el 5%. En la muestra 'slurry', el desarrollo de las grietas fue rápido y complejo, iniciándose apenas cuatro horas después de comenzar el ensayo con una propagación desde la periferia hacia el centro. La presencia del geosintético en esta muestra fragmentó la continuidad de la masa de suelo, generando distribuciones de tensiones independientes: la capa superior alcanzó un CIF del 16% con pocos segmentos de grieta, mientras que la capa inferior presentó un patrón mucho más fragmentado con 53 segmentos y un CIF del 8.5% que se observó al desmantelar el ensayo. A pesar de esta fragmentación, las grietas penetraron todo el espesor de la capa superior, interceptándose en ángulos de 90°. Por el contrario, la muestra compactada demostró una estabilidad superficial notable, sin evidencias de agrietamiento visual durante los ciclos de secado y humectación. Este comportamiento se atribuye a que el geosintético actúa como una condición de contorno suave, permitiendo un movimiento del suelo menos restringido en comparación con el fondo rígido del recipiente. Al tener una menor humedad inicial y un menor tamaño, la energía liberada durante la retracción fue insuficiente para vencer la resistencia a la tracción del suelo en la superficie. Sin embargo, la ausencia de grietas superficiales no implicó la ausencia de agrietamiento por debajo del geosintético. El agrietamiento debajo la capa de geosintético fue aproximadamente 7%.

4. CONCLUSIONES

Este artículo presenta dos ensayos realizados en una cámara ambiental donde se han generado atmósferas de humedad relativa controlada, sometiendo a una muestra de suelo 'slurry' a desecación y a otra muestra de suelo compactado a un ciclo de secado-humedecimiento-secado. En ambos casos se instaló a 5 cm de profundidad un geosintético con el objetivo de evaluar su eficacia en la reducción del agrietamiento del suelo. Los resultados confirman su capacidad para regular la transferencia de masa y mitigar la retracción. En particular, el geosintético corta el flujo ascendente de agua, lo que acelera el secado de la capa superficial (0-5 cm) pero preserva eficazmente la humedad en los niveles inferiores. La barrera es efectiva contra el flujo líquido, el vapor continúa migrando a menor velocidad. El geosintético actúa como un regulador temporal, retrasando el agrietamiento hasta que aportes hídricos (lluvia o riego) restauren el equilibrio del terreno. El patrón de agrietamiento es también diferente por encima y por debajo del geosintético. En todo caso, el agrietamiento es muy dependiente de la humedad y densidad inicial: la muestra 'slurry' presentó un agrietamiento distribuido en superficie del 16.3% (CIF), mientras que en la compactada solo fue con forma anular y del 5% (CIF). Como línea futura de investigación, se propone extender este análisis a condiciones de campo, así como evaluar el comportamiento de diferentes configuraciones de geosintéticos y profundidades.

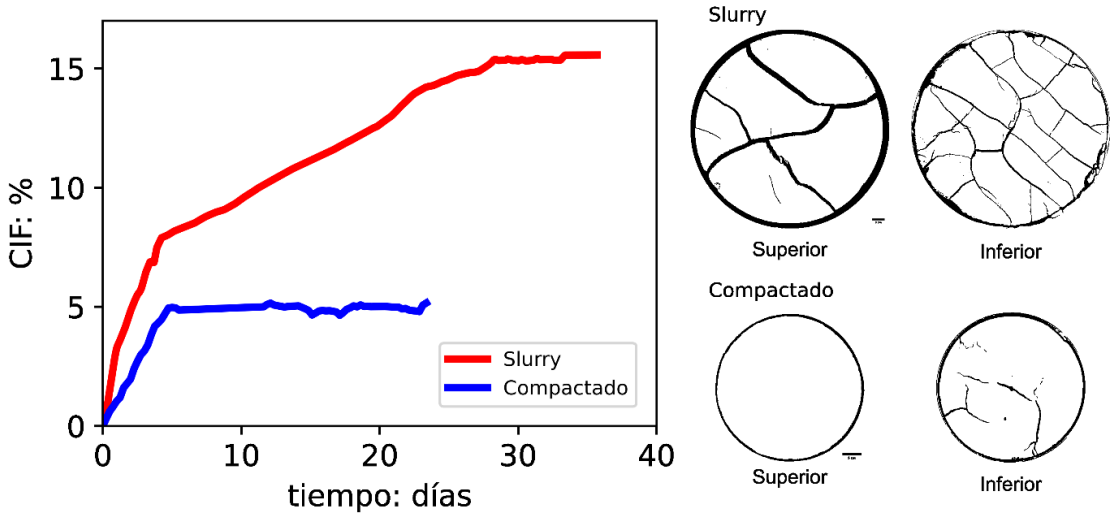


Figura 8. Evolución temporal del factor de intensidad de grietas en la superficie y estado final de las muestras en superficie (superior) y por debajo del geosintético (inferior).

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo forma parte de la tesis doctoral del primer autor, financiada con una beca AGAUR (Generalitat de Catalunya y Fondo social Europeo, 2021 FI_B2 00088). Los equipos experimentales se financiaron con un proyecto del Plan Nacional (BIA2017-82594-R) que incluía fondos FEDER. Los autores agradecen la contribución de dichas instituciones. Se agradece también la colaboración de la empresa Intermas Group.

REFERENCIAS

Cordero, J.A., Prat, P.C. and Ledesma, A., 2021. Experimental analysis of desiccation cracks on a clayey silt from a large-scale test in natural conditions. *Engineering Geology*, 292(June), p.106256. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106256.

Cuadrado, A., Najdi, A., Ledesma, A., Olivella, S. and Prat, P.C., 2022. THM analysis of a soil drying test in an environmental chamber: The role of boundary conditions. *Computers and Geotechnics*, 141, p.104495. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104495.

Intermas Group, 2019, INTERDRAIN GMG 412. *Ficha técnica del geocompuesto drenante*. Intermas Nets, S.A.

Khire, M. V.; Benson, C. H.; Bosscher, P. J., 1999. Field data from a capillary barrier and model predictions with UNSAT-H. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(6), pp. 518-527.

Lakshmikantha, M.R., Prat, P.C. and Ledesma, A., 2012. Experimental evidence of size effect in soil cracking. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(3), pp.264–284. https://doi.org/10.1139/T11-102.

Lakshmikantha, M.R.R., 2009. *Experimental and theoretical analysis of cracking in drying soils*. PhD Thesis. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, Barcelona, Spain.

Najdi, A., Encalada, D., Mendes, J., Prat, P.C. and Ledesma, A., 2023. Evaluating innovative direct and indirect soil suction and volumetric measurement techniques for the determination of soil water retention curves following drying and wetting paths. *Engineering Geology*, 322, p.107179. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2023.107179.

Peron, H., Hueckel, T., Laloui, L. and Hu, L.B., 2009. Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: experimental characterisation and mechanisms identification. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(10), pp.1177–1201. https://doi.org/10.1139/T09-054.

Tang, A.M. and Cui, Y.J., 2005. Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(1), pp.287–296. https://doi.org/10.1139/t04-082.

Tang, C.-S., Cui, Y.-J., Shi, B., Tang, A.-M. and Liu, C., 2011. Desiccation and cracking behaviour of clay layer from slurry state under wetting–drying cycles. *Geoderma*, 166(1), pp.111–118. https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2011.07.018.

Zornberg, J. G., Bouazza, A., & McCartney, J. S., 2010. Geosynthetic capillary barriers: current state of knowledge. *Geosynthetics International*, 17(5), pp.273–300.

DESARROLLO DE UN NUEVO ENSAYO A MEDIA ESCALA PARA CARACTERIZAR LA RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD DE SUELOS

Celestino GONZÁLEZ-NICIEZA[(1)], María Inmaculada ÁLVAREZ-FERNÁNDEZ[(1)*], Diego José GUERRERO-MIGUEL[(2)], María Elvira GARRIDO[(3)] y María Belén PRENDES-GERO[(2)]

[(1)] Grupo de Investigación DinRock. Departamento de Explotación y Prospección de Minas
Universidad de Oviedo
*inma@dinrock-uniovi.com

[(2)] Departamento de Construcción e Ingeniería de Fabricación
Universidad de Oviedo

[(3)] Departamento de Ingeniería de los Transportes y del Terreno
Universitat Politècnica de València (UPV)

RESUMEN

Se ha desarrollado un nuevo ensayo a media escala con el objetivo de caracterizar el comportamiento mecánico de suelos cohesivos bajo distintas condiciones de confinamiento, representativas de diversas problemáticas geotécnicas. Las muestras, de dimensiones 200 × 200 × 200 mm, se extraen directamente del terreno mediante un dispositivo tomamuestras especialmente diseñado, el cual también se emplea posteriormente durante la realización del ensayo. El tomamuestras consiste en una caja cúbica provista de biseles en sus aristas, los cuales facilitan su inserción en el terreno. Uno de los laterales de la caja es desmontable, lo que permite modificar las condiciones de contorno y, por tanto, adaptar el tipo de confinamiento a las necesidades experimentales. Una vez trasladada la muestra al laboratorio, esta puede someterse a dos modalidades de ensayo:(i) Carga axial confinada, en la cual se registran simultáneamente la carga aplicada y la deformación axial, simulando el comportamiento del suelo bajo una cimentación superficial y (ii) Carga axial con lateral abierto, donde se retira previamente uno de los paneles de la caja, reproduciendo las condiciones de un talud o un frente de excavación. Los resultados experimentales obtenidos se calibran mediante un modelo numérico implementado en FLAC 3D, con el propósito de determinar los parámetros de endurecimiento (hardening), cohesión y ángulo de fricción del material ensayado. Adicionalmente, la carga axial puede aplicarse de forma uniforme sobre toda la superficie superior de la muestra o de manera concentrada mediante un punzón de menor área, lo que permite analizar diferentes condiciones de trabajo. Como variante del procedimiento, se contempla la posibilidad de un confinamiento parcial, logrado mediante el uso de tornillos de ajuste que permiten un cierto grado de libertad de desplazamiento —y, por consiguiente, una menor rigidez— en las caras laterales del tomamuestras. Esta configuración facilita la simulación de condiciones intermedias entre el confinamiento total y el no confinado, ampliando el rango de estudio del comportamiento del suelo.

ABSTRACT

A new medium-scale test has been developed with the aim of characterizing the mechanical behavior of cohesive soils under different confinement conditions, representative of various geotechnical problems. The specimens, measuring 200 × 200 × 200 mm, are extracted directly from the ground using a specially designed sampling device, which is also used subsequently during the testing procedure. The sampler consists of a cubic box with beveled edges, which facilitate its insertion into the ground. One side of the box is removable, allowing modification of the boundary conditions and therefore enabling the confinement conditions to be adapted to the experimental requirements. Once the specimen is transported to the laboratory, it can be subjected to two testing configurations: (i) Confined axial loading, in which both the applied load and the axial deformation are recorded simultaneously, simulating the behavior of soil beneath a shallow foundation; and (ii) Axial loading with one lateral side open, where one of the box panels is removed beforehand, reproducing the conditions of a slope or excavation face. The experimental results obtained are calibrated using a numerical model implemented in FLAC3D, with the aim of determining the hardening parameters, cohesion, and friction angle of the tested material. Additionally, the axial load may be applied either uniformly over the entire upper surface of the specimen or locally through a smaller-area punch, allowing the analysis of different loading conditions. As a variation of the procedure, the possibility of partial confinement is also considered. This is achieved through the use of adjustment screws that allow a certain degree of lateral displacement—resulting in reduced stiffness—on the side faces of the sampler. This configuration makes it possible to simulate intermediate conditions between fully confined and unconfined states, thereby broadening the range of soil behavior that can be investigated.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Nuevo ensayo geotécnico (New geotechnical test), Comportamiento suelo confinado (Confined soil behaviour), Caracterización geomecánica (Geomechanic characterization).*

1. INTRODUCCIÓN

La interacción suelo–estructura desempeña un papel fundamental en el control de los asientos diferenciales y en la respuesta dinámica de los sistemas geotécnicos y estructurales (Lou *et al*., 2011; Najar *et al*., 2025). En este contexto, la caracterización precisa de la deformabilidad del suelo resulta esencial para el análisis de este tipo de problemas, ya que la rigidez del terreno condiciona su comportamiento frente a las cargas aplicadas (Reznik, 2007). Asimismo, el rango de deformaciones considerado durante la caracterización debe ser representativo del problema de ingeniería analizado, dado que la rigidez del suelo depende significativamente del nivel de deformación (Kokusho, 1980; Scholey *et al*., 1995).

Los parámetros de deformabilidad son, por tanto, clave para evaluar el comportamiento en servicio de estructuras geotécnicas, como cimentaciones, muros de contención o terraplenes, y para la estimación de asientos. No obstante, su determinación precisa presenta diversas dificultades (Yardim y Mustafa, 2015). Entre ellas destacan las limitaciones de los equipos de laboratorio convencionales, como el ensayo de columna resonante o el triaxial cíclico, que generalmente no permiten caracterizar en un único ensayo la degradación de la rigidez del suelo desde deformaciones muy pequeñas hasta niveles intermedios y elevados (Wang *et al*., 2017; Manafi, 2019). Aunque los ensayos de laboratorio aportan información relevante sobre el comportamiento de interfaces suelo–estructura (por ejemplo, en la interacción suelo–pilote bajo cargas cíclicas), no reproducen completamente la variabilidad de las condiciones *in situ* (Niazi y Mayne, 2016; Ouyang y Mayne, 2019). De igual modo, la determinación del módulo de corte *in situ*, parámetro clave para evaluar la rigidez del suelo, resulta difícil de estimar con precisión exclusivamente mediante ensayos de laboratorio (Wroth, 1984; Kurtulus y Stokoe, 2008).

En este sentido, los ensayos *in situ* constituyen una alternativa prometedora, ya que permiten medir directamente las propiedades del suelo bajo sus condiciones naturales de tensión, reduciendo el efecto de la alteración de las muestras y proporcionando resultados más representativos (Berardi y Lancellotta, 1991; Martin y Stimpson, 1994; Tokimatsu y Hosaka, 1986; Mayne, 2007; Ebrahimipour y Eslami, 2024).

Sin embargo, la interpretación de estos ensayos también presenta limitaciones. El módulo obtenido depende del estado tensional efectivo y de la historia de tensiones del suelo, factores que no pueden controlarse con precisión en campo. Además, las condiciones de ensayo, como el nivel de carga, las condiciones de drenaje o la orientación de la solicitación, pueden variar significativamente entre emplazamientos, dificultando la comparación de resultados. A ello se suma la escasez de valores de referencia bien documentados y la falta de claridad en la literatura sobre el tipo de módulo (por ejemplo, drenado o no drenado) (Lunne y Long, 2006; Ouyang *et al.*, 2026).

Tal como señaló Lacasse (1988), la diversidad de condiciones de ensayo dificulta la definición de un módulo único representativo. Dado que la rigidez del suelo aumenta con la tensión de confinamiento y presenta un comportamiento marcadamente no lineal incluso a pequeñas deformaciones, cualquier valor de módulo debe especificar claramente las condiciones de drenaje, el nivel tensional, el protocolo de carga y el rango de deformaciones considerado, así como su aplicabilidad en el diseño geotécnico. En todos los casos, el valor del módulo debe definirse junto con el rango de deformaciones, las condiciones de drenaje y el estado tensional, dada la naturaleza no lineal del comportamiento del suelo.

2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO PROPUESTO

Para solventar la problemática descrita en el apartado anterior se ha diseñado un nuevo tipo de ensayo a media escala, de forma que se reduce el efecto del tamaño de muestra sobre la representatividad de los ensayos de laboratorio y el efecto de la falta de control sobre las condiciones de ensayo de los ensayos *in situ*.

Se diseña y fabrica una caja de acero de forma cúbica de 200 mm de lado. Esta caja, provista de un bisel en cada una de las caras que conforman su base, se hinca *in situ* en el material a ensayar para extraer una muestra de dimensiones representativas y lo más inalterada posible (véase la Figura 1).



Figura 1. Caja tomamuestras con caras biseladas para facilitar el hincado y muestra recogida en campo.

Tal como se observa en la Figura 1, una de las caras laterales es extraíble para poder adaptarse a la configuración de ensayo requerida. Una vez en laboratorio y con la muestra perfectamente enrasada por ambas bases, se han definido dos posibles configuraciones de ensayo:

- Carga axial confinada: En este caso, el portamuestras se coloca sobre el plato inferior de una prensa universal de dimensiones adecuadas (en este caso se han utilizado unas placas de apoyo de 300 x 300 mm), y con un plato cuadrado auxiliar de 200 × 200 mm colocado en la base superior de la muestra, se transmite una carga axial de compresión progresivamente. Al mismo tiempo se mide el desplazamiento vertical experimentado por el material. Variando las dimensiones del plato auxiliar se podrían modificar las condiciones de ensayo para adaptarlas a distintas situaciones.
- Carga axial con lateral libre: Esta configuración se diferencia de la anterior en que, previamente a la ejecución del ensayo, se extrae una de las caras laterales del portamuestras para liberar una cara y permitir el desplazamiento horizontal del terreno ensayado. De esta forma, se puede evaluar el comportamiento de este material sometido a una carga vertical con libertad de deformación lateral en una de sus caras. Esta configuración de ensayo solo es viable si se tienen suelos con suficiente cohesión.

Existe también la posibilidad de realizar el ensayo con un confinamiento parcial. Para ello, la caja portamuestras se modifica de forma que la cara extraíble se fije a las adyacentes mediante tornillos. El ajuste de dichos tornillos permitirá una mayor o menor posibilidad de desplazamiento y, por tanto, permitirá regular el confinamiento.

Una vez obtenida la curva tensión-desplazamiento vertical del ensayo en cualquiera de las configuraciones descritas se procede a evaluar las propiedades del material ensayado mediante un proceso de calibración con el programa informático de cálculo por diferencias finitas FLAC3D. Para ello, con dicho programa, se ha creado una herramienta de análisis que permite simular este tipo de ensayo.

Se ha modelizado una caja de idénticas dimensiones a la del ensayo, sobre la que se aplica una carga creciente, de forma que se controla, en el modelo, la evolución de la tensión y el desplazamiento a lo largo del ensayo simulado, obteniéndose una curva como la representada en la Figura 2, que depende de las propiedades consideradas para el material simulado. En dicha simulación puede modificarse desde el modelo de comportamiento, escogiendo entre todos los disponibles en el software, hasta las propiedades resistentes y deformacionales asociadas a dicho modelo. En concreto, y como se comentará más adelante, para validar el ensayo en un caso de estudio se han aplicado los criterios "Mohr-Coulomb" y "*Double-yielding*".

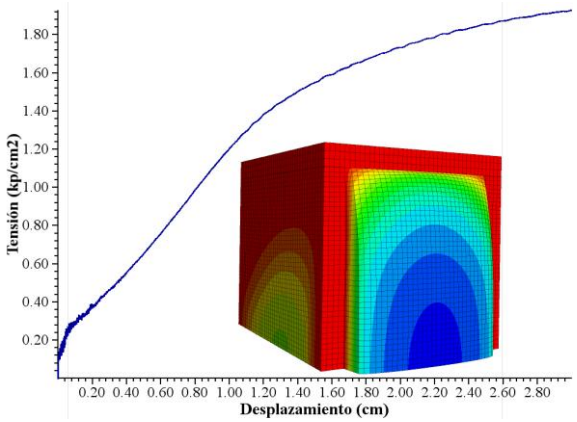


Figura 2. Resultados de la herramienta de apoyo para analizar los ensayos.

El proceso consiste en modificar iterativamente las propiedades que se introducen en la herramienta de análisis del ensayo hasta que la curva obtenida en el modelo presente un buen ajuste con la curva del ensayo real.

3. APLICACIÓN A UN CASO DE ESTUDIO

En este caso, el material a ensayar es una arcilla limosa que ha sido caracterizada, previamente por medios convencionales. En la Figura 3 se presenta su curva granulométrica.

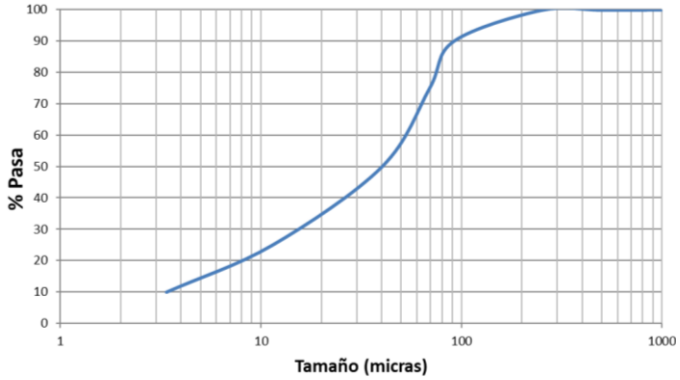


Figura 3. Curva granulométrica del material ensayado.

Las propiedades más representativas de este suelo se recogen en la Tabla 1. La resistencia a corte se ha obtenido mediante ensayos de corte directo en la modalidad consolidada y drenada.

Tabla 1. Propiedades representativas del material ensayado.

Humedad (%)	20,8
Peso específico de las partículas sólidas (kN/m^3)	26,1
Transmisividad (mm/s)	$8{,}11 \cdot 10^{-04}$
Cohesión (kPa)	73
Fricción (º)	20
Resistencia a corte con cisómetro (kPa)	160
Módulo de Young (MPa)	6

3.1. ENSAYOS EN MODALIDAD CONFINADA

Este tipo de ensayo resulta interesante, por ejemplo, si el material va a utilizarse como relleno, para simular su comportamiento en aquellas zonas en las que se encuentra confinado y sometido a una sobrecarga. Cabe señalar que, en este caso, se produjo la expulsión de agua durante las pruebas, tal y como puede verse en la Figura 4. En la misma figura se representa la curva tensión-desplazamiento vertical correspondiente al ensayo.

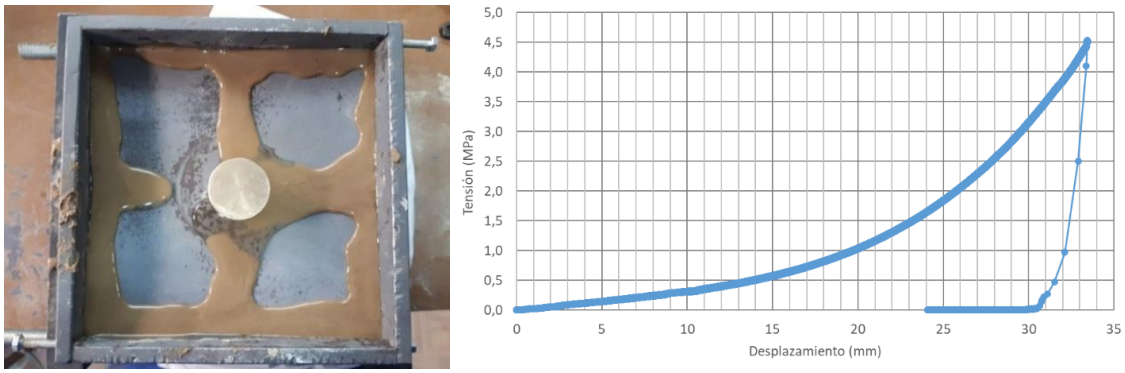


Figura 4. Expulsión de agua durante el ensayo y curva tensión-desplazamiento obtenida.

Para la calibración de propiedades con FLAC3D se ha considerado un modelo *double-yield* (doble fluencia). Este modelo está concebido para representar materiales en los que puede producirse una compactación irreversible significativa, además de la plastificación por cortante, como por ejemplo un relleno hidráulico o materiales granulares ligeramente cementados. El comportamiento de endurecimiento se activa por deformación plástica volumétrica y sigue una ley lineal por tramos definida en una tabla proporcionada por el usuario. Los módulos de deformación evolucionan a medida que se produce la deformación plástica de acuerdo con una ley especial definida en términos de un factor (R), que se considera constante y que se define como la relación entre el módulo de deformación volumétrico elástico y el módulo de deformación volumétrico plástico. La Figura 5 representa el ensayo real junto con las curvas obtenidas mediante dos ajustes con FLAC3D, correspondientes a dos leyes de endurecimiento del material diferentes.

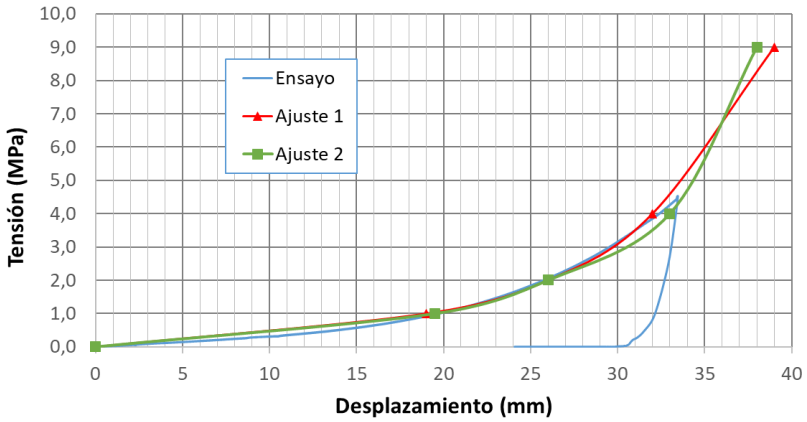


Figura 5. Curva real del ensayo (azul) y ejemplos de ajuste con la herramienta de análisis.

3.2. ENSAYOS EN MODALIDAD LATERAL LIBRE

Esta modalidad de ensayo es adecuada para multitud de aplicaciones, por ejemplo, el cálculo de taludes. En la Figura 6 se muestra una fotografía del ensayo junto con la gráfica tensión-desplazamiento vertical. Como puede verse, las tensiones máximas aplicadas son mucho menores que en la configuración confinada.

En este caso, se ha utilizado un criterio de rotura Mohr-Coulomb convencional para calibrar el ensayo y obtener las propiedades representativas del material, modificando cohesión, fricción y módulo de Young. El coeficiente de Poisson se ha mantenido constante, con un valor de 0,3. En la Figura 7 se presentan varias pruebas de ajuste junto con la curva del ensayo original. Como puede verse, las propiedades correspondientes al "Ajuste 3" permiten obtener una curva muy parecida a la del ensayo. En ese momento, se puede afirmar que las propiedades introducidas en la simulación reproducen bien el comportamiento real del material. Los valores correspondientes al "Ajuste 3" son una cohesión de 80 kPa, una fricción de 20º y un módulo de Young de 5,1 MPa. Estas propiedades son muy similares a las obtenidas por métodos convencionales (recogidas en la Tabla 1).

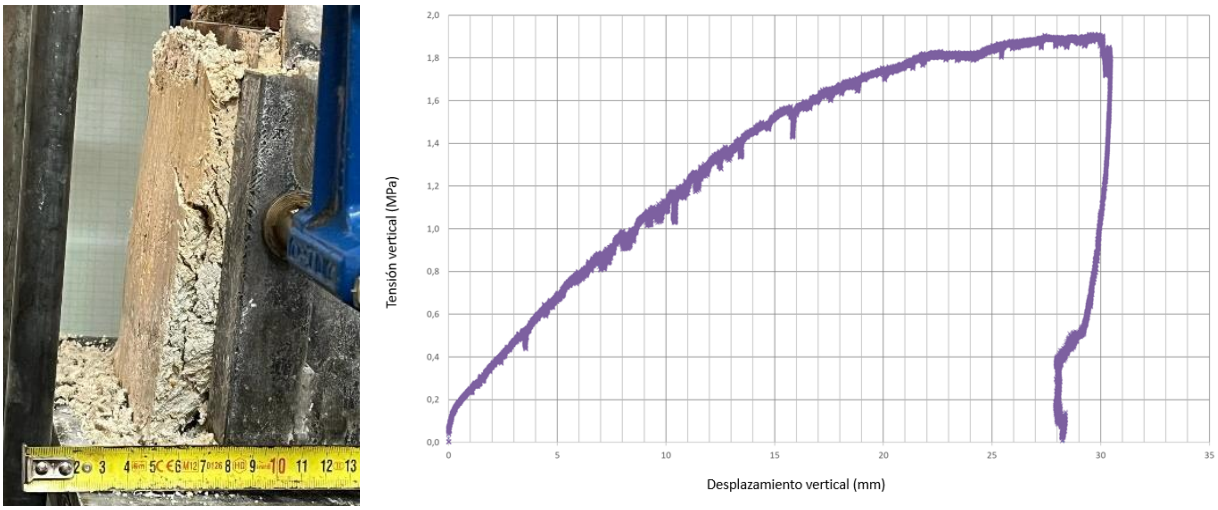


Figura 6. Curva tensión-desplazamiento del ensayo con lateral libre.

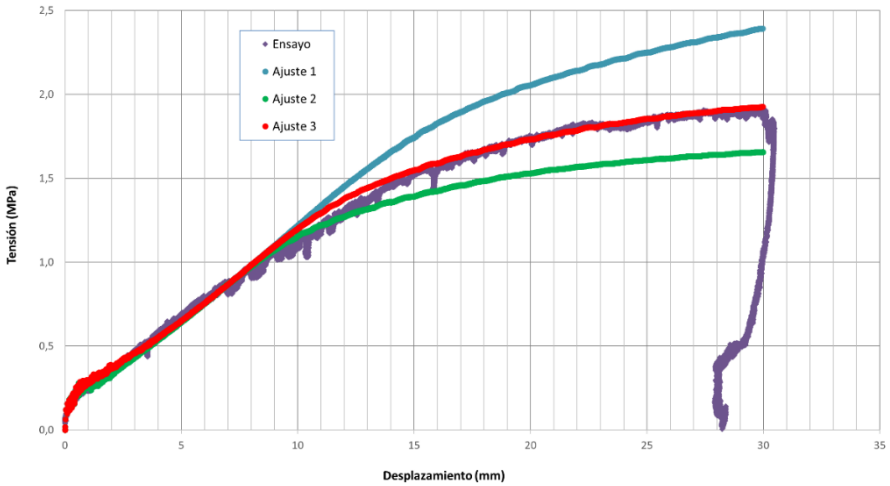


Figura 7. Curva real del ensayo (morada) y ejemplos de ajuste con la herramienta de análisis.

4. CONCLUSIONES

Se ha desarrollado un nuevo ensayo a media escala que permite caracterizar el comportamiento resistente y deformacional de suelos cohesivos mediante muestras extraídas directamente del terreno con un dispositivo tomamuestras específico. Este procedimiento reduce la alteración de la muestra y mejora la representatividad respecto a los ensayos convencionales de laboratorio.

El diseño del portamuestras, con una cara lateral desmontable y posibilidad de confinamiento parcial, permite reproducir diferentes condiciones de contorno representativas de diversas problemáticas geotécnicas, tales como el comportamiento del terreno bajo cimentaciones superficiales o en taludes y frentes de excavación.

La calibración mediante modelización numérica con FLAC3D ha demostrado ser una herramienta eficaz para interpretar los resultados experimentales y estimar los parámetros geomecánicos del material. El modelo *double-yield* reproduce adecuadamente el comportamiento observado en condiciones confinadas, mientras que el criterio de Mohr–Coulomb es adecuado para la configuración con lateral libre.

Los parámetros obtenidos mediante el ajuste numérico presentan buena concordancia con los valores obtenidos mediante ensayos convencionales, lo que valida el ensayo propuesto como herramienta complementaria para la caracterización geotécnica de estos materiales.

El procedimiento desarrollado permite analizar el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de confinamiento, ampliando el rango de estudio respecto a los ensayos de laboratorio tradicionales y constituyendo una herramienta útil para el estudio de problemas de interacción suelo–estructura. No obstante, se requieren estudios adicionales para validar su aplicabilidad en distintos tipos de suelos y condiciones.

REFERENCIAS

Berardi, R. y Lancellotta, R. (1991). Stiffness of granular soils from field performance. *Géotechnique*. 41 (1): 149–157.

Ebrahimipour, A., Eslami, A. (2024). Analytical study of piles behavior for marine challenging substructures. *Ocean Engineering*. 292, 116514.

Kokusho, T. (1980). Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. *Soils and Foundations*.20 (2): 45–60.

Kurtulus, C. y Stokoe, K.H. (2008). In Situ Measurement of Nonlinear Shear Modulus of Silty Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 134 (10): 1531–1540.

Lacasse, S. (1988). In-situ testing methods for evaluating soil stiffness and strength. Proc. *1st International Symposium on Penetration Testing (ISOPT-1)*, Vol. 1, pp. 77–94, Orlando.

Lou, M., Wang, H., Chen, X. y Zhai, Y. (2011). Structure–soil–structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 31 (12): 1724–1731.

Lunne, T. y Long, M. (2006). Review of long-term effects in cone penetration testing. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 43 (12): 1203–1218.

Manafi, M. (2019). Soil plasticity variability and its effect on soil classification. *Geotechnical Testing Journal*. 42 (2): 457–470.

Martin, C.D. y Stimpson, B. (1994). The effect of sample disturbance on laboratory properties of Lac du Bonnet granite. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31 (5): 692–702.

Mayne, P.W. (2007). In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. In: *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Taylor & Francis, London.

Najar, I.A., Ahmadi, R., Amuda, A.G., Mourad, R., Bendary, N.E., Ismail, I., Tang, S., et al. (2025). Advancing soil-structure interaction (SSI): a comprehensive review of current practices, challenges, and future directions. Journal of Infrastructure Preservation and Resilience 6 (1), 5.

Niazi, F.S. y Mayne, P.W. (2016). CPTu-based enhanced UniCone method for pile capacity. *Engineering Geology*. 212: 21–34.

Ouyang, Z., Mayne, P.W. (2019). Modified NTH method for assessing effective friction angle of normally consolidated and overconsolidated clays from piezocone tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 145 (10), 04019067.

Ouyang, Z., Feng, H., Yang, J., Gu, X., Shi, J. y Li, H. (2026). Interpretation of soil deformation characteristics based on in-situ test: A comprehensive review. Ocean Engineering. 352, 124508.

Reznik, Y.M. (2007). Deformation characteristics of soils and their role in soil–structure interaction analysis. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 44 (5): 179–186.

Scholey, G.K., Frost, J.D. y Wood, D.M. (1995). Strain-dependent stiffness of soils from laboratory testing. *Géotechnique*, Vol. 45 (3): 457–470.

Tokimatsu, K. y Hosaka, Y. (1986). Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand. *Soils and Foundations*, Vol. 26 (1): 53–64.

Wang, X.Z., Wang, X., Jin, Z.C., Zhu, C.Q., Wang, R., Meng, Q.S. (2017). Investigation of engineering characteristics of calcareous soils from a fringing Reef. *Ocean Engineering*. 134, 77–86.

Wroth, C.P. (1984). The interpretation of in-situ soil tests. *Géotechnique*, Vol. 34 (4): 449–489.

Yardım, Y. y Mustafaraj, E. (2015). Effects of soil settlement and deformed geometry on a historical structure. *Natural Hazards Earth System Sciences*. 15 (5), 1051–1059.

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EXPANSIVO DE LIMOS ARCILLOSOS DE ALTA PLASTICIDAD EN CONDICIONES TROPICALES: CASO MANABÍ, ECUADOR

Mariela MACÍAS[(1)*], Francisco TORRIJO[(2)], Olegario ALONSO[(3)] y Gabriela TORRES[(4)]

[(1)] Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas (FICA)
Universidad Central del Ecuador
*mjmaciasp@uce.edu.ec

[(2)] Centro de investigación en Arquitectura, Patrimonio y Gestión para el Desarrollo Sostenible (PEGASO). Universidad Politécnica de Valencia y Universidad Central del Ecuador

[(3)] Facultad de Geología, Minas, Petróleo y Ambiental (FIGEMPA)

[(4)] GEOTOP Equatorial Consulting

RESUMEN

La caracterización y estabilización de los suelos expansivos constituye un desafío recurrente para la ingeniería geotécnica, debido a la compleja relación entre sus propiedades intrínsecas, los procesos de formación y las condiciones ambientales. En la provincia de Manabí (Ecuador), los depósitos de suelos expansivos presentan comportamientos tenso-deformacionales marcados por ciclos extremos de lluvia y sequía, acentuados por los efectos del cambio climático. Estos procesos generan expansiones y contracciones volumétricas que afectan infraestructuras, cultivos y asentamientos. En la primera fase de esta investigación se recolectaron muestras a lo largo de la carretera estatal E-38 para su análisis físico y mecánico. Los resultados descartaron la hipótesis de una arcilla expansiva pura, identificando en cambio limos arcillosos de alta plasticidad (MH), según la clasificación de Casagrande. Sin embargo, la hidrometría reveló un contenido promedio de 40% de fracción arcillosa, confiriendo a estos suelos un alto a muy alto potencial de expansión (68–195%), un esfuerzo de expansión de hasta 1,54 kg/cm² y límites de contracción entre 10% y 14%. Estos hallazgos evidencian un comportamiento volumétrico complejo, justificando el desarrollo de una segunda fase orientada al análisis de las trayectorias tensionales y su influencia en la respuesta geotécnica del suelo.

ABSTRACT

The characterization and stabilization of expansive soils is a recurring challenge for geotechnical engineering, due to the complex relationship between their intrinsic properties, formation processes, and environmental conditions. In the province of Manabí (Ecuador), expansive soil deposits exhibit stress-strain behavior marked by extreme cycles of rain and drought, accentuated by the effects of climate change. These processes generate volumetric expansions and contractions that affect infrastructure, crops, and settlements. In the first phase of this research, samples were collected along the E-38 state highway for physical and mechanical analysis. The results ruled out the hypothesis of pure expansive clay and identified highly plastic clayey silts (MH) according to Casagrande's classification. However, hydrometry revealed an average clay fraction content of 40%, giving these soils a high to very high expansion potential (68–195%), an expansion stress of up to 1.54 kg/cm², and contraction limits of 10% and 14%. These findings reveal complex volumetric behavior, justifying the development of a second phase focused on analyzing stress trajectories and their influence on the geotechnical response of the soil.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Suelos expansivos (Expansive soils), Comportamiento tenso-deformaciona (Stress-strain behavior), Comportamiento volumétrico (Volumetric behavior).*

1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería geotécnica, en la actualidad, se enfrenta a importantes desafíos en zonas donde se desarrollan suelos expansivos debido a que se trata de materiales cohesivos cuyo volumen puede variar bruscamente ante cambios en el contenido de agua/humedad. Este comportamiento se relaciona especialmente con la presencia de minerales arcillosos como la montmorillonita, los cuales son capaces de generar presiones de expansión que pueden alcanzar valores del 1,0 a 1,5 kg/cm², superando en muchos casos las cargas de diseño consideradas en proyectos de infraestructura (Nelson y Miller, 1992; Nelson et al., 2015; Macías-Párraga et al., 2025). Aunque la literatura clásica vincula la expansividad principalmente con arcillas puras, investigaciones recientes evidencian que los limos arcillosos de alta plasticidad (clasificados como tipo MH), característicos de regiones tropicales, presentan comportamientos complejos, con variaciones significativas en permeabilidad y en las trayectorias de transferencia de esfuerzos, especialmente bajo ciclos humedad–sequía propios del litoral ecuatoriano (Ikeagwuani y Nwonu, 2019; Macías-Párraga et al., 2025).

En la provincia de Manabí (Ecuador), el impacto socioeconómico asociado a estos suelos es considerable. En cantones como Rocafuerte, Tosagua y Chone, los procesos cíclicos de expansión y contracción han provocado daños recurrentes en la carretera E-38, así como afectaciones en viviendas y suelos agrícolas, generando devaluación del patrimonio familiar, fallas prematuras en obras públicas y un incremento sostenido de los costos estatales de mantenimiento vial (MTOP, 2013; MTOP, 2016; Mora Zabala, 2013; Zambrano Moreira, 1986). A escala regional, estudios desarrollados en Colombia, Perú y Ecuador señalan que la variabilidad climática, combinada con condiciones geológicas particulares como la presencia de vertisoles y materiales de origen volcánico intensifica la aparición de agrietamientos en cimentaciones, pavimentos y obras hidráulicas, elevando significativamente los costos de reparación y rehabilitación (Hoyos et al., 2012; Macías-Párraga et al., 2025).

Estudios como los citados revelan discrepancias importantes entre la práctica local y la evidencia experimental. En muchos proyectos, los diseños geotécnicos asumen condiciones de estabilidad basadas en identificaciones visuales o ensayos empíricos simplificados. Sin embargo, resultados experimentales procedentes de investigaciones recientes, así como de información técnica del Ministerio de Transportes y Obras Públicas del Ecuador (MTOP) evidencian expansiones volumétricas que oscilan entre el 68 % y el 195 % y límites de contracción del 10 % al 14 %. Estos valores se ven intensificados por los efectos del cambio climático y la falta de control hidrométrico preciso (MTOP, 2016; Chicaiza y Oña, 2018; Macías-Párraga et al., 2025).

En este contexto, el objetivo principal de la investigación es caracterizar el comportamiento tenso-deformacional de los limos arcillosos MH presentes en la zona de influencia de la mencionada carretera nacional E-38, bajo condiciones tropicales, propias de la provincia de Manabí, mediante análisis físicos, mecánicos y volumétricos. Con ello se busca generar bases técnicas para el diseño de infraestructuras resilientes, orientar técnicas de estabilización y sustentar nuevas fases de investigación enfocadas en analizar trayectorias tensionales y succión (ASTM, 2023; Macías-Párraga et al., 2025).

2. METODOLOGÍA

2.1. ÁREA DE ESTUDIO

La investigación se desarrolló en la provincia de Manabí, Ecuador, exactamente en el corredor de influencia de la carretera estatal E-38, que conecta a los cantones Rocafuerte, Tosagua y Chone. Esta región presenta condiciones tropicales con una notable estacionalidad en relación a la humedad (periodos de sequía y lluvias), la cual propicia ciclos de expansión-contracción. El área de estudio presenta un clima tropical con temperaturas medias entre 25 °C y 28 °C y un régimen de precipitación estacional con distribución bimodal. Al tratarse de una zona costera está también sujeta a la afectación por los fenómenos de El Niño, incrementándose la recarga hídrica del perfil y las precipitaciones, y La Niña, donde se incrementan los periodos secos y las condiciones de mayor succión. Esto favorecería los procesos de contracción y, consecuentemente, la fisuración del suelo.

De enero a mayo se presenta el periodo de invernal donde las precipitaciones son altas, superando comúnmente los 1.000 a 1.500 mm anuales en promedio, causando saturación en el suelo e hinchamiento de la subrasante de la carretera, mientras que, en los meses restantes, de junio a diciembre, el periodo de verano presenta déficits hídricos severos que provocan la retracción del suelo y el comienzo de grietas de tensión profundas.

En estos climas tropicales, la zona activa tiende a ser más profunda que en otras zonas ya que existe una intensa infiltración del agua y una evaporación superficial progresiva durante las lluvias. El espesor del perfil de terreno afectado va a depender del contenido de agua en superficie y la succión de los materiales si cambia de lluvia a sequía. Este conocimiento es fundamental para el diseño de cimentaciones y carreteras, debido a que, si la zona activa es muy profunda la subrasante vial puede llegar a experimentar asentamientos diferenciales y levantamientos.

Esta variabilidad estacional que sufre el terreno provoca un comportamiento tenso-deformacional cíclico en infraestructuras viales y cimentaciones de la zona actúa como un material altamente inestable ante el cambio de volumen (al ser un limo de alta plasticidad tipo MH). En la Figura 1 se muestran los puntos de muestreo que se codificaron y georreferenciaron, registrando características del entorno y condiciones superficiales.

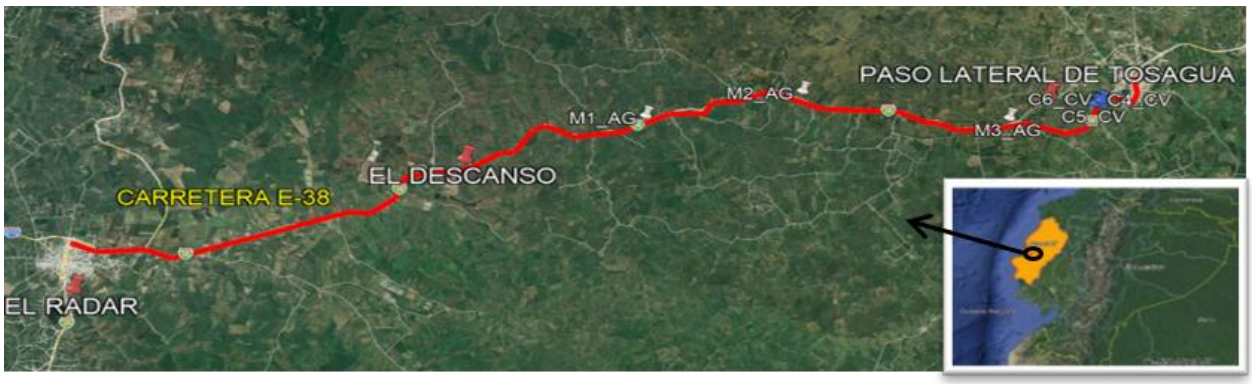


Figura 1. Mapa situación con indicación de los puntos de muestreo (base cartográfica: Google Earth, 2025).

2.2. ESTRATEGIA DE MUESTREO Y CARACTERIZACIÓN INICIAL

A lo largo de la carretera E-38 se tomaron muestras representativas en diferentes puntos como en el paso lateral de Tosagua, El Descanso y El Radar (Figura 1) seleccionados a través de una inspección detallada en campo y aplicando criterios geotécnicos diferenciados para cada punto. Las muestras recolectadas fueron tanto alteradas como inalteradas y a diferentes profundidades, todas dentro del estrato fino objeto de estudio, en un rango de 0,0 a 1,5 metros de profundidad.

La caracterización inicial se orientó a definir la naturaleza del material y su clasificación geotécnica, mediante ensayos físicos que incluyeron contenido de humedad, límites de Atterberg (Límite Plástico y Líquido) y análisis granulométrico, lo que permitió realizar la clasificación según el sistema SUCS (Ortiz, 2026).

2.3. ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN Y MINERALOGÍA

La caracterización inicial se fundamentó en ensayos de clasificación y determinación mineralógica para establecer el tipo de suelo y su potencial expansivo. La distribución granulométrica se determinó mediante hidrómetro de acuerdo con ASTM D422. Los límites de Atterberg se adquirieron conforme a ASTM D4318.

La información proveniente de estos ensayos permite establecer la categoría geotécnica del material con criterios normalizados, comparar la variabilidad entre estaciones de muestreo y sustentar la selección de muestras representativas para los análisis mecánicos y volumétricos posteriores, especialmente aquellos vinculados al comportamiento de expansión–contracción bajo ciclos de humedad y sequía.

2.4. ENSAYOS

Dado que el objetivo central del estudio es cuantificar el comportamiento volumétrico, la respuesta expansión–contracción se evaluó mediante ensayos edométricos y pruebas índices, reproduciendo condiciones de saturación y variación de humedad representativas del entorno tropical.

Los ensayos se dividieron en dos partes que permitieron analizar y conseguir diferentes datos: (i) Ensayos de clasificación e identificación para describir el material y (ii) ensayos edométricos y pruebas índices para cuantificar la respuesta volumétrica (expansión–contracción) bajo condiciones de humectación/secado propias del entorno tropical.

Para obtener las características físicas de las muestras se determinaron: contenido de humedad, gravedad específica de sólidos (ASTM D854), distribución granulométrica por tamizado y sedimentación/hidrómetro (ASTM D6913 y ASTM D7928), límites de Atterberg (ASTM D4318) y clasificación SUCS (ASTM D2487).

Y para las características mecánicas y volumétricas se hizo mediante consolidación unidimensional en edómetro (ASTM D2435/D2435M) y ensayos de hinchamiento unidimensional para estimar deformación de expansión y presión de hinchamiento (ASTM D4546). Como índice adicional de susceptibilidad expansiva se estimó el índice de expansión (ASTM D4829). La contracción se evaluó mediante el límite de contracción (ASTM D427 o, alternativamente, ASTM D4943).

2.5. ANÁLISIS ESTADÍSTICO Y TRATAMIENTO DE DATOS

Los resultados de campo y laboratorio se consolidaron en una única base por sitio, punto y profundidad, verificando unidades y rangos entre ensayos. Para el análisis se aplicó estadística descriptiva a los parámetros de clasificación e índices (humedad, límites de Atterberg, IP, fracción fina/arcillosa, gravedad específica, etc.) y a los ensayos vinculados a expansión–contracción (índices/porcentajes de hinchamiento, presión de hinchamiento, límite/índice de contracción, según corresponda). La interpretación se apoyó con tablas resumen, gráficos comparativos (barras y dispersión), y perfiles por profundidad para identificar tendencias verticales y diferencias entre sitios. Se evaluó la relación entre propiedades índice y respuesta expansiva mediante correlaciones (preferentemente Spearman cuando la relación no es lineal) y comparación cruzada campo–laboratorio, reportando las tendencias más representativas y las variables con mayor influencia en el comportamiento observado.

2.6. LIMITACIONES METODOLÓGICAS

Este estudio presenta limitaciones relacionadas con la sensibilidad de las muestras a disturbios durante la extracción, recorte, transporte o desecación, lo que puede alterar su estructura y succión inicial y afectar especialmente los ensayos de hinchamiento. Además, las muestras se obtuvieron únicamente a lo largo de la carretera E-38, por lo que los resultados no necesariamente representan las condiciones geotécnicas de toda la provincia de Manabí.

Otra limitación corresponde a la representatividad espacial y experimental del estudio. Aunque los puntos de muestreo se seleccionaron con criterio geotécnico, la heterogeneidad lateral del suelo y la profundidad máxima de muestreo de 1.5 m pueden implicar variaciones no capturadas. Asimismo, los ensayos se realizaron en condiciones de laboratorio y no se determinó la curva característica suelo-agua (SWCC), lo que limita el análisis detallado de la relación succión-humedad, que será objeto de una investigación futura.

3. RESULTADOS

3.1. INDICADORES INDIRECTOS DE EXPANSIVIDAD

3.1.1. ÍNDICE DE ACTIVIDAD DE SKEMPTON (A)

$$A = \frac{IP}{\%<2\mu m\ (arcilla)} \tag{1}$$

Tabla 1. Datos de los límites de Atterberg y porcentaje de arenas en cada sitio (Ortiz, 2026).

DATOS - Santiago Ortiz							
Lugar	**Muestra**	**LL (%)**	**LP (%)**	**IP (%)**	**% arcilla**	**IP/% arcilla**	**Tipo de arcilla**
El Descanso	1	78	38	40	49.9	0.80	Normal
	2	70	45	25	47.5	0.53	Inactiva
	3	70	42	28	46.8	0.60	Inactiva
Paso lateral	1	76	40	36	48.5	0.74	Inactiva
	2	85	40	45	45.4	0.99	Normal
	3	83	43	40	42.2	0.95	Normal
El Radar	1	82	40	42	43.8	0.96	Normal
	2	58	39	19	36.7	0.52	Inactiva
	3	53	31	22	34.6	0.64	Inactiva
	4	59	37	22	36.9	0.60	Inactiva

Tabla 2. Datos de los límites de Atterberg y porcentaje de arenas en cada sitio – Datos de UPN.

DATOS – UPV							
Lugar	**Muestra**	**LL (%)**	**LP (%)**	**IP (%)**	**% arcilla**	**IP/% arcilla**	**Tipo de arcilla**
El Descanso	3	78.3	39.3	39	65.7	0.59	Inactiva
Paso Lateral	3	79.4	38.7	40.7	50.9	0.80	Normal
El Radar	2	68.9	36.8	32.1	50.9	0.63	Inactiva
	3	68.9	36.8	32.1	50.9	0.63	Inactiva

Como se observa en la Tabla 1 y 2, en el sitio de investigación predominan arcillas inactivas, en el Descanso y el Radar en ambas tablas predomina arcillas inactivas que pueden ser caolinitas o mezclas con pocos minerales expansivos, mientras que en el Paso lateral predominan arcillas Normales que pueden ser illitas. Esta diferenciación es relevante porque apunta a que, aún dentro de una misma clasificación SUCS (MH), existen variaciones en la relación IP–%arcilla que pueden traducirse en respuestas expansivas distintas, especialmente cuando se combinan con la humedad natural relativa respecto a los límites de Atterberg. Sin embargo, no se encontraron arcillas activas (esmectitas, montmorillonita).

3.1.2. RELACIÓN ENTRE HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE ATTERBERG

$$\frac{\mathrm{w}}{LP} \; y \; \frac{\mathrm{w}}{LL} \tag{2}$$

En la Tablas 3 y 4, se muestra la relación entre los límites de Atterberg y el contenido de agua, los cuales permiten caracterizar el estado de consistencia in situ. Se evidencia que el suelo muestra un comportamiento diferenciado por sitio: en El Descanso y Paso Lateral predominan valores w/LP < 1, indicando condiciones más secas que el límite plástico (w < LP); mientras que en El Radar se registran valores w/LP > 1, lo que ubica a las muestras en un estado plástico (LP < w < LL). Adicionalmente, los valores de w/LL se mantienen por debajo de 1 en todas las muestras, confirmando que el material no alcanza condiciones próximas al límite líquido y, por tanto, no corresponde a un estado de consistencia fluida.

Tabla 3. Datos de los límites de Atterberg y porcentaje de contenido de agua en cada sitio (Ortiz, 2026).

DATOS - Santiago Ortiz								
Lugar	**Muestra**	**LL (%)**	**LP (%)**	**Contenido de agua (%)**	**w/LP**	**Condición**	**w/LL**	**Condición**
El Descanso	1	78	38	28.5	0.75	Suelo más seco	0.37	Suelo húmedo
	2	70	45	35.4	0.79	Suelo más seco	0.51	Suelo relativamente seco
	3	70	42	32.3	0.77	Suelo más seco	0.46	Suelo húmedo
Paso lateral	1	76	40	38	0.95	Suelo más seco	0.50	Suelo relativamente seco
	2	85	40	37.2	0.93	Suelo más seco	0.44	Suelo relativamente seco
	3	83	43	36.3	0.84	Suelo más seco	0.44	Suelo húmedo
El Radar	1	82	40	44.3	1.11	Suelo plástico	0.54	Suelo húmedo
	2	58	39	47.6	1.22	Suelo plástico	0.82	Suelo húmedo
	3	53	31	36.1	1.16	Suelo plástico	0.68	Suelo húmedo
	4	59	37	48.5	1.31	Suelo plástico	0.82	Suelo relativamente seco

Tabla 4. Datos de los límites de Atterberg y porcentaje de contenido de agua en cada sitio – Datos de UPV.

DATOS – UPV								
Lugar	**Muestra**	**LL (%)**	**LP (%)**	**Contenido de agua (%)**	**w/LP**	**Condición**	**w/LL**	**Condición**
El Descanso	3	78.3	39.3	34.4	0.88	Suelo más seco	0.44	Suelo relativamente seco
Paso Lateral	3	79.4	38.7	30.8	0.80	Suelo más seco	0.39	Suelo relativamente seco
El Radar	2	68.9	36.8	43.3	1.18	Suelo plástico	0.63	Suelo húmedo
	3	68.9	36.8	43.3	1.18	Suelo plástico	0.63	Suelo húmedo

3.2. COMPARACIONES (ENTRE LOS DISTINTOS AFLORAMIENTOS Y LA PROFUNDIDAD)

3.2.1. PROFUNDIDAD VS CONTENIDO DE HUMEDAD

La Figura 2 muestra la variación del contenido de humedad (w) con la profundidad para cada sitio, mostrando tres puntos de medición por perfil a excepción del radar que presenta cuatro. En conjunto, los resultados evidencian que El Radar presenta los valores más altos de humedad en los intervalos evaluados, mientras que El Descanso registra los valores más bajos; Paso Lateral se ubica en un rango intermedio.

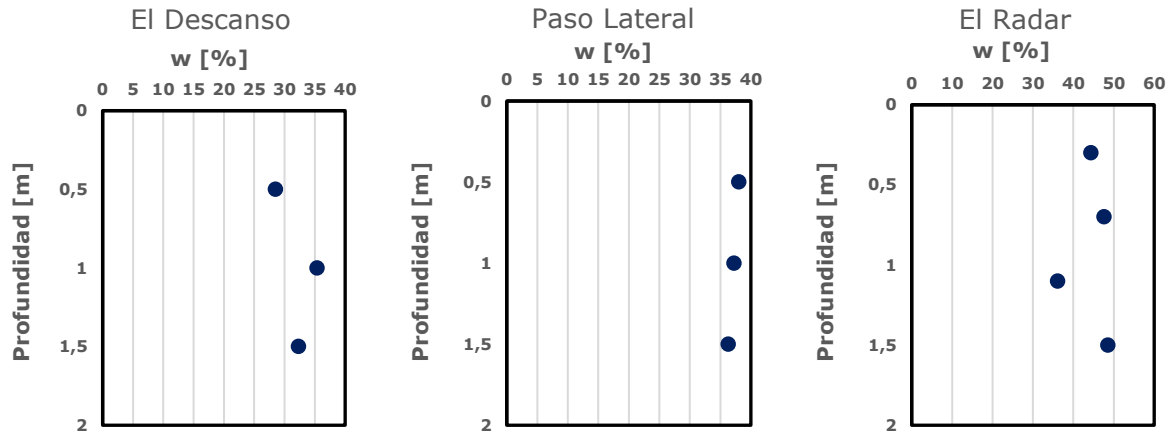


Figura 2. Profundidad vs contenido de humedad – El Descanso, Paso Lateral y El Radar.

3.2.2. PROFUNDIDAD VS LÍMITES DE ATTERBERG

Los resultados obtenidos de los ensayos de Límites de Atterberg se presentan en los gráficos de la Figura 3.

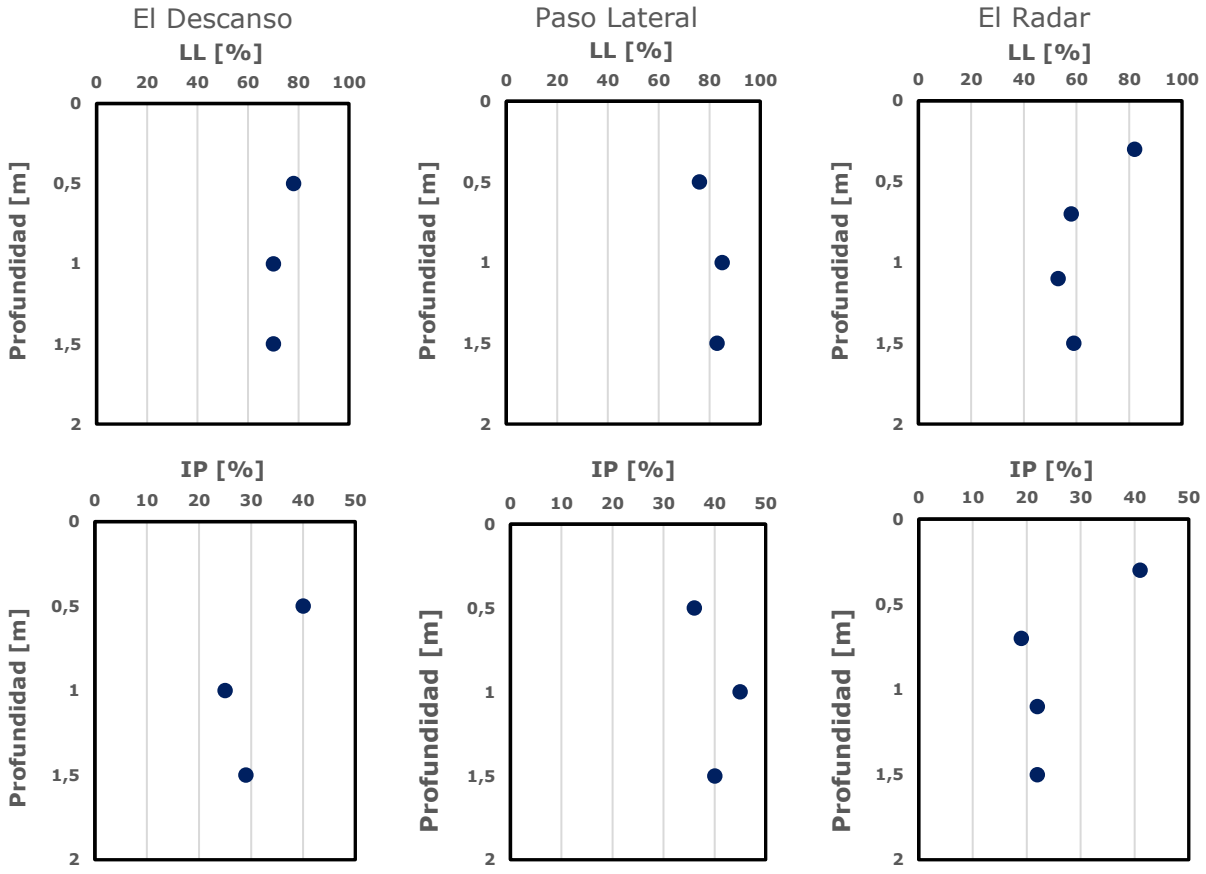


Figura 3. Profundidad vs Límites de atterberg – El Descanso, Paso Lateral y El Radar.

En estos gráficos se observa que, en el sitio El Descanso los puntos de LL se concentran en valores altos (cercanos a 70–80%) y los de IP se ubican entre el rango medio–alto; en Paso Lateral, los puntos de LL se distribuyen entre aproximadamente 75–85% y los de IP entre valores medios y altos; finalmente, en El Radar los puntos de LL aparecen más dispersos (desde valores cercanos a 50% hasta superiores a 80%) y los de IP incluyen un valor bajo y otros en el rango intermedio.

3.2.3. PROFUNDIDAD VS EXPANSIÓN LIBRE

Los valores experimentales obtenidos se presentan en la Figura 4 mostrando la variación de la expansión libre (EL) con la profundidad para los tres sitios. El Descanso concentra los valores más altos de EL, Paso Lateral presenta valores similares, pero más uniformes a lo largo del perfil, y El Radar muestra los valores más bajos, con una tendencia general decreciente hacia mayores profundidades.

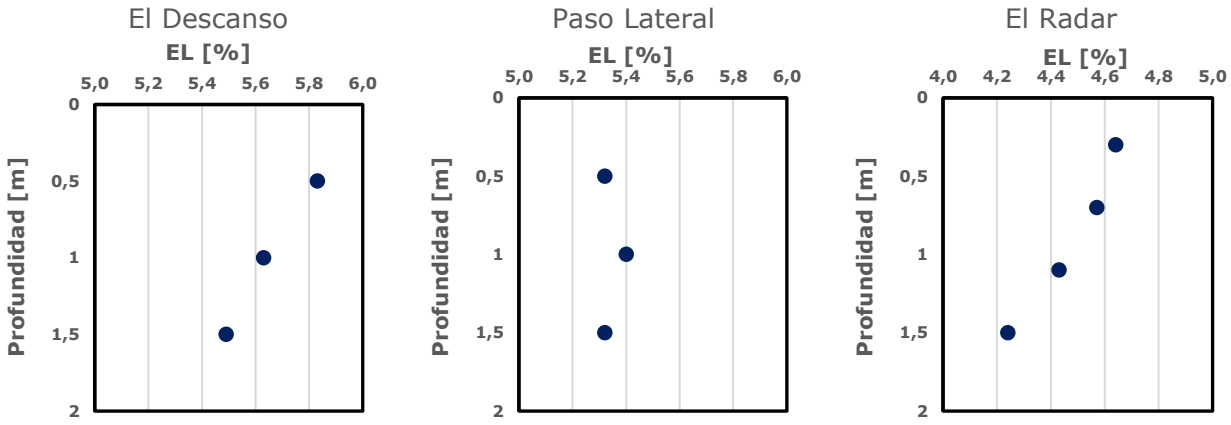


Figura 4. Profundidad vs Expansión Libre – El Descanso, Paso Lateral y El Radar.

3.3. CORRELACIONES (MÉTODO ESTADÍSTICO – SPEARMAN)

Para evaluar la relación entre la expansión libre (EL) y las variables índices del suelo en Manabí, se aplicó un análisis de correlación no paramétrica de Spearman (ρ), adecuado para muestras pequeñas y para relaciones monotónicas sin exigir normalidad en los datos. Para cada par de variables (EL vs X) se calculó el coeficiente ρ y su significancia estadística (p) con contraste bilateral, considerando n = 10 observaciones emparejadas. De manera complementaria, se reportó también la correlación de Pearson (r) y su p-valor, como referencia para relaciones lineales, manteniendo el mismo conjunto de datos y criterio de emparejamiento.

En la Tabla 8 se presentan las correlaciones entre la expansión libre (EL) y variables índices del suelo mediante Spearman (ρ) y, de forma complementaria, Pearson (r), con n = 10 observaciones. Los resultados muestran asociaciones negativas fuertes entre EL y el estado hídrico relativo: w/PL ($\rho = -0.917$, $p < 0.001$; $r = -0.970$, $p < 0.001$) y w (%) ($\rho = -0.932$, $p < 0.001$; $r = -0.821$, $p = 0.004$). Asimismo, se obtiene una correlación positiva significativa entre EL y el porcentaje de arcilla (<2 μm) ($\rho = 0.767$, $p = 0.010$; $r = 0.893$, $p < 0.001$).

En contraste, PL ($\rho = 0.194$, $p = 0.591$), LL ($\rho = 0.046$, $p = 0.899$), IP ($\rho = 0.153$, $p = 0.674$) y la actividad de Skempton ($\rho = -0.011$, $p = 0.976$) no presentan asociaciones estadísticamente significativas con EL bajo Spearman. Para w/LL, se observa una correlación negativa moderada ($\rho = -0.617$) con $p = 0.057$ (no significativa al 5%), mientras que Pearson indica una asociación negativa significativa ($r = -0.884$, $p < 0.001$).

Tabla 5. Correlación Sperman - Pearson - Datos de Santiago Ortiz.

Variable (X)	Spearman rho	p (Spearman)	Pearson r	p (Pearson)	n	p APA (Spearman)	p APA (Pearson)
w/PL	-0.917	0.000192	-0.970	0.000004	10	< .001	< .001
PL	0.194	0.590501	0.609	0.061732	10	0.591	0.062
% Arcilla (<2μm)	0.767	0.009642	0.893	0.000504	10	0.01	< .001
w/LL	-0.617	0.057262	-0.884	0.000693	10	0.057	< .001
w (%)	-0.932	0.000085	-0.821	0.003567	10	< .001	0.004
LL (%)	0.046	0.898630	0.632	0.050156	10	0.899	0.05
IP (%)	0.153	0.673770	0.504	0.137373	10	0.674	0.137
A (Skempton)	-0.011	0.976149	0.224	0.534513	10	0.976	0.535

4. DISCUSIÓN

4.1. INDICADORES INDIRECTOS DE EXPANSIVIDAD

4.1.1. ÍNDICE DE ACTIVIDAD DE SKEMPTON (A)

Los valores del índice de actividad de Skempton están entre 0.52 y 0.99. Esto significa que las arcillas tienen una actividad inactiva a normal. Aunque esto no nos dice directamente qué mineral es, nos da una idea de qué tipo de minerales hay. Si el valor es menor que 1.25, es probable que las arcillas estén formadas principalmente por caolinita e illita, que son minerales con poca o moderada actividad. Por lo tanto, según Skempton, no hay una arcilla altamente activa que domine el comportamiento general, aunque es posible que haya pequeñas cantidades de esmectitas presentes que no afectan significativamente el índice global.

Esta condición tiene influencia en la expansión, ya que, no está controlada por la actividad de los minerales. Entonces, la forma en que se produce el hinchamiento depende más de factores relacionados con el agua y la mecánica. Los factores clave son el contenido de agua en comparación con el límite plástico, los cambios entre períodos húmedos y secos que ocurren en climas tropicales, y la estructura del suelo, incluyendo cómo se organizan sus partículas y cómo se comporta bajo diferentes condiciones de presión.

4.1.2. RELACIÓN ENTRE HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE ATTERBERG

Las relaciones w/LP y w/LL permitieron una lectura indirecta del estado hídrico in situ. En los resultados, El Descanso y Paso Lateral presentan w/LP < 1 (≈ 0.75–0.95), lo que indica que el suelo se encontraba más seco que el límite plástico. En este escenario, el material posee mayor margen para incrementar su contenido de agua y, por tanto, es razonable interpretar un mayor potencial de expansión al humedecerse, sin necesidad de cuantificar succión.

En cambio, El Radar muestra w/LP > 1 (≈ 1.11–1.31; 1.18 en UPV), es decir, un suelo ya en estado plástico, donde el humedecimiento adicional suele traducirse en menor expansión incremental y más bien en cambios de consistencia (mayor deformabilidad). Asimismo, los valores de w/LL < 1 (≈ 0.37–0.82) confirman que ninguna muestra está próxima al límite líquido; por ello, para discutir expansividad en este conjunto, el indicador más sensible es w/LP, porque PL marca el umbral de transición relevante para activar el hinchamiento ante ingreso de agua.

4.2. COMPARACIONES (ENTRE LOS SITIOS Y LA PROFUNDIDAD)

4.2.1. PROFUNDIDAD VS CONTENIDO DE HUMEDAD

En esta comparación profundidad–contenido de agua/humedad se observa un patrón claro por sitio. El Radar registra los mayores contenidos de agua en todo el perfil (44.3–48.5%), mientras que El Descanso presenta los menores (28.5–35.4%) y Paso Lateral valores intermedios (36.3–38.0%). En términos de expansividad, esto implica que los sitios más secos (El Descanso y, en menor medida, Paso Lateral) tienen mayor margen para aumentar humedad y, por tanto, mayor potencial de hinchamiento por humedecimiento, mientras que El Radar, al estar más húmedo, tendería a mostrar menor expansión incremental y mayor tendencia a deformarse bajo cambios de consistencia.

Con la profundidad, El Descanso y Paso Lateral muestran variación moderada y sin tendencia monótona fuerte; en cambio, El Radar mantiene humedades altas y relativamente estables, consistente con un ambiente de mayor retención de agua. Este contraste apoya que la expansividad en el corredor estudiado no depende solo del IP, sino también del estado hídrico inicial del perfil.

4.2.2. PROFUNDIDAD VS LÍMITES DE ATTERBERG

La comparación de LL e IP con la profundidad muestra que El Descanso y Paso Lateral mantienen valores altos de plasticidad a lo largo del perfil (LL ~70–85% e IP ~25–45%), mientras que El Radar presenta una mayor variabilidad, con un tramo de menor IP (~19–22%) y un valor superficial alto (IP ~42%). En términos de expansividad, esta diferencia es relevante porque IP y LL controlan la capacidad de retención de agua y el rango de consistencia del material, y suelen asociarse con mayor propensión al hinchamiento cuando el suelo se humedece, especialmente en suelos MH de alta plasticidad.

Al contrastarlo con los resultados de expansión libre, el patrón es coherente a nivel de sitio: El Descanso y Paso Lateral, que sostienen plasticidades elevadas y relativamente estables, son también los sitios con EL más alta (≈5.3–5.8%). En cambio, El Radar, donde el perfil incluye valores de IP más bajos en parte del estrato, presenta EL menor (≈4.2–4.6%) y una disminución con la profundidad. En síntesis, la comparación sugiere que, dentro del corredor estudiado, la variación vertical y espacial de LL–IP acompaña las diferencias en la respuesta expansiva, reforzando que los tramos con plasticidad más sostenida tienden a manifestar mayor expansión bajo las condiciones de humedecimiento evaluadas.

4.2.3. PROFUNDIDAD VS EXPANSIÓN LIBRE

En el Descanso, la EL es la más alta del conjunto y muestra una reducción gradual desde 5.83% (0–0.5 m) hasta 5.49% (1.0–1.5 m), manteniéndose en un rango estrecho, pero con tendencia descendente. En Paso Lateral, los valores se concentran entre 5.32% y 5.40%, lo que refleja un perfil relativamente estable a lo largo de 0–1.5 m, sin un patrón claro de incremento o decremento con la profundidad.

En el Radar, la EL es sistemáticamente menor que en los otros dos sitios y también presenta una disminución progresiva con la profundidad: 4.64% (0–0.3 m), 4.57% (0.3–0.7 m), 4.43% (0.7–1.1 m) y 4.24% (1.1–1.5 m). En conjunto, estos resultados indican que, dentro del rango estudiado, El Descanso y Paso Lateral mantienen niveles de expansividad más altos y comparables entre sí, mientras que El Radar se caracteriza por una expansividad menor y con reducción sostenida hacia estratos más profundos.

4.3. CORRELACIONES (MÉTODO ESTADÍSTICO – SPEARMAN)

El análisis de correlación mediante el coeficiente de Spearman muestra que, en los limos arcillosos de alta plasticidad estudiados en Manabí, la expansión libre (EL) está principalmente controlada por el estado hídrico del suelo y por la fracción fina activa. Se identificaron correlaciones inversas muy fuertes entre EL y la relación w/PL ($\rho = -0.917$; $p < 0.001$) y entre EL y el contenido de humedad natural ($\rho = -0.932$; $p < 0.001$), lo que indica que la expansión es mayor cuando el suelo parte de condiciones relativamente más secas dentro del rango de consistencia, donde aún posee mayor capacidad de absorción de agua. Este comportamiento se ve reforzado por el contexto climático tropical de Manabí, caracterizado por ciclos recurrentes de humedecimiento y secado que favorecen variaciones volumétricas en los perfiles someros. Asimismo, se observó una correlación positiva significativa entre EL y el porcentaje de arcilla < 2 μm ($\rho = 0.767$; $p = 0.010$), confirmando el papel de la fracción arcillosa en el desarrollo del hinchamiento. En contraste, los límites de Atterberg (LL, PL, IP) y la actividad de Skempton no mostraron correlaciones significativas con EL ($p > 0.05$), lo que sugiere que, para estos suelos MH, el potencial expansivo depende más de la interacción entre contenido de finos y estado de humedad relativo que de la plasticidad considerada de forma aislada.

5. CONCLUSIONES

Los depósitos estudiados en el corredor de la carretera E-38 se comportan como limo arcilloso de alta plasticidad (MH) con respuesta volumétrica relevante; por tanto, el problema geotécnico en Manabí no se explica únicamente como “arcilla expansiva pura”, sino como un material fino de comportamiento mixto y complejo, sensible a variaciones de humedad.

Los indicadores indirectos muestran que predomina una actividad mineralógica baja a intermedia, compatible con arcillas inactivas a normales; esto sugiere que la expansividad observada no está gobernada por una fase altamente activa dominante, sino por la combinación entre fracción fina y condición hídrica del suelo.

La lectura del estado in situ mediante las relaciones entre humedad natural y límites de Atterberg evidencia que el material puede encontrarse en condiciones más secas que el límite plástico o ya en estado plástico, y esta diferencia explica de forma consistente la variabilidad de la expansión: cuando el suelo parte de un estado relativamente más seco, dispone de mayor “margen” para incorporar agua y desarrollar hinchamiento.

Las comparaciones por sitio y profundidad confirman que la expansividad no es uniforme: existen sectores con mayor susceptibilidad de expansión y otros con respuesta menor, con tendencias verticales que deben considerarse para definir zona activa, criterios de muestreo y profundidad de intervención en proyectos viales y de cimentaciones.

El análisis estadístico respalda que las variables más influyentes para describir la expansión libre son aquellas asociadas al estado hídrico relativo y al contenido de finos, mientras que los límites clásicos (considerados de forma aislada) no siempre discriminan adecuadamente la respuesta expansiva dentro del mismo tipo SUCS. En consecuencia, para evaluaciones rápidas y comparativas en Manabí, conviene priorizar indicadores ligados a humedad relativa y fracción arcillosa.

En un contexto tropical con marcada estacionalidad de lluvias y sequías, el comportamiento expansión–contracción se interpreta como un proceso fuertemente condicionado por ciclos ambientales; por ello, la gestión del agua (drenaje, control de infiltración y protección de la subrasante) es un componente clave para mitigar daño y reducir mantenimiento recurrente en la infraestructura.

Las limitaciones metodológicas (representatividad espacial acotada, profundidad investigada limitada y ausencia de caracterización directa de succión/SWCC) justifican una fase posterior orientada a trayectorias tensionales y succión, para fortalecer la predicción del desempeño en servicio y el diseño de soluciones de estabilización más robustas.

REFERENCIAS

ASTM INTERNATIONAL (2023). Standard test methods for classification of soils (ASTM D2487). West Conshohocken, PA: ASTM International.

Chicaiza, E. y Oña, F. (2018). Estabilización de arcillas expansivas de la provincia de Manabí con puzolana de ceniza de arroz. Tesis de ingeniería, Escuela Politécnica Nacional, Quito.

Hoyos, L.R., Thudi, H.R. y Puppala, A.J. (2012). Soil–water retention properties of expansive clays. *ASCE Geotechnical Special Publication*, 225, pp. 1–10. Disponible en: https://ascelibrary.com/doi/10.1061/40906%28225%294

Ikeawuani, C.C. y Nwondu, D.C. (2019). Emerging trends in expansive soil stabilisation: A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(2), pp. 423–440.

Macías-Párraga, M., Torrijo Echarri, F.J., Alonso-Pandavenes, O. y Garzón-Roca, J. (2025). Improvement of expansive soils: A review focused on applying innovative and sustainable techniques in the Ecuadorian coastal soils. *Applied Sciences*, 15(15), 8184.

Ministerio de Transporte y Obras Públicas (2016). Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes. Quito: MTOP.

Mora Zabala, G. (2013). Estudio de problemas geotécnicos asociados a la presencia de arcillas expansivas en la carretera Rocafuerte–Tosagua, provincia de Manabí. CEDEX–UNED.

Nelson, J.D. y Miller, D.J. (1992). Expansive soils: Problems and practice in foundation and pavement engineering. New York: John Wiley & Sons.

Nelson, J.D., Chao, K.C., Overton, D.D. y Nelson, E.J. (2015). Foundation engineering for expansive soils. Hoboken: John Wiley & Sons.

Ortiz, S. (2026). Análisis de deformabilidad y comportamiento volumétrico de arcillas expansivas en el tramo Rocafuerte – Tosagua, provincia de Manabí. Tesis de titulación no publicada, Universidad Central del Ecuador, Quito.

Zambrano Moreira, C.A. (1986). Control de suelos expansivos en el área Tosagua. Tesis de ingeniería, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil.

APLICACIÓN DEL APRENDIZAJE AUTOMÁTICO AL REGISTRO DE PARÁMETROS DE PERFORACIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL PERFIL PENETROMÉTRICO DEL SUELO. DE LA INVESTIGACIÓN A LA APLICACIÓN PRÁCTICA

Eduardo MARTÍNEZ GARCÍA[(1)*], Marcos GARCÍA ALBERTI[(1)] y Antonio Alfonso ARCOS ÁLVAREZ[(2)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil: Construcción
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
*emartinez@menard.es

[(2)] Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

RESUMEN

La inteligencia artificial y el aprendizaje automático han cobrado especial notoriedad entre el sector tecnológico en los últimos años. La geotecnia no ha sido ajena a este movimiento y cada vez son más los estudios que aplican estas técnicas a problemáticas de esta rama de la ingeniería. Por otro lado, la caracterización geotécnica del terreno en obra civil y edificación sigue dependiendo de campañas de reconocimiento relativamente escasas (sondeos, CPT, DPSH, etc.), que luego se extrapolan espacialmente con gran incertidumbre. Esa incertidumbre condiciona el dimensionamiento de cimentaciones y tratamientos del terreno, y tiene impacto directo en coste, plazo, la seguridad y emisiones asociadas. La tesis de la que surge esta publicación plantea una vía para afrontar ese problema: convertir los datos que ya se registran durante la ejecución de inclusiones rígidas (par de rotación, empuje, velocidad de penetración, velocidad de rotación) en un penetrómetro adicional. Para ello se propone un flujo de trabajo completo que abarca: la estandarización de los datos de perforación a un formato interoperable (AGS); detección y filtrado de valores anómalos mediante combinación de criterios físicos y algoritmos de detección de anomalías; construcción de características de entrada relevantes desde el punto de vista geotécnico; y ajuste de modelos de aprendizaje automático para predecir el perfil penetrométrico del suelo. Se han analizado varias obras reales con condiciones de terreno distintas. Se empleó AutoML para explorar configuraciones de modelos y preprocesado sin asumir ideas preconcebidas. Además de evaluar el desempeño mediante métricas estándar (R^2, RMSE, MAE) se han utilizado métodos de comparación de series temporales (DTW). Los modelos basados en árboles ensamblados (random forest, extremely randomized trees) ofrecen la mejor capacidad predictiva dentro de cada obra y reproducen de forma estable el perfil resistente con la profundidad. Los resultados mostraron dos conclusiones prácticas principales: (1) es posible aproximar resistencia a la penetración esperada en cada cota a partir de los datos de ejecución, lo que permite densificar el conocimiento del subsuelo sin multiplicar los ensayos de campo; y (2) la generalización entre obras diferentes es mucho más limitada y necesita de un estudio mayor. Esta publicación recoge las principales conclusiones de dicha tesis, así como los avances que se han producido posteriormente que afrontan algunas de las líneas de investigación que se planteaban: un mayor número de obras, diferentes perforadoras y diversos diámetros.

ABSTRACT

Artificial intelligence and machine learning have gained significant prominence within the technology sector in recent years. Geotechnical engineering has not been immune to this trend, and an increasing number of studies are applying these techniques to geotechnical challenges. At the same time, geotechnical site characterization for civil engineering and building projects still relies on relatively sparse ground investigation campaigns (boreholes, CPT, DPSH, etc.), which are subsequently extrapolated in space with considerable uncertainty. This uncertainty conditions the design of foundations and ground improvement solutions, with a direct impact on cost, schedule, safety, and associated emissions. The doctoral research underpinning this paper proposes an approach to address this issue: transforming the data already recorded during the executin of rigid inclusions (torque, thrust, penetration rate, and rotational speed) into an additional in situ "penetration test". To this end, a complete workflow is presented, covering: standardization of drilling data into an interoperable format (AGS); detection and filtering of outliers through a combination of physical criteria and anomaly detection algorithms; engineering of input features with geotechnical relevance; and calibration of machine-learning models to predict the soil penetrometric profile. Several real projects with different ground conditions were analysed. AutoML was used to explore model and preprocessing configurations without imposing prior assumptions. In addition to evaluating performance with standard metrics (R^2, RMSE, MAE), time-series comparison methods (DTW) were employed. Ensemble tree-based models (random forest, extremely randomized trees) delivered the best predictive capability within each project and consistently reproduced the resistance profile with depth. The results led to two main practical conclusions: (1) it is feasible to approximate the expected penetration resistance at each level from installation data, thereby densifying subsurface knowledge without multiplying field tests; and (2) generalization across different projects is much more limited and requires further investigation. This paper summarizes the main findings of the thesis and presents subsequent developments addressing some of the proposed research directions, including a larger number of projects, different drilling rigs, and a range of inclusion diameters.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Aprendizaje automático (Machine learning), Registro de parámetros de perforación (Measurement while drilling), Penetrómetro (Penetrometer)*.

1. INTRODUCCIÓN

La variabilidad natural del terreno y la imposibilidad práctica de muestrearlo de forma continua hacen que la geotecnia se desarrolle en un contexto de incertidumbre. En obra civil y edificación, las campañas de reconocimiento se dimensionan por normativa y presupuesto, pero su densidad espacial suele ser insuficiente para capturar heterogeneidades locales. Como resultado, el proyecto y la ejecución se apoyan en extrapolaciones que pueden inducir sobrecostes, retrasos o decisiones conservadoras con un impacto ambiental mayor.

Paralelamente, en muchos tratamientos del terreno y cimentaciones profundas se dispone de sistemas de registro digital de parámetros de ejecución. En inclusiones rígidas por desplazamiento a rotación, variables como el par de rotación, el empuje o las velocidades de penetración y rotación reflejan, de forma indirecta, cambios en la resistencia del terreno. Sin embargo, estos registros no se expresan en las magnitudes habituales de la geotecnia (p. ej., resistencia a la penetración).

El objetivo de la tesis en la que se basa esta comunicación (Martínez García, 2025) ha sido reducir la incertidumbre geotécnica convirtiendo cada perforación ejecutada en una fuente adicional de información, aproximando el perfil penetrométrico del suelo mediante modelos de aprendizaje automático entrenados con datos reales de obra. En la actualidad, los procesos y conclusiones de dicha tesis se están desplegando en producción por el departamento de I+D de Menard, en el contexto del proyecto Digital Insights for Geomechanics (DIG).

2. DATOS Y MARCO DE APLICACIÓN

El estudio realizado se centra en datos de ejecución de inclusiones rígidas. Las inclusiones rígidas son un tipo de tratamiento del terreno recogidos en la clase BII de la nueva generación del Eurocódigo 7 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2025). Las inclusiones estudiadas se ejecutaron mediante desplazamiento a rotación, procedimiento que se describe en la norma UNE-EN 12699 (AEN/CTN 103 Geotecnia, 2016). Durante la perforación se registran de forma continua parámetros de la máquina (p. ej., presiones hidráulicas asociadas a par y empuje, velocidad de rotación y velocidad de penetración), junto con la profundidad alcanzada.

Como referencia geotécnica se emplean perfiles de ensayos de penetración (DPSH y/o CPT según obra). Estos ensayos proporcionan una variable objetivo directamente interpretable en términos de resistencia con la profundidad y se utilizan para entrenar y validar los modelos. Los penetrómetros tienen la ventaja, además del perfil continuo con la profundidad, de ser más abundantes que otros tipos de ensayo.

3. METODOLOGÍA

El proceso de aplicación del aprendizaje automático al registro de parámetros ha seguido el siguiente esquema:

- Análisis inicial de los datos y estandarización.
- Detección y gestión de anomalías.
- Etiquetado de las muestras y constitución del conjunto de datos.
- Ingeniería de características.
- Entrenamiento de los algoritmos y evaluación de los resultados.

3.1. ANÁLISIS INICIAL DE LOS DATOS Y ESTANDARIZACIÓN

Para utilizar los datos primero hay que familiarizarse con ellos. Conocer que datos están disponibles, su formato, sus unidades, su frecuencia, etc.

Por otro lado, para poder trabajar de manera consistente y poder reutilizar código, el registro de parámetros y los resultados de los penetrómetros se convierten al formato AGS de transmisión de información geotécnica (Association of Geotechnical & Geoenvironmental Specialists, 2023).

3.2. DETECCIÓN Y GESTIÓN DE ANOMALÍAS

No es extraño que los datos provenientes de obras reales presenten anomalías. Estos valores pueden provenir de errores en los sistemas de medida o de registros, de picos puntuales en el sistema hidráulico; o también de elementos en el suelo, como bolos, que puedan afectar al penetrómetro. Es necesario eliminar cualquier valor que no refleje las fuerzas realmente aplicadas por el equipo o la resistencia real del terreno.

En los penetrómetros, las anomalías se traducen en picos con valores muy altos o bajos, sin continuidad. Sin embargo, no podemos asumir que un valor es una anomalía únicamente por su magnitud, si no que debemos tener en cuenta también los valores a su alrededor (Figura 1). Este problema puede afrontarse de manera sencilla considerando una media móvil que suavice el perfil.

Para el registro de parámetros pueden utilizarse los límites conocidos del equipo para el par, el empuje o la velocidad. Sin embargo, existen anomalías que pueden deberse a relaciones extrañas entre dos variables (i.e. un par de rotación muy elevado acompañado de una velocidad de perforación alta). Para esos casos pueden utilizarse algoritmos específicos de detección de anomalías como *isolation forest* (Liu et al., 2008).

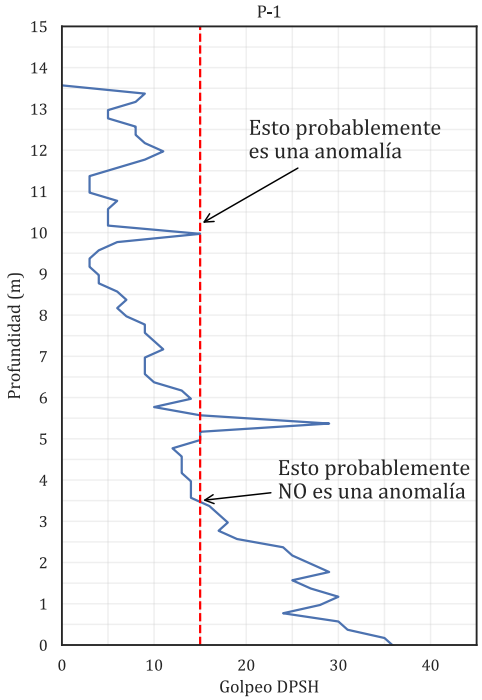


Figura 1. Presencia de valores anómalos en un penetrómetro. La anomalía no es la magnitud del valor sino su posición.

3.3. ETIQUETADO DE LAS MUESTRAS Y CONSTITUCIÓN DEL CONJUNTO DE DATOS

El etiquetado se refiere al proceso en el que se asigna a cada muestra el valor objetivo que deseamos que predigan los algoritmos. En este caso, a cada muestra consistente en un valor de par, empuje, velocidad de rotación y velocidad de perforación se le asigna un valor del penetrómetro. Dicho valor proviene de la misma cota del penetrómetro más cercano o de una media ponderada de varios penetrómetros.

Sin embargo, para constituir el conjunto de datos que se utiliza para entrenar y evaluar los algoritmos, es necesario considerar la distancia entre los penetrómetros y las inclusiones. Debido a la variabilidad que presenta el terreno, la información que tenemos se degrada según nos alejamos de los penetrómetros. Precisamente para afrontar este problema, (Bunieski, 2022) propuso los métodos de variabilidad y continuo (Figura 2).

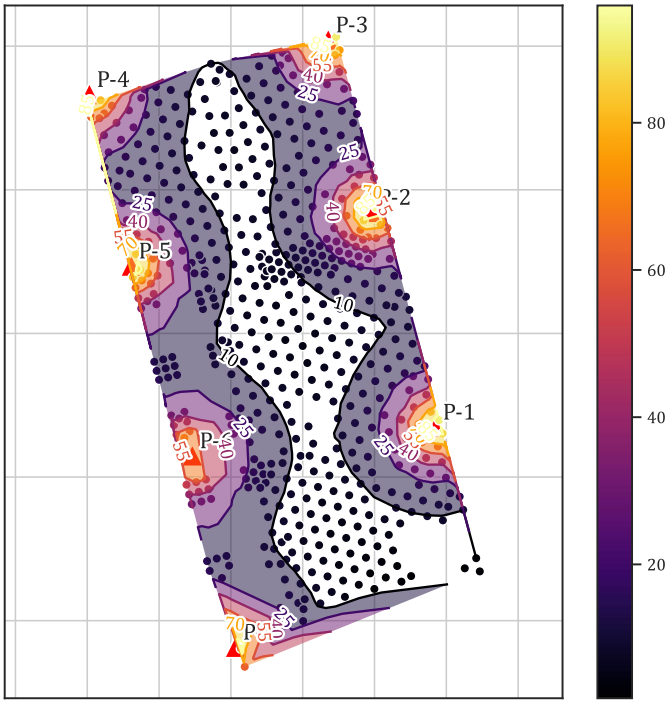


Figura 2. Disminución de la información con la distancia según el método continuo.

3.4. INGENIERÍA DE CARACTERÍSTICAS

En aprendizaje automático la ingeniería de características consiste en aplicar transformaciones a los datos de partida para que se adapten mejor a su uso por los algoritmos. También es posible construir características adicionales que puedan ser informativas.

En el caso de la perforación por desplazamiento del terreno, las fuerzas aplicadas por la perforadora se aplican a lo largo de la longitud del tornillo que desplaza o compacta el terreno. Es posible añadir a las características iniciales datos de los valores obtenidos previamente para que el algoritmo tenga información del terreno que está siendo desplazado.

3.5. ENTRENAMIENTO DE LOS ALGORITMOS Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

Existen gran variedad de algoritmos de aprendizaje automático. Este caso sería de aprendizaje supervisado, donde el objetivo de los algoritmos es generar un modelo a partir de muestras de las cuales el valor objetivo es conocido. El modelo ha de ser capaz de predecir nuevas muestras que no formaran parte de los datos iniciales.

Cada algoritmo, a su vez, tiene diversos hiperparámetros que limitan los modelos posibles y que es necesario ajustar a cada problema.

Para detectar las mejores opciones se utilizó la librería TPOT (Olson et al., 2016), capaz de automatizar el proceso de selección de algoritmos e hiperparámetros.

Para poder evaluar las predicciones de los modelos pueden utilizarse métricas estándar (R^2, RMSE, MAE) y, para valorar la similitud de forma entre perfiles, la distancia mediante Dynamic Time Warping (DTW) (Charles et al., 2023).

4. CONCLUSIONES DE LA TESIS

De los trabajos recogidos en la tesis pueden extraerse una serie de conclusiones, algunas de las cuales se resumen a continuación:

- Es viable aproximar el perfil penetrométrico del suelo a partir de parámetros de ejecución de inclusiones rígidas, obteniendo información adicional en cada punto perforado.
- Los algoritmos que mejor han funcionado son aquellos que utilizan árboles ensamblados.
- La aproximación con técnicas de aprendizaje automático es muy superior en precisión a las fórmulas analíticas utilizadas tradicionalmente.
- Los modelos no generalizan bien de una única obra a otra. Sin embargo, los resultados en un conjunto de varias obras sí son buenos. Esto hace pensar que, con un volumen de datos suficiente proveniente de numerosas y diversas obras, se podría alcanzar un modelo general.
- La ingeniería de características, teniendo en cuenta el proceso de ejecución, mejora considerablemente las predicciones.

5. APLICACIÓN PRÁCTICA

Si bien los resultados de la tesis resultaron muy prometedores, quedaban aún varios temas por tratar:

- Es necesario considerar diferentes diámetros en un mismo modelo. El diámetro de la perforación tiene enorme importancia en la potencia necesaria para atravesar el terreno.
- En la tesis únicamente se consideró un tipo de perforadora.
- La forma de la herramienta de perforación y las picas utilizadas pueden afectar también a los parámetros de perforación.
- El mismo proceso podría considerarse a otros tipos de perforaciones, no sólo con desplazamiento.
- Considerar un número amplio de obras y terrenos resulta indispensable para conseguir entrenar un modelo general.

Además de estos puntos, aplicar el aprendizaje automático en un entorno de trabajo requiere toda una infraestructura a su alrededor.

En paralelo a la finalización de la tesis, Menard comenzó el proyecto Digital Insights for Geomechanics (DIG) para aplicar esta metodología a producción. Primero se desarrolló dentro del programa de IA de Leonard (la plataforma de innovación del grupo VINCI) y posteriormente con los recursos de Menard R+D.

5.1. MANEJO DE LOS DATOS GEOTÉCNICOS

De manera general, la geotecnia tiene que dar aún muchos pasos para aplicar el aprendizaje automático y la inteligencia artificial de forma eficiente (Daktera and Janodet, 2024). Actualmente, los datos geotécnicos siguen compartiéndose en formatos que no son fácilmente operables. Una buena opción es el formato AGS (Association of Geotechnical & Geoenvironmental Specialists, 2023) y en poco tiempo podemos esperar que los datos geotécnicos se transmitan, de forma más generalizada, mediante formatos BIM, especialmente tras proyectos como IFC-Tunnel (Borrmann et al., 2024).

En el caso del proyecto DIG se utiliza la plataforma Soilcloud para gestionar los datos geotécnicos provenientes de los penetrómetros.

5.2. MANEJO DE LOS DATOS DE PERFORACIÓN

La gestión de un sistema de registro de parámetros es compleja. Los valores que interesa obtener no siempre son una medición directa: el par de rotación y el empuje se miden mediante sensores de presión hidráulica. Además, dependiendo de la velocidad de rotación, la relación entre la presión hidráulica y el par aplicado puede variar.

De esta manera, manejar los datos provenientes de un parque amplio de diferentes perforadoras, con diferentes sensores, con valores de presión que no siempre tienen el mismo significado, supone todo un reto. Es necesario definir, para cada perforadora, las diferentes relaciones de presión, valores mínimos y máximos, etc.

5.3. OTROS DATOS: ELEVACIÓN, PROCESO DE PERFORACIÓN, ETC.

Aún con los problemas que pueden aparecer, la gestión de los datos de los penetrómetros y del registro de parámetros es la parte fácil.

Uno de los datos principales para poder crear el conjunto de datos con los que entrenar los algoritmos es la cota a la que se han ejecutado los penetrómetros y las perforaciones. Sin embargo, aunque las coordenadas X e Y suelen estar adecuadamente indicadas, el dato exacto de la coordenada Z es más difícil de obtener. En consecuencia, muchas veces ni siquiera se facilita la cota a la que se han ejecutado los penetrómetros, teniendo que verificar, a veces de manera manual, en la información topográfica existente. Muchas veces tampoco se especifica el sistema de coordenadas utilizado.

Por otro lado, y aunque pueda parecer un valor imprescindible, no siempre es fácil obtener un valor exacto de la plataforma de trabajo y su relación con la cota a la que ejecutan los trabajos.

Además, muchas veces hay cambios en los procesos que no siempre se registran: reperforaciones, preperforaciones, cambios de diámetro o de útil, etc.

Todo esto está relacionado con una “cultura del dato” aún por desarrollar plenamente en el ámbito geotécnico y de ejecución. Es necesario registrar lo que se ejecuta, y hacerlo adecuadamente, porque esa información es valiosísima. Clive Humby acuñó, hace ya veinte años, la frase “los datos son el nuevo petróleo”, y no es menos cierta en geotecnia.

5.4. UN SISTEMA PARA GESTIONARLOS A TODOS

A lo largo de los últimos años Menard ha desarrollado Omnibox. Omnibox es una plataforma de registro de parámetros que permite la visualización en tiempo real de los parámetros de ejecución, así como la gestión en obra. Además, los datos pueden consultarse *online* y pueden integrar la información geotécnica. Posteriormente y a través de una API, los datos pueden importarse a otros sistemas de manera consistente. Por ejemplo, podemos utilizar plataformas como Azure para entrenar los algoritmos.

El proceso podría resumirse de la siguiente manera:

- Se parte de datos históricos.
- Estos datos se introducen en el sistema de gestión que permite trabajar de manera consistente.
- Se entrenan y evalúan los algoritmos en una plataforma como Azure.
- El modelo entrenado se agrega al sistema.
- A partir de nuevos registros se obtiene el perfil penetrométrico.

Este proceso se esquematiza en la Figura 3.

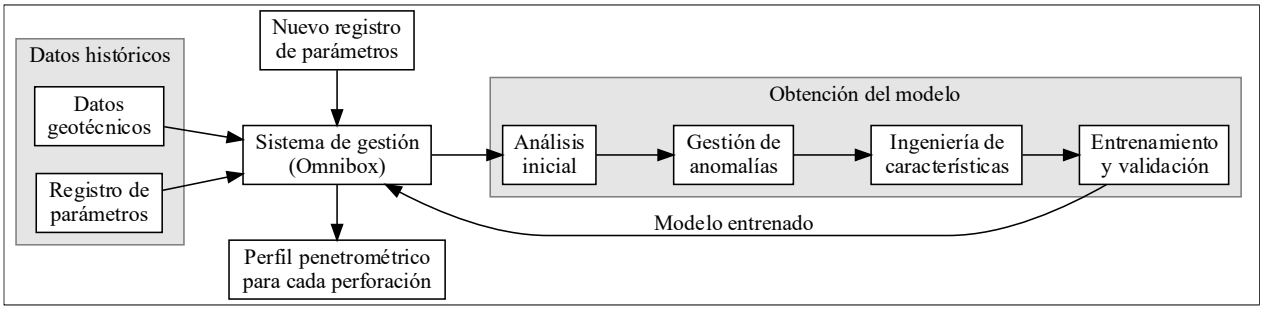


Figura 3. Esquema de aplicación de aprendizaje automático.

6. CONCLUSIONES FINALES

Según se recoge en la tesis referenciada, es viable utilizar los parámetros registrados durante la ejecución de inclusiones rígidas para estimar el perfil penetrométrico del terreno, obteniendo información geotécnica adicional en cada punto de perforación. Desde el punto de vista práctico, esto permite densificar el conocimiento del subsuelo sin multiplicar los ensayos de campo.

Los trabajos posteriores confirman además que esta metodología puede trasladarse a un entorno real de producción, siempre que exista una infraestructura adecuada para capturar, estandarizar, gestionar y explotar los datos de obra. En este sentido, la integración de plataformas de registro, gestión geotécnica y entrenamiento de modelos constituye un paso clave para su aplicación real.

La principal limitación para su extensión general no es ya conceptual, sino práctica: disponer de datos suficientemente trazables, homogéneos y variados entre obras, equipos y procedimientos. Por ello, el avance de esta línea de trabajo dependerá tanto de la mejora de los modelos como de la consolidación de una verdadera cultura del dato en geotecnia.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a Menard por facilitar los datos que permitieron la investigación, así como el interés en llevarla a la práctica. También agradecen a la Fundación José Entrecanales Ibarra por considerar la tesis referenciada como merecedora del premio a mejor tesis doctoral en geotecnia.

REFERENCIAS

AEN/CTN 103 Geotecnia (2016). *UNE-EN 12699. Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Pilotes de desplazamiento.*

Association of Geotechnical & Geoenvironmental Specialists (2023). *AGS Data Format*. URL https://www.ags.org.uk/data-format/

Borrmann, A., Rives, M., Muhic, S., Wikström, L., Weil, J. (2024). *The IFC-Tunnel Project – Extending the IFC Standard to Enable High-Quality Exchange of Tunnel Information Models*. Skatulla, S., Beushausen, H. (Eds.), Advances in Information Technology in Civil and Building Engineering, Lecture Notes in Civil Engineering. Springer International Publishing, Cham, pp. 487–516.

Bunieski, S. (2022). *Practical methodologies to apply machine learning algorithms to ground improvement data*. 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Charles, D.J., Axtell, M.D., Gourvenec, S. (2023). *Assessing the quality of synthetic CPT training data using time series similarity*. 4th International Symposium on Machine Learning & Big Data in Geoscience.

Daktera, T., Janodet, L. (2024). *Why geotechnical engineering isn't ready yet for machine learning?* Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society. CRC Press, London, pp. 1539–1542.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (2025). *Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 3: Geotechnical structures*.

Liu, F.T., Ting, K.M., Zhou, Z.-H. (2008). *Isolation Forest.* Eighth IEEE International Conference on Data Mining., IEEE, Pisa, Italy, pp. 413–422.

Martínez García, E. (2025). O*btención del perfil penetrométrico del suelo aplicando Machine Learning al registro de parámetros de perforación* (PhD Thesis). Universidad Politécnica de Madrid.

Olson, R.S., Bartley, N., Urbanowicz, R.J., Moore, J.H. (2016). *Evaluation of a Tree-based Pipeline Optimization Tool for Automating Data Science*. Proceedings of the Genetic and Evolutionary Computation Conference 2016, ACM, Denver Colorado USA, pp. 485–492.

EL INTERCAMBIO DE INFORMACIÓN GEOTÉCNICA EN EL CONTEXTO BIM: AVANCES HACIA UN CONSENSO ESTATAL BASADO EN ESTÁNDARES ABIERTOS

Víctor MARTÍNEZ IBÁÑEZ[(1)*], María Elvira GARRIDO[(1)], Christian ARNAL PALACIOS[(2)], Francisco Javier LLEDÓ FUSTER[(3)] y David DELGADO VENDRELL[(4)]

[(1)] Departamento de Ingeniería de los Transportes y del Terreno
Universitat Politècnica de València (UPV)
*vicmarib@upv.es

[(2)] Infraestructures de la Generalitat de Catalunya

[(3)] PAVASAL Empresa Constructora

[(4)] BuildingSMART Spain

RESUMEN

El intercambio de información geotécnica es necesario en los contratos públicos de construcción que se desarrollan siguiendo la metodología BIM. La puesta en marcha en 2024 por parte de la Administración General del Estado del "Plan BIM para la incorporación de BIM en la contratación pública" supone un importante acelerador de la adopción de esta metodología, lo que, sin embargo, genera cierta incertidumbre en el sector de la ingeniería geotécnica, cuyo nivel de madurez en BIM es todavía bajo. Por otro lado, la asociación internacional buildingSMART promueve el uso de estándares abiertos para el intercambio de información en BIM, siendo el más conocido y utilizado el esquema IFC exigido, además, por la mayoría de las administraciones públicas en España. En esta comunicación se presentan los avances alcanzados hasta el momento en el proyecto "Entrega de información geotécnica", actualmente en desarrollo como iniciativa de la Universitat Politècnica de València y de buildingSMART Spain. Esta iniciativa, pionera a nivel estatal, se inició en diciembre de 2025, tiene una duración prevista de un año y cuenta con la participación de una amplia representación de profesionales del sector geotécnico nacional. El objetivo es definir un marco consensuado para el intercambio de información geológica y geotécnica. La metodología se articula en varios paquetes de trabajo, incluyendo la revisión de 22 normas y guías internacionales, así como el análisis de 71 licitaciones públicas con requisitos BIM basados en el estándar IFC. Los resultados evidencian que no existe un marco integral aplicable al conjunto de la ingeniería geotécnica. Asimismo, se constata que la mayoría de las licitaciones incorporan requisitos BIM de carácter genérico, sin especificaciones detalladas para la información geotécnica, y que la interoperabilidad mediante estándares como IFC es limitada en la práctica. Como avance relevante, se ha desarrollado un inventario de conceptos geotécnicos basados en el Eurocódigo 7 y se ha iniciado el análisis de las principales carencias en los modelos de datos actuales. Este trabajo pone de manifiesto la necesidad de contar con una guía de referencia que permita homogeneizar la producción y el intercambio de información geotécnica en entornos BIM, contribuyendo a mejorar la interoperabilidad y la calidad de los procesos de contratación pública.

ABSTRACT

The exchange of geotechnical information is required in public construction contracts delivered under the BIM methodology. The 2024 launch by the General State Administration of the BIM Plan for the incorporation of BIM into public procurement is a significant driver of its adoption. However, it also introduces uncertainty into the geotechnical engineering sector, whose BIM maturity remains relatively low. At the same time, the international association buildingSMART promotes the use of open standards for information exchange in BIM, the most widely known and used being the IFC schema, which is also required by most public authorities in Spain. This paper presents the progress achieved to date in the project "Geotechnical Information Delivery", currently being developed as an initiative of the Universitat Politècnica de València and buildingSMART Spain. This initiative, a pioneering effort at the national level, was launched in December 2025 and has an expected duration of one year and involves broad participation from professionals across the Spanish geotechnical sector. The aim is to define a consensual framework for the exchange of geological and geotechnical information. The methodology is structured into several work packages, including the review of 22 international standards and guidelines and the analysis of 71 public tenders with BIM requirements based on the IFC standard. The results show that there is no comprehensive framework applicable across the full scope of geotechnical engineering. They also confirm that most tenders include generic BIM requirements, without detailed specifications for geotechnical information, and that interoperability through standards such as IFC remains limited in practice. As a key development, an inventory of geotechnical concepts based on Eurocode 7 has been produced, and the analysis of the main gaps in current data models has begun. This work highlights the need for a reference guide to standardise the production and exchange of geotechnical information in BIM environments, thereby improving interoperability and the quality of public procurement processes.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: BIM, IFC, Información geotécnica (Geotechnical information).*

1. INTRODUCCIÓN

La digitalización del sector de la construcción es una prioridad en Europa y España, que persigue una transformación tecnológica alineada con los principios de sostenibilidad, eficiencia y modernización del sector público. La Directiva 2014/24/UE, su transposición a través de la Ley 9/2017 de Contratos del Sector Público y, finalmente, el Plan de Incorporación de la Metodología BIM en la contratación pública de la Administración General del Estado (Orden PCM/818/2023) establecen la base legal para impulsar el uso generalizado de la metodología Building Information Modeling (BIM) como herramienta esencial para avanzar en la digitalización del sector de la construcción. Según la Comisión Interministerial BIM, dependiente del Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible, el uso de BIM está plenamente alineado con la Agenda 2030 y contribuye a los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) 9 (Industria, innovación e infraestructura) y 11 (Ciudades y comunidades sostenibles). También con el Pacto Verde Europeo, el Plan del Objetivo Climático para 2030 y la Ola de Renovación para Europa (2020), que promueven la digitalización de la construcción en la UE como palanca para la neutralidad climática y la recuperación económica. En este marco, las administraciones públicas coinciden en la necesidad de trabajar con formatos abiertos y neutrales (Open Access), para representar e intercambiar información de modelos BIM, asegurar su perdurabilidad, y garantizar la libre elección de software y su interoperabilidad. En este sentido, el esquema de datos Industry Foundation Classes (IFC), promovido por buildingSMART International y estandarizado según la ISO 16739, es el más extendido y aceptado internacionalmente.

La necesidad de producir, transmitir e interpretar información geológica y geotécnica está presente en todos los contratos de edificación e infraestructuras, y su integración en la metodología BIM es un requisito cada vez más frecuente en los pliegos de contratación de servicios de consultoría y de ejecución de obras. Sin embargo, actualmente en España no existen normas, guías ni recomendaciones técnicas específicas que definan cómo debe estructurarse, modelarse y compartirse la información geológica y geotécnica en entornos BIM. Esta ausencia de referencias, unida a la elevada especificidad y complejidad inherentes a la información del

terreno, genera diversas disfunciones. Por un lado, los promotores tienden a no incluir requisitos explícitos para esta disciplina o, cuando lo hacen, estos resultan heterogéneos y poco sistematizados. Por otro lado, los contratistas se enfrentan a incertidumbres respecto de los criterios para la producción, el intercambio y la validación de la información geotécnica.

Para analizar el nivel de madurez del BIM en el sector de la ingeniería geotécnica en España, la Sociedad Española de Mecánica de Rocas (SEMR) organizó en Madrid un simposio en mayo de 2024, promovido por algunos de los autores de este artículo (SEMR, 2024). En él, las empresas ACCIONA, SENER, IDOM y TYPSA presentaron casos internacionales de obras subterráneas en los que se había aplicado la metodología BIM. Resultó relevante constatar cómo lograron cumplir con los requisitos contractuales BIM a costa de un esfuerzo considerable, debido principalmente a la falta de guías y estándares, de herramientas específicas y a las dificultades de interoperabilidad entre estas. Esto obligó, en muchos casos, al desarrollo de aplicaciones propias y flujos de trabajo creativos. Los participantes estuvieron de acuerdo en la conveniencia de desarrollar guías y estándares para homogeneizar el modelado de la información del terreno, y señalaron el estándar IFC como una solución potencial a los problemas de intercambio.

A nivel internacional se han producido avances relevantes que constituyen una base técnica sólida. En particular, el desarrollo de la extensión IFC-Tunnelling (buildingSMART International, 2022) ha supuesto un paso significativo al ampliar la capacidad del esquema IFC para representar elementos propios de la geología, de la geotecnia y de la ingeniería subterránea. Asimismo, diversas organizaciones internacionales han elaborado recomendaciones para la aplicación de BIM en túneles, entre las que destacan las del German Tunnelling Committee (Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen, 2022), la Norwegian Tunnelling Society (Norwegian Tunnelling Society, 2019) y la International Tunnelling and Underground Space Association (International Tunnelling and Underground Space Association, 2022), que abordan aspectos como los requisitos de modelado y las necesidades de intercambio de información. No obstante, estos desarrollos presentan un enfoque predominantemente centrado en el ámbito de los túneles y responden, en muchos casos, a contextos normativos nacionales, lo que limita su aplicabilidad directa a otras tipologías de actuaciones geotécnicas más allá de los túneles y al contexto español.

Con el fin de abordar estas carencias, en diciembre de 2025 se puso en marcha el proyecto “Manual de intercambio de información geotécnica”, impulsado conjuntamente por la Universitat Politècnica de València y buildingSMART Spain. Esta iniciativa reúne a una amplia representación del sector geotécnico nacional: administraciones públicas, constructoras, consultoras, empresas especializadas en geotecnia, desarrolladores de software, universidades y centros de investigación (Tabla 1).

El objetivo del proyecto es desarrollar una guía práctica que permita estructurar, modelar e intercambiar información geológica y geotécnica en proyectos desarrollados con metodología BIM, apoyándose en estándares abiertos y en la práctica real del sector. Como marco conceptual, se adopta el Eurocódigo 7 para organizar los casos de uso BIM a lo largo del ciclo de vida del activo geotécnico, abarcando desde la investigación del terreno hasta el diseño de geoestructuras, y no limitado al enfoque a túneles predominante en la actualidad. En este artículo se presentan los avances alcanzados hasta la fecha en el desarrollo del proyecto, correspondientes a las primeras fases de trabajo, incluyendo la revisión del estado del arte, el análisis de la práctica contractual y la definición de la base terminológica.

2. METODOLOGÍA

La metodología del proyecto se organiza en cuatro paquetes de trabajo (Work Packages, o WP) desarrollados de forma progresiva a lo largo de un año desde diciembre de 2025. Así, el WP1 (Estado del arte, casos de uso y mapas de procesos) se centra en establecer la base conceptual y práctica del proyecto. En el subpaquete WP11 se realiza la revisión de normas, guías y estándares tanto nacionales como internacionales relacionados con la información geotécnica y su integración en entornos BIM. El WP12 aborda la revisión de licitaciones que incluyen requisitos BIM en la disciplina geotécnica, así como la identificación de aplicaciones de software comercial y el análisis de sus limitaciones. En el WP13 se define la nomenclatura, los elementos y las propiedades geotécnicas, tomando como referencia normas y guías existentes. El WP14 se orienta a la identificación de casos de uso BIM en los que resulta necesario el intercambio de información geotécnica entre distintas fases del proyecto y entre agentes. Finalmente, el WP15 desarrolla mapas de procesos que representan los agentes implicados, las fases del ciclo de vida y las necesidades de intercambio de información en cada caso de uso.

Tabla 1. Empresas participantes en el proyecto “Manual de intercambio de información geotécnica”, promovido por Universitat Politècnica de València junto a buildingSMART Spain.

Sector	**Empresa**
Administraciones y empresas públicas	Àrea Metropolitana de Barcelona (AMB) Autoridad Portuaria de Valencia (Valenciaport) Diputació de Tarragona Ferrocarrils de la Generalitat Valenciana (FGV) Infraestructures de la Generalitat de Catalunya (Infraestructures.cat) Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC) Red Eléctrica (REE)
Centros de investigación	Centro de Experimentación de Obras Públicas (CEDEX)
Universidades	Universidad de La Laguna (ULL) Universidad de Salamanca (USAL) Universitat Politècnica de València (UPV)
Asociaciones	buildingSMART Spain Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y del Subsuelo (AETESS)
Empresas constructoras	PAVASAL
Empresas de ingeniería geotécnica	Menard Terratest
Consultoras de arquitectura, ingeniería, geotecnia y BIM.	Accenture Ayesa Berrilan Cainur Cemosa Cliens Consmaga Geoconsult Idom Ineco Ingecid Pedelta Prointec Sener Typsa WSP
Empresas de desarrollo de software	Allplan Aplitop Buhodra

El WP2 (Identificación de requisitos de modelado) tiene como objetivo definir cómo debe estructurarse la información geotécnica en modelos BIM. En el WP21 se proponen recomendaciones para la estructura y división de los modelos y submodelos de la disciplina geológica y geotécnica. El WP22 se centra en la definición de los objetos BIM geológicos y geotécnicos, incluyendo sus entidades, atributos y propiedades asociadas. Por su parte, el WP23 establece los niveles de información necesarios, tanto gráfica como no gráfica, para garantizar una adecuada representación y uso de los modelos y objetos BIM.

El WP3 (Identificación de los requisitos de intercambio) aborda las condiciones necesarias para garantizar la interoperabilidad de la información geotécnica. En el WP31 se identifican las entidades, atributos y relaciones presentes en las diferentes versiones del esquema IFC, analizando sus limitaciones y proponiendo recomendaciones de uso. El WP32 define los requisitos de intercambio de información asociados a los casos de uso previamente desarrollados en el proyecto. Por último, el WP33 contempla la propuesta y desarrollo de casos piloto, a partir de los cuales se evalúan limitaciones y se formulan recomendaciones prácticas de uso.

Por último, el WP4 (Producción de entregables y divulgación) se orienta a la materialización y difusión de los resultados del proyecto. En el WP41 se lleva a cabo la redacción y edición del Manual, junto con un documento de síntesis y otros materiales divulgativos derivados. El WP42 se centra en la difusión de estos resultados a través de los canales oficiales de buildingSMART Spain, así como mediante su presentación en congresos y su publicación en revistas científicas.

El resultado previsto es la elaboración de un manual concebido como herramienta operativa tanto para promotores, que podrán emplearlo como referencia para la definición y supervisión de requisitos en sus pliegos de contratación, como para contratistas, que dispondrán de criterios claros para la producción de los entregables exigidos en los contratos con requisitos BIM. Este manual no pretende resolver las limitaciones tecnológicas existentes, sino establecer un marco consensuado que facilite el uso de estándares abiertos en el intercambio de información geotécnica.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación se presentan los principales resultados alcanzados hasta el momento en los WP11, 12 y 13. El WP11 se centra en la revisión de normas, guías y estándares nacionales e internacionales. El análisis bibliográfico permitió recopilar 22 documentos, que fueron evaluados según su relación con la generación e intercambio de información geológica y geotécnica, a partir de 12 criterios. Para ello, se establecieron tres niveles de análisis: Nivel 0, cuando no se aborda el criterio; Nivel 1, cuando se menciona de forma parcial; y Nivel 2, cuando se desarrolla con suficiente detalle. De las referencias analizadas, 16 presentan una relación directa con la temática. Entre ellas, 8 abordan en profundidad la definición de entidades, atributos y propiedades de objetos geotécnicos, y otras 8, los requisitos para el intercambio de información. Asimismo, 7 publicaciones se centran en la interoperabilidad mediante formatos alternativos a IFC como los desarrollados por la Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialist (AGS) o el Open Geospatial Consortium (OGC), y el mismo número en la integración con sistemas de información geográfica (GIS). Por otro lado, 6 documentos analizan la estructura de los modelos y otros 6 los requisitos de calidad. En menor medida, 5 publicaciones tratan la geometría de los objetos y también 5 los mapas de procesos y casos de uso. Solo 4 abordan la interoperabilidad basada en IFC. Cabe señalar que la mayoría de los trabajos se centran en el ámbito de los túneles, sin hacer referencia al proyecto geotécnico en otros ámbitos, en sentido amplio.

Desde el punto de vista normativo y tecnológico, el desarrollo más avanzado es la extensión IFC-4 Tunnelling, que amplía el esquema IFC para incorporar elementos específicos de túneles, incluyendo información geológica y geotécnica estructurada, así como casos de uso, mapas de procesos y requisitos de intercambio. No obstante, su alcance se limita a este tipo de infraestructuras y aún no está plenamente integrado como estándar ISO consolidado. También destacan las recomendaciones del comité alemán (Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen, 2022), especialmente el documento sobre los requisitos de los modelos del terreno, que define los usos de BIM a lo largo del ciclo de vida de los proyectos de túneles. Este trabajo propone una diferenciación entre modelos de información factual e interpretada, establece estructuras de objetos geotécnicos y sus propiedades, y profundiza en los niveles de detalle y los requisitos de intercambio en entornos openBIM. Otras iniciativas relevantes, como la guía de la ITA (International Tunnelling and Underground Space Association, 2022) o la experiencia de NTU (Norwegian Tunnelling Society, 2019) en digitalización de túneles, aportan principios generales y ejemplos prácticos, aunque sin detallar suficientemente cómo estructurar el intercambio de información en BIM. Existen formatos consolidados para el intercambio de datos geotécnicos y geológicos que, aunque no son nativos de BIM, tienen una amplia implantación. Entre ellos, DIGGS (Geo-Institute (ASCE), 2024), basado en XML, y el formato propio de Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists (Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists, 2023) ambos orientados a la gestión estructurada de datos de investigación de campo. Asimismo, desde el ámbito geoespacial, estándares como GeoSciML (Open Geospatial Consortium, 2017) y MUDDI (Open Geospatial Consortium, 2024) facilitan la interoperabilidad de datos del subsuelo en entornos GIS y sistemas integrados. Sin embargo, su conexión con los flujos BIM, y especialmente con IFC, no es directa y requiere procesos adicionales de integración.

En conjunto, la revisión evidencia avances relevantes en la digitalización del terreno, aunque, en su mayoría, se limitan a túneles. No existe todavía un marco integral que cubra de forma transversal todas las aplicaciones de la ingeniería geotécnica ni que responda a las necesidades del contexto profesional y contractual español. Esto pone de manifiesto la necesidad de desarrollar un documento de referencia basado en estándares abiertos que establezca criterios claros para el intercambio de información geotécnica.

En el caso de WP12, la investigación se ha centrado en el análisis de 71 licitaciones distribuidas en 31 actuaciones marítimas, 24 de carreteras y 16 ferroviarias. Se evaluaron nueve aspectos vinculados a los requisitos BIM aplicables a la información geológica y geotécnica (Figura 1). Para cada aspecto se definieron tres niveles de concreción: Nivel 0, cuando no se menciona el concepto; Nivel 1, cuando el requisito se plantea de forma general, sin referencia específica a geología o geotecnia; y Nivel 2, cuando se establece

explícitamente para estas disciplinas. Los resultados muestran que predomina el Nivel 1, lo que indica que la mayoría de los pliegos incluyen exigencias BIM genéricas, pero no establecen requisitos específicos para el ámbito geológico-geotécnico. El único criterio en el que el Nivel 2 alcanza cierta relevancia es el de la geometría de los objetos, con unas 12 licitaciones que sí incorporan prescripciones concretas sobre la representación del terreno o de elementos geotécnicos. Esto sugiere que, cuando se aborda esta disciplina, suele hacerse desde una óptica geométrica, más que desde la definición semántica o el intercambio estructurado de información. Particularmente significativo es el caso de la interoperabilidad mediante formatos específicos del ámbito geotécnico (como AGS y OGC), donde la mayoría de los documentos ni siquiera hacen referencia (Nivel 0), existiendo solo una mención genérica (Nivel 1) y ninguna exigencia específica (Nivel 2). Esto evidencia que estos estándares no se están integrando de forma sistemática en los pliegos BIM.

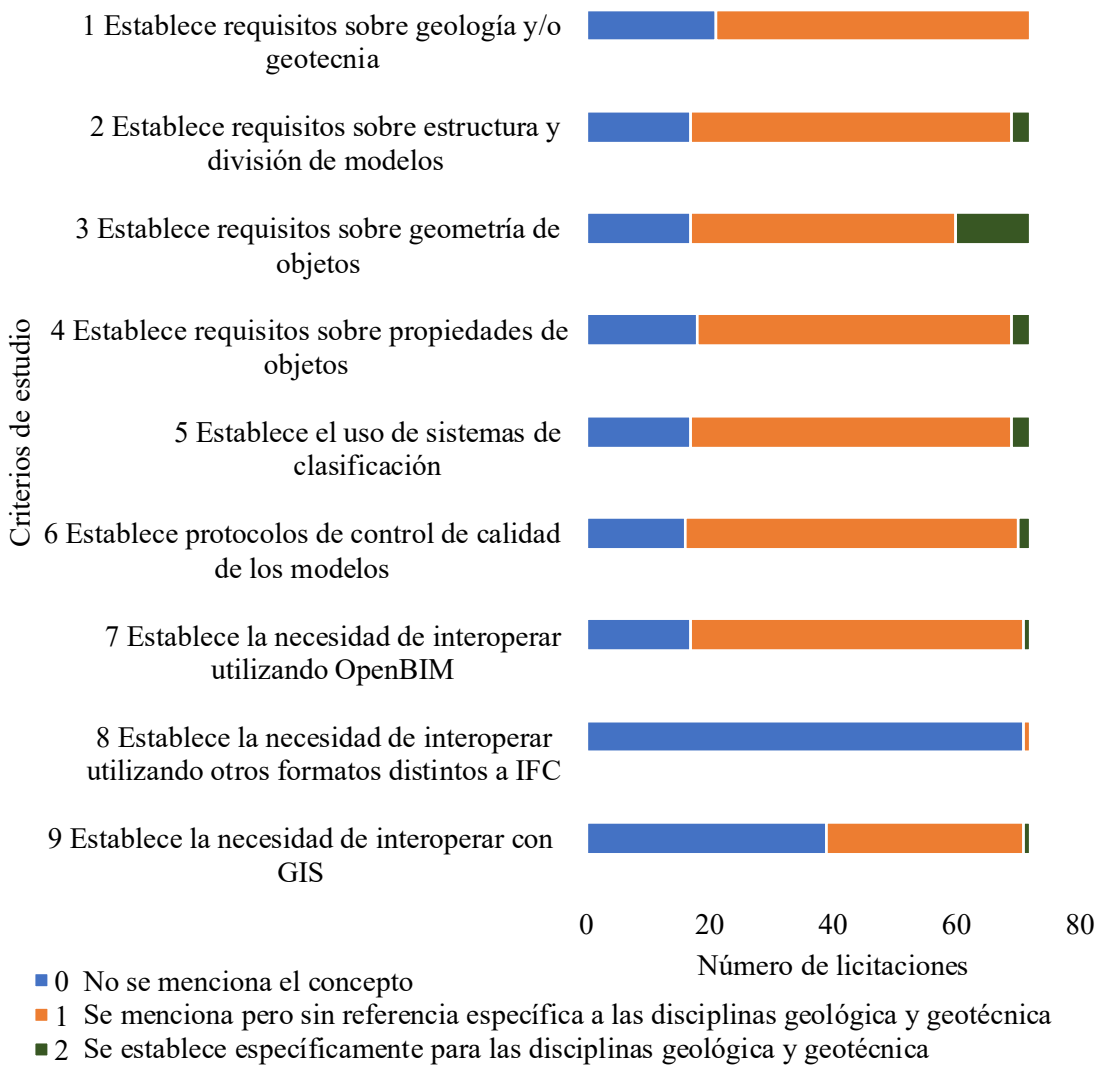


Figura 1. Número de licitaciones relacionadas con los criterios de estudio.

En conjunto, el análisis pone de manifiesto que, aunque los requisitos BIM están presentes de forma generalizada, rara vez se traducen en especificaciones detalladas para la información geológica y geotécnica. La escasa presencia del Nivel 2 en casi todos los criterios confirma la falta de un marco consolidado que guíe a los promotores, lo que refuerza la necesidad de desarrollar un documento de referencia que estructure y unifique estos requisitos.

El paquete WP12 también incluye el análisis de soluciones comerciales de software para el diseño geotécnico (Tabla 2). En total, se identificaron 9 referencias que incluyen programas dedicados o extensiones. La gran mayoría permite el modelado geométrico y la asignación de propiedades a los objetos. Aunque ninguno de ellos tiene certificada su compatibilidad a IFC (buildingSMART International, 2026), cuatro de las soluciones permiten la importación de IFC (Geotechnical Modeler,Istram, TcpMDT, PLAXIS), y otras cinco permiten también su exportación (Geotechnical Modeler, Leapfrog Works, GEO5, Istram, TcpMDT). Resulta llamativo

que la mayoría de las soluciones estudiadas, excepto GEO5 y Leapfrog Works, no admitan la interoperabilidad mediante los formatos internacionales AGS y OGC.

El WP13 es el último de los paquetes de trabajo en desarrollo hasta la fecha. Está centrado en el establecimiento de la nomenclatura de los elementos y de las propiedades geotécnicas con base en normas y guías. Aunque existen diversas recomendaciones, extensiones del esquema IFC y formatos de intercambio de datos, la bibliografía no apunta a una terminología homogénea que permita unificar los términos utilizados ni asegure su coherencia con los sistemas de clasificación y los modelos de datos propios de los entornos OpenBIM. Por ello, en el WP13 se consideró imprescindible definir un marco terminológico común que sirviera de base para el manual. Como referencia normativa se adoptó el Eurocódigo 7 de segunda generación, concretamente su Parte 1 sobre reglas generales (European Committee for Standardization, 2024a), Parte 2 sobre propiedades del terreno (European Committee for Standardization, 2024b), y Parte 3 sobre estructuras geotécnicas (European Committee for Standardization, 2025b), al ser el documento con mayor consenso internacional en el ámbito del proyecto geotécnico. Además, este estándar aborda la disciplina geotécnica desde una visión global (investigación, modelo del terreno y proyecto de geoestructuras, como excavaciones, rellenos, refuerzo y mejora del terreno, cimentaciones, contenciones, etc.). A partir de este marco, se elaboró un inventario terminológico que incorpora, para cada término, su denominación y definición en inglés, junto con su equivalente en castellano. El resultado es un conjunto de 352 conceptos organizados en distintas categorías temáticas. Las categorías más extensas corresponden a acciones, procesos de diseño y cimentaciones.

De acuerdo con los criterios consensuados por el equipo de trabajo asignado a WP13, se está analizando qué términos deben representarse en los modelos BIM como entidades modelables (con geometría propia y como entidades abstractas) y cuáles deben incorporarse como propiedades o atributos. Para ello, se están buscando correspondencias en las versiones oficialmente aprobadas del estándar IFC y en IFC Tunnel, así como en sistemas de clasificación sectoriales y en particular el de carreteras RCEclass (Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible, 2024) y el de ferrocarriles SCFclass (Railway Innovation Hub, 2023). Este trabajo constituye la base del WP31, en el que se abordará el análisis detallado de las limitaciones del esquema IFC actual y la identificación de necesidades específicas para el intercambio de información geotécnica. La detección sistemática de equivalencias y carencias permitirá, en fases posteriores, definir recomendaciones sobre los requisitos de intercambio en el Manual.

Tabla 2. Soluciones comerciales para el diseño geotécnico y su nivel de integración con flujos de trabajo BIM.

Título	**Proveedor**	**Modelado geométrico**	**Asignación de propiedades a objetos**
Geotechnical Modeler	Autodesk	Permite	Permite
AGS Python Library	AGS Data Format WG	No permite	Permite
ags4-validator-desktop-app	AGS Data Format WG	No permite	No permite
Leapfrog Works	Seequent	Permite	Permite
GEO5	Finesoftware	Permite	Permite
Istram	Buhodra	Permite	Permite
TcpMDT	Aplitop	Permite	Permite
GM3D	Geostru	Permite	Permite
PLAXIS	Bentley Systems	Permite	Permite

4. CONCLUSIONES

Este trabajo expone los progresos alcanzados hasta la fecha en el proyecto “Manual de intercambio de información geotécnica”, impulsado conjuntamente por la Universitat Politècnica de València y buildingSMART Spain. La iniciativa, puesta en marcha en diciembre de 2025 y con un horizonte temporal de un año, tiene como finalidad elaborar una guía de referencia que facilite la generación y el intercambio de información geológica y geotécnica en entornos BIM basados en estándares abiertos.

El proyecto se articula en cuatro paquetes de trabajo. El primero (WP1) se centra en el análisis del estado del conocimiento, el estudio de la práctica real en la contratación pública, la definición de la terminología y de los casos de uso. El segundo (WP2) aborda los requisitos de modelado. El tercer paquete (WP3) se orienta a definir los requisitos de intercambio, las limitaciones existentes y las necesidades específicas en materia de interoperabilidad. Por último, el cuarto (WP4) contempla la redacción del Manual y la difusión de los resultados. Cada uno de estos paquetes se subdivide en tareas específicas, y hasta el momento se han desarrollado los trabajos correspondientes a WP11, WP12 y WP13.

En relación con la revisión del estado del arte (WP11), basada en el estudio de 22 publicaciones internacionales, se constata la existencia de avances significativos en el ámbito de la ingeniería de túneles, como la extensión IFC-Tunnelling y las recomendaciones de DAUB e ITA, así como en el desarrollo de formatos de intercambio de datos geotécnicos, como AGS, DIGGS o los modelos promovidos por el OGC. Sin embargo, no se ha identificado ningún documento que aborde de forma global el proyecto geotécnico en su conjunto ni que establezca criterios sistemáticos para la generación y el intercambio de información en entornos OpenBIM, especialmente en el contexto de la contratación pública en España.

Por su parte, el análisis de 71 licitaciones públicas (WP12) pone de manifiesto que, si bien la mayoría de los pliegos incorporan exigencias relacionadas con BIM, estas rara vez incluyen prescripciones específicas para la información geológica y geotécnica. La utilización de formatos abiertos especializados para garantizar la interoperabilidad es prácticamente inexistente, y únicamente en aspectos geométricos se detecta una cierta presencia de requisitos concretos. El análisis del software geotécnico muestra que, aunque la mayoría de las herramientas permiten el modelado geométrico y la gestión de propiedades, la interoperabilidad sigue siendo limitada. Ninguna solución cuenta con certificación oficial de IFC según los estándares de buildingSMART y, aunque algunas permiten importar y exportar este formato, la integración con estándares específicos del ámbito geotécnico, como AGS u OGC, aún es escasa.

En cuanto al WP13, los trabajos realizados han permitido avanzar hacia la adopción de una terminología común para la disciplina geotécnica en entornos BIM. La utilización del Eurocódigo 7 como marco de referencia ha facilitado la identificación de los conceptos propios del proyecto geotécnico, así como el análisis de su correspondencia con las versiones actuales de IFC, la extensión IFC-Tunnelling y distintos sistemas de clasificación sectoriales. Este proceso constituye la base para determinar qué información debe incorporarse a los modelos en forma de objetos, atributos y propiedades, y permitirá, en fases posteriores, definir los requisitos de intercambio y detectar las limitaciones del estándar.

De forma conjunta, los resultados obtenidos en los WP11, WP12 y WP13 ponen de manifiesto la ausencia de un marco estructurado y consensuado que guíe la producción, el modelado e intercambio de información geológica y geotécnica. A nivel internacional, los desarrollos existentes se concentran principalmente en el ámbito de los túneles, dejando sin cubrir otras aplicaciones habituales de la ingeniería geotécnica, como cimentaciones, contenciones, excavaciones o mejora del terreno, entre otros. En paralelo, la práctica contractual en España incorpora requisitos BIM de carácter general, pero carece, salvo excepciones, de especificaciones concretas para esta disciplina. Todo ello pone de relieve la necesidad de contar con un manual que establezca una base común, práctica y consensuada, que sirva de referencia tanto para promotores como para contratistas en el intercambio de información geotécnica en entornos BIM.

A partir de estos resultados, obtenidos en las fases iniciales del proyecto, las siguientes etapas se centrarán en el desarrollo de los paquetes de trabajo WP2, WP3 y WP4. En particular, se abordará la definición de los requisitos de modelado, incluyendo la estructura de los modelos y la identificación de entidades, atributos y niveles de información, así como la caracterización de los requisitos de intercambio y su correspondencia con el esquema IFC. Asimismo, se prevé la validación de las propuestas desarrolladas mediante casos representativos, en colaboración con las administraciones y empresas participantes, y su posterior consolidación en el “Manual de intercambio de información geotécnica”. Estas tareas permitirán avanzar hacia la definición de un marco operativo aplicable en la práctica profesional, facilitando su incorporación en los procesos de contratación pública, con potencial de alineación futura con iniciativas nacionales e internacionales, y contribuyendo al consenso estatal para el intercambio de información geológica y geotécnica en entornos BIM.

AGRADECIMIENTOS

Este artículo se ha redactado en el marco del proyecto “Manual de intercambio de información geotécnica”, promovido conjuntamente por la Universitat Politècnica de València y buildingSMART Spain. Los autores desean expresar su agradecimiento a todas las entidades y profesionales que se han adherido voluntariamente al proyecto y que han sido nombrados en el texto. Esta comunicación ha sido financiada en el marco de la convocatoria Ayuda a Primeros Proyectos de Investigación (PAID-06-25), Vicerrectorado de Investigación de la Universitat Politècnica de València (UPV).

REFERENCIAS

Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists (2023). AGS Data Format. AGS – Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists. https://www.ags.org.uk/data-format/

buildingSMART International (2022). IFC Tunnel Extension – IFC 4.4 Documentation. IFC Tunnel Project. https://bsi-infraroom.github.io/IFC-Documentation-Tunnel/4_4_0_0/general/HTML/

buildingSMART International (2026). IFC Software Certification. buildingSMART International. https://www.buildingsmart.org/compliance/software-certification/ifc/

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen. (2022). Digital Design, Building and Operation of Underground Structures – Model requirements – Part 3: Ground Model. Recuperado de https://www.daub-ita.de/fileadmin/documents/daub/gtcrec5/2023-05_DAUB-BIT-Modellanforderungen-T3_EN_fin.pdf

European Committee for Standardization (2024a). *Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 1: General rules (EN 1997-1:2024).* European Committee for Standardization (CEN).

European Committee for Standardization (2024b). *Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 2: Ground properties (EN 1997-2:2024).* European Committee for Standardization (CEN).

European Committee for Standardization (2025). *Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 3: Geotechnical structures (EN 1997-3:2025).* European Committee for Standardization (CEN).

Geo-Institute (ASCE) (2024). DIGGS Data Format. Geo-Institute – American Society of Civil Engineers. https://www.geoinstitute.org/special-projects/diggs

International Tunnelling and Underground Space Association (2022). BIM in Tunnelling. https://about.ita-aites.org/publications/wg-publications/2127/bim-in-tunnelling-guideline-for-bored-tunnels-vol-1

Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible (2024). RCEclass – Sistema de clasificación BIM de la Red de Carreteras del Estado. https://www.transportes.gob.es/carreteras/nuestro-trabajo/metodologia-bim/rceclass

Norwegian Tunnelling Society (2019). Digitalisation in the Norwegian Tunnelling Industry. Recuperado de https://nff.no/wp-content/uploads/sites/2/2020/04/Publication-28.pdf

Open Geospatial Consortium (2017). OGC Geoscience Markup Language (GeoSciML). Open Geospatial Consortium (OGC). https://www.ogc.org/standards/geosciml/

Open Geospatial Consortium (2024). OGC Model for Underground Data Definition and Integration (MUDDI). Open Geospatial Consortium (OGC). https://www.ogc.org/es/standards/muddi/

Railway Innovation Hub (2023). Railway BIM Classification System (SCFclass). https://www.railwayinnovationhub.com/bim/

SEMR (2024). XXI Jornada Técnica Anual de la SEMR: el BIM en la Ingeniería de Rocas. https://youtu.be/fmgv9vnYJn8?si=qiQMn30_ykdVlRYY

EVALUACIÓN DEL COLAPSO DE PIROCLASTOS DE CAÍDA SOMETIDOS A CARGAS ISOTRÓPICAS

Fausto MOLINA-GÓMEZ[(1)*], Rubén A. GALINDO-AIRES[(2)], Miguel Ángel MILLÁN[(1)], Luis HERNÁNDEZ-GUTIÉRREZ[(3)] y Mauro MUÑIZ-MENÉNDEZ[(4)]

[(1)] Departamento de Estructuras y Física de Edificación
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
*fausto.molina@upm.es

[(2)] Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

[(3)] Instituto Volcanológico de Canarias (INVOLCAN)

[(4)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

Los piroclastos de caída se consideran materiales macroporosos debido a su baja densidad a gran volumen de huecos. Estas características dan lugar a materiales de baja densidad, lo que genera una estructura interna compleja con uniones interparticulares débiles. Bajo presiones de confinamiento relativamente bajas, esta estructura frágil puede romperse, desencadenando un fenómeno conocido como colapso estructural. Dicho colapso determina el comportamiento de los piroclastos, de manera que determina sus propiedades geomecánicas. Este trabajo presenta una serie de procedimientos de laboratorio destinados a evaluar el colapso estructural de rocas piroclásticas macroporosas recolectadas en las Islas Canarias, España. Las metodologías propuestas abarcan el muestreo, la manipulación en laboratorio y los ensayos triaxiales de compresión isotrópica. Siguiendo estos procedimientos, es posible lograr una caracterización fiable del colapso estructural de los piroclastos, proporcionando datos esenciales para el diseño de estructuras geotécnicas.

ABSTRACT

Pyroclastic fall deposits are considered macroporous materials. The origin of macropores is due to the accumulation of gases in magma during volcanic eruptions. These processes result in low-density materials, generating a complex internal structure with weak interparticle bonds. Under relatively low confining pressures, this brittle structure can fail, triggering structural collapse. This collapse determines whether the pyroclasts exhibit rock-like or soil-like mechanical behaviour, significantly influencing their geomechanical properties. This work presents a series of laboratory procedures designed to evaluate the structural collapse of macroporous pyroclastic rocks collected in the Canary Islands, Spain. The proposed methodologies encompass sampling, laboratory manipulation, and isotropic compression triaxial tests. Following these procedures, it is possible to achieve a reliable characterisation of the structural collapse of pyroclasts, providing essential data for the design of geotechnical structures.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Mecánica de rocas (rock mechanics), ensayos de laboratorio (laboratory testing), resistencia a la compresión isotrópica (isotropic compression strenght).*

1. INTRODUCCIÓN

Los depósitos piroclásticos se encuentran ampliamente distribuidos en regiones volcánicas, entre las que se destacan las Islas Canarias, en España. Estos materiales se caracterizan generalmente por presentar baja densidad y alta porosidad, frecuentemente superior a 0.40, y pueden clasificarse como cenizas volcánicas o como rocas volcánicas dependiendo de su grado de consolidación. Su comportamiento mecánico suele situarse entre el de los suelos rígidos y el de las rocas blandas, y está fuertemente controlado por su elevada porosidad y su estructura interna particular. Estas características desempeñan un papel fundamental en su deformabilidad y resistencia al corte.

Cuando estos materiales se someten a elevadas presiones de confinamiento, su estructura interna puede colapsar, lo que produce una deformación abrupta y una transición progresiva hacia un comportamiento similar al de los suelos. Este fenómeno se conoce comúnmente como colapso estructural. El colapso estructural ocurre cuando un material altamente poroso pierde los enlaces entre sus partículas tras alcanzar un nivel crítico de tensiones, lo que provoca una reducción súbita de volumen y la formación de un material más denso (Serrano et al., 2021).

La evaluación del colapso estructural es, por tanto, esencial para comprender el comportamiento mecánico de las rocas piroclásticas de baja densidad, ya que su elevada porosidad las hace especialmente susceptibles a inestabilidades volumétricas repentinas. En estudios de laboratorio, el colapso isotrópico se investiga comúnmente mediante el incremento progresivo de la presión de confinamiento bajo condiciones controladas, mientras se monitorizan las deformaciones volumétricas hasta que se produce el colapso. A diferencia de la etapa convencional de consolidación en los ensayos triaxiales, este procedimiento tiene como objetivo identificar la presión crítica a partir de la cual se inicia el colapso estructural.

A pesar de su clara relevancia desde el punto de vista ingenieril, los estudios que abordan explícitamente el colapso isotrópico de geomateriales siguen siendo limitados. La mayor parte de las investigaciones experimentales sobre materiales piroclásticos se han centrado en la resistencia al corte mediante ensayos de compresión simple no confinada. Aunque estos ensayos proporcionan información valiosa, no permiten captar completamente la respuesta tensión–deformación bajo condiciones de tensiones isotrópicas, lo que deja un vacío en la caracterización mecánica integral de estos depósitos. La ampliación de la investigación en este ámbito contribuiría a mejorar los modelos predictivos y a optimizar las aplicaciones geotécnicas relacionadas con las formaciones piroclásticas.

Este artículo presenta procedimientos de laboratorio desarrollados para evaluar el comportamiento de colapso estructural de materiales piroclásticos recolectados en las Islas Canarias (España). Los resultados proceden de un amplio programa experimental realizado en Madrid, España. La metodología propuesta incluye protocolos detallados para la manipulación de muestras y ensayos de compresión isotrópica diseñados para evaluar el comportamiento de colapso.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES UTILIZADOS

Los materiales piroclásticos difieren significativamente de las rocas volcánicas típicas y, debido a sus propiedades físicas y mecánicas particulares, suelen clasificarse como geomateriales no convencionales (Elliott y Brown, 1985; del Potro y Hürlimann, 2008). A diferencia de las rocas volcánicas convencionales, los piroclastos presentan con frecuencia texturas altamente heterogéneas derivadas de su macroporosidad y de sus complejas estructuras internas. Estas características dan lugar a respuestas mecánicas que suelen situarse entre las de los suelos y las de las rocas débiles, lo que plantea retos para su caracterización geotécnica mediante métodos convencionales.

Con el fin de facilitar su clasificación desde el punto de vista ingenieril y apoyar estrategias adecuadas de diseño y mitigación del riesgo, Hernández-Gutiérrez y Rodríguez-Lozada (Gobierno de Canarias, 2011) propusieron un sistema de clasificación de los materiales piroclásticos presentes en las Islas Canarias. Este sistema fue desarrollado a petición del gobierno regional, con el objetivo de mejorar la caracterización mecánica de los depósitos piroclásticos del archipiélago y apoyar el desarrollo de infraestructuras en entornos volcánicos.

La clasificación considera características estructurales y composicionales clave de los materiales piroclásticos, entre ellas el tipo de porosidad (reticular, vacuolar o mixta), el grado de litificación, la distribución granulométrica y la composición de la matriz (Serrano et al., 2016). Al incorporar estos parámetros, el sistema proporciona una referencia práctica para profesionales de la geotecnia que trabajan con el complejo comportamiento de los geomateriales piroclásticos en aplicaciones como el análisis de la estabilidad de taludes, el diseño de cimentaciones y la evaluación de riesgos geológicos.

Tabla 1. Litotipos identificados en la clasificación (adaptado de Gobierno de Canarias, 2011).

Grupo	**Litotipo**	**Estado**	**Código**
Piroclastos basálticos	Lapilli (LP)	Suelto (S)	LPS
		Soldado (T)	LPT
	Escoria (Es)	Suelto (S)	ESS
		Soldado (T)	ESW
	Cenizas basálticas (CB)	Suelto (S)	CBS
		Soldado (T)	CBT
Piroclastos sálicos	Pumita (PZ)	Suelto (S)	PZS
		Soldado (T)	PZT
	Cenizas sálicas (CS)	Suelto (S)	CSS
		Soldado (T)	CST

Las muestras utilizadas en este estudio se obtuvieron de distintos bloques de materiales piroclásticos procedentes de las Islas Canarias (España). Los bloques fueron tallados in situ y posteriormente recubiertos con parafina para su transporte, utilizando cajas especialmente diseñadas para alojar cuatro bloques de aproximadamente 30×30×30 cm³. Estos procedimientos se aplicaron con el fin de minimizar posibles alteraciones en la estructura del material durante el transporte. Una vez trasladados a Madrid, los bloques fueron clasificados según su litotipo empleando la clasificación propuesta por Hernández-Gutiérrez y Rodríguez-Lozada (Gobierno de Canarias, 2011), identificándose como lapilli, escoria, pumita, cenizas basálticas y cenizas sálicas.

Los bloques compuestos por materiales más rígidos fueron perforados en el laboratorio utilizando una corona diamantada, mientras que los piroclastos litificados fueron tallados manualmente (Molina-Gómez et al., 2025). Mediante este procedimiento se obtuvieron probetas con diámetros entre 6.4 y 7.2 cm y alturas entre 9.0 y 15.5 cm. A pesar del cuidadoso proceso de preparación, la elevada porosidad de los piroclastos hace que estos materiales sean especialmente propensos a romperse durante la preparación de las probetas y a presentar irregularidades en la superficie. Como consecuencia, algunas muestras no resultaron adecuadas para ensayos mecánicos, aunque sí pudieron emplearse para su clasificación física. En el caso de los bloques formados con materiales más blandos, como la pumita, se aplicaron técnicas de recorte y ajuste para mitigar dichos problemas durante la preparación de las probetas.



Figura 1. Preparación de muestras: a) extracción de núcleos; b) tallado; c) aspecto de las muestras a ensayar.

2.1. EQUIPO DE TRIAXIAL MEJORADO

En este estudio se utilizó un equipo triaxial mejorado. El sistema está equipado con dos controladores digitales de presión-volumen capaces de incrementar automáticamente la presión de confinamiento hasta 3.5 MPa, mientras registran simultáneamente los cambios de volumen con una precisión de 0.001 cm³. La presión se midió mediante un transductor de presión conectado a la base de la célula triaxial, mientras que los cambios de volumen se determinaron a partir del recuento de los pasos del motor del sistema de control. De este modo, los ensayos de compresión isotrópica se representan mediante la relación entre la presión isotrópica media (p) y la deformación volumétrica (ε_v). La Figura 2 ilustra el equipo triaxial utilizado.

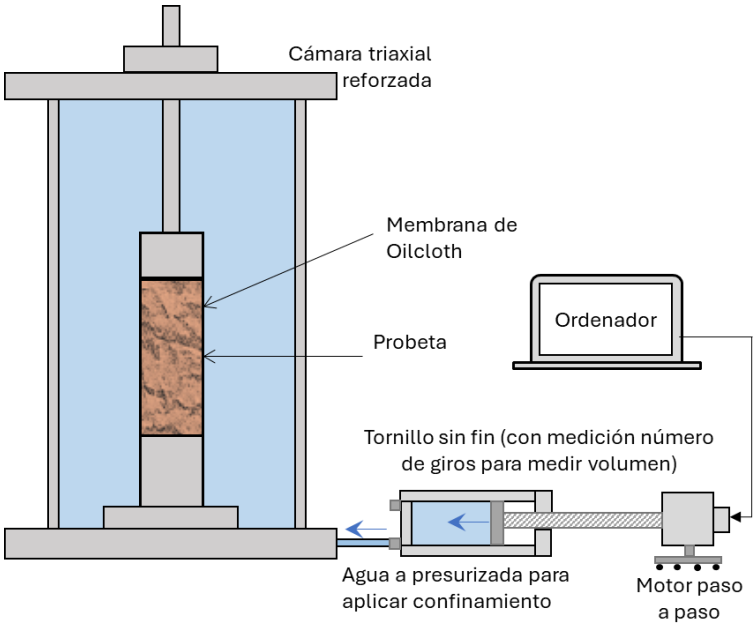


Figura 2. Configuración del equipo triaxial.

Debido a las irregularidades superficiales y a la posible presencia de bordes afilados en las probetas piroclásticas, durante los ensayos fue necesario utilizar doble membrana para evitar perforaciones. Esta configuración también optimiza la fiabilidad del sistema durante los ensayos de compresión isotrópica (Conde, 2013). Todos los ensayos se realizaron en probetas secas.

3. RESULTADOS

La presión de colapso (Pc) se identifica cuando la probeta presenta un cambio brusco en su volumen, lo que indica el inicio del colapso estructural (Molina-Gómez et al., 2025). La Figura 3 presenta los resultados típicos de los ensayos de compresión isotrópica realizados en dos muestras. La primera muestra, representada por la línea gruesa, no colapsó bajo las presiones máximas del equipo triaxial (es decir, 3500 kPa). En contraste, la segunda muestra, representada por la línea doble, presentó colapso estructural a 1835 kPa. El colapso se identificó por un aumento repentino de la deformación volumétrica, que pasó del 12.3% al 16.2%. Esta transición muestra un cambio de pendiente en la curva tensión-deformación en el punto correspondiente al valor de Pc. Este comportamiento confirma que el colapso estructural induce deformaciones significativas en el depósito de suelo o en el macizo rocoso, lo que puede comprometer gravemente la estabilidad de cimentaciones, taludes, terraplenes y otras estructuras geotécnicas. El cambio volumétrico repentino resalta la necesidad de una evaluación cuidadosa del potencial de colapso de los materiales piroclásticos, en particular en áreas donde pueden existir altas presiones de confinamiento, para prevenir fallas inesperadas y asegurar la estabilidad estructural a largo plazo.

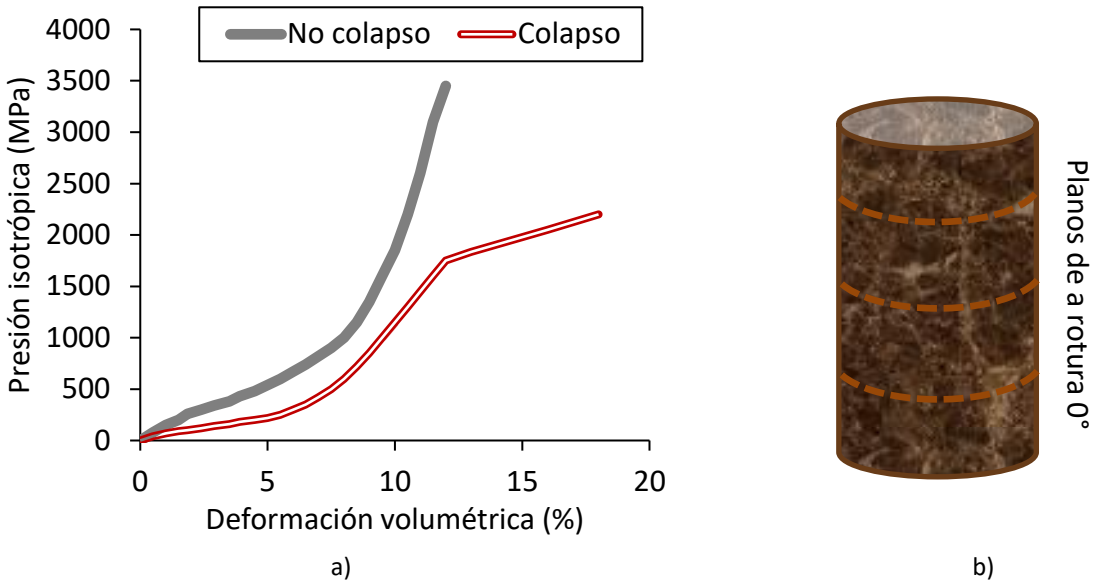


Figura 3. Resultados de compresión isotrópica: a) curvas tensión-deformación; b) modo de rotura por colapso.

La presión de colapso puede estar relacionada con la densidad seca (ρ_d) de los materiales piroclásticos. Se observa que las muestras que no presentan colapso corresponden, en general, a materiales más densos, lo que indica una estructura interna más resistente y menos susceptible a la rotura, debido a su menor porosidad. En estos casos, la evolución de la deformación volumétrica es más progresiva y estable. De esta manera, las muestras con menor ρ_d presentan colapso estructural a valores más bajos de la presión de colapso (*Pc*). Este comportamiento puede atribuirse a su mayor porosidad —y, por tanto, menor densidad— lo que implica una estructura interna más débil y con menor grado de cementación o enlace entre partículas (Serano et al., 2016).

Los resultados ponen de manifiesto una tendencia clara: a menor ρ_d, menor *Pc*. Esta relación se confirma en la Figura 4, donde se observa una correlación consistente entre *Pc* y ρ_d. Esta correlación evidencia la influencia significativa del peso específico seco en el comportamiento mecánico de los materiales piroclásticos. En consecuencia, la adecuada caracterización de ρ_d resulta fundamental para estimar el potencial de colapso. Estos resultados refuerzan la necesidad de analizar la respuesta mecánica de los materiales piroclásticos bajo distintos niveles de presión de confinamiento, con el fin de predecir con mayor precisión los valores de *Pc* asociados al colapso estructural.

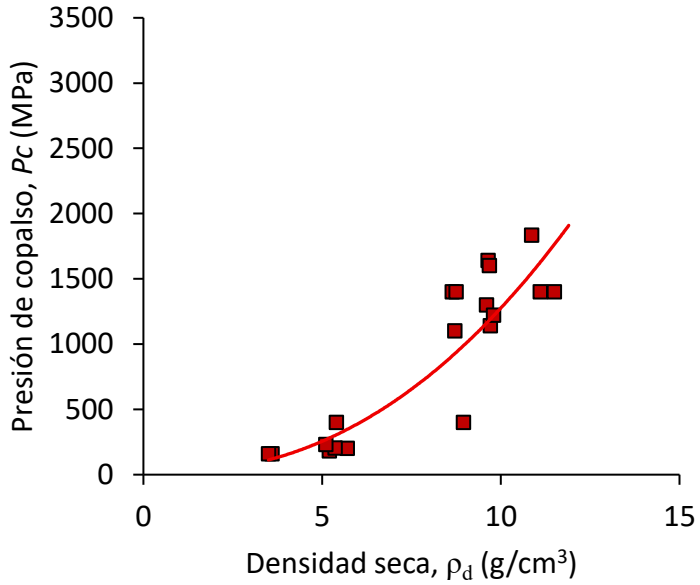


Figura 4. Relación entre densidad seca y presión de colapso.

4. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado una serie de procedimientos experimentales que permiten el manejo y la evaluación del colapso estructural de piroclastos de caída. Se estudiaron materiales macroporosos procedentes de las Islas Canarias (España). Los resultados ponen de manifiesto la influencia determinante de la densidad seca (ρ_d) en el comportamiento frente al colapso, observándose que los materiales menos densos presentan valores más bajos de *Pc* y, por tanto, mayor susceptibilidad al colapso estructural. Desde el punto de vista aplicado, este estudio resalta la importancia de una adecuada caracterización de los materiales piroclásticos en proyectos de ingeniería, especialmente en contextos donde puedan desarrollarse altas presiones de confinamiento. Asimismo, los procedimientos propuestos constituyen una metodología de laboratorio fiable para evaluar el potencial de colapso, sentando las bases para futuras investigaciones en este tipo de geomateriales.

AGRADECIMIENTOS

Esta publicación forma parte del proyecto PID2022-139202OB-I00, Redes neuronales y técnicas de optimización para el diseño y mantenimiento seguros de infraestructuras de transporte: geotecnia de rocas volcánicas y estabilidad de taludes (IA-Pyroslope), financiado por la Agencia Estatal de Investigación del Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades y el Fondo Europeo de Desarrollo Regional, MCIN/AEI/10.13039/501100011033/FEDER, UE.

REFERENCIAS

Canarias, Gobierno de (2011). Guía para la planificación y realización de estudios geotécnicos para la edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias. Gobierno de Canarias.

Cecconi, M., Scarapazzi, M. y Viggiani, G.M.B. (2010). On the geology and the geotechnical properties of pyroclastic flow deposits of the Colli Albani. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 69(2), 185–206.

Conde, M. (2013). Caracterización geotécnica de materiales volcánicos de baja densidad. Tesis doctoral, Universidad Complutense de Madrid.

Galindo, R.A., Serrano, A. y Olalla, C. (2017). Ultimate bearing capacity of rock masses based on modified Mohr–Coulomb strength criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 93, 215–225.

Serrano, A. y Olalla, C. (1994). Ultimate bearing capacity of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 31(2), 93–106.

Serrano, A., Galindo, R. y Perucho, Á. (2021). Ultimate bearing capacity of low-density volcanic pyroclasts: application to shallow foundations. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 54(4), 1647–1670.

Serrano, A., Perucho, A. y Conde, M. (2016). Yield criterion for low-density volcanic pyroclasts. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 86, 194–203.

Tommasi, P., Verrucci, L. y Rotonda, T. (2015). Mechanical properties of a weak pyroclastic rock and their relationship with microstructure. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(2), 211–223.

Topal, T. y Doyuran, V. (1997). Engineering geological properties and durability assessment of the Cappadocian tuff. *Engineering Geology*, 47(1–2), 175–187.

Vallejo, L.I.G., Hijazo, T. y Ferrer, M. (2008). Engineering geological properties of the volcanic rocks and soils of the Canary Islands. *Soils and Rocks*, 31(1), 3–13.

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS Y GEOQUÍMICAS DE UN SUELO ALOFÁNICO CHILENO (TRUMAO)

José Miguel MONTENEGRO COOPER[(1)*], Pamela VALENZUELA TORO[(2)], Robert Wallace KING[(1)], Pablo SALGADO MENDOZA[(1)] y Juan Humberto PALMA GONZÁLEZ[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil
Universidad Católica de la Santísima Concepción (Chile)
*jmontenegro@ucsc.cl

[(2)] Escuela de Ingeniería de Construcción y Transporte
Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (Chile)

RESUMEN

En Chile hay 87 volcanes potencialmente eruptivos activos, según el Servicio Nacional de Geología y Minería (SERNAGEOMIN). Una erupción volcánica expulsa materiales de diferentes granulometrías y, por tanto, con distintas características geológico-geotécnicas. Los materiales expulsados durante una erupción volcánica se clasifican granulométricamente en ceniza volcánica (partículas menores de 2 mm), lapilli (fragmentos entre 2 y 64 mm) y bombas o bloques volcánicos (fragmentos mayores de 64 mm). La ceniza volcánica se compone mayoritariamente de vidrio volcánico al ser expulsada del volcán y se deposita en espesores variables según la dirección de los vientos predominantes. Este material se altera químicamente al entrar en contacto con el aire y el agua. La alteración química del vidrio volcánico forma capas de suelo con minerales o paraminerales como el alofán y la imogolita, responsables de algunas propiedades singulares que caracterizan el comportamiento de estos suelos (Wesley, 1998). Estos suelos presentan elevada porosidad, alta capacidad de retención de humedad (superior al 50%), bajo peso específico natural (menor a 10 kN/m³) y alta susceptibilidad, definida como la relación entre la resistencia a la compresión simple de muestras inalteradas y remoldeadas, igual o superior a 8. En Chile se distinguen dos tipos de estos suelos volcánicos, denominados localmente trumaos (suelos formados a partir de cenizas volcánicas "recientes" en la zona centro-sur) y ñadis (suelos anegados derivados de cenizas volcánicas holocénicas, con una capa impermeable, el "fierrillo", y características específicas de humedad en el sur de Chile). Los suelos alofánicos cubren una importante superficie de terreno en Chile, alcanzando aproximadamente 3.757.000 hectáreas, de las cuales el 89% corresponde a suelos trumaos y el resto a ñadis (Hermosilla & Cárdenas, 2007). En el presente artículo se presentan los resultados obtenidos de investigaciones desarrolladas en la Universidad Católica de la Santísima Concepción y en la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, donde se realizaron ensayos de caracterización geotécnica y geoquímica, que han sido contrastados con resultados de investigaciones anteriores, con el propósito de contar con información validada para desarrollar estudios de estabilidad de taludes y de filtros depuradores de agua.

ABSTRACT

Chile has 87 potentially active eruptive volcanoes according to the National Service of Geology and Mining (SERNAGEOMIN). A volcanic eruption ejects materials of different grain sizes and, therefore, with distinct geological and geotechnical characteristics. The materials expelled

during a volcanic eruption are granulometrically classified as volcanic ash (particles smaller than 2 mm), lapilli (fragments between 2 and 64 mm), and volcanic bombs or blocks (fragments larger than 64 mm). Volcanic ash is mainly composed of volcanic glass when expelled from the volcano and is deposited in variable thicknesses depending on the prevailing wind direction. This material undergoes chemical alteration when exposed to air and water. The chemical alteration of volcanic glass forms soil layers containing minerals or paraminerals such as allophane and imogolite, which are responsible for some of the unique properties characterizing the behavior of these soils (Wesley, 1998). These soils exhibit high porosity, high water retention capacity (greater than 50%), low natural unit weight (less than 10 kN/m³), and high sensitivity, defined as the ratio between the unconfined compressive strength of undisturbed and remolded samples equal to or greater than 8. In Chile, two types of these volcanic soils are distinguished, locally known as trumaos (soils formed from "recent" volcanic ash deposits in the central-southern region) and ñadis (waterlogged soils derived from Holocene volcanic ash, characterized by an impermeable layer known as "fierrillo" and specific moisture conditions in southern Chile). Allophanic soils cover a significant land area in Chile, reaching approximately 3,757,000 hectares, of which 89% corresponds to trumaos and the remainder to ñadis (Hermosilla & Cárdenas, 2007). This article presents results from research conducted at the Universidad Católica de la Santísima Concepción and the Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, where geotechnical characterization tests and geochemical analyses were performed and compared with those from previous investigations to obtain validated information for the development of slope stability studies and water purification filter systems.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Ceniza volcánica (Volcanic ash), Alofán (Allophane), Imogolita (Imogolite).*

1. INTRODUCCIÓN

Los suelos derivados de cenizas volcánicas ocupan extensas zonas del territorio chileno y constituyen un material de especial interés para la ingeniería geológica y geotécnica, debido a la singularidad de su comportamiento físico, mecánico y químico. En Chile, estos suelos son comúnmente conocidos como trumaos y se originan a partir de la meteorización de cenizas volcánicas depositadas durante sucesivos eventos eruptivos, principalmente en sectores de relieve suave de la zona centro-sur del país. La formación de estos suelos está fuertemente condicionada por factores climáticos, particularmente por altas precipitaciones medias anuales, generalmente superiores a 1.000–1.500 mm, que permiten la infiltración sostenida de agua a través de los depósitos piroclásticos y favorecen procesos intensos de alteración físico-química del vidrio volcánico (Shoji, Nanzyo & Dahlgren, 1993; Paredes & Verdugo, 2004).

A medida que avanza este proceso, el vidrio volcánico se transforma en minerales de baja cristalinidad, principalmente en alofán e imogolita. Esta mineralogía particular les confiere propiedades geoquímicas distintivas, como una alta superficie específica, una elevada capacidad de retención de agua y una importante afinidad por especies iónicas, lo que condiciona directamente su comportamiento físico y mecánico (Nanzyo, Shoji & Dahlgren, 1993; Dahlgren, Saigusa & Ugolini, 2004).

El grado de meteorización de un material se determina mediante el procedimiento de la International Society of Rock Mechanics (ISRM, 1978), que lo clasifica en números romanos desde I (roca fresca) hasta VI (suelo completamente meteorizado). En general, los suelos residuales presentan una estratigrafía en la que el grado de meteorización aumenta con la profundidad. Este comportamiento se observa en suelos residuales originados por la meteorización de una roca. En contraste, en suelos residuales derivados de ceniza volcánica, los estratos más profundos corresponden a depósitos más antiguos, sometidos a procesos de alteración durante períodos más prolongados, por lo que pueden exhibir grados de meteorización más altos que los de los niveles superficiales (Shoji *et al*., 1993; Paredes & Verdugo, 2004).

La singular composición mineralógica y la estructura interna de estos suelos les confieren un comportamiento geotécnico altamente sensitivo. Diversos estudios han demostrado que los parámetros geotécnicos de los suelos alofánicos dependen en gran medida de la estructura interna y del contenido de humedad, y son particularmente sensibles a las alteraciones inducidas durante el muestreo y la preparación de las muestras.

Procesos como el secado acelerado al horno, en comparación con el secado natural o a la sombra, pueden provocar cambios significativos en la plasticidad, las propiedades de compactación, la resistencia al corte y la compresibilidad, debido a la destrucción parcial o total de la estructura interna asociada a los enlaces alofánicos y a la pérdida de agua estructural (Verdugo, 2008; Romero-Mancilla *et al*., 2021).

Un aspecto especialmente relevante desde el punto de vista de la ingeniería es la aparente contradicción entre los bajos parámetros de resistencia al corte obtenidos en ensayos de laboratorio y la elevada estabilidad observada en taludes naturales desarrollados en este tipo de suelos, que pueden presentar ángulos de inclinación superiores a 45° sin evidencia de inestabilidad. Entre las hipótesis planteadas para explicar este comportamiento se incluyen la contribución de la resistencia a la tracción, la cohesión aparente asociada a estados de saturación parcial y a la succión matricial, así como el rol de la estructura interna intacta del suelo, factores que no siempre se captan adecuadamente en ensayos con muestras de laboratorio (Wesley, 2010; Verdugo, 2008).

En este contexto, la caracterización geoquímica y geotécnica integrada, complementada con ensayos in situ, resulta fundamental para comprender el comportamiento de los suelos alofánicos en condiciones naturales. El presente trabajo aborda estas características en un suelo alofánico chileno (trumao), analizando su proceso de formación, composición geoquímica, sensibilidad estructural y la influencia de distintos procedimientos de secado sobre sus propiedades geotécnicas, con el objetivo de aportar antecedentes relevantes para su correcta evaluación y uso en proyectos de ingeniería. La Tabla 1 resume las propiedades de estado (peso específico seco y humedad natural) y la resistencia al corte (ángulo de rozamiento y cohesión) de suelos alofánicos de Chile, Nueva Zelanda e Indonesia.

Tabla 1. Resumen propiedades resistentes estudios anteriores.

Parámetros Unidad / **Autor investigación**	**Ángulo de fricción Ø (°)**	**Cohesión c (kPa)**	**Humedad natural (%)**	**Peso específico seco (kN/m^3)**	**Ensayos**
Paredes (2005)	25-35	8,0-49	-	6,3 - 6,9	Tx CID
Verdugo (2008)	39-43	-	78,1-124,2	5,5 - 7,1	Tx CIU
Wesley (2009)	30-40	-	-	-	Tx CIU
González (2012)	39-37	0-20	-	5,3 - 7,8	Tx CIU
Romero (2018)	16-30	3,5 -13,7	64-71	6,0 - 7,2	Tx CIU

2. METODOLOGÍA

El presente trabajo describió la estratigrafía y recolectó muestras para su análisis en el laboratorio. Los ensayos realizados corresponden a una caracterización geoquímica y geotécnica del suelo alofánico. La caracterización geotécnica consideró la identificación y clasificación de las muestras, la compactación del material, los parámetros de resistencia al corte drenados en función de la profundidad y los parámetros de deformación.

Cabe recordar que la estructura interna del trumao se rompe al someter la muestra a procesos de secado, lo que provoca variaciones en sus propiedades geoquímicas y geotécnicas. Para evaluar este efecto, se ensayaron muestras con humedad natural y otras previamente secadas en horno a 110 °C durante al menos 24 h.

2.1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

La descripción estratigráfica del trumao se obtuvo mediante la descripción de una calicata y de un barreno de 2,45 y 7,3 m de profundidad, respectivamente. Las prospecciones permitieron identificar los principales horizontes del suelo y registrar variaciones en el color, la consistencia, la humedad y la presencia de vetas orgánicas características. Varios bloques inalterados fueron recolectados a distintas profundidades para evaluar la variación de las propiedades resistentes y de deformación con la profundidad. La descripción estratigráfica de la calicata y del barreno se realizó para estudiar la variación de los espesores y de los principales elementos de un modelo geotécnico.

2.2. CARACTERIZACIÓN GEOQUÍMICA

La caracterización geoquímica del material se efectuó mediante fluorescencia de rayos X (XRF), microscopía electrónica de barrido (SEM) y determinación del punto de carga cero. La fluorescencia de rayos X permitió determinar la composición elemental del suelo, expresando los resultados como porcentaje de los principales

óxidos presentes, lo que permitió inferir la mineralogía dominante, el grado de meteorización y el origen geológico del material. La caracterización microestructural se realizó mediante SEM con un equipo TESCAN VEGA3, analizando muestras tanto en estado húmedo como previamente secas. Para mejorar la conductividad eléctrica y, por tanto, la resolución del aumento del microscopio, las superficies fueron recubiertas mediante sputtering con una aleación de oro–paladio (Au–Pd) con un espesor de hasta 20 nm. Las observaciones se efectuaron a distintos aumentos de la magnificación para identificar la morfología de las partículas y de los agregados, así como la porosidad de la matriz. El punto de carga cero se determinó mediante el método de deriva de pH, utilizando una solución de NaCl 0,01 M y ajustando el pH inicial con HCl y NaOH. El punto de carga cero se obtuvo a partir de la intersección de la curva ΔpH con $\Delta pH = 0$, lo que permite identificar el pH en el que la superficie del suelo presenta carga neta nula y evaluar su comportamiento electroquímico frente a procesos de adsorción, dispersión y floculación.

2.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA EN EL LABORATORIO

A partir de estas muestras se realizaron ensayos de laboratorio orientados a determinar las propiedades de compactación, así como las de resistencia y deformación del material. La distribución granulométrica se determinó conforme a la norma ASTM International D6913, mientras que los límites de plasticidad se determinaron conforme a la norma ASTM International D4318. Las propiedades de compactación se evaluaron mediante los ensayos Proctor normal y Proctor modificado, según las normas ASTM D698 y ASTM D1557, respectivamente. Dada la rotura de la estructura interna, que puede producirse por secado, se evaluaron muestras húmedas y secas al horno.

La variación de las propiedades resistentes y de deformación del suelo fue evaluada a partir de bloques inalterados extraídos de la calicata a profundidades de 1,70 m, 1,95 m y 2,20 m por debajo del nivel del terreno natural. Con el fin de preservar las condiciones de humedad originales, los bloques fueron protegidos superficialmente con PARAFILM y posteriormente almacenados en cámara húmeda hasta la preparación de las probetas destinadas a los ensayos triaxiales. Los ensayos de compresión triaxial consolidado drenado (CD) se realizaron conforme a la norma ASTM D7181, considerando tres probetas por cada profundidad analizada.

Previo a la saturación con agua desaireada, las muestras fueron percoladas con dióxido de carbono (CO_2), alcanzando valores de saturación B de Skempton superiores a 0,95 al aplicar contrapresiones inferiores a 300 kPa. Cabe señalar que no fue posible saturar la probeta con presiones inferiores a 300 kPa sin haber pasado previamente dióxido de carbono (CO_2). Durante la etapa de saturación, se aplicaron incrementos de contrapresión de 25 kPa hasta un máximo de 300 kPa, con el objetivo de asegurar valores de B superiores a 0,95. El proceso de saturación de cada probeta duró aproximadamente 12 horas.

La fase de consolidación se efectuó hasta alcanzar cambios nulos en el volumen de las probetas tras la aplicación de la presión de cámara correspondiente, lo cual habitualmente ocurría entre 2 y 4 horas. Las tensiones de cámara utilizadas en este trabajo fueron de 50, 100, 150 y 300 kPa. Cabe recordar que el estado tensional inicial en los estratos de trumao es relativamente bajo, debido a su bajo peso específico natural (inferior a 10 kN/m^3) y a su reducido espesor (entre 6 y 8 m). La velocidad de ensayo en la fase de corte del ensayo triaxial y la deformación axial máxima fueron de 0,025 mm/min y 20%, respectivamente.

3. RESULTADOS

Los principales resultados de este trabajo se dividen en tres partes: i) descripción estratigráfica, ii) caracterización geoquímica, iii) caracterización geotécnica.

3.1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

El perfil estratigráfico se definió a partir de los resultados obtenidos en una exploración de terreno realizada mediante una calicata y un barreno, cuyos antecedentes se presentan en la Tabla 2 y la Tabla 3. El suelo de origen volcánico meteorizado apareció a partir de 1,5 m de profundidad, debido a la alta presencia de materia orgánica en los niveles superiores. La calicata y el barreno identificaron dos estratos de ceniza volcánica meteorizada con características similares, aunque ambos presentaron diferencias en la consistencia, el contenido de humedad natural y el peso específico seco. Las prospecciones no detectaron nivel freático durante la exploración, a pesar de haberse realizado en septiembre, período correspondiente al final del invierno y normalmente asociado a mayores condiciones de humedad en el terreno. La unidad U-3 presentó un alto contenido de humedad, con valores cercanos al 100 %, además de una baja densidad seca, entre 6,5 y 7,5

kN/m³, y una consistencia entre media y blanda. El estrato más superficial mostró un contenido de humedad considerablemente mayor que el observado en los niveles inferiores. La unidad U-4 presentó características que podrían asociarse con propiedades geotécnicas particulares, principalmente debido a su elevado contenido de humedad y su baja densidad seca.

Tabla 2. Descripción estratigráfica resumida de la calicata.

Prospección	**Calicata**			
Horizontes	H-I (0,00-0,15)	H-II (0,15-1,50)	H-III (1,50-1,70)	H-IV (1,90-2,45)
Descripción	Capa vegetal	Capa vegetal con presencia de limo	Limo	Limo
Color	Café oscuro	Café amarillento	Café amarillento	Café amarillento
Humedad	-	Media alta	Media	Baja a media.
Plasticidad	-	Media alta	Media	Media
Consistencia	-	Blanda	Blanda a Media	Media

Tabla 3. Resumen de las propiedades de prospección de Barreno.

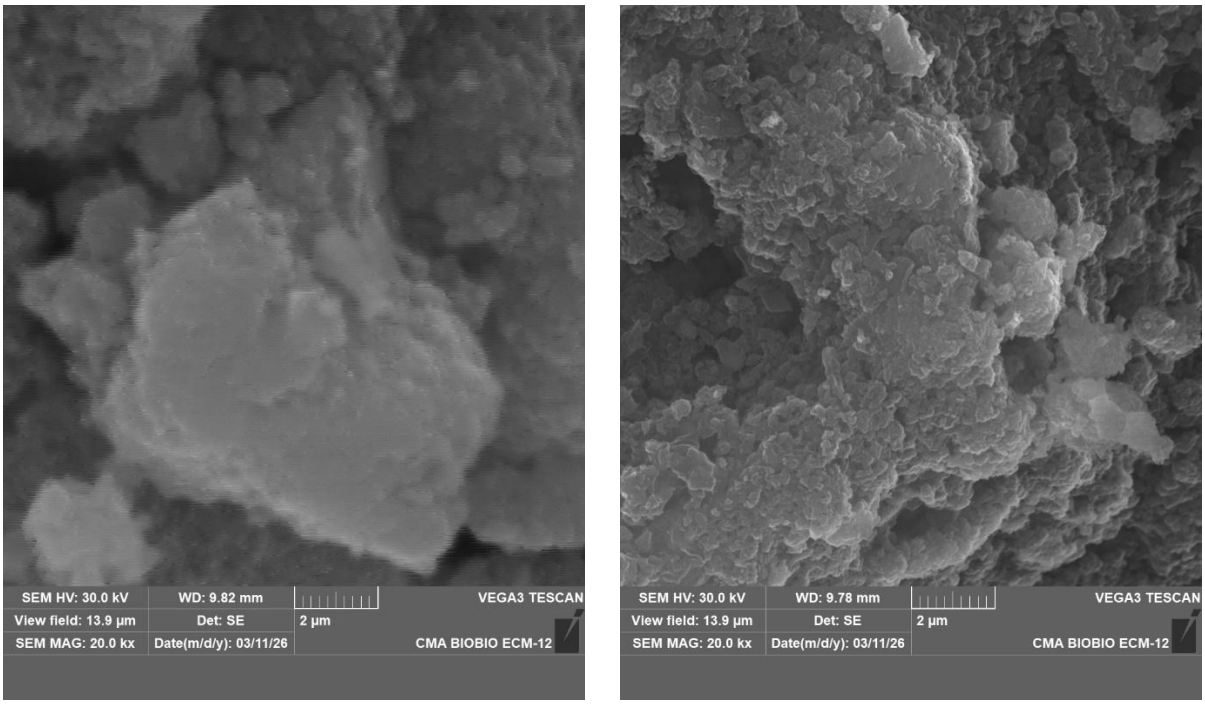
Prospección	**Barreno**			
Horizontes	H-1 (0,00 - 0,22)	H-2 (0,22-2,04)	H-3 (2,04 - 4,04)	H-4 (4,04 - 7,30)
Descripción	Capa vegetal	Capa vegetal con presencia de limo	Limo	Limo
Color	Café oscuro	Café oscuro - amarillento	Café amarillento	Café amarillento
Humedad	-	Media alta	Media a baja	Media-baja
Plasticidad	-	Media alta	Media	Baja a media
Consistencia	-	Blanda	Blanda a Media	Media

3.2. CARACTERIZACIÓN QUÍMICA

Los resultados de fluorescencia de rayos X de tres muestras de suelo, secadas al horno antes del ensayo, se presentan en la Tabla 4. Las fotografías obtenidas con el microscopio electrónico de barrido (SEM) de muestras de trumao, húmedas y secas al horno, a un aumento de 2 µm, se presentan en las Figuras 1(a) y 1(b), respectivamente. En ambos casos se determinó la composición química mediante EDS, la cual se presenta en la Tabla 5. Los resultados del potencial de cero cargas en tres muestras de trumao seco al horno se presentan en la Tabla 6.

Tabla 4. Resultados de fluorescencia de rayos X de tres muestras de suelo alofánico seco.

Óxido	**Suelo seco 1**	**Suelo seco 2**	**Suelo seco 3**	**Promedio**
SiO_2 (%)	41,75	41,33	41,69	41,59
Al_2O_3 (%)	29,55	29,34	29,82	29,57
Fe_2O_3 (%)	11,00	11,14	11,29	11,14
TiO_2 (%)	1,47	1,49	1,51	1,49
CaO (%)	0,17	0,19	0,18	0,18
K_2O (%)	0,49	0,51	0,49	0,50
Na_2O (%)	0,49	0,54	0,53	0,52
P_2O_5 (%)	0,51	0,53	0,54	0,53
LOI (%)	14,00	14,99	13,56	14,18



(a) (b)

Figura 1. Fotografías SEM de muestras de trumao: (a) humedad natural y (b) muestra seca al horno.

Tabla 5. Resultados de EDS obtenidos en ensayo de SEM.

EDS	C	O	Al	Si	Ti	Fe
húmedo	21,17	59,67	8,3	8,48	0,39	1,98
seco	37,2	51,68	5,22	4,53	0,17	1,19

Tabla 6. Potencial de cero cargas efectuadas en tres muestras de trumao seco al horno.

pH Inicial	S1		S2		S3	
	pH final	ΔpH	pH final	ΔpH	pH final	ΔpH
8,00	6,15	-1,85	6,25	-1,75	7,57	-0,43
7,00	6,39	-0,61	6,31	-0,69	7,48	0,48
6,00	6,47	0,47	6,36	0,36	7,48	1,48
5,00	6,02	1,02	6,02	1,02	7,52	2,52
4,00	5,21	1,21	5,32	1,32	7,01	3,01
3,00	4,21	1,21	4,19	1,19	5,17	2,17
2,00	3,01	1,01	2,95	0,95	3,01	1,01

La caracterización química mediante fluorescencia de rayos X mostró que los óxidos predominantes en las tres muestras analizadas corresponden a SiO_2 (41,59 %), Al_2O_3 (29,57 %) y Fe_2O_3 (11,14 %), seguidos de menores contenidos de TiO_2 (1,49 %) y de trazas de CaO, K_2O, Na_2O y P_2O_5. Esta composición es representativa de materiales volcánicos alterados, en los que el vidrio volcánico evoluciona hacia aluminosilicatos hidratados. Los rangos obtenidos concuerdan con los descritos para Andisoles por Shoji *et al.* (1993), quienes indican contenidos elevados de sílice y alúmina asociados a minerales paracristalinos volcánicos.

La relación $SiO_2/Al_2O_3 \approx 1{,}4$ indica una importante presencia de aluminosilicatos de baja cristalinidad, un valor característico de materiales ricos en alófana e imogolita, ya que relaciones entre 1 y 2 suelen asociarse a minerales paracristalinos volcánicos, mientras que valores superiores corresponden a fases más cristalinas dominadas por cuarzo. Asimismo, la suma $Al_2O_3 + Fe_2O_3 \approx 41$ % supera ampliamente el umbral de 30 % propuesto por Blakemore *et al*. para identificar la abundancia de minerales paracristalinos en suelos volcánicos.

El contenido de Fe_2O_3 (~11 %) sugiere, además, la presencia de óxidos e hidróxidos de hierro, tales como ferrihidrita, goethita o hematita, originados por la meteorización de minerales ferromagnesianos y del vidrio

volcánico, lo que contribuye a la elevada capacidad de adsorción superficial del material. La pérdida por ignición (LOI = 14,18 %) indica una proporción importante de agua estructural e hidroxilos, rasgo típico de minerales volcánicos hidratados, particularmente de alófana e imogolita, altamente sensibles al secado.

Esta condición se refleja en las micrografías SEM, donde la muestra húmeda presentó menor nitidez debido a dificultades para estabilizar el vacío interno del equipo por la humedad residual, mientras que la muestra seca al horno mostró agregados de contorno más definidos y una textura superficial más rugosa. El análisis EDS evidenció en ambas muestras el predominio de O, Si y Al, con menores contenidos de Fe y Ti, lo que confirma una matriz aluminosilicática coherente con los resultados de fluorescencia de rayos X.

Los ensayos de punto de carga cero alcanzaron valores cercanos a 6,3, lo que confirma el predominio de cargas variables dependientes del pH, propio de minerales amorfos aluminosilicatados. Bajo condiciones ácidas, la superficie tiende a protonarse, mientras que en medios neutro-alcalinos predomina la desprotonación, un comportamiento consistente con la elevada reactividad superficial observada en suelos volcánicos derivados de cenizas meteorizadas.

En conjunto, los resultados obtenidos permiten interpretar que el material corresponde a un suelo derivado de depósitos piroclásticos meteorizados con abundante presencia de minerales paracristalinos, rasgo característico de Andisoles desarrollados en ambientes volcánicos del centro-sur de Chile

3.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA EN LABORATORIO

La Tabla 7 presenta los resultados de la gravedad específica, el peso específico seco y la humedad natural del suelo tipo trumao en diferentes profundidades. Los resultados muestran que la humedad natural disminuye con la profundidad, desde valores entre 75,6 % y 100 % a 1,70 m hasta 54,3 % y 58 % a 2,20 m. La gravedad específica varía entre 2,67 y 2,74 en condiciones naturales, mientras que en estado seco oscila entre 2,24 y 2,33. El peso específico seco presenta valores bajos, entre 6,8 y 8,2 kN/m³, lo que confirma la alta porosidad y la capacidad de retención de agua, características de este suelo volcánico. Por otro lado, la humedad natural promedio está por encima del 60% y el porcentaje de finos (material por debajo de la malla de 0,074 mm) supera el 80%.

La Figura 2 muestra, en la carta de Casagrande, los resultados de un ensayo de plasticidad de una muestra de trumao ensayada con humedad natural y otra previamente secada al horno a 110 °C. El límite líquido y el índice de plasticidad de la muestra seca al horno fueron de 49 % y 6 %, mientras que en la muestra húmeda fueron de 62 % y 17 %, respectivamente. Es decir, la preparación de las muestras empleada en la mayoría de los laboratorios de geotecnia modifica sustancialmente la plasticidad del material. Además, incluso en este caso, modificó la clasificación USCS de MH en estado natural a ML con secado previo en horno.

Tabla 7. Resultados de la gravedad específica obtenidos en muestras naturales y secas al horno, así como de la humedad natural, a diferentes profundidades.

Profundidad	1,70 (m)	1,95 (m)	2,20 (m)
G.s Humedad natural	2,67	-	2,74
G.s Secado a 110 (° C)	2,28	2,33	2,24
Peso específico seco (kN/m³)	7,5	6,8	8,2
Humedad natural (%)	75,6 - 100	55,7 - 57,4	54,3 - 58

La Figura 3 presenta las curvas de compactación Proctor normal y Proctor modificado obtenidas para las muestras en condiciones naturales y secas al horno. Los resultados muestran diferencias en el comportamiento del material según el tratamiento previo de las muestras. Los pesos específicos secos máximos obtenidos en los ensayos Proctor normal y Proctor modificado de la muestra natural fueron de 9,8 y 11,0 kN/m³, mientras que en la muestra seca al horno fueron de 10,3–11,4 kN/m³. Asimismo, las humedades óptimas de la muestra natural fueron 52 % y 48 %, y de la muestra seca al horno fueron 45 % y 40 %, respectivamente. Al comparar los niveles de energía de compactación, en el ensayo Proctor modificado se obtuvieron pesos específicos secos máximos sistemáticamente mayores que en el Proctor normal. En conjunto, estos resultados sugieren que el proceso de secado previo altera la estructura del suelo, favoreciendo una mayor densificación durante la compactación y desplazando las curvas hacia contenidos de humedad más bajos, un comportamiento ya reportado en suelos de origen volcánico y en materiales con estructuras metaestables.

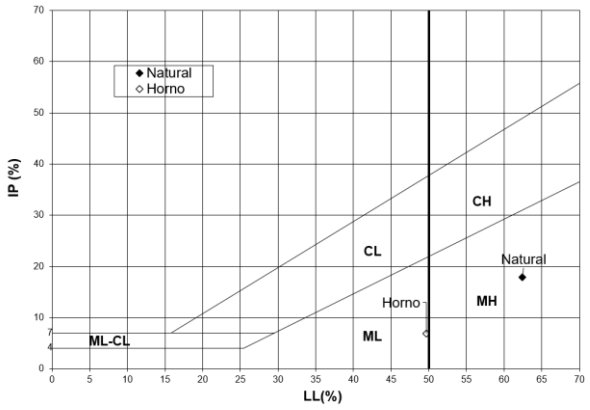


Figura 2. Resultados de plasticidad obtenidos en este trabajo en la carta de plasticidad de Casagrande.

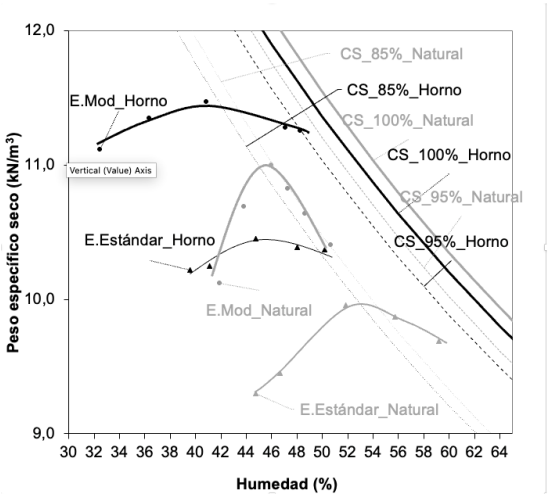
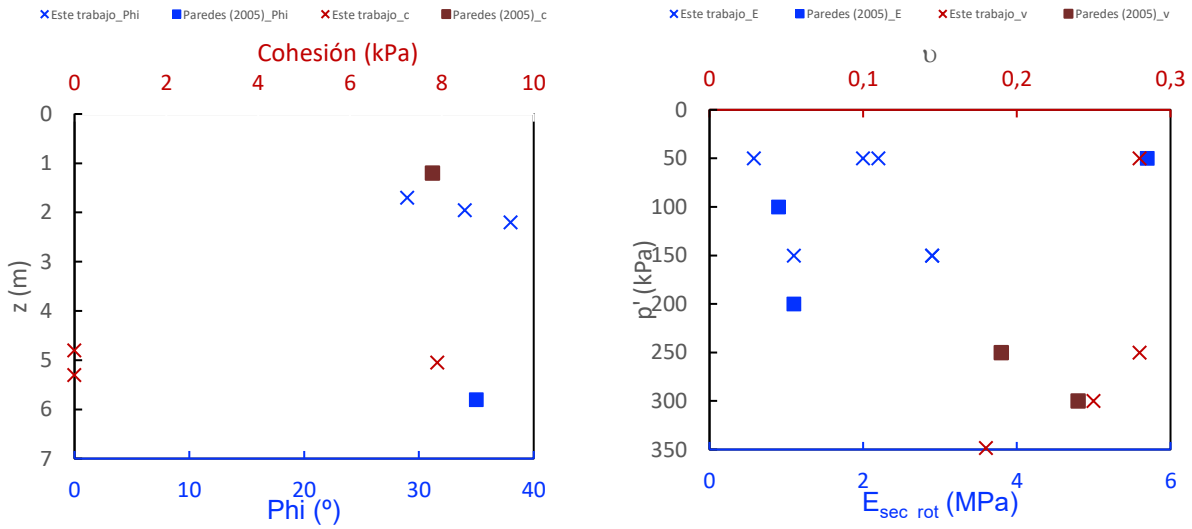


Figura 3. Resultados de los ensayos Proctor normal y modificado realizados sobre muestras secas al horno o con humedad natural.

Los resultados de resistencia se estudiaron mediante ensayos triaxiales en muestras inalteradas recogidas a tres profundidades diferentes (1,7 m, 1,95 m y 2,2 m por debajo del nivel del terreno). La Figura 4 (a) muestra la variación de los parámetros de resistencia con la profundidad para el trumao, considerando los valores de cohesión (c) – marcadores en color rojo en el eje superior – y del ángulo de fricción interna (ϕ) – marcadores en color azul en el eje inferior –, comparados con valores de referencia reportados por Paredes (2005). El ángulo de rozamiento interno obtenido se sitúa entre 30° y 38°, lo que sugiere que la resistencia del material está principalmente controlada por la fricción entre partículas. Por otro lado, la cohesión obtenida es inferior a 10 kPa, lo que evidencia que la contribución cohesiva al esfuerzo resistente es limitada. Asimismo, no se observa una tendencia clara de incremento o disminución sistemática de los parámetros resistentes con la profundidad en el rango analizado, aunque se aprecia una leve dispersión asociada a la variabilidad natural del depósito y a las diferencias entre los métodos de ensayo.

La Figura 4 (b) presenta la variación del módulo secante en rotura (E_{sec_rot}) y del coeficiente de Poisson (ν) en función del esfuerzo efectivo medio (p′) para las muestras de trumao, junto con valores de referencia reportados por Paredes (2005). El módulo de deformación secante en rotura (E_{sec_rot}) de las probetas de trumao se sitúa entre 1 y 6 MPa, dentro del rango de esfuerzos considerado. El coeficiente de Poisson obtenido en las muestras de trumao fue de 0,1 a 0,3. No se observa una relación con la profundidad en las muestras analizadas.



(a) (b)

Figura 4. Relaciones entre los parámetros de resistencia y de deformación con respecto a la profundidad y al estado tensional efectivo: (a) variación del ángulo de rozamiento interno (ø) y de la cohesión con la profundidad (z); (b) variación del módulo de deformación secante en rotura y del módulo de Poisson (ν) en función de la semisuma de las tensiones principales efectivas (p'). Fuente: Modificado de Paredes (2005).

4. CONCLUSIONES

Los resultados geoquímicos permitieron confirmar que el material analizado presenta una composición dominada por sílice, alúmina y óxidos de hierro, con contenidos promedio de 41,59 % de SiO_2, 29,57 % de Al_2O_3 y 11,14 % de Fe_2O_3. La relación entre sílice y alúmina, junto con la pérdida por ignición del 14,18 %, indica un material con alto contenido de agua estructural y una mineralogía muy sensible a cambios físicos y químicos. Además, el punto de carga cero, cercano a pH 6,3, indica que su comportamiento superficial varía fácilmente según el medio en el que se encuentre.

La observación microscópica permitió identificar una estructura muy porosa y sensible a la humedad. Al comparar las muestras en estado natural con las secadas en horno, se observó que el secado modifica claramente la forma de los agregados y la textura superficial, lo que evidencia que una parte importante de la estructura interna del suelo cambia durante este proceso.

En la caracterización geotécnica se observaron humedades naturales elevadas, que en algunos niveles alcanzaron valores cercanos al 100 %, junto con pesos específicos secos bajos, entre 6,0 y 8,7 kN/m³, y un alto contenido de finos. El secado previo de las muestras produjo cambios importantes en los límites de consistencia y en la gravedad específica, lo que redujo la plasticidad del material y modificó su clasificación, lo que demuestra que el procedimiento de preparación influye directamente en los resultados de laboratorio.

Los ensayos de compactación mostraron que, después del secado, el material alcanza densidades secas mayores y requiere humedades óptimas menores. En los ensayos triaxiales drenados, los valores del ángulo de fricción se ubicaron entre 30° y 38°, mientras que la cohesión se mantuvo por debajo de 10 kPa, lo que indica que la resistencia está principalmente asociada al rozamiento interno y que no existe una variación marcada de estos parámetros a lo largo de las profundidades estudiadas.

En cuanto al comportamiento deformacional, los módulos secantes en rotura variaron entre 1 y 6 MPa, mientras que el coeficiente de Poisson se situó entre 0,1 y 0,3. Estos valores muestran una respuesta deformacional variable entre probetas, sin una tendencia clara con la profundidad, pero consistente con un material de baja densidad y de estructura sensible, donde pequeñas variaciones en la humedad o en el estado interno pueden reflejarse en diferencias apreciables durante el ensayo.

REFERENCIAS

Blakemore, R. J., Searle, P. L., & Daly, B. K. (1987). Methods for chemical analysis of soils. New Zealand Soil Bureau, Department of Scientific and Industrial Research.

Dahlgren, R. A., Saigusa, M., & Ugolini, F. C. (2004). The nature, properties, and management of volcanic soils. In D. L. Sparks (Ed.), *Advances in Agronomy* (Vol. 82, pp. 113–182). Elsevier. https://doi.org/10.1016/S0065-2113(04)82003-5

Hermosilla, S. M., & Cárdenas, R. J. (2007). Determinación de alofán en suelos derivados de cenizas volcánicas del sur de Chile y análisis general de resultados [Memoria de título, Universidad de La Frontera].

Verdugo, R. & M. Paredes (2004). Comportamiento geomecánico de suelos alofánicos. V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. SOCHIGE. IDIEM, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Paredes, M. (2005). Geotecnia de suelos derivados de ceniza volcánica. Departamento de Ingeniería Civil. Santiago, Universidad de Chile. [Tesis de Magíster, Universidad de Chile]

Parfitt, R. L. (2009). Allophane and imogolite: role in soil biogeochemical processes. *Clay Minerals*, 44(1), 135–155. https://doi.org/10.1180/claymin.2009.044.1.135

Romero-Mancilla, P. E., King-St-Onge, R., Montenegro-Cooper, J., García-Casuso, M., Lapeña-Mañero, P. (2021). Experimental investigation of the influence of oven drying on the geotechnical properties of volcanic ash-derived residual soils. *Applied Sciences*, 11(24), 11708.

Shoji, S., Nanzyo, M., & Dahlgren, R. A. (1993). *Volcanic ash soils: genesis, properties and utilization*. Elsevier.

Verdugo, R. (2018). Geotechnical characterization of Chilean volcanic soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(9), 02518001. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001927

Wada, K. (1989). Allophane and imogolite. In J. B. Dixon & S. B. Weed (Eds.), Minerals in soil environments (2nd ed., pp. 1051–1087). Soil Science Society of America.

Wesley, L. D. (1998). Some lessons from geotechnical engineering in volcanic soils. En Proceedings of the International Symposium on Problematic Soils (Vol. 1, pp. 851–866).
Wesley, L. D. (2010). Geotechnical engineering in residual soils. John Wiley & Sons.

VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS DE CORTE EN TERRAPLENES CONSTRUIDOS CON LECA

Natalia MONTERO-CUBILLO[(1)*], Ángel TIJERA[(1)] y Alberto SANTAMARÍA BARRAGÁN[(2)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*natalia.montero@cedex.es

[(2)] Departamento de Física de la Tierra y Astrofísica
Facultad de Ciencias Físicas. Universidad Complutense de Madrid (UCM)

RESUMEN

La arcilla expandida, también conocida como LECA (Lightweight Expanded Clay Aggregate) es un árido artificial cerámico de gran ligereza. Debido a su baja densidad y buen comportamiento geotécnico, este material se emplea como: relleno sobre suelos blandos para limitar asientos; relleno sobre y tras estructuras para reducir cargas muertas y empujes sobre la propia estructura y; en terraplenes sobre laderas que serían potencialmente inestables en caso de realizar un relleno convencional. En este trabajo se presenta un caso de aplicación en una instalación experimental singular, el Cajón ferroviario del CEDEX, para el estudio del comportamiento de una capa de LECA cuando se instala entre la capa de forma y el terraplén de una sección ferroviaria. La instalación simula, a escala 1:1, secciones completas de vías férreas convencionales y de alta velocidad, sometidas al paso de trenes tanto de pasajeros como de mercancías, con velocidades de hasta 420 km/h. Aprovechando esta instalación, se realizaron ensayos de análisis espectral de ondas superficiales (SASW, Spectral Analysis of Surface Waves) con el objetivo de determinar la velocidad de propagación de las ondas de corte (Vs) en una capa de LECA. Para contrastar el valor obtenido de Vs se incluye una revisión bibliográfica sobre la obtención de Vs en LECA. Además, los valores de Vs obtenidos mediante los ensayos SASW se contrastaron con los estimados a través de correlaciones con la resistencia por punta (q_d) determinada con penetrómetros dinámicos ligeros. La finalidad principal de este trabajo consiste en demostrar la aplicabilidad de técnicas continuas no destructivas, como el análisis espectral de ondas superficiales, en el control de las propiedades geotécnicas de la arcilla expandida cuando se emplea como relleno geotécnico. Además, se pretende confirmar el adecuado comportamiento geotécnico de la capa de LECA cuando se coloca en la subestructura de una sección ferroviaria de alta velocidad. Esto se logra corroborando que los valores de Vs de la capa de LECA son similares a los de un terraplén de tierras convencional y que el comportamiento de la sección al paso de trenes está dentro de los umbrales normales de desplazamientos y vibraciones.

ABSTRACT

Expanded clay, also known as LECA (Lightweight Expanded Clay Aggregate), is a very lightweight artificial ceramic aggregate. Due to its low density and good geotechnical performance, this material is used as: fill on soft ground to limit settlement; fill above and behind structures to reduce dead loads and earth pressures on the structure itself; and in embankments on slopes that would be potentially unstable if conventional fill were used. This paper presents a case study of its application in a unique experimental facility, the CEDEX Track Box, to

investigate the behavior of a layer of LECA when installed between the sub-grade and the embankment of a railway section. The facility simulates, on a 1:1 scale, complete sections of conventional and high-speed railway tracks, subjected to the passage of both passenger and freight trains, at speeds up to 420 km/h. Using this facility, Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) tests were carried out with the aim of determining the shear wave velocity (Vs) in the ground. To verify the obtained value of Vs, a literature review on the determination of Vs in LECA is included. Furthermore, the Vs values obtained from the SASW tests were compared with those estimated through correlations with the tip resistance (qd) determined by lightweight dynamic penetrometers. The main aim of this study is to demonstrate the applicability of continuous non-destructive techniques, such as Spectral Analysis of Surface Waves, in assessing the geotechnical properties of LECA when used as a geotechnical fill. Furthermore, the aim is to confirm the adequate geotechnical behavior of the LECA layer when placed in the substructure of a high-speed railway section. This is achieved by verifying that the Vs values of the LECA layer are similar to those of a conventional earth embankment and that the behavior of the section when trains pass over it falls within the normal thresholds for displacement and vibration.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Velocidad de ondas de corte (Shear wave velocity), LECA (Light expanded clay aggregate), Análisis espectral de ondas superficiales (Spectral analysis of surface waves).*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

La instalación del Cajón Ferroviario del CEDEX, forma parte del proyecto europeo GEOLAB, financiado bajo el marco del programa de investigación e innovación Horizonte 2020 (Subvención nº. 101006512). Este proyecto está integrado por once instalaciones europeas singulares que permiten el estudio del subsuelo y su interacción con infraestructuras críticas y el medioambiente. En concreto, el proyecto PEDLER (PErformance and Durability of LEca filling in Railway embankments, Estaire et al. 2026) trata de analizar el comportamiento de la capa de LECA cuando se coloca en la coronación del terraplén y se somete a la carga del tráfico ferroviario.

El material conocido como LECA es un árido de gran ligereza empleado en numerosas aplicaciones, como la fabricación de hormigones ligeros, aislante térmico o acústico, relleno geotécnico ligero, entre otros. Aunque su utilización en infraestructuras ferroviarias se remonta a varios años atrás (Lin et al., 2024), no se tiene constancia de su uso en líneas de alta velocidad, circunstancia que constituye uno de los fundamentos de la propuesta del proyecto PEDLER mencionado.

Por otro lado, en este trabajo se han efectuado ensayos de análisis espectral de ondas superficiales para estimar el valor de la velocidad de ondas de corte, *Vs*, en la capa de LECA instalada en una sección ferroviaria del Cajón Ferroviario. Se ha realizado una búsqueda bibliográfica sobre valores de *Vs* de LECA, obtenidos mediante técnicas geofísicas en campo o ensayos de laboratorio. Las referencias son muy escasas, habiéndose encontrado únicamente valores de otro parámetro con el que se puede deducir la *Vs* (Gao et al., 2021).

1.2. OBJETIVO

La finalidad principal de este trabajo consiste en demostrar la aplicabilidad de técnicas continuas no destructivas, como el análisis espectral de ondas superficiales, en el control de las propiedades geotécnicas de la capa de LECA cuando se emplea como relleno geotécnico. Además, se pretende confirmar el adecuado comportamiento geotécnico de la capa de LECA cuando se coloca en la subestructura de una sección ferroviaria de alta velocidad. Esto se logra corroborando que los valores de *Vs* de la capa de LECA son similares a los de un terraplén de tierras convencional y que el comportamiento de la sección al paso de trenes está dentro de los umbrales normales de desplazamientos y vibraciones.

2. MATERIALES

La arcilla expandida, conocida también como LECA por su acrónimo inglés (Lightweight Expanded Clay Aggregate) es un árido ligero que se fabrica a partir de arcilla calentada en hornos rotativos. Durante el proceso de fabricación, la arcilla se expande, lo que confiere a los granos su ligereza característica. Está formada por granos aproximadamente esféricos con un diámetro medio que habitualmente oscila entre 10 y 20 mm. Los granos tienen una estructura heterogénea, formada por una corteza exterior clinkerizada que aporta resistencia al grano y un núcleo muy poroso que le aporta la ligereza característica (Prisco, 2007). Algunos de estos poros son accesibles (pueden saturarse) y otros son inaccesibles. En el esquema de la Figura 1 se puede ver claramente la diferencia entre el núcleo y la cáscara o corteza. Parte de los huecos del núcleo son accesibles al agua (por lo que pueden llegar a saturarse con agua) mientras que otra parte son huecos cerrados y, por tanto, inaccesibles al agua.

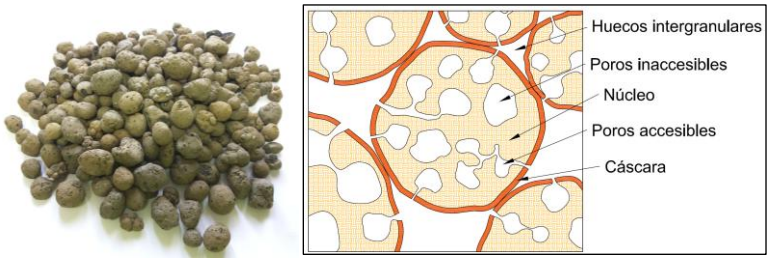


Figura 1. Imagen de un agregado de granos de LECA y representación de la porosidad intergranular e intragranular de un agregado de granos de LECA.

De los ensayos realizados por Roces et al. (2025), se deduce que el peso específico mínimo del agregado, entendido como conjunto de granos, varía entre 3,3 y 3,5 kN/m^3.

3. MÉTODOS

3.1. MÉTODOS GEOFÍSICOS DE ANÁLISIS DE ONDAS SUPERFICIALES

Los métodos geofísicos de análisis de ondas superficiales son técnicas continuas y no destructivas empleadas para obtener la distribución de velocidades de ondas de corte (V_S) en profundidad. En geotecnia ferroviaria se utilizan para estudiar el comportamiento de las distintas capas que conforman la subestructura: balasto, subbalasto, capa de forma y terraplén. Además, resultan una herramienta clave del modelo de determinación de la velocidad crítica de secciones ferroviarias descrito en Tijera et al. (2024).

Existen diversos métodos de análisis de ondas superficiales:

- Análisis Espectral de Ondas Superficiales (también conocido por el acrónimo inglés SASW). Se trata de un método que proporciona gran resolución en las capas de poco espesor situadas por debajo de la capa de balasto y que permite validar los datos a medida que se realiza el ensayo. A pesar de ser un ensayo de ejecución laboriosa resulta idóneo cuando se quieren caracterizar todas las capas de la sección transversal.
- Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (también conocido por el acrónimo inglés MASW). Es un ensayo de rápida ejecución, pero con menor resolución que el AEOS en las capas de poco espesor superficiales. Está indicado si se quiere conocer la distribución de capas del terreno natural y de terraplenes de espesores superiores a 1 m.

Debido a las particularidades del lugar de ensayo, en el que se contaba con unas dimensiones limitadas para la separación de los sensores y fuentes se ha seleccionado el método de Análisis Espectral de Ondas Superficiales o SASW.

3.1.1. ANÁLISIS ESPECTRAL DE ONDAS SUPERFICIALES, SASW

El procedimiento de ensayo consiste en generar una señal en la superficie del terreno y medir el desfase existente entre dos sensores situados también en la superficie. Los sensores se van separando entre sí respecto a un punto fijo (punto ensayado) a lo largo de una línea. La profundidad de estudio aumenta al incrementar la separación de los sensores y para obtener la energía y longitud de onda apropiadas para cada separación se utilizan diferentes tipos de fuentes. Los resultados se presentan sobre la vertical del punto ensayado, pero hay que tener en cuenta que para profundidades grandes se engloba una gran cantidad de terreno (Stokoe et al, 2000).

Una configuración típica del ensayo viene ilustrada en la Figura 2 donde se observa que se disponen en la superficie dos receptores separados una distancia conocida que registran el movimiento del terreno para las diferentes frecuencias producidas por una fuente sísmica alineada con ellos. Los sensores se colocan entre sí a una distancia similar a la que existe entre la fuente y el primer sensor. Para cada separación de sensores se realizan varios registros situando la fuente a ambos lados de los sensores para minimizar los efectos de posibles heterogeneidades.

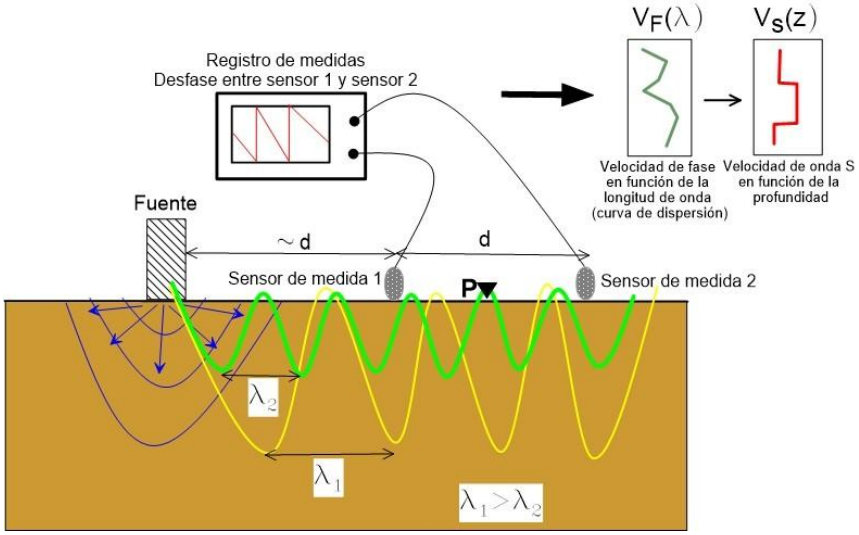


Figura 2. Esquema de la ejecución del ensayo SASW.

Con el fin de caracterizar el terreno a distintas profundidades y construir la curva de dispersión es necesario medir un rango de frecuencias amplio, así que se va cambiando la separación entre los sensores y la posición y el tipo de fuente. Los sensores usados son acelerómetros para pequeñas distancias y geófonos para distancias grandes. Las fuentes más utilizadas son vibradores y martillos para pequeñas distancias (altas frecuencias), mientras que para separaciones grandes (bajas frecuencias) se usan mazos, deflectómetros de impacto y bulldozers.

Para calcular la curva de dispersión, velocidad de fase de las ondas Rayleigh en función de la longitud de onda (o de la frecuencia), es necesario realizar un análisis espectral de las señales captadas por los sensores y obtener el desfase existente entre los dos sensores, es la llamada curva de fase. Cuando se ha calculado la velocidad de fase para todo el rango de frecuencias estudiado se representa V_F en función de la longitud de onda. Posteriormente, y aplicando un programa de inversión es posible obtener el modelo de capas horizontales equivalente que genera una curva de dispersión similar a la obtenida experimentalmente (Figura 2). El ensayo SASW, como todos los ensayos de ondas superficiales, se realiza por completo desde la superficie y, por tanto, a medida que se profundiza se va perdiendo resolución de las capas inferiores.

3.2. CAJÓN FERROVIARIO DEL CEDEX (CFC)

El CFC es una instalación de 21 m de longitud, 5 m de anchura y 4 m de profundidad, cuyo principal objetivo es ensayar, a escala 1:1, secciones completas de vías férreas convencionales y de alta velocidad, sometidas al paso de trenes tanto de pasajeros como de mercancías, con velocidades de hasta 420 km/h. En la Figura 3 se muestra una vista general de la instalación. Ésta dispone de tres zonas independientes, de 7 metros de longitud y 11 traviesas cada una, permitiendo el diseño simultáneo de distintos tipos de modelos.

La simulación del efecto de la aproximación, paso y alejamiento de los trenes en la sección de ensayo, como ocurre en secciones reales de vía, se consigue mediante la aplicación de cargas, adecuadamente desfasadas en función de la velocidad del tren que se quiera simular (Estaire et al 2022). Las cargas se generan con tres pares de actuadores servohidráulicos. Su principal ventaja es la posibilidad de realizar ensayos de fatiga de manera acelerada, pudiendo simularse en una semana de trabajo el efecto del paso de trenes equivalente a un año en una vía real.



Figura 3. Fotografía del Cajón Ferroviario del CEDEX.

El CFC fue diseñado, construido y puesto en servicio en 2004 para llenar el espacio experimental entre los ensayos de laboratorio sencillos y las pruebas reales con mediciones en la propia vía. Se inició como parte del proyecto de I+D+i Supertrack ("Sustained Perfomance of Railway Tracks", 2001-2005) financiado por el 5º Programa Marco de la Unión Europea. Desde entonces, en esta instalación se han realizado numerosos ensayos para los siguientes proyectos I+D+i, financiados también por la Unión Europea: Innotrack (2005-09), Rivas (2009-13) y Capacity for Rail (2013-17) y GEOLAB (2021-2024).

Actualmente en una de las zonas de ensayo se encuentra la sección experimental con LECA donde se llevaron a cabo los ensayos de análisis espectral de ondas superficiales (SASW) descritos en esta publicación.

4. ENSAYOS REALIZADOS

4.1. SECCIÓN ENSAYADA

Los ensayos de análisis espectral de ondas superficiales (SASW) se han llevado a cabo en una sección de vía en balasto del CFC. Esta sección incluye una capa de LECA de 1,10 m de espesor, situada entre la capa del terraplén y la capa de forma, de modo que sustituye parte del espesor habitual del terraplén. En la Figura 4 se puede apreciar un esquema de las capas que constituyen la sección de estudio. El resto de capas se han ensayado en anteriores ocasiones con la misma técnica, tanto en secciones del CFC como en vías reales, obteniéndose los valores de *Vs* presentados en Tijera et al. (2024).

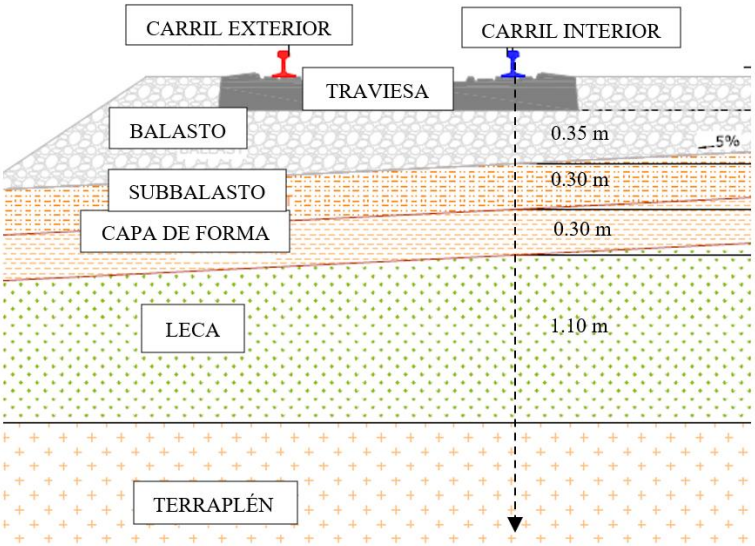


Figura 4. Esquema de la sección ensayada en el Cajón Ferroviario del CEDEX.

4.2. DISPOSICIÓN EMPLEADA

Los ensayos SASW se hicieron colocando los sensores a ambos lados de los carriles, en un eje transversal al eje de vía y separados entre sí 1.97 m. En la Figura 5 y en la Figura 6a se puede ver la disposición de sensores empleada y su ubicación respecto a la instalación. Los puntos de generación de las señales estaban separados entre 1,5 m y 2 m desde el extremo de los sensores. Se realizaron dos ensayos generando las señales desde la zona norte del Cajón, esto es, desde la parte que da al Laboratorio Central de Estructuras y Materiales (LCEYM); y tres ensayos desde la zona sur, es decir, desde la zona que da al Observatorio Astronómico (ver Figura 5).

Para generar las señales se probaron diferentes fuentes y formas de golpeo. Tras varias comprobaciones, se optó por golpear directamente en el balasto con el mazo y sobre una placa metálica que reparte mejor la energía y disminuye el contenido de las frecuencias de las ondas generadas.

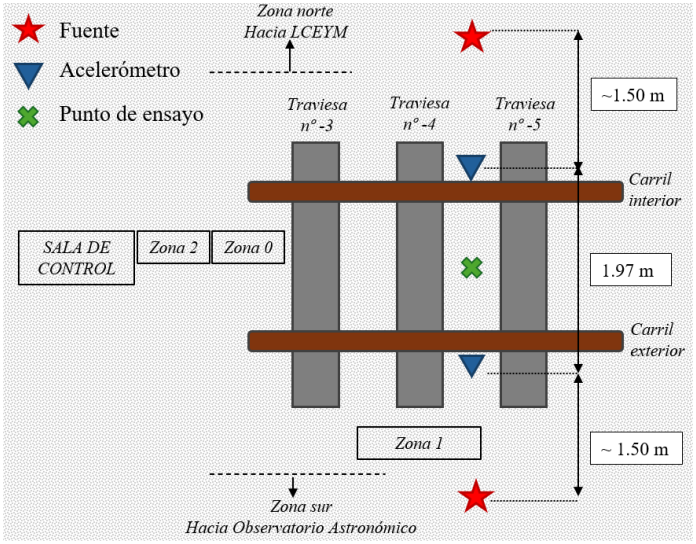


Figura 5. Esquema de la disposición de ensayo empleada.

Se utilizaron acelerómetros de baja frecuencia (adecuados para estudios de señales con contenidos en frecuencias inferiores a unos 500 Hz, como las generadas en este caso) pegados a un apoyo que se introduce previamente en el balasto, tal y como se puede ver en la Figura 6b. Este procedimiento se ha empleado en otras campañas del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, habiendo resultado eficaz tanto para transmitir la energía a través del balasto como para asegurar el contacto del sensor con las partículas de balasto.



Figura 6. Fotografías: a) disposición de sensores, b) apoyo acelerómetro y c) acelerómetro empleado.

Como se indicó en la descripción del ensayo SASW, la obtención de la curva de dispersión completa, que abarca un amplio rango de longitudes de onda, requiere el empleo de diferentes separaciones entre sensores. Sin embargo, en esta campaña experimental, únicamente fue posible utilizar una separación. Esta limitación se debió a que, durante la realización de los ensayos SASW sobre la superficie de la vía del CFC, ya se encontraban instalados los sensores destinados a la auscultación de la sección ferroviaria durante la simulación del paso de trenes. Además, la presencia de los actuadores hidráulicos que aplican las fuerzas que reproducen dicho paso reducía el espacio disponible, impidiendo disponer separaciones mayores entre sensores en dirección longitudinal, paralela a los carriles. A pesar de ello, la separación utilizada, de 1,97 m (≈ 2 m), resulta adecuada para analizar el tramo de la curva de dispersión asociado a capas situadas aproximadamente entre 0,5 m y 2 m de profundidad, intervalo que incluye la capa de LECA de la sección ferroviaria, localizada entre 1 m y 2 m bajo la superficie.

4.3. RESULTADOS OBTENIDOS

Para la interpretación de los resultados se ha empleado el programa WinSASW 4.4. En la Figura 7 se muestran en gris las curvas de dispersión experimentales individuales y en azul la curva de dispersión experimental promediada. Se ha señalado con una elipse naranja la zona correspondiente a la capa de LECA. Cada curva gris corresponde a un archivo o ensayo realizado con una generación de señales diferente. Las curvas individuales grises que se observan por encima de la curva promedio azul se corresponden a señales generadas desde la parte norte, N en los archivos que se ven en la Figura 7. Las curvas individuales grises que se observan por debajo de la curva promedio azul se obtienen a partir de las señales generadas desde el sur, S en los archivos que se ven en la Figura 7. Una de las razones por la que las curvas generadas desde la parte norte tienen un aspecto diferente al de las curvas generadas desde la parte sur, es que existen distintos espesores de la banqueta de balasto, siendo mayor el espesor de la banqueta en la zona del carril exterior (zona sur, Figura 5).

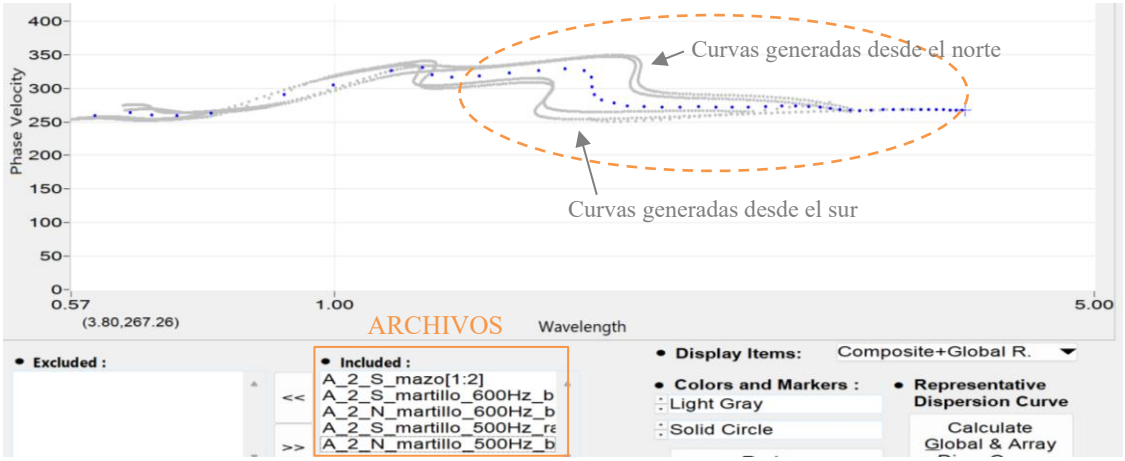
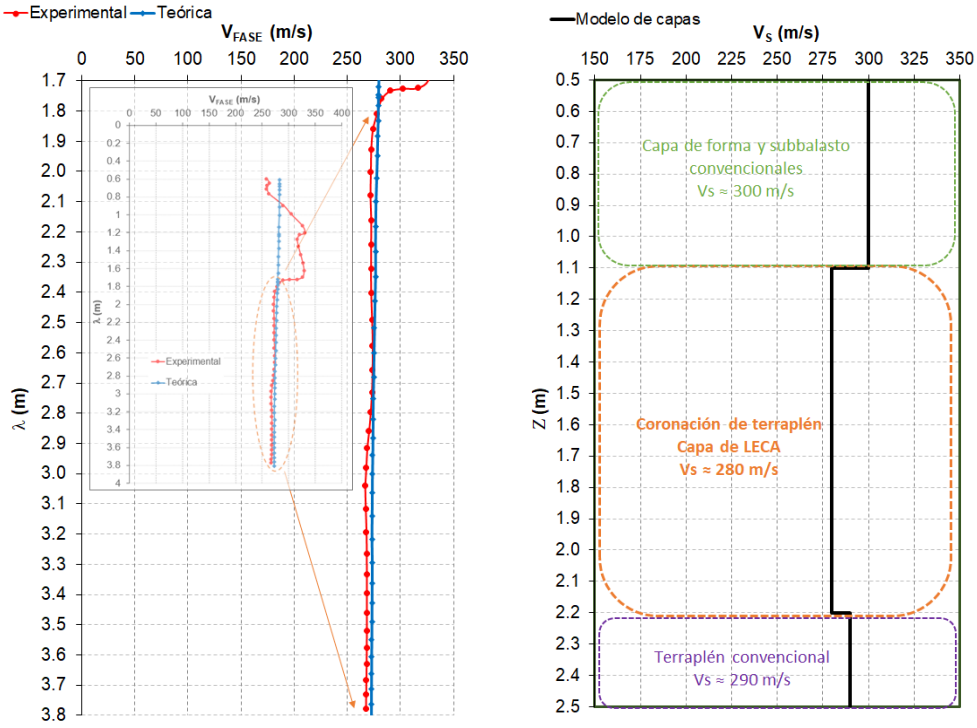


Figura 7. Curvas de dispersión individuales (gris) y curva promedio (azul) en escala logarítmica.

Para la generación de los modelos compatibles con las curvas de dispersión experimentales se ha optado por fijar los espesores de las capas, que son conocidos, asignándose los siguientes valores promedio: 0,50 m de balasto, 0,60 m de subbalasto más capa de forma, 1,10 m de LECA y un espesor indefinido (semiespacio) para el terraplén.

Como se ha comentado, con la separación de sensores utilizada en este ensayo (1,97 m) es difícil obtener con precisión los valores de velocidad de las capas más superficiales y deben ser considerados como valores orientativos; sin embargo, la separación de sensores es óptima para caracterizar la capa de LECA, que es el objetivo de este ensayo.

Se generaron distintos modelos estratificados compatibles con la curva de dispersión experimental. En todos los casos, los errores RMS (raíz del error cuadrático medio) del ajuste fueron inferiores a 30 m/s, lo que equivale aproximadamente a un error menor del 10%. Los valores de *Vs* obtenidos para la capa de LECA se sitúan entre 265 m/s y 300 m/s. El modelo que proporciona el mejor ajuste presenta una *Vs* de 280 m/s y se muestra en la Figura 8. En dicha figura, el gráfico izquierdo representa la curva de dispersión media obtenida a partir de los datos experimentales (se presenta la curva total y se amplía la parte correspondiente a la capa de LECA), mientras que el gráfico derecho muestra el modelo de capas correspondiente.



Capa	Descripción	Espesor (m)	V_S (m/s)
1	Subbalasto y capa de forma convencionales	0,6	300
2	Coronación de terraplén Capa LECA	1,1	280
3	Terraplén convencional	∞	290

Figura 8. Modelo de capas compatible con las curvas de dispersión promedio.

Se puede concluir que el valor más realista y que se debería considerar como representativo para este ensayo es $V_{S\,LECA} \approx 280$ m/s. Este valor es próximo al valor de 300 m/s, obtenido en la capa del terraplén de vías reales utilizando el mismo método de ensayo (Tijera et al. 2024).

5. CONTRASTE DE LOS RESULTADOS

Durante la construcción de la sección ferroviaria con LECA del CFC, se llevaron a cabo una serie de ensayos de comprobación de la compactación de las capas. Entre ellos, los ensayos de penetración dinámica a energía variable tipo Panda. El ensayo, comúnmente conocido como Panda, consiste en la hinca de un conjunto de varillas en cuyo extremo inferior se coloca una punta fija que se va introduciendo en el suelo ensayado. Durante el ensayo se miden la energía de golpeo y la profundidad a la que se sitúa la punta, obteniéndose la resistencia por punta del suelo, q_d, que está relacionada con el estado de compacidad del suelo. A su vez, la *Vs* está relacionada con la compacidad del terreno, de tal manera que existen formulaciones empíricas que posibilitan calcular la *Vs* a través de la q_d proporcionada por el ensayo Panda.

Los resultados de q_d de los ensayos Panda en la capa de LECA oscilaron entre 3 y 10 MPa, con un valor medio de 6 MPa. Tomando este valor para el cálculo de *Vs* mediante la expresión definida en Kang et al. (2023), se obtiene una *Vs* de 157 m/s, inferior a la obtenida con el ensayo SASW de 280 m/s. A pesar de las discrepancias entre estos dos valores se debe tener en cuenta que:

- los ensayos Panda se llevaron a cabo directamente sobre la capa de LECA, sin contar ésta con el peso de las capas superiores (capa de forma, subbalasto y balasto) y del emparrillado (traviesas y carriles) y su efecto en el aumento del confinamiento y la resistencia por punta q_d. A diferencia de los ensayos SASW, efectuados una vez terminada la construcción completa de la sección. Por esta razón, se considera razonable haber obtenido un valor de *Vs* inferior a través de los ensayos Panda frente al valor de *Vs* de los ensayos SASW.
- los ensayos Panda se efectuaron antes de simular el paso de trenes, mientras que los ensayos SASW se llevaron a cabo después de las simulaciones del paso de trenes. El paso de los trenes conlleva vibraciones en las capas subyacentes que han podido tener un efecto de aumento de la *Vs* en los ensayos SASW realizados a posteriori.

Cabe destacar que, el efecto del aumento del valor de *Vs* en otros materiales granulares debido al mayor confinamiento bajo las capas de la infraestructura ferroviaria se ha podido observar también en los siguientes trabajos:

- En Ruiz et al. (2024) se observa como el valor de la *Vs* del balasto situado en los primeros 20 cm de profundidad desde la superficie es de 110 m/s, mientras que la *Vs* del balasto situado a partir de 20 cm de profundidad aumenta hasta valores de 225 m/s. En el segundo caso, el balasto se encuentra bajo las traviesas, soportando el peso del emparrillado y el efecto de la circulación de los trenes.
- En Tijera et al. (2026) se llevaron a cabo ensayos SASW en una sección ferroviaria en construcción. Éstos se realizaron directamente sobre un terreno natural tratado con columnas de grava y, posteriormente, sobre un terraplén de 9 m situado encima del mismo terreno natural tratado. El valor de *Vs* del terreno natural tratado obtenido en el primer caso fue de 135 m/s, en los primeros 30 centímetros de la capa, es decir sin presión de confinamiento vertical. Sin embargo, el valor obtenido en el segundo caso, con el terraplén ya construido, fue igual a 390 m/s.

Por otro lado, Gao et al. (2021) realizaron ensayos de columna resonante con LECA para presiones de confinamiento de entre 25 y 100 kPa, obteniendo valores del módulo de corte, *G*, de entre 8,5 y 12,5 MPa. Estimando un peso específico del orden de 3,5 kN/m^3 (Roces et al. 2025) y mediante la expresión de $G_{max}=\rho Vs^2$, resultan valores de *Vs* de entre 154 y 187 m/s, para *G* de 8,5 y 12,5 MPa, respectivamente. Este valor es más similar al obtenido a través de la correlación con la q_d del ensayo Panda que al valor determinado a través de los ensayos SASW.

Por último, resulta clave destacar que los distintos sensores instalados en la sección de estudio del CFC han mostrado valores usuales durante las simulaciones del paso de trenes de alta velocidad. Es decir, valores considerados similares a los que se obtienen en secciones de alta velocidad convencionales, formadas por un terraplén de tierras, sin la capa experimental de LECA. Estos resultados se demuestran en Estaire et al. (2026).

6. CONCLUSIONES

El Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha llevado a cabo ensayos geofísicos de análisis espectral de ondas superficiales o SASW en una sección ferroviaria experimental. Esta sección fue creada en la instalación del Cajón Ferroviario del CEDEX para el proyecto PEDLER, enmarcado a su vez en el proyecto GEOLAB que forma parte del programa europeo Horizonte 2020. La sección incorpora una capa de LECA, situada en la coronación del terraplén. La finalidad de los ensayos SASW presentados en esta comunicación es averiguar la velocidad de ondas de corte, Vs, de la arcilla expandida, valor que hoy en día no ha sido posible encontrar en otras publicaciones.

De los ensayos SASW realizados y las comparaciones con otras técnicas o bibliografía encontrada, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Mediante los ensayos SASW se obtiene un valor de *Vs* igual a 280 m/s para la capa de LECA. Los ensayos se han llevado a cabo desde la superficie de la capa de balasto y tras las simulaciones del paso de trenes.
- Este valor es próximo al valor de 300 m/s, obtenido en la capa del terraplén de vías reales utilizando el mismo método de ensayo (Tijera et al. 2024). Este hecho refleja un comportamiento mecánico similar entre la capa de LECA y un terraplén de tierras tradicional, reforzando la bondad de emplear este material como relleno en secciones ferroviarias.
- Resulta clave destacar que los distintos sensores instalados en la sección con LECA del Cajón Ferroviario han mostrado valores considerados similares a los que se obtienen en secciones de alta velocidad convencionales, formadas únicamente por un terraplén de tierras, sin la capa experimental de LECA. Reforzando de nuevo la posibilidad de utilizar una capa de LECA como relleno en secciones ferroviarias.

Cabe destacar que desde el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX se pretende seguir profundizando en el estudio del valor de la *Vs* del material LECA, llevando a cabo las siguientes pruebas: ensayos SASW con otras disposiciones de sensores y ensayos Panda desde la superficie del balasto ferroviario hasta alcanzar la cota de la arcilla expandida.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a Leca Saint-Gobain por el permiso para publicar resultados del proyecto PEDLER. Este proyecto está en parte financiado por el Programa de Investigación e Innovación Horizonte 2020 bajo la subvención nº. 101006512 (GEOLAB). También se quiere agradecer su colaboración a todos los compañeros del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX que han participado de una manera u otra en los ensayos.

REFERENCIAS

Estaire, J., Moreno, J., Pardo de Santayana, F., Santana, M. (2022). *Actuaciones del laboratorio de geotecnia-cedex en ingeniería geotécnica ferroviaria. Ingeniería civil.* 2022 (200), 49-72.

Estaire, J., Santana, M., Cámara, J. L., Merino, S., Crespo-Chacón, I. (2026). *Assessment of railway track performance with lightweight expanded clay aggregates at cedex track box*. Proceedings of the 11th ICPMG 2026. 11th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics 8-12 June 2026, Zurich, Switzerland

Gao, H., Xia, S., Chen, F., Stuedlein, A. W., Li, X., Wang, Z., Shen, Z., Chen, X. (2021*). Dynamic shear modulus and damping of cemented and uncemented lightweight expanded clay aggregate (LECA) at low strains*. Soil dynamics and earthquake engineering, 142. Https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106555

Kang, M., Wang, H., Qamhia, I., Tutumluer, E., Haddani, Y., Bankston, A. (2023). *Degraded ballast stiffness characterization using bender element field sensor and Panda ® penetrometer 2023.* Transportation research record journal of the transportation research board 2677(8):036119812311569. Doi:10.1177/03611981231156936.

Lin, Y.-C., Savolainen, L., Dettenborn, T., Forsman, J., Sołowski, W., Poysti, M. (2024). *Use of Leca-lightweight aggregate in railway structures.* In 19 th Nordic geotechnical meeting-Göteborg.

Prisco, C. D. (2007). *Applicazioni geotecniche e caratterizzazione meccanica dell'argilla espansa. Leca*. Bregnano (Co), Italia: Leca. https://www.leca.it/wp-content/uploads/2020/07/Applicazioni-geotecniche-Leca-prof-di-Prisco.pdf

Roces, E., Estaire, J., González-Galindo, J. (2025). *Experimental study on the breakage of porous grains under random loads: proposal for a probabilistic breakage criterion*. Geotecnia, 2025(163), 47–69. https://doi.org/10.14195/2184-8394_163_3

Ruiz, R., Tijera, A., Estaire, J., Santana, M. (2024*). Determination of the s-wave propagation velocity of ballast by spectral analysis of surface waves*. Proceedings of the 7th international conference on geotechnical and geophysical site characterization. Barcelona, 18 - 21 june 2024.

Stokoe, K. H., II & Santamarina J.C. (2000). Seismic-Wave-Based Testing in Geotechnical Engineering. Keynote Paper, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng 2000, Melbourne, Australia, November 19-24, 2000.

Tijera, A., Ruiz, R., Estaire, J. (2024). *Critical speed of railway sections obtained using surface wave analysis tests*. Proceedings of the 7th international conference on geotechnical and geophysical site characterization. Barcelona, 18 - 21 june 2024.

Tijera, A., Estaire, J., Santana, M., Rodríguez-Plaza, M. (2026). *Evaluación mediante métodos de ondas superficiales de los tratamientos de mejora del terreno y su influencia en la velocidad crítica en una línea de alta velocidad*. 12 Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica Santander, septiembre 2026.

DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES VERTICALES EN SECCIONES VIARIAS EJECUTADAS CON ARCILLA EXPANDIDA: MEDICIONES EXPERIMENTALES

Raúl MURCIEGO[(1)]* y María SANTANA[(2)]

[(1)] Saint Gobain
*raul.murciego@saint-gobain.com

[(2)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

La construcción de infraestructuras lineales, como carreteras y líneas ferroviarias, requiere, frecuentemente, la ejecución de terraplenes sobre terrenos de baja capacidad portante, lo que plantea retos geotécnicos importantes. La selección de materiales para estos rellenos es crítica, ya que deben garantizar estabilidad, minimizar asentamientos y soportar las tensiones generadas por la infraestructura. En este contexto, la arcilla expandida (LECA® o Arlita®) se considera una opción constructiva potencial debido a su baja densidad, estructura interna porosa y resistencia suficiente para cargas moderadas, características que la hacen adecuada como material ligero en rellenos y terraplenes. En el presente estudio se realizaron mediciones de presión mediante células de presión en dos secciones representativas: una sección de firme de carretera en Noruega y una sección ferroviaria construida en el Cajón Ferroviario del CEDEX, cuyo terraplén incluía 1 m de espesor de Arlita®. El objetivo de estas mediciones fue cuantificar la tensión que alcanza el nivel de la arcilla expandida y verificar que no superara el umbral crítico de 100 kPa, valor a partir del cual el material puede aumentar deformaciones entrando en zona plástica. Los resultados obtenidos proporcionan información directa sobre el comportamiento de estas secciones bajo cargas reales y permiten validar experimentalmente que las tensiones en el nivel de la arcilla expandida permanecen dentro de los límites de funcionamiento óptimo del material. Esta aproximación evita extrapolaciones sobre efectos no medidos, como la reducción de tensiones al terreno o la capacidad de protección frente a heladas, y proporciona datos cuantitativos concretos sobre la respuesta del material. En definitiva, la medición de presiones en secciones con arcilla expandida ofrece una herramienta práctica para evaluar su desempeño en terraplenes ligeros, aportando información fundamental para la planificación, diseño y seguimiento de infraestructuras lineales que consideren este material como componente constructivo.

ABSTRACT

The construction of linear infrastructure, such as roads and railway lines, frequently involves the execution of embankments over soils with low bearing capacity, posing significant geotechnical challenges. The selection of suitable fill materials is therefore critical, as they must ensure overall stability, limit settlements, and adequately withstand the stresses induced by service loads. In this context, expanded clay (LECA® or Arlita®) represents a viable construction material due to its low bulk density, porous internal structure, and sufficient mechanical strength under moderate loading conditions, making it particularly suitable for use as a lightweight fill in embankments. In this study, in situ stress measurements were performed using earth pressure cells installed in two representative sections: a road pavement structure in Norway and a railway section

constructed at the CEDEX Railway Test Box facility, where the embankment incorporated a 1 m thick layer of Leca®. The primary objective was to quantify the vertical stresses transmitted to the expanded clay layer and to verify that these remained below the critical threshold of 100 kPa, above which the material may exhibit increased deformation due to the onset of plastic behavior. The results provide direct insight into the response of these systems under real loading conditions and enable experimental validation that stress levels within the expanded clay layer remain within the material's optimal service range. This methodology avoids reliance on extrapolated assumptions regarding secondary effects, such as stress attenuation in the subsoil or frost protection performance and instead delivers robust, quantitative evidence of material behavior. Overall, pressure measurements in sections incorporating expanded clay constitute a reliable and practical approach for evaluating its performance in lightweight embankments, providing essential data to support the design, planning, and long-term monitoring of linear infrastructure projects where such materials are considered.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Terraplén (Embankment); Transmisión de cargas (Load transmission); Arcilla expandida (Expanded clay).*

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de infraestructuras lineales, como carreteras y líneas ferroviarias, constituye una necesidad permanente para garantizar la conectividad territorial y el adecuado funcionamiento de los sistemas de transporte. Estas infraestructuras deben proyectarse para cumplir estrictos requisitos de funcionalidad, estabilidad, robustez y durabilidad, además de ser sostenibles. Los proyectos de infraestructuras lineales deben desarrollarse considerando una amplia variedad de condicionantes. Entre ellos, destacan aspectos relacionados con la gestión y el balance de tierras, que buscan optimizar el movimiento de materiales a lo largo del trazado para reducir costes y minimizar impactos ambientales. Asimismo, es frecuente que estas infraestructuras deban implantarse sobre terrenos con propiedades geotécnicas desfavorables, lo que obliga a adoptar soluciones específicas de diseño y ejecución, como la mejora del terreno, el uso de materiales ligeros o la implementación de sistemas de refuerzo y estabilización.

La utilización de arcilla expandida, por sus especiales características, es una solución óptima cuando se requiere aligerar el peso de la estructura sobre un terreno con condiciones desfavorables de capacidad portante, o cuando se requiere colocar una capa aislante que frene los efectos del hielo-deshielo en el terreno. Sin embargo, una de las posibles dudas para su uso, está relacionada con las tensiones verticales máximas que puede soportar sin que se produzca el comienzo de la rotura de algunas partículas, por tanto, un cambio en sus características geotécnicas.

En este sentido, las estructuras de firmes carreteros y las capas que componen las secciones ferroviarias están diseñadas, entre otras funciones, para disipar y redistribuir las tensiones generadas por el tráfico de vehículos y ferroviario antes de que alcancen las capas inferiores. Existen diversas formulaciones teóricas que permiten estimar esta atenuación de tensiones con la profundidad, como las propuestas por Boussinesq, Fadum o Burmister. No obstante, resulta especialmente relevante disponer de mediciones experimentales en secciones reales para ambos tipos de tráfico, que permitan contrastar estas estimaciones y evaluar el comportamiento efectivo de los materiales en condiciones de servicio.

En este trabajo se presentan dos casos experimentales a escala real sobre el empleo de arcilla expandida. uno en una sección de carretera y otro en un terraplén ferroviario. En el primer caso, la capa de arcilla expandida se instaló a una profundidad de entre 20 y 40 cm bajo el firme, compuesto por capa asfáltica y zahorra. En el segundo caso, ensayado en el Cajón Ferroviario del CEDEX, se dispuso un espesor medio de 1,1 m de arcilla expandida bajo las capas de asiento ferroviarias. En ambos casos, la instalación de células de presión permitió registrar las cargas transmitidas a las capas de arcilla expandida, parámetro relevante en el comportamiento de este material. Ambas secciones se estudiaron con diferentes velocidades de paso de vehículos.

2. ARCILLA EXPANDIDA. CARACTERÍSTICAS GENERALES Y USOS

La arcilla expandida es un agregado ligero cerámico obtenido a partir de arcillas naturales sometidas a un proceso de expansión térmica en hornos rotatorios a temperaturas del orden de 1100-1200 °C. Durante la cocción, los gases generados en el interior del material producen su expansión, dando lugar a partículas con una estructura interna altamente porosa y una corteza externa vitrificada. Esta estructura confiere al material una combinación de baja densidad, resistencia mecánica relativamente elevada y estabilidad química, lo que lo convierte en un árido granular ligero adecuado para diversas aplicaciones en ingeniería civil.

Las arcillas expandidas se comercializan en diferentes fracciones granulométricas, adaptadas a los requisitos específicos de cada aplicación en ingeniería civil. Aunque los intervalos exactos pueden variar ligeramente entre fabricantes, existen rangos granulométricos relativamente estandarizados que permiten ajustar las propiedades del material en términos de densidad aparente, permeabilidad, capacidad de compactación y comportamiento mecánico.

Entre las granulometrías más habituales se encuentran las fracciones 1-5 mm, 2-10 mm y 10-20 mm, así como mezclas granulométricas amplias como 0-30 mm o 0-32 mm. Las fracciones de menor granulometría se emplean principalmente en morteros y hormigones ligeros o como material de regularización, mientras que las fracciones mayores son usadas en aplicaciones geotécnicas ya que proporcionan una combinación adecuada de bajo peso volumétrico, buena capacidad drenante y estabilidad de relleno. Si bien es cierto que las características de los áridos de arcilla expandida pueden variar en función de la arcilla de origen, en la Tabla 1 se incluyen algunos valores de parámetros geotécnicos recogidos en la bibliografía para los husos granulométricos más comunes en obra civil, 10/20 y 0/32.

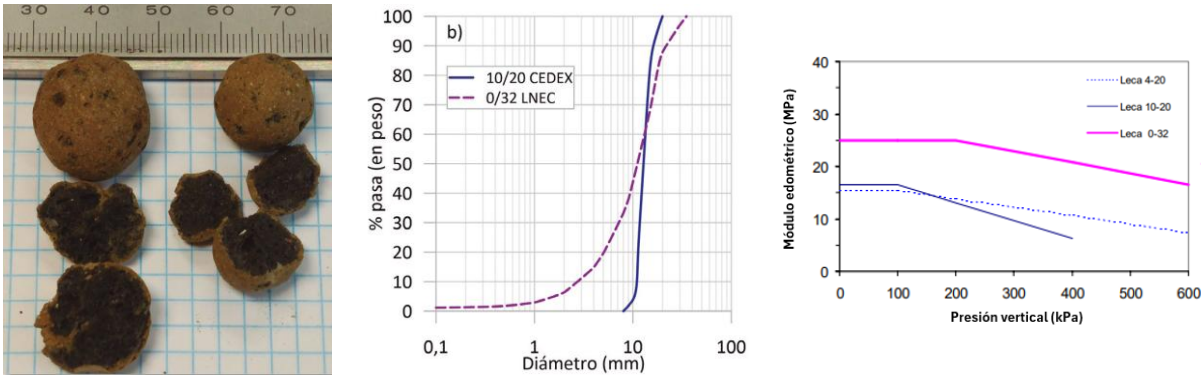


Figura 1.Aspecto general de granos de arcilla expandida (izq.), granulometría 10/20 y 030 (tomado de Roces et al. (2021) (centro) y variación del módulo edométrico con la presión vertical (drch.) (Watn et al. 2008).

Tabla 1. Valores de algunos parámetros geotécnicos para arcillas expandidas.

Propiedades	**Granulometría**	
	10/20	**0/32**
Densidad seca del agregado en estado suelto (kg/m^3)	230-290[1] / 280[2]	300-350[1] / 335[2]
Densidad del agregado tras compactación (kg/m^3)	310[2]	370[2]
Densidad de partícula (kg/m^3)	480-560[1]	560-635[1]
Porosidad del relleno (%)	54[2]	49[2]
Porosidad total (%)	88[2]	86[2]
Ángulo de rozamiento(º)	35-38[1] / 58-42[3,a]	38-41[1]
Módulo edométrico (MPa)	15-20[1] / 12[3]	25[1]
[1] SINTEF (2002). [2] Watn et al (2008). [3] Roces et al. (2021). [a] para 50 y 350 kPa de tensión normal		

También se cuenta con ensayos de compresión cíclica, realizados entre 5 y 120 kPa, a 4 Hz y hasta 2 millones de ciclos, que muestran una deformación permanente acumulada del orden de 0,3 % y ausencia de degradación progresiva, confirmando la estabilidad del material frente a solicitaciones dinámicas.

La tensión vertical máxima que debe soportar el agregado de arcilla expandida en aplicaciones de obra civil suele limitarse a 100-150 kPa, tal como se recoge en SINTEF (2002) y se muestra gráficamente en Watn et al. (2008). En este último trabajo se observa que el módulo edométrico disminuye a partir de presiones verticales cercanas a 100 kPa para el huso 10/20 y de aproximadamente 200 kPa para el huso 0/32 (Figura 1 (drc.)). Este hecho puede ser debido al inicio de la rotura de algunos granos, lo que produce modificaciones en las propiedades geotécnicas del agregado.

Como consecuencia de su elevada porosidad interna, la arcilla expandida presenta propiedades físicas de interés, entre las que destacan la baja densidad, elevada permeabilidad, buena capacidad de drenaje y baja conductividad térmica. Estas características permiten reducir significativamente las cargas transmitidas al terreno en comparación con los rellenos granulares convencionales (la densidad de la arcilla expandida es aproximadamente el 20-25% de la de un material granular convencional, Øiseth, 2000), además de proporcionar propiedades de aislamiento térmico y una adecuada estabilidad frente a ciclos de humedad y temperatura. Por ello, el material resulta particularmente interesante en situaciones donde es necesario limitar las tensiones sobre suelos compresibles o mejorar el comportamiento hidráulico de determinadas capas constructivas.

Desde el punto de vista geotécnico, su uso más habitual corresponde a rellenos ligeros en terraplenes, trasdós de muros de contención, estribos de puentes o capas de transición en infraestructuras lineales, donde su baja densidad permite reducir empujes y asentamientos en terrenos blandos. Asimismo, también se emplea en capas drenantes, sistemas de aislamiento frente a heladas y soluciones constructivas asociadas a cubiertas vegetales o sistemas de drenaje, lo que refleja la versatilidad de este material en diferentes ámbitos de la ingeniería. Su uso es especialmente relevante en los países nórdicos, si bien cada vez es más habitual su uso en el resto de Europa.

3. EXPERIENCIA EN SECCIÓN DE CARRETERA, SANDMOEN (TRONDHEIM, NORUEGA)

3.1. SECCIÓN DE ENSAYO

El proyecto internórdico “LWA Geolight”, desarrollado a inicios del año 2000, busca estudiar el uso de áridos ligeros en obra civil. Una parte del proyecto se ejecuta en el campo de ensayo de Sandmoen, donde se investigó el comportamiento estructural de los áridos ligeros de arcilla expandida (acrónimo en inglés: *LWA*) así como sus capacidades de aislamiento térmico cuando se emplean como parte de la sección de firme de una carretera. El emplazamiento, situado en una estación de control de peso de vehículos (Figura 2), incluye cuatro secciones experimentales, dos de ellas con LWA (arcilla expandida – LECA®) integrado en la sección de firme. Entre estas destaca una sección en cuña, en la que el espesor de las capas superiores sobre la arcilla expandida se reduce progresivamente, con el objetivo de analizar su respuesta estructural bajo diferentes condiciones de recubrimiento. Como se detalla en la Figura 2, la sección tipo que contiene la arcilla expandida está formada de arriba abajo por: firme bituminoso con espesores que varían entre los 10 y 4 cm, zahorra procedente del machaqueo de roca con espesores que oscilan entre los 16 y 30 cm, arcilla expandida del huso 10/20 con 40 cm de espesor, arena de regularización con espesor variable entre 35 y 55 cm. La localización en la estación de pesaje de vehículos pesados permitió someter a la estructura al paso de tráfico real, mayoritariamente pesado, con un registro continuo de las características más relevantes, como el número de ejes y la carga por eje, todo ello con una velocidad de paso controlada de 30 km/h.

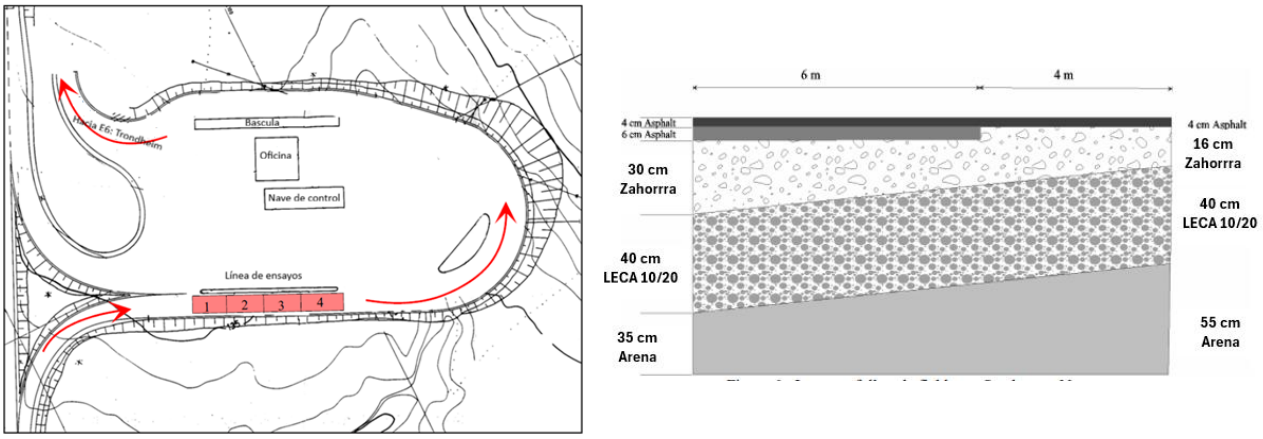


Figura 2.Croquis del campo de ensayo (izq.) con las 4 secciones y detalle de la sección transversal tipo con LECA (sección 4) (drch.).

3.2. CAMPAÑA DE ENSAYOS

Con fecha de junio de 2000, se efectúa una campaña de ensayos en la que se registra el paso de camiones con una carga por eje de 123 kN (equivale a un peso en la rueda de 6.250 kg) y con configuraciones reales de ejes simples, tándem y trídem. Una segunda campaña se efectúa con un peso por rueda de 2.900kg. En ambos casos, se considera que la presión que se ejerce en la capa de asfalto es equivalente a la de presión de inflado, con valores de 690-700 kPa (lo que varía es el área de contacto).

Las secciones están instrumentadas para poder registrar, con células de presión, las tensiones que se registran en la capa de arcilla expandida; en su superficie, a mitad de espesor y en la base. Además, se recogen los valores obtenidos tanto en el punto de aplicación de la carga (en el interior del carril), como en una zona alejada hacia el borde de la sección, de manera que se pudieran evaluar las deformaciones y tensiones en condiciones de carga cercanas a los márgenes del firme, un aspecto que también constituía un tema de desarrollo de tesis en la Norwegian University of Science and Technology (NTNU) (Aksnes, 2002).

3.3. RESULTADOS OBTENIDOS

La instrumentación colocada en la sección ha permitido registrar los datos de las dos campañas de ensayo. En la Figura 3 se muestran los resultados obtenidos para el ensayo, con una carga por rueda de 6.250 kg, registrados tanto en las cercanías del borde de la sección como en el carril de paso del camión. Asimismo, se ha incluido la disipación de presiones obtenida con la teoría de Fadum y Burmister. Por otra parte, la disposición de la instrumentación también permite registrar cómo varía la presión que llega a la capa de arcilla expandida, diferenciando entre su parte alta, media y baja, al aumentar la distancia en la horizontal del punto de aplicación de la carga. También se estudia la variación de estos valores en función de si el registro se efectúa sobre el carril o en el borde de la sección (arcén).

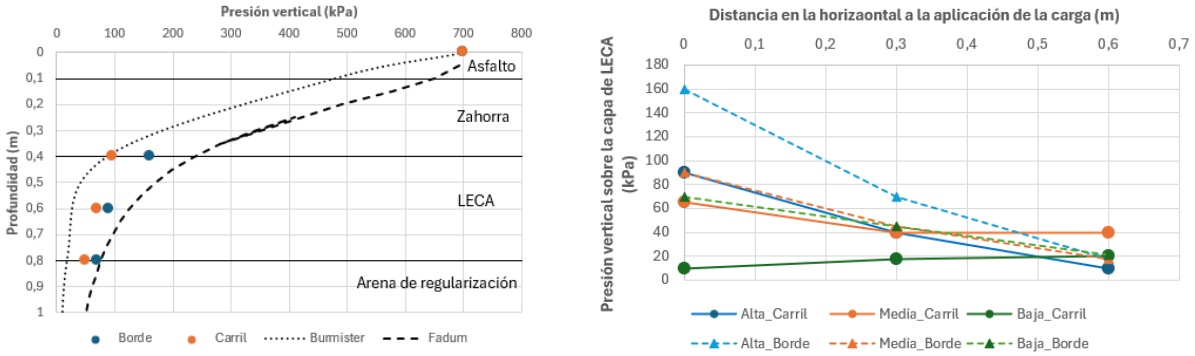


Figura 3.Presión registrada por paso de camión (6.250 kg) a diferentes profundidades (izq.) y sensores colocados en el carril de paso y en las cercanías del borde de la sección. Presiones registradas en la capa de LECA en su parte alta, media y baja tanto en el carril como en el borde (drch.).

Como se observa en las gráficas anteriores, la presión transmitida en profundidad disminuye rápidamente, pasando de los aproximadamente 700 kPa aplicados por el camión sobre el asfalto a valores del orden de 100–160 kPa en la parte superior de la capa de LECA. Esta reducción de tensiones con la profundidad se confirma de forma consistente en todos los registros obtenidos y se ajusta razonablemente bien a la ley de atenuación prevista tanto por la teoría de Fadum como por las estimaciones basadas en Burmister.

Asimismo, se observa que las presiones registradas en las proximidades del borde de la sección son sistemáticamente más elevadas. Este comportamiento puede explicarse por el menor confinamiento lateral existente en esa zona, lo que favorece un mayor desarrollo del bulbo de tensiones (Øiseth et al. 2000).

Los registros muestran además que, al aumentar la distancia horizontal respecto al punto de aplicación de la carga, las tensiones disminuyen en todas las zonas instrumentadas de la capa de LECA. Del mismo modo que ocurre con la profundidad, los valores medidos son mayores cuando la carga se aplica cerca del borde de la sección.

4. EXPERIENCIA PROCEDENTE DEL CAJÓN FERROVIARIO DEL CEDEX

4.1. INTRODUCCIÓN

El Cajón Ferroviario del CEDEX (CFC) es una instalación experimental con 21 m de longitud, 5 m de anchura y 4 m de profundidad, diseñada para realizar ensayos a escala real (1:1) de secciones completas de vía ferroviaria. Su finalidad principal es estudiar el comportamiento de vías convencionales y de alta velocidad sometidas al paso de trenes de pasajeros y mercancías, pudiendo reproducir condiciones de circulación con velocidades de hasta 420 km/h. Una descripción detallada de esta instalación se recoge en el trabajo de Estaire et al. (2022). Desde su construcción, el CFC se ha utilizado en diversos proyectos europeos, así como para comprobar el comportamiento de elementos novedosos de la infraestructura ferroviaria. La simulación del paso de trenes se realiza mediante la aplicación de cargas mediante tres pares de actuadores servohidráulicos y su respuesta se recoge mediante la profusa instrumentación instalada en la sección de ensayo.

Dentro de los últimos trabajos desarrollados en el CFC, se encuentra el proyecto europeo GEOLAB (proyecto financiado por la Unión Europea (Grant Agreement nº 101006512), que tiene como objetivo el refuerzo de las infraestructuras críticas de la Unión Europea. Para ello, se han desarrollado diferentes proyectos en instalaciones singulares pertenecientes a las instituciones asociadas al proyecto. Así, en el CFC se ha desarrollado el proyecto PEDLER (***PE****rformance and* ***D****urability of* ***LE****ca filling in* ***R****ailway embankments*), cuyo objetivo era comprobar el comportamiento de una sección ferroviaria que contiene arcilla expandida como parte del terraplén de apoyo de la infraestructura (Figura 4).

El ensayo de esta sección ha conllevado la modelización del paso de trenes de pasajeros y mercancías y, el control de la respuesta de este modelo ha incluido la colocación de células de presión en las diferentes interfaces de las capas que constituyen la sección ferroviaria. A continuación, se presentan los datos más relevantes asociados a esta sección de ensayo y los resultados obtenidos relativos a las medidas de presión registradas durante los ensayos.



Figura 4. Construcción de la sección en el CFC con arcilla expandida en el núcleo del terraplén.

4.2. SECCIÓN PEDLER

En la Figura 5 se muestra un esquema de la sección PEDLER construida en el CFC y que incluye una parte del terraplén construido con arcilla ligera expandida (LECA®). A continuación, se hace una descripción sucinta de los elementos y materiales que forman esta sección y de algunas características constructivas (descritas de muro a techo de la sección).

Terraplén térreo: esta parte de la sección se construyó en 2006 con el mismo material utilizado en la construcción de la línea Madrid-Barcelona en Guadalajara. En el CFC, la compactación alcanzó una densidad seca de 2 g/cm³ y humedad óptima del 8% (valores representativos). Bajo el hilo interior alcanza un espesor de 1,67 m.

Terraplén LECA: construido con LECA® 10/20 procedente de la fábrica de Saint Gobain en Portugal y envuelto, en sus caras inferior y superior, por un geotextil no tejido. La compactación se ha realizado en tongadas de 15 cm de espesor, aplicando un ligero riego y con el paso de una plataforma vibrante. El espesor de esta capa, bajo el hilo interior, es de 1,10 m.

Capa de forma: construida con material granular, en tongadas de 15 cm y con una compactación que alcanzó una densidad seca de 2,25 g/cm³ y una humedad óptima del 4,7%. El espesor de la capa es de 30 cm y presenta una inclinación hacia el hilo exterior del 5%.

Subbalasto: construido con material granular, en tongadas de 15 cm y que, para alcanzar los requisitos de compactación establecidos por ADIF, requirió el uso de un compactador más pesado que el empleado para las capas anteriores. El espesor de la capa es de 30 cm y tiene una inclinación del 5%.

Balasto: procede de una cantera homologada por ADIF para su uso en vías de alta velocidad. Presenta un espesor de 35 cm bajo la traviesa en el hilo interior.

Traviesas, sistemas de atado y carril: se han utilizado traviesas del tipo AI-04 EA, con un carril UIC 60 y sistemas de atado tipo VE.

Como se ha indicado anteriormente, la sección ha sido ampliamente instrumentada. Los movimientos verticales se registran mediante sistemas láser, LVDTs y potenciómetros; la aceleración y la velocidad, mediante acelerómetros y geófonos; y la tensión en distintas interfaces, mediante células de presión. Esta instrumentación se ha dispuesto tanto en superficie (principalmente sobre la traviesa sobre la que se aplica la carga principal de simulación del paso de trenes) como en el interior del terraplén, cuya disposición se muestra en la Figura 5.

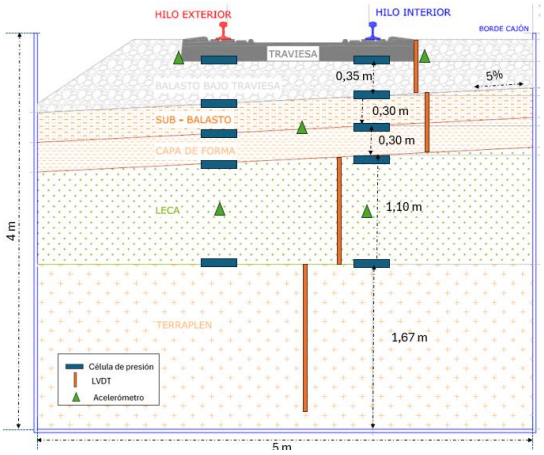


Figura 5. Esquema de la sección PEDLER ejecutada en el CFC con arcilla expandida (LECA), indicando la ubicación de la instrumentación instalada en el interior de la sección.

4.3. PROGRAMA DE ENSAYOS

La sección PEDLER ha sido sometida a ensayos estáticos, dinámicos y de fatiga, que son los habitualmente empleados por el Laboratorio de Geotecnia para la caracterización de los elementos que componen las secciones ferroviarias ensayadas. En términos generales, los ensayos estáticos permiten comprobar la rigidez de la sección, los ensayos dinámicos reproducen el paso de trenes a diferentes velocidades, mientras que los ensayos de fatiga someten la sección al paso repetido de un mismo tipo de tren, con el objetivo de evaluar el comportamiento asociado a la acumulación de ciclos de carga producidos por el paso de ejes sobre la sección.

En este trabajo, los ensayos estáticos se ejecutan mediante la aplicación de una carga por rueda de 94 kN con el actuador central (de los tres que sirven para simular los pasos de trenes) sobre la traviesa de referencia. Los ensayos dinámicos modelizan el paso del tren de pasajeros Siemens S-103, con velocidades comprendidas entre 15 y 400 km/h. También se han realizado ensayos dinámicos por el paso del tren de mercancías tipo 7 definido en el Eurocódigo 1, con velocidades de 40, 80, 100 y 120 km/h. Por su parte, los ensayos dinámicos han reproducido el paso de un millón de ejes del tren de pasajeros y 400.000 ejes del tren de mercancías.

Durante la ejecución de todos estos ensayos se han ido recogiendo los datos procedentes de los diversos sensores colocados en la sección; no obstante, en este artículo únicamente se analizan los resultados procedentes de las mediciones de las células de presión.

4.4. DATOS PROCEDENTES DE LAS CÉLULAS DE PRESIÓN

4.4.1. ENSAYOS ESTÁTICOS

En la Figura 6 se muestra una fotografía con las células de presión colocadas para medir en el terraplén de LECA® (izq.) y el registro obtenido por las células de presión durante la ejecución de un ensayo estático, en concreto, para las células localizadas en el hilo exterior de la sección (drch.).

Lo primero que se observa es que las células registran perfectamente el historial de carga ejercido por el

actuador. Por otra parte, se comprueba que, en términos generales, al aumentar la profundidad a la que se sitúan las células de presión, el registro obtenido disminuye. Así, los valores más bajos se registran en la célula colocada en el terraplén térreo, donde apenas se alcanzan 2 kPa, seguidos del registro entre el terraplén térreo y el de LECA® y de la medición procedente del contacto entre el terraplén de LECA® y la capa de forma. No obstante, la presión registrada en el contacto entre la capa de forma y el subbalasto es mayor que la procedente del contacto traviesa-balasto a pesar de que este último se sitúa más cerca del punto de aplicación de la carga.

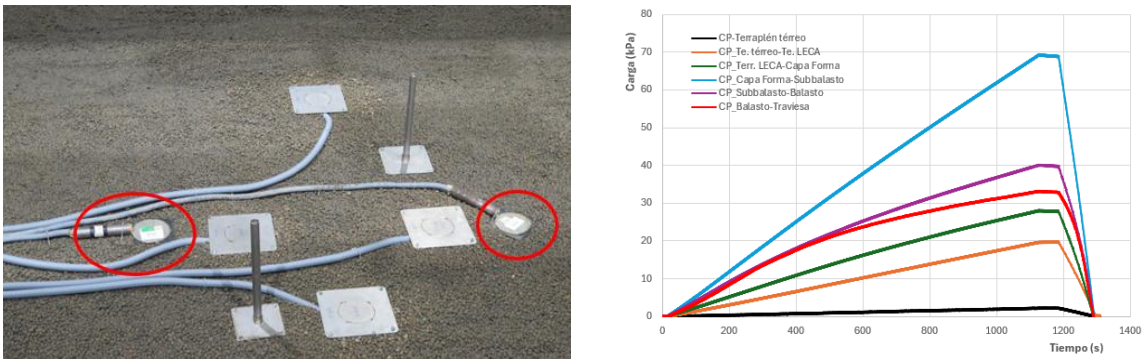


Figura 6. Detalle de las células de presión colocadas en el terraplén LECA® (izq.). Registro obtenido por las células de presión durante un ensayo estático (drch.).

4.4.2. TEORÍA DE DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES EN UNA SECCIÓN FERROVIARIA

La configuración de una sección ferroviaria tiene, entre sus objetivos, la distribución de la carga producida por el paso del tren, aminorando su valor antes de llegar al terreno de apoyo de la infraestructura. La primera disipación de carga se produce gracias a las traviesas. Hay que tener en cuenta que la carga soportada por las traviesas es menor que la carga transmitida directamente por el tren. Esta disminución depende de factores tales como la distancia entre traviesas, dimensiones de las traviesas, el peso del carril, tipo de sistema de sujeción, o características del mantenimiento de la vía, no existiendo un criterio único como se recoge en Zakeri and Abbasi (2012). Acudiendo de nuevo al Eurocódigo 1 (EC1) [EN1991-2], se obtiene que la carga puntual del modelo de carga LM71 se distribuye sobre las tres traviesas adyacentes. Así, la traviesa sobre la que se aplica la carga recibe el 50 % de la carga puntual y las dos colindantes se reparten el otro 50% restante. Este es el modelo que se usa en el presente trabajo.

Por otra parte, la traviesa distribuye la tensión a la capa de balasto. Al igual que en el caso anterior, hay diferentes teorías de cómo se produce la distribución de tensiones bajo la traviesa y que abarcan desde una distribución homogénea a lo largo de toda la base de la traviesa hasta una centralizada debajo de los hilos o incluso en el centro de la traviesa (Zakeri and Abbasi, 2012). El EC1 indica que la distribución de la tensión desde la traviesa a través de la capa de balasto se produce con una relación 4H:1V (Figura 7).

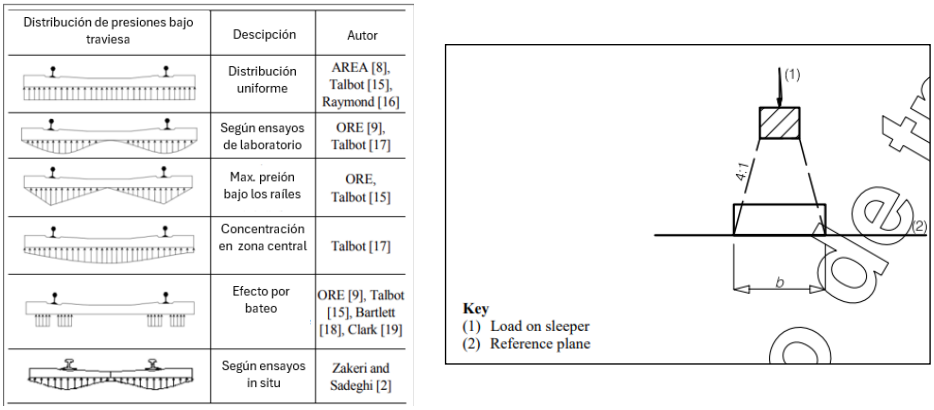


Figura 7. Ejemplos de distribución de tensiones bajo traviesa (tomado de Zakeri and Abbasi (2012) (izq.) y distribución a través de la capa de balasto según Eurocódigo 1 (drch.).

La distribución de tensiones en secciones ferroviarias puede analizarse mediante la teoría de medios elásticos multicapa desarrollada por Burmister. Este enfoque considera que el terreno está formado por varias capas horizontales, cada una caracterizada por su espesor, módulo elástico (E) y coeficiente de Poisson (ν). A diferencia de las soluciones clásicas para un medio homogéneo, la teoría multicapa permite representar de forma más realista la estructura de una vía ferroviaria, compuesta por materiales con rigideces muy diferentes,

como el balasto, el subbalasto, las capas de forma o el propio terraplén. Cuando se aplica una carga en superficie (por ejemplo, la transmitida por la traviesa durante el paso de un tren), las tensiones se transmiten en profundidad y lateralmente a través de las distintas capas, produciendo un denominado bulbo de tensiones, cuya forma depende de las propiedades mecánicas de cada material.

En este modelo, la distribución de tensiones no depende únicamente de la magnitud de la carga aplicada, sino también de la relación entre los módulos elásticos de las capas. Así, cuando una capa superficial es relativamente rígida respecto a las inferiores, parte de la carga se redistribuye lateralmente antes de transmitirse en profundidad, lo que reduce las tensiones verticales en las capas más profundas. Por el contrario, si las capas inferiores presentan una menor rigidez, la carga tiende a concentrarse más directamente bajo el punto de aplicación. Este comportamiento permite evaluar cómo la configuración y las propiedades mecánicas de las diferentes capas influyen en la transmisión de cargas hacia el terreno de cimentación y en la respuesta deformacional de la sección ferroviaria.

Según la teoría de Fadum, cuando la carga se aplica sobre una base rectangular, la tensión vertical se distribuye hacia abajo formando un bulbo de tensiones cuya sección transversal se abre progresivamente con la profundidad. La máxima tensión se produce directamente bajo la zona de contacto de la carga, y disminuye con la profundidad debido a la difusión lateral de esfuerzos. El modelo introduce un coeficiente de reparto lateral, que controla la rapidez con la que la carga se dispersa: un valor pequeño indica que la carga se mantiene más concentrada, mientras que un valor mayor permite que la tensión se distribuya sobre un área más amplia. En esta aproximación, la reducción de tensiones se calcula en función de la geometría de la base rectangular y la profundidad, sin distinguir entre diferentes materiales, lo que permite estimar de manera sencilla la tensión vertical transmitida a la subrasante en medios homogéneos.

En la Figura 8 se muestran los valores medidos con las células de presión en cada una de las interfaces junto a la predicción teórica propuesta por Fadum y por Burmister.

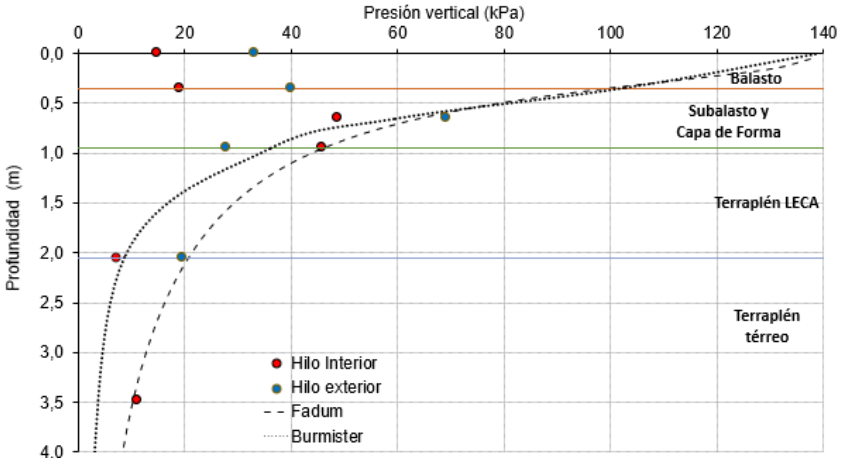


Figura 8. Valores de presión obtenidos con las células de presión durante los ensayos estáticos.

Como se aprecia en la figura anterior, los valores medidos en las capas más profundas muestran un buen ajuste con ambas teorías. Sin embargo, las tensiones registradas en el contacto traviesa-balasto son las que presentan mayores discrepancias respecto a las predicciones teóricas. Este comportamiento no resulta sorprendente, ya que, como se indicó previamente, la forma exacta en que se reparte la carga bajo la traviesa no se conoce con certeza. Esta incertidumbre queda reflejada en las mediciones reportadas por distintos autores: Stuart et al. (2023) indican tensiones de 269 kPa para un tren de 200 kN por eje, mientras que Ravitharan et al. (1998) reportan valores mucho más dispersos, comprendidos entre 40 y 136 kPa.

4.4.3. ENSAYOS DINÁMICOS

Durante la realización de los ensayos dinámicos que simulan el paso de trenes de pasajeros, se han registrado los datos de las células de presión, permitiendo disponer de medidas a distintas velocidades de paso, como se observa en la Figura 9. Por otro lado, se ha comprobado que los valores medios, máximos y mínimos obtenidos en dichos ensayos se encuentran en el rango superior de las medidas obtenidas durante los ensayos estáticos y que también tienden a atenuarse en profundidad.

Como se observa en la gráfica, las presiones más relevantes se producen en la parte alta de la sección, en concreto, en la interfaz traviesa-balasto (TR-BA). En ese punto, se producen picos de presión muy relevantes

que pueden estar asociados a los fenómenos de incrustación puntual del balasto en la traviesa, no siendo totalmente representativos. Además, se considera que las presiones obtenidas a velocidades de 325 y 350 km/h son anormalmente elevadas. El resto de las presiones obtenidas son inferiores a 100 kPa y van atenuándose según se profundiza en la sección.

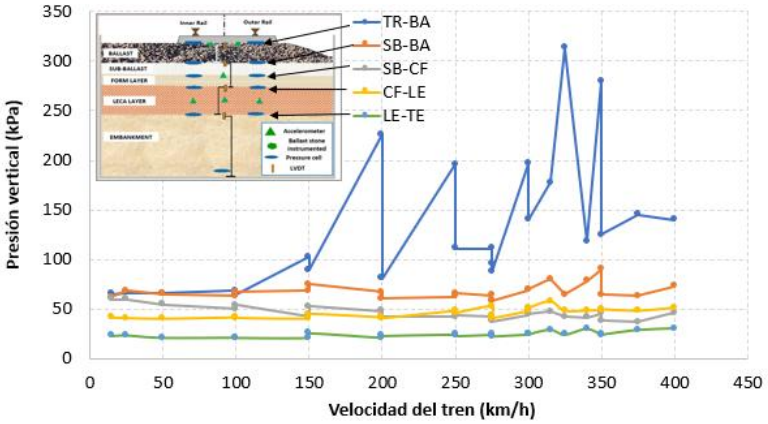


Figura 9. Valores de presión obtenidos con las células de presión durante los ensayos dinámicos para diferentes velocidades de paso modelizadas.

5. CONCLUSIONES

Las mediciones realizadas en ambas infraestructuras confirman que la arcilla expandida (LECA®) trabaja dentro de los límites de tensión admisibles cuando se utiliza como material ligero en terraplenes.

En la sección de carretera, donde LECA® se sitúa a 30-40 cm de profundidad, las tensiones producidas por el tráfico pesado se reducen desde unos 700 kPa en superficie hasta 100-160 kPa en la parte superior del material, manteniéndose por debajo del umbral que podría generar rotura de algunos granos.

En la sección ferroviaria del CEDEX, con LECA® colocada a 1,10 m bajo la traviesa, los ensayos estáticos y dinámicos muestran una atenuación progresiva de tensiones, con valores inferiores a 100 kPa en el terraplén de LECA® incluso ante velocidades muy elevadas.

En conjunto, los resultados indican que, en terraplenes carreteros y ferroviarios con arcilla expandida (LECA®) y capas de coronación convencionales, la carga que alcanza el árido ligero es muy inferior a su límite de trabajo, reduciéndose eficazmente la transmisión de tensiones en profundidad y garantizando un comportamiento estable en terrenos de baja capacidad portante.

REFERENCIAS

Aksnes J. (2002). A Study of Load Responses towards the Pavement Edge. Department of Road end Railway Engineering. Thesis Norwegian University of Science and Technology NTNU.

Estaire J., Moreno J., Pardo de Santayana F., Santana M. (2022). Actuaciones del Laboratorio de Geotecnia-CEDEX en ingeniería geotécnica ferroviaria. *Rev. Ingeniería Civil*, 200.

Øiseth E., Forsker H., Watn A. (2000). Lett, isolert vegkonstruksjon – Forsøksprosjekt på Sandmoen, Trondheim. ISBN 82-91341-40-0

Ravitharan S., Martin M. and Minness C. (1998) Understanding Load Transfer Characteristics within Track Sub-structure: Queensland Experience. *Conference on Railway Engineering* 1-9 September

Roces E., Muñiz M., Galindo J., Estaire J. (2021). Usos geotécnicos de la arcilla expandida. *Ingeniería Civil* 199/2021

SINTEF (2002). LWA geolight LWA for Roads and Railways Internordic Research and Development Project Final technical report. STF22 F02154

Stuart C., Sussmann T., Liu S. (2023). Modeling track mechanical behavior with under tie pads and under ballast mats. RR 23-10 | July 2023 US Department of Transport. Federal Railroad Adminstration.

Watn A., Gylland A, Reis C., Hyrve, O. (2008). Expanded clay light weight aggregates for geotechnical applications. *Conference: XI IV GEO*

Zakeri J.A. and Abbasi R. (2012). Field investigation of variation of loading pattern of concrete sleeper due to ballast sandy contamination in sandy desert areas. *Journal of Mechanical Science and Technology* 26 (12) (2012) 3885~3892.

VALORIZACIÓN GEOTÉCNICA DE COMPUESTOS RECICLADOS A BASE DE PELLETS DE PLÁSTICO PARA APLICACIONES SOSTENIBLES EN INGENIERÍA CIVIL

Eduardo PARRA[1,2,3], Dani TARRAGÓ[2,1] y Enrique ROMERO[1,2]

[1] Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya
*eduardo.parra@upc.edu

[2] Geomecànica i Hidrogeologia
Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE)

[3] Departamento Ciencias de la Construcción
Universidad del Bío-bío

RESUMEN

La acumulación de residuos plásticos representa un reto ambiental de gran magnitud, dado que únicamente una proporción reducida se recicla de manera efectiva. A escala global, el excedente es habitualmente incinerado o confinado en depósitos controlados. En el contexto español, la Ley 7/2022 establece una jerarquía de gestión que prioriza la prevención y el reciclado frente a la valorización energética y el vertido, este último restringido por el Real Decreto 646/2020 para residuos recogidos separadamente con fines de reciclaje. Aun así, la fracción efectivamente reciclada continúa siendo limitada y la búsqueda de aplicaciones que absorban grandes volúmenes de plástico reciclado sigue siendo un desafío técnico y normativo. En este contexto, la incorporación de materiales reciclados en aplicaciones geotécnicas se consolida como una estrategia prometedora, permitiendo el aprovechamiento de grandes volúmenes de residuos que, de otro modo, serían descartados. Aunque las mezclas poliméricas se han estudiado como aditivos en suelos en formatos de gránulos, láminas o fibras, existe escasa literatura sobre el uso geotécnico de pellets procedentes de plástico reciclado para mejorar las propiedades mecánicas de suelos en aplicaciones específicas. La adición de estos materiales puede resultar de gran utilidad en obras como terraplenes, estabilización de subbases, rellenos de trasdós en muros, capas drenantes y en la estabilización de suelos donde la reducción de peso y el incremento de permeabilidad son ventajosos. Esta investigación se centra en la caracterización inicial de pellets plásticos de forma cilíndrica, elaborados a partir de una mezcla de polietileno (PE), tereftalato de polietileno (PET), polipropileno (PP), poliestireno (PS) y envases alimentarios reciclados. Para evaluar el comportamiento geomecánico de los pellets esencialmente como partículas individuales, se han llevado a cabo ensayos de laboratorio que incluyen caracterización dimensional, determinación de densidad de partículas, inyección de agua a presión, ensayos edométricos y de corte directo. Estos ensayos permiten estimar la viabilidad geotécnica de los pellets utilizados de forma aislada en obras de ingeniería civil.

ABSTRACT

The accumulation of plastic waste constitutes a major environmental challenge, as only a limited fraction is effectively recycled. On the global scale, the surplus is typically incinerated or disposed of in landfills. Within the Spanish regulatory framework, Law 7/2022 establishes a waste management hierarchy that prioritizes prevention and recycling over energy recovery and

disposal, the latter being further restricted by Royal Decree 646/2020 for separately collected waste intended for recycling. Nevertheless, the fraction effectively recycled remains limited, and the identification of applications capable of absorbing large volumes of recycled plastic continues to represent a technical and regulatory challenge. In this context, the incorporation of recycled materials into geotechnical applications is emerging as a promising strategy, enabling the utilization of substantial quantities of waste that would otherwise be discarded. Although polymeric mixtures have been investigated as soil additives in the form of granules, sheets, or fibers, there is limited literature addressing the geotechnical use of pellets derived from recycled plastics to improve the mechanical properties of soils in specific applications. The inclusion of such materials may be particularly advantageous in engineering works such as embankments, subbase stabilization, retaining wall backfills, drainage layers, and soil improvement applications where reduced unit weight and increased permeability are beneficial. This research focuses on the preliminary characterization of cylindrical plastic pellets manufactured from a blend of polyethylene (PE), polyethylene terephthalate (PET), polypropylene (PP), polystyrene (PS), and recycled food packaging. To evaluate the geomechanical behavior of the pellets - essentially as a particle-, a laboratory testing program was conducted, including dimensional characterization, particle density determination, pressurized water injection tests, oedometer tests, and direct shear tests. These tests enable an assessment of the geotechnical feasibility of using the pellets as a standalone material in civil engineering applications.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Pellets plásticos (Plastic pellets), Caracterización geomecánica (Geomechanical characterisation), Valorización (Waste valorisation).*

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

En España, se generan aproximadamente 881.444 t/año de residuos plásticos de envases (Cifuentes García *et al*., 2026) estimados a partir de una producción de 179,2 kg per cápita de residuos totales de envases. La tasa de reciclaje de plásticos de envases alcanza el 46,2%, un valor superior a la media europea del 42,1% (Eurostat, 2025). No obstante, esta cifra se encuentra lejos del objetivo del 55% fijado por la Unión Europea para el 2030, mientras que una proporción equivalente al 39% continúa siendo depositada en vertederos, muy por encima de la media europea del 25%, lo que evidencia que una proporción de plásticos no logra reincorporarse a ciclos de valorización.

Desde el punto de vista regulatorio, la Ley 7/2022, de 8 de abril, de residuos y suelos contaminados para una economía circular establece la jerarquía de gestión de residuos y fija objetivos cuantitativos de preparación para la reutilización y reciclado de residuos municipales (Art. 26.1.a), entre los que se incluyen los plásticos de envases. El Real Decreto 646/2020, de 7 de julio, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero prohíbe el vertido de plásticos recogidos separadamente (Art. 6.1.e). Para que el plástico reciclado pueda incorporarse a aplicaciones constructivas como producto y no como residuo, esta normativa abre dos vías: la condición de subproducto (Art. 4 Ley 7/2022) y el fin de la condición de residuo (Art. 5, Ley 7/2022). El acceso a cualquiera de estas vías exige, entre otros requisitos, una caracterización técnica suficiente que certifique la aptitud del material para el uso previsto.

En el ámbito geotécnico, la incorporación de residuos plásticos ha sido explorada principalmente en formatos de fibras y gránulos. Fibras de tereftalato de polietileno (PET) reciclado han demostrado incrementos en la resistencia al corte de arenas cementadas (Consoli *et al*., 2002), perlas de poliestireno expandido (EPS) de diámetro 2 a 3 mm mezcladas con arena han permitido reducir el peso unitario pero también ha presentado una disminución proporcional de la resistencia al corte (Deng y Xiao, 2008), pellets de polietileno de alta densidad (HDPE) y también pellets de polipropileno (PP) de diámetro 3 a 4 mm fueron ensayados de forma independiente en suelos estabilizados con cemento, los resultados han mostrado un incremento de la resistencia a la compresión no confinada hasta un 234% (Tabassum y Bheemasetti, 2022). Gránulos de PET mezclados con arena han incrementado el ángulo de fricción hasta un 22%, aunque las muestras de plástico puro presentaron inestabilidad estructural en ensayos triaxiales (Graça *et al*., 2025). Estos estudios coinciden en emplear materiales monoméricos con tamaños inferiores a 5 mm, dejando inexplorado el comportamiento de pellets multipoliméricos de mayor tamaño.

Los pellets de plástico presentan potencial de uso en múltiples contextos geotécnicos como rellenos ligeros no convencionales, rellenos drenantes localizados, zanjas drenantes con geotextil de separación, rellenos de trasdós de muros y coronación de terraplenes. Por esta razón, el objetivo de esta investigación es la caracterización geomecánica de pellets de plástico reciclado mediante ensayos geotécnicos estándar con el fin de evaluar su viabilidad como material aislado y explorar su futura potencialidad en mezclas de suelos de RCD con estos pellets. De manera tentativa, se plantea experimentar para obtener el comportamiento de la partícula como un sólido individual, aun cuando, de forma inevitable, seguirá manifestándose el efecto asociado al conjunto de partículas.

2. MATERIAL

El material estudiado está compuesto por una mezcla de plásticos reciclados de polietileno (PE), tereftalato de polietileno (PET), polipropileno (PP), poliestireno (PS) y recubrimientos aluminizados de envases alimentarios. Este se presenta en formato de pellet, cada pellet puede estar constituido por un compuesto polimérico que dependerá de la mezcla y procesado, en consecuencia, la proporción exacta de cada polímero en la mezcla es desconocida. El material es comercializado por la empresa Arqlite y actualmente su uso está enfocado a la jardinería. Cada bolsa de 6,8 kg se fabrica con el equivalente de 3.674 botellas de plástico.

La formación de los pellets se realiza mediante un proceso de extrusión en caliente. Durante este proceso, el material es forzado a través de una salida circular que confina el flujo radialmente y permite el avance axial. Tras el corte de fibra el pellet se enfría y experimenta una contracción térmica preferentemente en dirección axial, la extrusión del pellet induce una orientación preferente que incrementa la rigidez y resistencia en la dirección axial (Schrauwen *et al*., 2004).

Se realiza una caracterización dimensional individual sobre 66 partículas, midiendo dos diámetros (D1 y D2), dos longitudes (L1 y L2) y la masa del material (M). Los resultados de la estadística descriptiva muestran un diámetro medio de 12,4 mm (coeficiente de variación, CV < 7%), valor consistente con el confinamiento radial impuesto por la matriz de extrusión. Por el contrario, las dimensiones de longitud presentan mayor dispersión (L1 = 13,90 mm, L2 = 12,52 mm, CV hasta 14,71%), con una longitud predominante y una más corta. Lo que indica que la forma no es la de un cilindro perfecto sino un cilindro truncado, la masa media por partícula es 1,47 g (CV = 16,79%). Estos resultados son consistentes con el proceso de peletización por corte de fibra, donde las fluctuaciones durante el procesado generan longitudes irregulares, mientras que la contracción térmica durante el enfriamiento actúa preferentemente en la dirección axial, permaneciendo restringida en la radial por la geometría cilíndrica de la matriz de extrusión (Rauwendaal, 2014).

3. METODOLOGÍA

Se realizaron ensayos de caracterización mecánica de los pellets mediante las siguientes normas: UNE-EN ISO 17892-1 (humedad), UNE-EN ISO 17892-3 (gravedad específica), UNE-EN ISO 17892-5 (consolidación), UNE-EN ISO 17892-10 (corte directo). Adicionalmente se incluye un ensayo de inyección de agua a presión controlada no normalizado.

3.1. INYECCIÓN DE AGUA A PRESIÓN

Se realizó una prueba de inyección de agua a presión controlada no estandarizada, para esto se utilizó el equipo triaxial DYNTTS 2Hz/20kN de GDS Instruments. Se seleccionaron 15 pellets, se secaron a 110 °C por 24 horas y se dejaron enfriar, posteriormente se rellenó la cámara con agua destilada hasta la mitad de la base y se vertieron los pellets. Se montó la cámara del equipo y se terminó de rellenar con agua cuidando que la velocidad fuera lenta para evitar burbujas de aire atrapadas. Se verificó que todos los pellets flotaran y se comenzó a inyectar presión mediante el transductor conectado a la cámara triaxial, desde 10 kPa hasta 500 kPa, cada escalón se aplicó durante 5 minutos, el último escalón se mantuvo por 24 horas. Finalizado el ensayo se obtuvo la humedad final del material.

Esta metodología se diseñó específicamente para este estudio. El picnómetro convencional exige que las partículas se sumerjan completamente, condición que no se cumple en la mayoría de los pellets debido al aire ocluido en sus irregularidades superficiales. La aplicación de presión hidrostática controlada permite forzar el hundimiento progresivo de la fracción flotante y registrar la presión asociada a ello.

3.2. GRAVEDAD ESPECÍFICA

Se seleccionaron previamente 6 pellets que se hundían al sumergirse en agua potable, de una población inicial de 30 unidades (correspondientes al 20% de los pellets valorados). Estos se secaron a 110 °C en un horno por 24 horas. Se registró la temperatura del agua, se pesó y se calculó el volumen del picnómetro, luego se vertió el material, llenando con agua destilada hasta la marca del picnómetro, se dejó dentro de un baño de agua con control de temperatura (23 °C) por 24 horas, transcurrido el tiempo se registró el peso del picnómetro con los pellets en su interior.

El ensayo solo caracteriza a la fracción hundible y no es representativo del global de la población de los pellets.

3.3. EDÓMETRO

Se utilizó una celda edométrica de 50 mm de diámetro y 20 mm de altura, las lecturas de deformación axial se realizaron con un LVDT con registro de datos a cada segundo. Se ensayaron dos ordenamientos, uno vertical y otro horizontal (Figura 1). Si bien la norma indica que la mayor partícula debería ser menor que la quinta parte de la altura del anillo, el objetivo de este ensayo es comparar la rigidez del material en distintos ordenamientos y por lo tanto los valores de Cc y Cs reportados no corresponden a propiedades constitutivas que pueda presentar el material a mayor escala.



Figura 1. (Izquierda) orientación vertical y (derecha) orientación horizontal de los pellets para el ensayo edométrico.

El ordenamiento vertical (V), en la que el eje longitudinal de los pellets se dispuso paralelo al eje de carga axial (12 pellets) y en el horizontal (H), en la que el eje longitudinal se orientó perpendicularmente al eje de carga (11 pellets). Se saturó la celda con agua destilada y se aplicaron cargas en diversos escalones comenzando de 1 a 500 kPa, seguidos de una descarga hasta 100 kPa para finalmente realizar una recarga hasta 1500 kPa. Finalizado el ensayo se retiraron las muestras y se obtuvo la humedad final. La razón de vacíos inicial de ambas configuraciones se determinó con el software ImageJ, para esto se tomaron varias imágenes en planta de cada ordenamiento, luego se escaló la imagen y finalmente se seleccionaron todos los espacios vacíos de las imágenes. El software entregó el área de cada uno de los espacios vacíos, al amplificar dicha área con la altura media (orientación vertical) o el diámetro medio (orientación horizontal) de los pellets utilizados se obtuvo el volumen de poros de cada uno de los ordenamientos.

La evolución del índice de poros se calculó a partir de la deformación axial registrada por el LVDT, asumiendo que la partícula es indeformable y que toda la variación de volumen corresponde a la variación de volumen de vacíos, esta hipótesis es la utilizada en suelos, pero introduce una limitación adicional en el material polimérico dado que los pellets presentan una deformación viscoelástica. En consecuencia, los valores de índice de poros presentados se interpretan como una variable comparativa entre ordenamientos vertical y horizontal.

3.4. CORTE DIRECTO

Se realizaron ensayos de corte directo sobre la interfaz pellet-pellet en disposición vertical, empleando cajas de sección circular y cuadrada, ambas con abertura de 60 mm. Los ordenamientos se muestran en la Figura 2, la disposición trabada solo es factible en la caja circular, dado que requiere el encaje geométrico de capas, por otro lado, la disposición apilada es independiente de la geometría de la caja y reproducible en ambas configuraciones. La disposición trabada en la caja circular reproduce la solución geométrica óptima de

empaquetamiento con 19 pellets distribuidos en un anillo exterior de 12, interior de 6 y uno central. Se comenzó rellenando la primera capa (base) y posteriormente se dispuso la siguiente capa según la configuración correspondiente (Figura 3a y 3b).

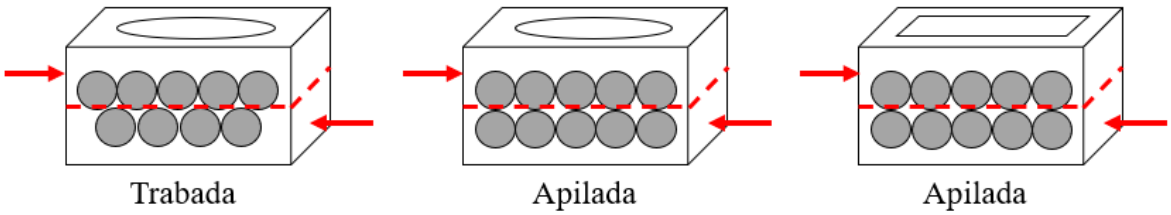


Figura 2. Configuraciones utilizadas para el corte directo en la interfaz entre pellets.

De manera análoga al ensayo edométrico, la norma indica que el tamaño máximo de partícula no debería ser mayor a 1/6 de la altura de la probeta de ensayo (20 mm), criterio que no se cumple en este ensayo. Adicionalmente, en un material convencional el plano de corte queda prefijado por la geometría de la caja, en este caso no necesariamente coincide con los contactos entre partículas. La altura útil de la caja inferior de corte es de 12 mm, en consecuencia, la cara superior de los pellets sobresale por encima del plano de corte, esta diferencia se redujo durante la etapa de consolidación, la verificación de los contactos se realizó una vez finalizado el ensayo donde se observaron las marcas de contacto entre pellets (Figura 3c).

Los resultados se calcularon con el área nominal de la caja, lo que subestima la tensión de corte real entre contactos.



Figura 3a. Ordenamiento de capas para configuración trabada, 3b. apilada en celda circular, 3c. superficies de contacto post-ensayo.

Se utilizó el equipo Wykeham Farrance 21A60 Autoshear 5kN, la consolidación en cada ensayo se realizó por 15 min, las tensiones verticales aplicadas fueron de 100, 200 y 500 kPa con un desplazamiento horizontal de 10,8 mm (18%) y una velocidad de corte de 0,1 mm/min. Todos los ensayos fueron realizados en condición saturada.

4. RESULTADOS

4.1. INYECCIÓN DE AGUA A PRESIÓN

La flotabilidad de los pellets es variable, un 20% de los pellets se hunden en el agua. En el 80% restante al aplicarles presión de agua en el equipo triaxial se observa que comienzan a hundirse a una presión mínima de 20 kPa y un hundimiento progresivo hasta los 70 kPa. Tras aplicar 110 kPa el 80% de los pellets se hunden. Sin embargo, ciertas partículas requirieron presiones considerablemente mayores, en el rango de 260-270 kPa, mientras que el último pellet se hundió a 490 kPa. Finalizada la inyección de presión de agua la humedad final de los pellets fue de 5,3% lo que confirma la existencia de poros internos accesibles por el agua.

4.2. GRAVEDAD ESPECÍFICA Y HUMEDAD

Se obtuvo una densidad de partícula de 1,029 Mg/m³ y un Gs de 1,031 valor representativo únicamente de la fracción de pellets que se hunde al contacto con el agua. Este valor describe la partícula sin considerar su porosidad interna.

Esta densidad, muy próxima a la del agua, junto con la presencia de aire ocluido en las irregularidades superficiales explica el comportamiento mixto observado: aproximadamente 80% de los pellets flotan inicialmente y el 20% restante se hunde por sí mismo. La porosidad interna evidenciada por la humedad final próxima al 5% tras el ensayo de inyección de agua a presión contribuye adicionalmente a esa respuesta heterogénea.

4.3. EDÓMETRO

Los resultados del ensayo edométrico se muestran en la Tabla 1. La estructura inicial es considerablemente más abierta en la orientación horizontal (e_0 = 0,658) y significativamente más compacta en la disposición vertical (e_0 = 0,295), donde los pellets se disponen con su eje longitudinal alineado con la dirección de carga, lo que genera un mayor contacto entre partículas y una estructura inicial más densa.

Se observa un comportamiento elástico inicial prácticamente instantáneo, seguido de deformaciones atribuibles a la fluencia viscoelástica del polímero. A bajas tensiones domina el reacomodo geométrico entre partículas, mientras que a tensiones intermedias y altas se activa la deformación viscosa del polímero en los contactos.

Los resultados edométricos muestran mayor compresibilidad en orientación vertical, lo cual podría atribuirse a la dispersión en las longitudes (L1 y L2), que reduce el área efectiva de contacto y concentra la carga en un número limitado de pellets. Este efecto no se observa en la orientación horizontal, donde la altura está gobernada por el diámetro (D1 y D2), parámetro con menor variabilidad.

En la rama de descarga–recarga, los valores de compresibilidad (C_S) son similares; sin embargo, se observa una leve diferencia en la compresibilidad en carga (C_C) lo que indica que la disposición horizontal es más compresible. Esto resulta consistente con la orientación de las fibras y que el espacio disponible para la deformación lateral de los pellets es mayor en la orientación horizontal, mientras que en la disposición vertical el confinamiento es mucho más restrictivo.

Tabla 1. Parámetros edométricos según orientación de carga.

Edómetro	**e_0**	**e_f**	**C_C**	**C_S**	**C_α**	**C_C/C_S**	**C_α/C_C**
Vertical	0,295	0,193	0,091	0,014	$2{,}29\cdot10^{-3}$	6,50	0,020
Horizontal	0,658	0,531	0,116	0,018	$1{,}54\cdot10^{-3}$	6,44	0,017

Se observa una tendencia creciente del parámetro de compresibilidad secundaria o creep (C_α) con el incremento de la tensión vertical alcanzando un máximo a 1000 kPa y reduciéndose a 1500 kPa. No obstante, en el caso de los pellets, este valor de C_α debe interpretarse únicamente por analogía con la consolidación secundaria clásica. El comportamiento registrado no responde al mecanismo de consolidación de un suelo saturado, sino que refleja principalmente un proceso de fluencia viscoelástica del polímero que compone las partículas. Por tanto, C_α actúa aquí como un parámetro equivalente, útil para describir la deformación diferida, pero cuya naturaleza física está esencialmente gobernada por la deformación lenta y dependiente del tiempo del material plástico, y no por la disipación de presiones intersticiales. La orientación vertical presenta valores de C_α sistemáticamente superiores a la horizontal, consistente con la mayor compresibilidad observada en esa disposición.

En cuanto a la relación C_α/C_C, los valores se estabilizan en el rango de tensiones intermedias y altas, este comportamiento es consistente con el rango característico identificado por Mesri y Castro (1987) para materiales granulares y con los reportados por Craig (2020) para arenas con bajo contenido de finos, y clasifica al material dentro del rango de compresibilidad secundaria muy baja a media según Das (2019). En cambio, a tensiones bajas (<100 kPa) la relación es menor y variable entre orientaciones.

4.4 CORTE DIRECTO

Los resultados de la tensión de corte y desplazamiento axial en función del desplazamiento horizontal se presentan a continuación para las tres configuraciones: (i) trabada en caja circular, (ii) apilada en caja circular y (iii) apilada en caja cuadrada.

En la configuración trabada en caja circular (Figura 4), se observa una dependencia tensional de la resistencia al corte. Asimismo, presenta un comportamiento contractivo durante el corte, el deslizamiento es predominantemente plano y las partículas, a pesar de su geometría, no se montan unas sobre otras, sugiriendo un reacomodo facilitado por su forma.

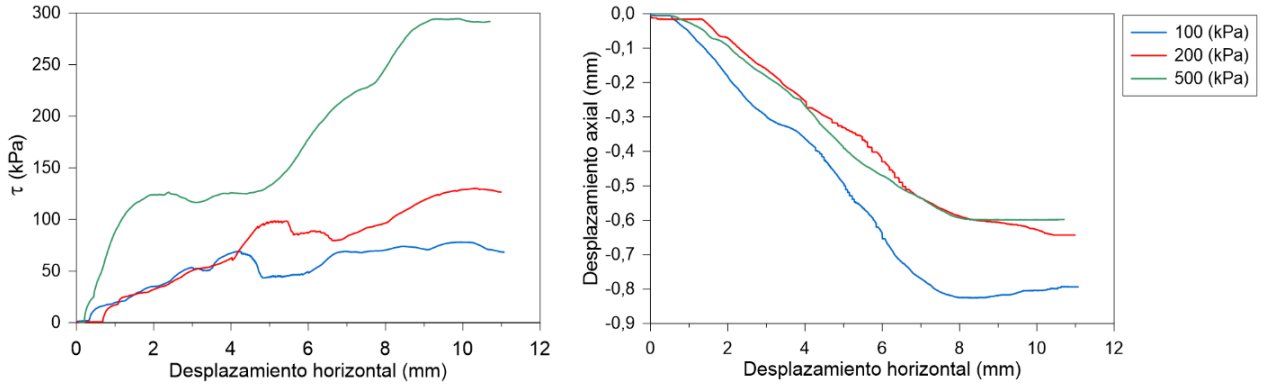


Figura 4. (Izquierda) tensión de corte y (derecha) desplazamiento axial de la configuración trabada en caja circular.

En la configuración apilada en caja circular (Figura 5), igual que en el caso previo, se intuye una dependencia tensional de la resistencia al corte. Esta configuración facilita un comportamiento dilatante, las partículas se comprimen inicialmente, mantienen su volumen durante una etapa intermedia y posteriormente dilatan, registrándose los mayores cambios bajo una tensión de 500 kPa.

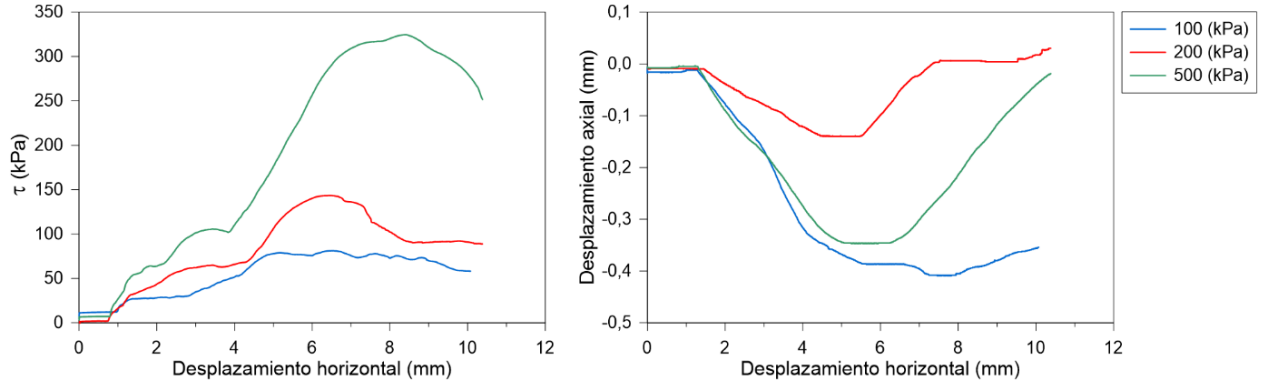


Figura 5. (Izquierda) tensión de corte y (derecha) desplazamiento axial de la configuración apilada en caja circular.

En la caja cuadrada apilada (Figura 6) se observa un comportamiento particular de la resistencia en el caso de 200 kPa, donde se registra una caída brusca de resistencia cerca de los 6 mm de desplazamiento horizontal. En la misma posición se produce un desplazamiento axial abrupto, lo que se podría atribuir a la rotación de uno de los pellets del borde, el cual permanece en esa posición durante el resto del ensayo.

En general, para desplazamientos inferiores a 4 mm (7%), los pellets presentaron una resistencia similar bajo tensiones de 100 y 200 kPa. A partir de ese umbral, el efecto del confinamiento se activó y las curvas divergieron. A tensiones verticales de 500 kPa, el material mostró una resistencia significativamente mayor desde el inicio del ensayo.

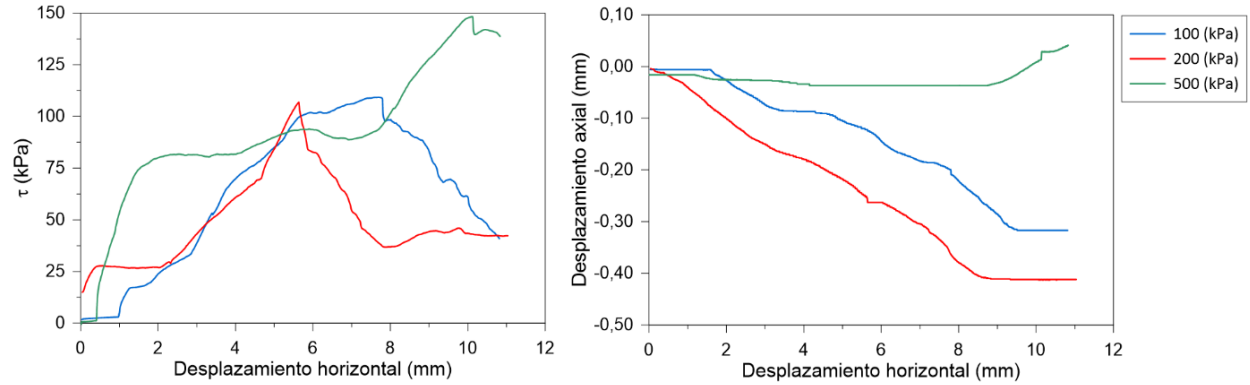


Figura 6. (Izquierda) tensión de corte y (derecha) desplazamiento axial de la configuración apilada en caja cuadrada.

Para resultados de la tensión de corte máxima obtenida se evaluaron las respectivas envolventes de corte según Mohr-Coulomb:

- En la caja circular, los datos podrían ajustarse a una recta del tipo Mohr-Coulomb, obteniéndose ángulos de fricción de 25,3° (R^2=0,995) en la configuración trabada y 27,5° (R^2=0,997) en la apilada, con una diferencia de 2,2°.

- En la caja cuadrada apilada, el ajuste lineal proporciona un ángulo de fricción de 17,9° (R^2=0,873) valor con menor calidad de ajuste. Sin embargo, en esta configuración muestra que la tensión tangencial de pico es menos independiente de la tensión vertical aplicada, lo que sugiere una lectura alternativa en términos de cohesión de 121 kPa.

La relación entre el tamaño nominal de la partícula (12 mm) y la dimensión lateral de la caja (60 mm) es baja, y el reducido número de contactos pellet-pellet en el plano de corte introduce una sensibilidad importante a la disposición individual de cada partícula. En consecuencia, en algún caso parecería que se capta una resistencia constante independiente de la carga aplicada, comportamiento no asimilable al de un suelo.

Esta dualidad en los resultados pone de manifiesto la limitación de aplicar el marco geotécnico clásico a un material que no es un suelo, si bien aporta resultados de interés para comprender su comportamiento.

5. CONCLUSIONES

Los pellets de plástico reciclado analizados presentan diámetros regulares y consistentes, mientras que las longitudes muestran una variabilidad apreciable. Esta variabilidad longitudinal es consistente con el proceso de peletización.

Esta caracterización preliminar aplica adaptaciones a normas concebidas originalmente para suelos sobre pellets de plástico, asumiendo subestimaciones y limitaciones indicadas en cada ensayo.

Desde una perspectiva geomecánica el material presenta un diámetro equivalente a una grava, pero con una densidad inferior.

El comportamiento observado en los edómetros no corresponde al mecanismo de consolidación propio de un suelo saturado, sino que refleja fundamentalmente un comportamiento elástico inicial prácticamente instantáneo, seguido de deformaciones atribuibles a la fluencia viscoelástica del polímero que constituye las partículas. Por otro lado, la respuesta obtenida se sitúa dentro del rango característico de materiales granulares: las relaciones derivadas son comparables a las reportadas para arenas con bajo contenido de finos y permiten clasificar el material dentro del intervalo de compresibilidad secundaria muy baja a media.

El ensayo de corte directo evidencia que el ángulo de fricción depende de manera significativa del grado de empaquetamiento: (i) las configuraciones de caja circular presentan valores de 25,3° y 27,5° comparables a arenas sueltas; (ii) en la configuración cuadrada apilada el ajuste lineal proporciona una cohesión aproximada de 121 kPa.

Estos resultados evidencian que los pellets presentan comportamientos diferenciados en función del ordenamiento de las partículas: algunos se aproximan al de un medio continuo clásico, mientras que otros responden como un agregado discreto en el que la fábrica del material y la disposición de las partículas predominan sobre las propiedades intrínsecas del polímero.

En conjunto, los pellets de plástico reciclado muestran propiedades geomecánicas medibles y compatibles con su uso como material granular ligero. No obstante, deben definirse ensayos específicos a escala adecuada y enfocar la investigación hacia mezclas suelo-pellet en distintas dosificaciones, con el fin de establecer criterios de diseño específicos para aplicaciones geotécnicas.

Desde el punto de vista normativo, el material presenta un potencial de uso en diversas aplicaciones recogidas en el PG-3: relleno ligero (Art. 332, parte 3), rellenos localizados drenantes (Art. 421, parte 4), zanjas drenantes (Art. 420, parte 4) y coronación de terraplén (Art. 330.4.1, parte 3). La caracterización geotécnica obtenida constituye uno de los requisitos técnicos para la valorización establecida en la Ley 7/2022, tanto para la declaración de subproducto (Art. 4) como para la obtención del fin de condición de residuo (Art. 5), si bien estos procedimientos requieren adicionalmente una caracterización ambiental específica que no se aborda en este estudio y queda como línea de investigación complementaria. Las aplicaciones propuestas se enmarcan en la operación de valorización R0508 (Anexo II), relativa a operaciones de relleno con fines constructivos. Además, el Real Decreto 646/2020 (Art. 6.1.e) restringe el depósito en vertedero de residuos recogidos separadamente para reciclado, reforzando la necesidad de rutas de valorización técnicamente validadas.

REFERENCIAS

Cifuentes García, R. Erickson, E.D, Martín, M. y Zavala, V.M. (2026). Evaluating the potential of plastic waste upcycling using thermochemical technologies: A case study in Spain. *Computers and Chemical Engineering,* 206:109524.

Consoli, N.C., Montardo, J.P., Prietto, P.D.M. y Pasa, G.S. (2002). Engineering behavior of a sand reinforced with plastic waste. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128 (6): 462–472.

Craig, R.F. (2020). *Craig's soil mechanics*. 9ª edición, CRC Press, London, 584 pp.

Das, B.M. (2019). *Advanced soil mechanics*. 5ª edición, CRC Press, Boca Raton, 722 pp.

Deng, A. y Xiao, Y. (2008). Shear behavior of sand-expanded polystyrene beads lightweight fills. *Journal of Central South University of Technology*, 15 (S2): 174–179.

Eurostat (2025). Packaging waste statistics. Recuperado de: https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=Packaging_waste_statistics.

Findley, W. Lai, J. y Onaran, K. (1989). *Creep and relaxation of nonlinear viscoelastic materials*. Edición Dover corregida y ampliada. Dover publications, New York, 402 pp.

Graça, C.J.P., Ferreira-Gomes, L.M., Pais, L.A., Albuquerque, A., Morais, M.V., Studart, A. y Marchiori, L. (2025). Assessment of the potential for using PET waste as geomaterials in soil micro-reinforcement. *Geosystems and Geoenvironment*, 4 (3): 100438.

Ley 7/2022, de 8 de abril, de residuos y suelos contaminados para una economía circular. Boletín Oficial del Estado, nº 85, de 9 de abril de 2022. Recuperado de https://www.boe.es/eli/es/l/2022/04/08/7.

Rauwendaal, C. (2014). *Polymer extrusion*. 5ª edición, Hanser Publishers, Munich, 610 pp.

Real Decreto 646/2020, de 7 de julio, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero. Boletín Oficial del Estado, nº 187, de 8 de julio de 2020. Recuperado de https://www.boe.es/eli/es/rd/2020/07/07/646.

Schrauwen, B.A.G., van Breemen, L.C.A., Spoelstra, A.B., Govaert, L.E., Peters, G.W.M. y Meijer, H.E.H. (2004). Structure, deformation, and failure of flow-oriented semicrystalline polymers. *Macromolecules*, 37 (23): 8618–8633.

Tabassum, T. y Bheemasetti, T.V. (2022). Investigative studies on recycled high-density polyethylene and polypropylene pellets for stabilization of kaolinite rich soils. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 34 (8): 04022190.

UNE-EN ISO 17892. Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Partes 1 (2015), 3 (2018), 5 (2017) y 10 (2019). AENOR, Madrid.

EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CORTE Y LA TEMPERATURA EN LA RESISTENCIA RESIDUAL. REVISIÓN Y APLICACIÓN AL CASO DE UN DESLIZAMIENTO POR DESEMBALSE

Núria M. PINYOL[(1, 2)*], Eduardo ALONSO[(2)], Luis Miguel GARCIA[(1)], Antonio LLORET[(1)] y Mauricio ALVARADO[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
*nuria.pinyol@upc.edu

[(2)] Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CINME)

RESUMEN

La aparición en 2006 de un grieta continua y paralela a un embalse desencadenó el análisis de un deslizamiento traslacional de unos 40 millones de m³ situado en el nordeste de Catalunya. El estudio concluyó que se trataba de la reactivación de un deslizamiento debido al desembalse y, teniendo en cuenta los fenómenos de presurización térmica generados por la disipación de calor en la superficie basal del deslizamiento, existía riesgo de aceleración. La reactivación del deslizamiento, 15 años después, ha permitido contrastar las hipótesis planteadas en cuanto a las causas de la inestabilidad, aunque, por el contrario, el estudio inicial falló en la predicción de la aceleración. Este caso, un ejemplo más de la respuesta compleja del movimiento de grandes deslizamientos activos, motivó un estudio profundo de los mecanismos de control de la resistencia al corte residual y en concreto de los efectos de la velocidad de corte y de la temperatura. Los resultados muestran un comportamiento general de endurecimiento con la velocidad de corte y reblandecimiento con el incremento de temperatura, siendo este último presente y más acusado en materiales de mayor plasticidad. Paralelamente, se han implementado mejoras en las herramientas numéricas de análisis, mediante un modelo basado en el método del punto material (MPM), formulado dinámicamente y con acoplamiento termo-hidro-mecánico para poder reproducir la presurización térmica. En los modelos constitutivos implementados, se han incorporado leyes constitutivas dependientes de la velocidad de deformación, lo que permite evaluar de forma más realista el riesgo de aceleración. Los resultados indican que la incorporación de los efectos de velocidad junto con la revisión de algunos parámetros permite reducir la acumulación de presión intersticial generada por interacción térmica y, en consecuencia, prevenir la aceleración brusca del deslizamiento. Por ello, el riesgo de aceleración rápida, planteado en los primeros estudios, se considera actualmente improbable bajo las condiciones geotécnicas y de operación del embalse planteadas.

ABSTRACT

The appearance in 2006 of a continuous crack parallel to a reservoir triggered the analysis of a translational landslide of approximately 40 million m³ located in northeastern Catalonia. The study concluded that it corresponded to the reactivation of a landslide induced by reservoir drawdown and that, considering thermal pressurization processes generated by heat dissipation along the basal surface, there was a potential risk of acceleration. Fifteen years later, the reactivation of the landslide has made it possible to assess the initial hypotheses regarding the causes of instability; however, the prediction of acceleration proved to be inaccurate. This case,

illustrating the complex behavior of large active landslides, motivated a detailed investigation of the mechanisms controlling residual shear strength, particularly the effects of shear rate and temperature. The results show a general hardening behavior with increasing shear rate and a softening response with increasing temperature, the latter being more pronounced in materials with higher plasticity. In parallel, improvements have been implemented in numerical analysis tools through a dynamically formulated Material Point Method (MPM) model with thermo-hydro-mechanical coupling to reproduce thermal pressurization effects. The constitutive models incorporate strain rate-dependent laws, enabling a more realistic assessment of acceleration risk. The results indicate that including rate effects, together with the revision of certain parameters, reduces the buildup of pore pressure generated by thermal interactions and, consequently, prevents sudden landslide acceleration. Accordingly, the risk of rapid acceleration, as suggested in earlier studies, is currently considered unlikely under the given geotechnical and reservoir operating conditions.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Deslizamiento (Landslide), Desembalse (Drawdown), Resistencia residual (Residual Strength).*

1. INTRODUCCIÓN

La resistencia de los suelos no es una propiedad constante. Se conoce que dado un suelo y un fluido, la resistencia depende de la tensión aplicada, la presión de poros, el grado de saturación, la deformación acumulada y la velocidad de corte. Es habitual, como primera aproximación, estimar la resistencia según una ley tipo Mohr-Coulomb con el ángulo de fricción constante. Sin embargo, para analizar la evolución de movimiento lentos, y eventualmente acelerados, estas hipótesis simplificadas dificultan el entendimiento del comportamiento observado.

Uno de los fenómenos considerados para explicar la evolución de los deslizamientos es el efecto positivo de la velocidad de corte sobre la resistencia residual (Angeli *et al.*, 1996; Corominas *et al.*, 2005, Alonso et al., 2016). Existe una extensa literatura en la que dicho efecto se ha evaluado en el laboratorio (Tika *et al*., 1996; Scaringi & di Maio, 2016; Kohler et al., 2023). Se observa que el efecto de la velocidad de corte sobre la resistencia residual depende de las propiedades del material ensayado y del rango de velocidades aplicadas. Los efectos pueden ser positivos, neutros o negativos, en el sentido de que un aumento de la velocidad de corte puede dar lugar a un valor mayor (positivo) o menor (negativo) de la resistencia residual o sin efecto (neutro), en comparación con la resistencia medida a velocidades de deformación muy bajas.

Por otro lado, los efectos de la temperatura podrían tener un papel relevante en la resistencia residual, de forma intrínseca, sin considerar los efectos acoplados. La literatura disponible en este campo es más limitada (Shibasaki *et al.*, 2017; Loche y Scaringi, 2023; García et al., 2023; Dhakal et al. 2025).

En este artículo se presenta el estudio llevado a cabo en el deslizamiento situado en la margen izquierda del embalse de Canelles (Catalunya, España) identificado en 2006 y reactivado en 2021. Se discuten las causas, se evalúa el potencial de aceleración teniendo en cuenta la presurización térmica (Vardoulakis, 2002; Alonso & Pinyol, 2010) y la estabilidad futura afectada por la explotación del embalse. La reactivación en 2021 permite la revisión del estudio inicial y de los modelos desarrollados posteriormente mediante el método del punto material (MPM) (Sulsky *et al*., 1994). Para cuantificar los efectos de la velocidad de corte y la temperatura en la resistencia residual y poder incorporarlos en el estudio de Canelles se llevó a cabo un programa experimental en el que se evaluaron varios materiales entre ellos la arcilla de la superficie de deslizamiento de Canelles (García, 2023). Los resultados obtenidos, presentados de forma breve en este artículo, se incorporan en el modelo numérico.

2. LA REACTIVACIÓN DE UN ANTIGUO DESLIZAMIENTO

El estudio del deslizamiento se remonta al verano de 2006, cuando se detectó una grieta de 2 km de longitud paralela al embalse. En ese momento se iniciaron los trabajos enfocados a identificar la tipología y volumen del deslizamiento, explicar las causas y determinar la seguridad de la ladera durante la explotación futura del embalse teniendo en cuenta la posibilidad de aceleración. Con estos objetivos, los trabajos realizados durante

3 años consistieron en los siguientes puntos: (a) interpretación de fotos aéreas, mapas de campo y el reconocimiento de los testigos de 16 sondeos distribuidos por la ladera; (b) instalación de auscultación para la medida de movimientos y presión de agua; (c) realización de ensayos de laboratorio para la caracterización del material de la superficie de deslizamiento; (d) retroanálisis de la estabilidad de la ladera; (e) análisis de la estabilidad de la ladera bajo futuras situaciones de explotación del embalse; (f) estimación del potencial de aceleración; y (g) propuesta de medidas estabilizadoras o criterios de explotación. Tal y como se describe en Pinyol et al. (2012), se concluyó que la grieta observada delimitaba la cresta de un antiguo deslizamiento traslacional compuesto, de 40 millones de m^3. La Figura 1 muestra una de las tres secciones representativas que se analizaron, distribuidas a lo largo de la ladera movilizada y limitada por la grieta. La posición de la superficie de deslizamiento basal se situó en un estrato de roca arcillosa del Garumniense (LL=45%; IP=23%, %<2μm=30%) intercalado entre unidades de roca; la unidad superior presentaba un elevado grado de degradación, mientras que la unidad inferior era de mayor calidad. Lamentablemente los inclinómetros instalados en los sondeos realizados (Figura 1 para el perfil II) no registraron movimientos durante el periodo de estudio (2006-2009) a excepción de uno de ellos, que indicó un leve movimiento.

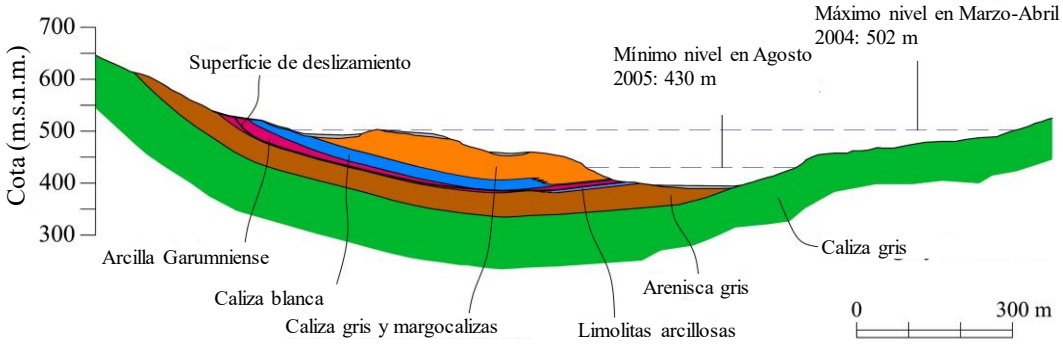


Figura 1. Sección representativa del deslizamiento de Canelles obtenidas en el estudio de 2009 (Pinyol et al. 2012).

La arcilla se ensayó en el laboratorio y se midió un ángulo de fricción residual de 12º, valor consistente con su índice de plasticidad, y una permeabilidad saturada de 10^{-11} m/s.

Se evaluó la estabilidad del deslizamiento, afectada por la lluvia y el nivel del embalse que sumerge el pie de la ladera. Con este propósito, la distribución de las presiones intersticiales en la ladera se calculó mediante un modelo de acoplamiento hidromecánico (flujo-deformación) utilizando el código basado en elementos finitos Code_Bright (2024). Los cambios en el nivel del embalse ocurridos entre 2002 y 2009, así como la precipitación media, se introdujeron como condiciones de contorno para estimar adecuadamente la distribución de la presión de poros. El modelo siguió el enfoque presentado en Pinyol et al. (2008). Los resultados de este análisis, en términos de presiones intersticiales, se validaron con los registros de presión proporcionados por piezómetros de cuerda vibrante instalados tanto en el estrato de roca arcillosa como en las capas de caliza y arenisca situadas por encima y por debajo de ésta. El análisis de estabilidad realizado mediante el método de equilibrio límite, considerando la distribución de presiones de agua calculada previamente mediante el modelo acoplado, mostró que las condiciones consideradas, en términos de geometría, variación de los niveles del embalse y resistencia al corte disponible en la superficie de falla (coherente con los ensayos de laboratorio), justificaban la rotura observada en 2006. El análisis de estabilidad concluyó que la ladera perdió su estabilidad cuando la presión del agua a lo largo de la superficie de deslizamiento, ubicada en una capa de arcilla de baja permeabilidad, fue significativamente superior al valor correspondiente al nivel del embalse. Esta situación se produjo cuando el nivel del embalse descendió durante 2005 y 2006, tras un largo periodo de niveles altos, a una velocidad relativamente elevada (hasta 25 cm/día). La presión de agua lleva a una reducción de la tensión efectiva y la resistencia mientras se pierde el efecto estabilizador del peso del agua embalsada.

Para evaluar la estabilidad de la ladera frente a la futura explotación del embalse se consideraron diferentes escenarios y se evaluaron con el modelo acoplado de elementos finitos calibrado y, posteriormente, mediante el análisis de equilibrio límite para el cálculo del factor de seguridad (FS). El descenso del nivel del embalse se identificó como la causa de inestabilidad en aquellos casos en los que el nivel de agua alcanzaba un nivel suficientemente bajo después de un largo periodo con el nivel mantenido alto. Otras situaciones como la contribución directa de la lluvia o incremento de flujo de agua subterráneo pueden incrementar la presión y promover la inestabilidad. La situación estacionaria bajo la hipótesis de que el nivel del embalse controle la distribución de agua en la superficie de deslizamiento según una distribución hidrostática lleva a factores de seguridad superior entre 1.3 y 1.1, alcanzando un valor mínimo para la cota 450.

Se evaluó el efecto del descenso del nivel del embalse desde una cota máxima (cota 502) hasta diferentes cotas entre la 480 hasta la 430 m.s.n.m. a dos velocidades de descenso de 0.15 m/día y 0.10 m/día. Se obtuvieron valores cercanos a 1 siendo la situación crítica el descenso a 0.15 m/día al alcanzar la cota 450 m (FS=0.99). Descensos del nivel del embalse a mayor velocidad llevaban a valores del FS significativamente menores a 1.

El riesgo de aceleración se evaluó teniendo en cuenta la presurización térmica descrita en Pinyol et al. (2012) en la que se introduce la posible generación de presión intersticial en el interior de la banda de corte basal debido al calor generado por el trabajo de fricción. Este calentamiento provoca el aumento de la presión de poros debido a la dilatación térmica y, en consecuencia, una reducción de la resistencia al corte disponible que lleva a la aceleración del deslizamiento. El incremento de la temperatura durante el corte rápido ha sido observado recientemente por Kohler et al. (2023) y por Garcia (2025) mediante un aparato de corte anular. El análisis de Canelles en 2008 se llevó a cabo mediante desarrollos analíticos e integrales numéricas por diferencias finitas tal y como se había realizado para el caso del deslizamiento de Vajont presentado en Pinyol y Alonso (2010) y trabajos similares como Vardoulakis (2002). Para ello, la sección se simplificó en dos cuñas interactuando tal y como se muestra en la Figura 2 para el análisis de la sección representativa correspondiente al perfil II. Los detalles del análisis se presentan en Pinyol et al. (2012).

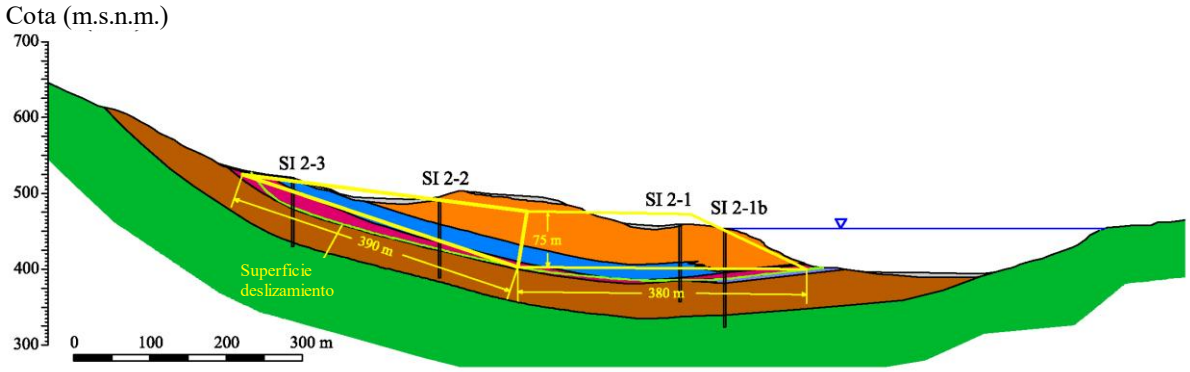


Figura 2. Geometría de dos cuñas para el análisis simplificado termo-hidro-mecánico para el cálculo de la aceleración incluyendo presurización térmica.

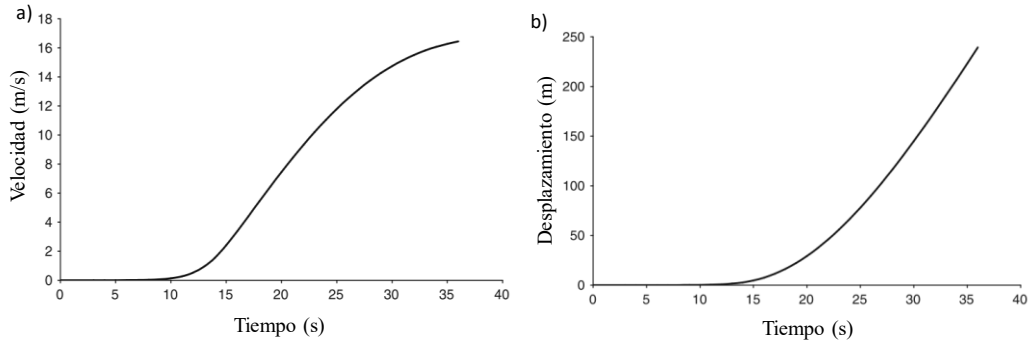


Figura 3. Resultados calculados incluyendo presurización térmica de acuerdo al análisis de 2009.

Los resultados, debido principalmente a la baja permeabilidad de la capa arcillosa, indicaron que la masa inestable podía acelerar debido al proceso retroalimentado de presurización térmica y alcanzar una velocidad máxima de 16 m/s y un desplazamiento máximo de centenares de metros (Figura 3). Esta estimación se puede considerar equivocada si se tiene en cuenta que el deslizamiento nunca aceleró. Sin embargo, en el caso del deslizamiento de Vajont, durante los tres años previos a la aceleración catastrófica, el deslizamiento acumuló varias decenas de centímetros de desplazamiento manteniendo velocidades relativamente bajas, sin que ello evitara que acelerara de forma repentina posteriormente.

El impacto del volumen del deslizamiento a la velocidad estimada sobre el agua embalsada fue evaluado por miembros del Instituto de Hidráulica y Ambiental de la Universidad de Cantabria. Se concluyó que el impacto tendría un alcance menor debido a que la ola generada tendría una altura reducida debido a que el deslizamiento se desencadena en condiciones de desembalse cuando el nivel de agua está a cotas bajas.

3. MODELACIÓN AVANZADA MEDIANTE EL MÉTODO DEL PUNTO MATERIAL

La metodología utilizada para la evaluación de la aceleración presentaba algunas limitaciones, especialmente en lo que respecta a la definición de la geometría del deslizamiento. La geometría debía definirse previamente de forma simplificada mediante cuñas delimitando la superficie de deslizamiento donde se desarrollaban los efectos térmicos y, aunque se incluía la transferencia de masa entre cuñas, el movimiento se interpretaba como movimiento de sólido rígido. En aquel momento no se disponía de alternativas más sofisticadas. Con el fin de abordar estas limitaciones, se desarrolló una herramienta numérica general que resolviera las ecuaciones de gobierno térmicas, mecánicas e hidráulicas y se incorporara la disipación del trabajo friccional. Para ello se eligió un código basado en el Método del Punto Material (MPM) (Sulsky et al., 1994), adecuado para modelar grandes desplazamientos y deformaciones (Fern et al., 2019) utilizado previamente para el análisis de la presa de Aznalcóllar (Zabala y Alonso, 2011) y se incluyeron las ecuaciones correspondientes para la presurización térmica. Esta implementación se describe en Pinyol et al. (2018).

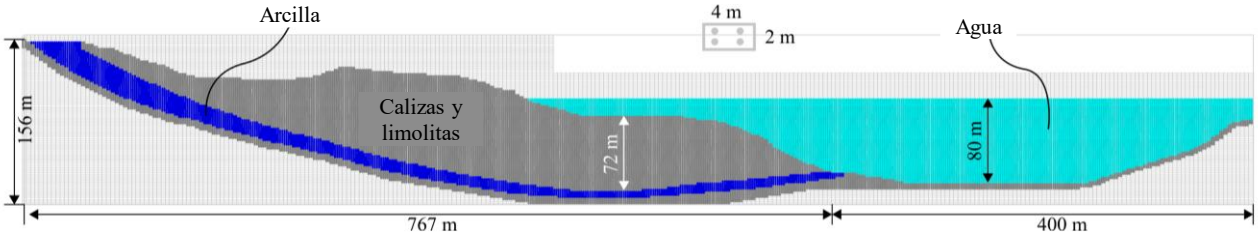


Figura 4. Discretización del modelo MPM: malla computacional y punto materiales (Alvarado et al. 2019).

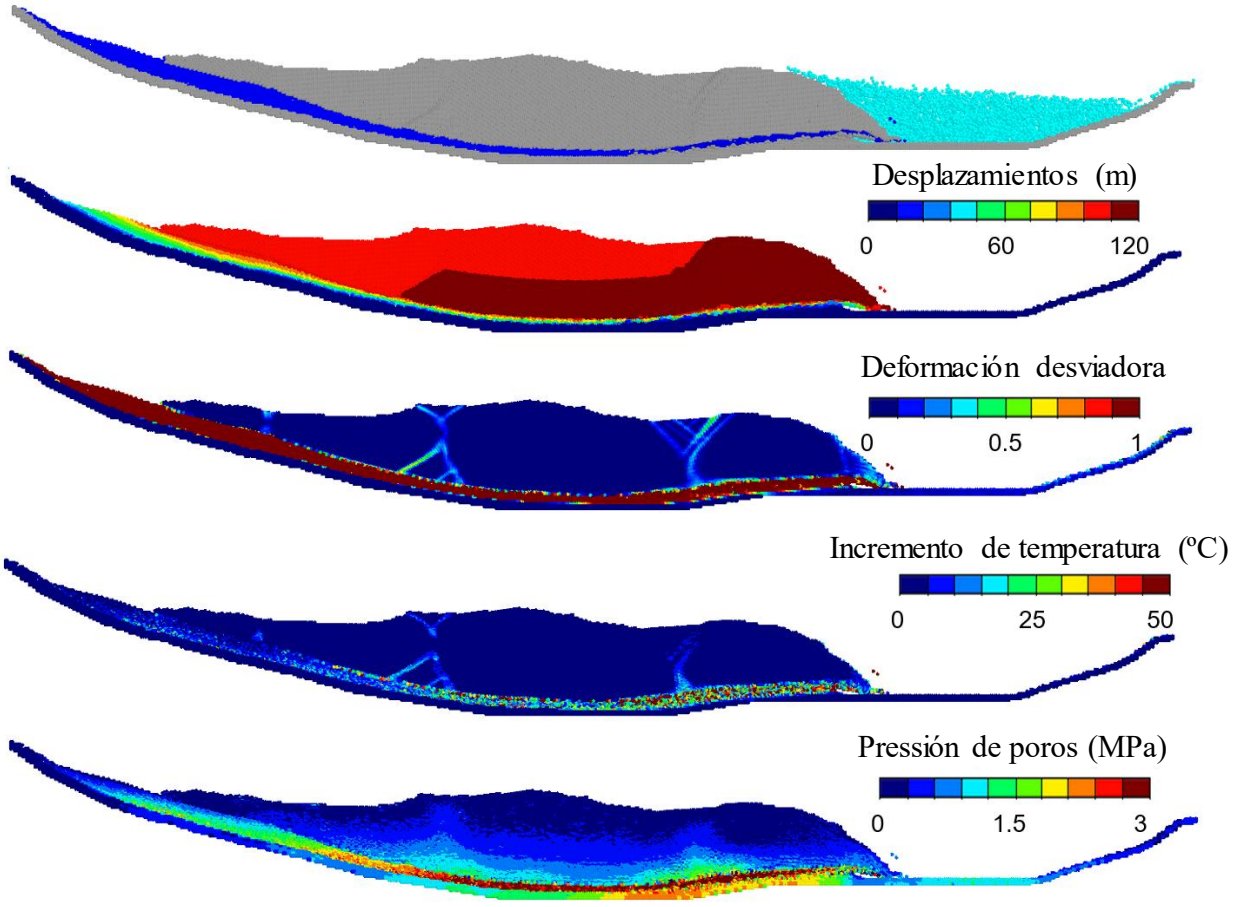


Figura 5. Resultados MPM incluyendo los efectos térmicos.

La Figura 4 muestra el modelo numérico implementado en el código MPM desarrollado para simular la sección II (Figura 1). Se distinguieron dos materiales: el estrato de roca arcillosa Garumniense y otro material único representativo para los bancos de caliza y arenisca. También se representó el agua embalsada como un material incompresible sin resistencia la corte. Este modelo, respecto al análisis anterior (Figura 2), permitió considerar: (a) una sección más realista sin necesidad de predefinir la posición de la superficie basal y las bandas de corte

internas que se general durante el movimiento; (b) modelar la roca movilizada por encima del estrato arcilloso con propiedades elastoplásticas incluyendo reblandecimiento de la resistencia con la deformación de corte; (c) incorporar el agua embalsada como material. Estas modificaciones añadieron al modelo inicial ciertas características que contribuyeron a modificar el movimiento resultante del deslizamiento (Figura 5 y Figura 6), por diversas causas: (i) La rotura basal del deslizamiento, que forma parte de la solución del modelo, sigue la contrapendiente que presenta la capa de arcilla en la parte inferior del deslizamiento debido al sinclinal. Esto ayuda a estabilizar la masa inestable, a diferencia de la superficie de corte plana predefinida en el modelo de dos bloques; (ii) El avance del movimiento del deslizamiento requiere la generación de bandas de localización de corte dentro de la masa movilizada, un resultado necesario para obtener un movimiento cinemáticamente admisible. Estos planos de corte pueden observarse en la Figura 5 y aparecen en los cambios de pendiente de la superficie basal. La resistencia proporcionada por estos planos de deslizamiento, que se desarrollan en un material con reblandecimiento por deformación, no se incluyó en el primer análisis; (iii) El peso y la inercia del agua del embalse, incorporados en el MPM, se oponen al movimiento y tienden a reducir su velocidad. Estas consideraciones adicionales, aunque permitieron reducir la velocidad máxima calculada de los 16 m/s a 12 m/s y el deslizamiento se detiene a los 120 m/s, valor significativamente menor al calculado previamente (Figura 3), no se consiguió predecir el comportamiento observado y evitar la aceleración por efectos térmicos.

La Figura 5 también muestra los incrementos de temperatura y de presión de agua generados durante el movimiento. Se observan incrementos de temperatura en la superficie basal, donde se alcanzan los valores máximos, y también a lo largo de los planos de corte que se desarrollan en el interior de la masa movilizada. Sin embargo, la generación de calor en la roca movilizada no induce incrementos significativos de presión de agua debido a su disipación durante el movimiento por su mayor permeabilidad (5 órdenes de magnitud mayor que la asignada a la arcilla donde se localiza la superficie basal).

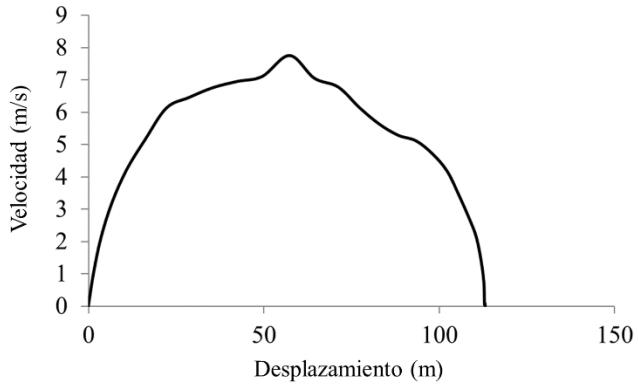


Figura 6. Resultados MPM incluyendo presurización térmica.

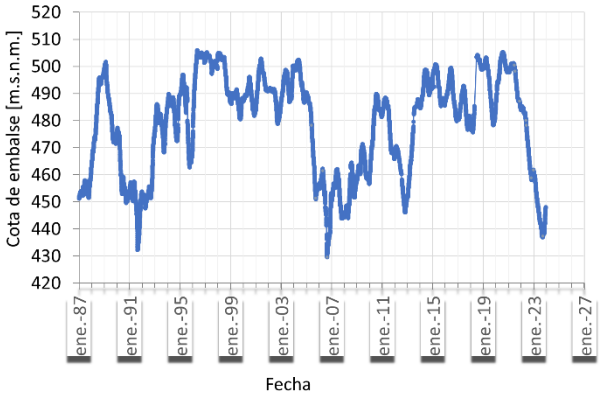


Figura 7. Nivel de embalse.

4. VERIFICACIONES 15 AÑOS DESPUÉS

En la actualidad el deslizamiento permanece activo, y como ocurrió durante el periodo de sequía entre 2004 y 2006, la sequía de 2021 y 2023 forzó de nuevo una bajada del nivel del embalse hasta cotas bajas (Figura 7). Este desembalse fue precedido por un periodo de 7 años en el que el nivel se mantuvo a cotas elevadas. La consecuencia fue una nueva reactivación del deslizamiento. Afortunadamente el deslizamiento se ha mantenido instrumentado desde 2009 y se dispone de medidas inclinométricas y piezométricas así como registros geodésicos y satelitales que permiten la validación de las hipótesis y las predicciones realizadas en 2009 en el primer estudio del movimiento debido al descenso en 2006.

Posición de la superficie de deslizamiento: Fue posible precisar la posición de la superficie de deslizamiento a partir de los registros inclinométricos y compararla con la estimada en 2009 obtenidas a partir de los estudios geológicos y a las interpretaciones de las superficies de cizalla observadas en los testigos de los sondeos (Pinyol et al., 2012). La comparación fue muy satisfactoria. La principal diferencia aparecía en los inclinómetros situados en la cabecera del deslizamiento en una zona donde se identificaron varias superficies de cizalla y la seleccionada fue la más profunda, mientras que la movilizada en 2021 se encuentra en la parte superior de la capa arcillosa.

Inestabilidad durante desembalse: Durante la sequía de 2021 y 2023 se mantuvo la restricción de limitar la velocidad de descenso del embalse a 0.15 m/día para asegurar que el factor de seguridad no cayera por debajo de 1. Sin embargo, tal y como se predijo en el análisis previo, este desembalse llevaba a la ladera a un estado crítico de estabilidad pudiéndose reactivar el movimiento debido a la falta de disipación de la presión de agua en el interior de la arcilla. Esto se ha confirmado con los movimientos registrados. Las medidas piezométricas también verificaron estas hipótesis (Figura 8). El sensor situado en el interior de la capa de arcilla disipa la presión a una menor velocidad que la de descenso del nivel del embalse mientras que el sensor situado en roca caliza indica una mayor permeabilidad. Con la evaluación de todos los sensores piezométricos se concluye que la acumulación de excesos de presión en la capa arcillosa es significativa cuando el nivel de agua desciende entre las cotas 480 y 400 m en 2022. Cabe señalar que los descensos del nivel del agua entre cotas relativamente bajas (inferiores a 500 m.s.n.m.) conducen a la acumulación de exceso de presiones de agua mayores que un descenso de igual magnitud entre niveles más altos del embalse. La razón es que la relajación de tensiones debida a los cambios en la tensión total, como consecuencia de la eliminación del peso del agua, induce una descarga de presión de agua y, por lo tanto, una reducción instantánea de la presión de poros. Este efecto es más significativo en niveles elevados del embalse, donde la pérdida de tensión total afecta directamente a la zona sumergida. Los descensos del nivel del agua desde cotas bajas solo afectan al área cercana al pie del deslizamiento y, por consiguiente, la presión acumulada en las zonas superiores dentro del talud no se reduce de forma instantánea debido a la reducción de tensiones, sino que debe disiparse por flujo, en función del coeficiente de consolidación, lo cual requiere tiempo. Esta discusión se extiende en Pinyol et al. (2008).

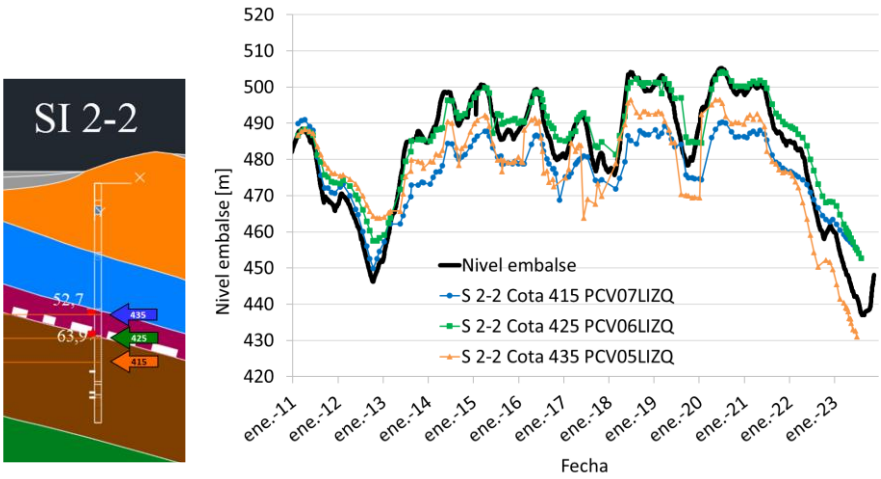


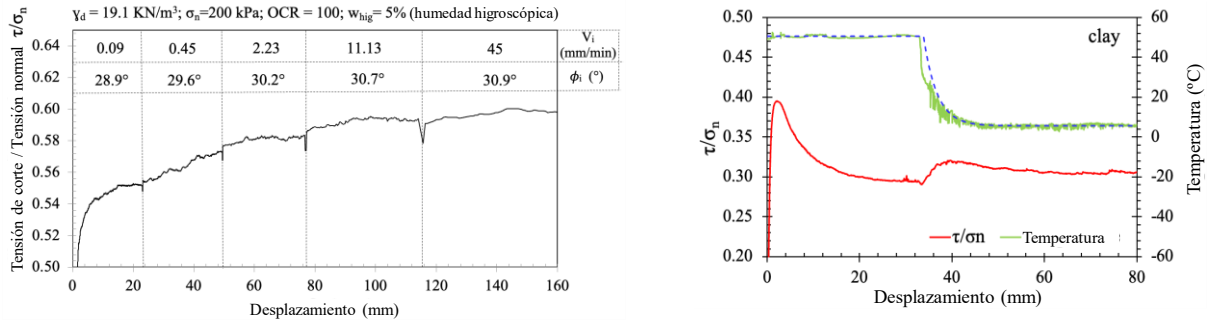
Figura 8. Registro de los sensores piezométricos de cuerda vibrante instalados en el sondeo SI 2-2 (perfil II).

Movimiento acelerado: De nuevo, la inestabilidad inducida por el desembalse no desencadenó un deslizamiento acelerado y no se observó el desarrollo del potencial de aceleración modelado anteriormente con geometrías simplificadas ni con los modelos más sofisticados utilizando el MPM. Sin embargo, en los últimos años se ha desarrollado un trabajo de investigación orientado a analizar las posibles causas que podrían evitar la aceleración de deslizamientos con el foco puesto en la evaluación de la resistencia de corte residual, propiedad clave en el control de la velocidad de deslizamiento.

5. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE. EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CORTE Y LA TEMPERATURA

Se evaluó el efecto de la velocidad de corte y de la temperatura sobre la resistencia residual para indagar si en caso de un efecto positivo (incremento de la resistencia con el incremento de la velocidad o de la temperatura) pudiera contribuir a prevenir la aceleración debida a la presurización térmica. Para ello se llevó a cabo un programa de laboratorio en el que se realizaron ensayos de corte anular a diferentes velocidades y temperaturas con el equipo Bromhead (Bromhead, 1979) a diferentes tipos de suelos caracterizados por mineralogías y granulometrías distintas incluyendo la arcilla de Canelles (Garcia et al., 2023; Garcia, 2024). El efecto de la velocidad de corte se midió sobre muestras secas, compactadas a la humedad higroscópica. Por ello se esperan valores más altos de resistencia que en caso de saturación (Merchan et al., 2011; Hoyos et al, 2020). El objetivo fue evaluar el efecto de la velocidad. Para el control de temperatura, se modificó el equipo y las muestras se sumergieron en agua con temperatura controlada. La resistencia se evaluó una vez asegurado el equilibrio de temperaturas entre el agua y la muestra ensayada.

El programa de ensayos para evaluar el efecto de la temperatura consistió en 67 ensayos en los que durante el corte se aplicaba un cambio de temperatura y se evaluaba el efecto sobre la resistencia una vez disipados los efectos transitorios. Los rangos de temperatura fueron de 6ºC y 50ºC en ensayos de calentamiento y enfriamiento. La Figura 9 muestra algunos de los resultados para el caso de la arcilla de Canelles. De la evaluación de todos los resultados se extrae que: (a) la resistencia de las muestras secas es significativamente mayor que la medida en muestras saturadas debido a los efectos de la succión; (b) el efecto de la velocidad de corte sobre la resistencia residual en muestras secas fue positivo y creciente con la velocidad de corte, aunque se observó variabilidad en los resultados; (c) para la velocidad máxima ensayada se midieron incrementos de 2 º en el ángulo de fricción, correspondiente a un 7% de la resistencia; (c) el efecto de la velocidad sobre la resistencia medida en muestras saturadas a velocidad de corte de 0.445 mm/min es significativamente mayor que la medida a velocidad lenta de 0.01 mm/min. Se midieron ángulos de hasta 17º frente a los 12º medidos a velocidad lenta y a la temperatura del laboratorio (20ºC); (d) Los cambios de temperatura en el rango analizado tuvieron un efecto negativo y simétrico: incrementos de temperatura indujeron pérdidas de resistencia y viceversa y en la misma magnitud para los materiales con alto contenido de finos y plásticos. En la arena fina y un limo arcilloso de baja plasticidad no se observó efecto de la temperatura; (e) Se observaron variaciones del ángulo de fricción en la arcilla de Canelles de hasta un grado, con incrementos al enfriar y reducciones al calentar. De acuerdo con estos resultados, en el caso de la arcilla de Canelles, el incremento de la velocidad conlleva un incremento de la resistencia, mientras que la subida de la temperatura tiende a un reblandecimiento intrínseco de la resistencia.



(a) (b)

Figura 9. Resistencia al corte normalizada con la tensión normal efectiva (100 kPa) en función del desplazamiento en ensayos sobre muestras de la arcilla de Canelles (a) a diferente velocidades de corte en muestras secas y (b) a 0.445 mm/min de velocidad de corte con variación de la temperatura (Garcia et al., 2023; Garcia, 2024).

6. REVISIÓN DE LOS PROPIEDADES Y MODELACIÓN EN MPM INCLUYENDO PRESURIZACIÓN TÉRMICA Y EFECTO DE LA VELOCIDAD DE CORTE

Se revisa en este apartado la modelización del deslizamiento de Canelles incluyendo presurización térmica mediante MPM con el objetivo de evaluar los factores que pueden llevar a prevenir la aceleración y la presurización térmica revisando los parámetros seleccionados e incluyendo el efecto de endurecimiento de la resistencia con la velocidad de corte. Los resultados de MPM presentados previamente proceden de una estimación pesimista, considerando valores seleccionados de parámetros relevantes que favorecen la aceleración del deslizamiento debido a efectos térmicos. El valor de la permeabilidad se adoptó como $5 \cdot 10^{-11}$ m/s, correspondiente al medido en laboratorio, a pesar de que se sabe que en campo la permeabilidad suele ser mayor. Un valor más elevado, del orden de 10^{-8} m/s se elige ahora para estimar la permeabilidad in situ. Una mayor permeabilidad permite una mayor disipación de los excesos de presión por efectos térmicos generada durante el movimiento y reduce la aceleración inducida térmicamente. Por otro lado, el espesor de la banda de corte basal se fijó en 5 mm. Como se discute en Pinyol et al. (2012), resulta difícil estimar con precisión el espesor de la banda de corte, incluso cuando se examinan muestras recuperadas. Podría considerarse un valor mayor. Se estima para este análisis un valor de 200 mm. Estos cambios no permiten evitar la aceleración. De forma adicional, se han incorporado los efectos de la velocidad en la resistencia de corte mediante la siguiente ley en el ángulo de fricción:

$$\phi' = \phi'_{res} + \left(\phi'_{peak} - \phi'_{res}\right) e^{-\eta \varepsilon_d^p} + \overline{\phi}' \left(1 - e^{-\alpha \dot{\varepsilon}_d^p}\right) \quad (1)$$

donde ϕ'_{peak} y ϕ'_{res} son el valor máximo y mínimo que puede alcanzar el ángulo de fricción, η es un parámetro

del modelo que controla la pérdida de resistencia con la deformación desviadora ε_d^p, $\overline{\phi}'$ es el incremento máximo del ángulo de fricción por efecto de la velocidad de deformación desviadora $\dot{\varepsilon}_d^p$, y α es el parámetro que controla el efecto de la velocidad de deformación desviadora. La Ec.1 se expresa en términos de deformación porque las ecuaciones constitutivas están implementadas en términos de deformación y tensión. Para correlacionar la deformación con los desplazamientos acumulados de los ensayos de corte residual, hay que considerar el espesor de la banda de corte. Esta expresión (1) se calibró con los ensayos de laboratorio con velocidad de corte controlada. El máximo incremento del ángulo de fricción con la velocidad de deformación se estimó $\overline{\phi}'$ =2º. El ángulo de fricción residual, como anteriormente se consideró ϕ'_{res} =11.5º y no se incluyó reblandecimiento con el desplazamiento, suponiendo que la superficie de rotura se encuentra en condiciones residuales. El valor de $\alpha=10^{-7}$ 1/s lleva a un incremento del ángulo de fricción desde el valor mínimo para velocidades menores a 10^{-9} s^{-1} y alcanza el valor máximo de 13.5º cuando la velocidad de deformación desviadora alcanza 10^{-6} s^{-1} (aproximadamente). Este rango de deformación de corte corresponde a $2\cdot10^{-5}$ mm/min (= 0.5 mm/mes) y $1.2\cdot10^{-2}$ mm/min (= 518 mm/mes) para un espesor de banda de corte de 200 mm. Este rango cubre las velocidades medidas en el deslizamiento de unos 10 mm/mes. Hay que destacar que este rango de velocidades se aleja del medido en el laboratorio que es significativamente mayor superior a 1 mm/min (= 43200 mm/mes). Es difícil aplicar estas velocidades tan lentas en el laboratorio. Por ello se ha extrapolado el efecto observado. La evaluación experimental del efecto de la velocidad en estos rangos bajos de velocidad está por explorar.

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 10 para diferentes casos en los que alternativamente se incluyen los efectos térmicos e hidráulicos acoplados (THM) y el efecto de la velocidad. Se observa que el endurecimiento de la resistencia con la velocidad puede prevenir la aceleración del deslizamiento y evitar que se desarrollen los efectos térmicos y que se incremente la temperatura. Una vez incluidos los efectos térmicos, la temperatura no aumenta (los incrementos permanecen menores a 1º). Por ello, el efecto intrínseco de la temperatura sobre la resistencia (efecto negativo) no juega ningún papel.

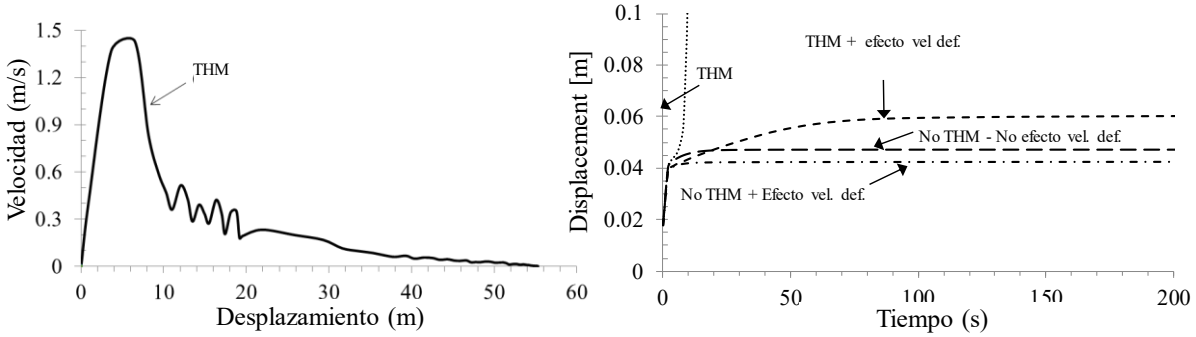


Figura 10. Velocidad y desplazamiento del pie del deslizamiento calculados mediante MPM.

7. CONCLUSIONES

El artículo presenta una investigación para estimar el riesgo de aceleración de un gran deslizamiento afectado por variaciones en el nivel de un embalse. El estudio abarca casi 20 años, periodo en el que el deslizamiento se reactivó dos veces (2006 y 2023), en ambos casos debido a descensos rápidos del nivel de agua. La metodología empleada se aparta de los enfoques tradicionales basados en factores de seguridad y se centra en: (a) el uso de un método de cálculo capaz de analizar grandes desplazamientos de forma dinámica, y (b) el estudio de los factores que controlan la resistencia al corte (velocidad de deformación y temperatura).

Los ensayos muestran que la fricción aumenta con la velocidad de deformación y disminuye con la temperatura. Así, una mayor velocidad de deformación tiende a estabilizar el deslizamiento, mientras que el aumento de temperatura reduce la fricción, especialmente en suelos más plásticos. La temperatura afecta la resistencia del suelo de dos formas: un efecto intrínseco (cambios en la estructura del suelo), y un efecto inducido en suelos saturados, donde el calentamiento aumenta la presión del agua en los poros, reduce la tensión efectiva y disminuye la resistencia al corte. Ambos efectos incrementan el riesgo de aceleración.

Estos resultados se incorporan en un modelo mejorado que considera tanto el efecto estabilizador de la velocidad de deformación como la presurización térmica del agua en los poros. El análisis indica que el riesgo de aceleración rápida es bajo si la velocidad del deslizamiento se mantiene por debajo de un valor crítico.

REFERENCIAS

Alonso, E.E., and Pinyol, N.M. (2010). Criteria for rapid sliding I. A review of Vaiont case. *Engineering Geology*, 114(3–4), 198–210. 10.1016/j.enggeo.2010.04.018

Alonso, E.E., Zervos, A., Pinyol, N.M. (2016). Thermo-poro-mechanical analysis of landslides: from creeping behaviour to catastrophic failure. *Géootechnique* 66(3), 202–219. 10.1680/jgeot.15.LM.006

Alvarado, M., Pinyol, N.M. Alonso, E.E. (2019). Landslide motion assessment including rate effects and thermal interactions: revisiting the Canelles landslide. *Can. Geot. J.* 56(9), 1338-1350. 10.1139/cgj-2018-0779

Angeli, M.-G., Gasparetto, P., Menotti, R.M., Pasuto, A. and Silvano, S. (1996). A visco-plastic model for slope analysis applied to a mudslide in Cortina d'Ampezzo, Italy. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 29(3), 233-240. 10.1144/GSL.QJEGH.1996.029.P3.06

Bromhead, E. (1979). A simple ring shear apparatus. *Ground Eng*. 12 (5), 40–44.

Corominas, J., Moya, J., Ledesma, A., Lloret, A., and Gili, J.A. (2005). Prediction of ground displacements and velocities from groundwater level changes at the Vallcebre landslide (Eastern Pyrenees, Spain). *Landslides*, 2(2), 83-96. 10.1007/s10346-005-0049-1

Code_Bright (2024). deca.upc.edu/en/code_bright.

Dhakal, O.P., Loche, M., Dahal, R.K., Scaringi, G. (2025). Influence of temperature on the residual shear strength of landslide soil: role of the clay fraction. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 84(8), 394. 10.1007/s10064-025-04405-w

Fern, J., A. Rohe, A., K. Soga, E. Alonso. (2019). *The Material Point Method for Geotechnical Engineering: a Practical Guide*. CRC Press. 10.1201/9780429028090

Garcia, L.M., Pinyol, N.M., Lloret, A., Soncco, E.A. (2023). Influence of temperature on residual strength of clayey soils. *Engineering Geology*, 323. 10.1016/j.enggeo.2023.107220

Garcia, L.M. (2025) Evaluación de la resistencia residual. Efecto de la velocidad de corte, temperatura e interacción termo-hidro-mecánica (THM). PhD Thesis. Universitat Politècnica de Catalunya, Spain.

Hoyos, L.R., Yepes, J.E., Velosa, C.L., Puppala, A.J. (2020). Unsaturated shear strength of compacted clayey soil via suction-controlled ring shear testing. In: E3S Web of Conferences, vol. 195. EDP Sciences, p. 03024. 10.1051/e3sconf/ 202019503024

Kohler, M., Hottiger, S., Puzrin, A.M. (2023). Rate, Water Pressure, and Temperature Effects in Landslide Shear Zones. *J. Geophys. Res. Earth Surf.* 128(9). 10.1029/2023JF007220

Loche, M. and Scaringi, G. (2023). Temperature and shear-rate effects in two pure clays: Possible implications for clay landslides. *Results in Engineering*, 20. 10.1016/j.rineng.2023.101647

Merchan, V., Romero, E., Vaunat, J. (2011). An adapted ring shear apparatus for testing partly saturated soils in the high suction range. *Geotech. Test. J.* 34 (5), 433–444. 10.1520/GTJ103638.

Pinyol, N.M., Alonso, E.E. and Olivella, S. (2008). Rapid drawdown in slopes and embankments. *Water Resources Research* 44, W00D03, 22 pp. Special issues on: Hydrology and mechanical coupling in earth sciences and engineering: interdisciplinary perspectives. 10.1029/2007WR006525

Pinyol, N.M., Alonso, E.E. (2010). Criteria for rapid sliding II. Thermo-hydro-mechanical and scale effect in Vaiont case. *Eng. Geology,* 114(3–4), 211–227..1016/j.enggeo.2010.04.017

Pinyol, N.M., Alonso, E.E., Corominas, J., Moya, J. (2012). Canelles landslide: modelling rapid drawdown and fast potential sliding. *Landslides* 9(1), 33–51..1007/s10346-011-0264-x

Pinyol, N.M., Alvarado, M., Alonso, E.E., Zabala, F. (2018). Thermal effects in landslide mobility. *Géotechnique* 68(6), 528–546. 10.1680/jgeot.17.P.054

Scaringi, G., di Maio, C. (2016). Influence of Displacement Rate on Residual Shear Strength of Clays. *Procedia Earth and Planetary Science*. 10.1016/j.proeps.2016.10.015

Shibasaki, T., Matsuura, S., Hasegawa, Y. (2017). Temperature-dependent residual shear strength characteristics of smectite-bearing landslide soils. J. Geophys. *Res. Solid Earth* 122 (2), 1449–1469. 10.1002/2016JB013241.

Tika, T.E., Vaughan, P.R., Lemos, L.J.L. (1996). Fast shearing of pre-existing shear zones in soil. *Géotechnique* 46(2): 197-233. 10.1680/geot.1996.46.2.197

Vardoulakis, I. (2002a). Dynamic thermo-poro-mechanical analysis of catastrophic landslides. *Géotechnique* 52(3), 157–171. 10.1680/geot.2002.52.3.157

Zabala, F., Alonso, E. E. (2011). Progressive failure of Aznalcóllar dam using the material point method. *Géotechnique* 61, No. 9, 795–808, http://dx.doi.org/10.1680/geot.9.P.134.

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE BIMROCKS VOLCÁNICOS NO SOLDADOS EN LA CORDILLERA OCCIDENTAL DEL ECUADOR

Marlon PONCE-ZAMBRANO[(1)*], Julio GARZÓN-ROCA[(2)], Francisco Javier TORRIJO[(3)] y Andrés Jairo MUÑOZ[(4)]

[(1)] Facultad de Ingeniería en Geología, Minas, Petróleos y Ambiental (FIGEMPA)
Universidad Central del Ecuador
*mrponce@uce.edu.ec

[(2)] Departamento de Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología
Universidad Complutense de Madrid (UCM)

[(3)] Departamento de Ingeniería de los Transportes y del Terreno. Centro de Investigación en Arquitectura, Patrimonio y Gestión para el Desarrollo Sostenible (PEGASO)
Universitat Politècnica de València (UPV)

[(4)] Laboratorio de Mecánica de Suelos
Universidad Central del Ecuador

RESUMEN

La caracterización geomecánica de los materiales tipo bimrock ha estado históricamente limitada por la dificultad de obtener datos representativos que reflejen adecuadamente su heterogeneidad y la amplia variabilidad a escala de sus componentes litológicos. En el caso de los bimrocks volcánicos no soldados, su elevada compresibilidad y deformabilidad acentúan estas limitaciones, lo que dificulta predecir su respuesta mecánica en condiciones naturales. La presente investigación aborda este desafío mediante la aplicación de una metodología integrada de caracterización geomecánica en cuatro afloramientos de bimrock localizados en la Cordillera Occidental del Ecuador. Esta investigación sigue el trabajo previo de los autores, y se basa en combinar ensayos de campo y de laboratorio para evaluar de forma diferenciada los componentes de bloque y matriz. Se realizaron ensayos de identificación y de corte directo sobre la matriz, así como la determinación de la resistencia a compresión uniaxial de los bloques; estos últimos, son además procesados mediante análisis de varianza (ANOVA) para determinar su significancia. La metodología empleada no solo optimiza la caracterización geomecánica de los bimrocks volcánicos no soldados, sino que también establece una base sólida para su aplicación en el análisis de la estabilidad de laderas naturales y taludes antrópicos. Dicho enfoque permite integrar la influencia de la variabilidad estructural, composicional y de escala en la respuesta tenso-deformacional del material. Esto constituye un avance significativo en la comprensión del comportamiento geomecánico de los depósitos de avalanchas de escombros y lahares presentes en la Cordillera Occidental del Ecuador.

ABSTRACT

The geomechanical characterization of bimrock-type materials has historically been limited by the difficulty of obtaining representative data that adequately reflects their heterogeneity and the wide variability across the scale of their lithological components. In the case of unwelded volcanic bimrocks, their high compressibility and deformability accentuate these limitations, making it difficult to predict their mechanical response under natural conditions. This research

addresses this challenge by applying an integrated geomechanical characterization methodology to four bimrock outcrops located in the Western Cordillera of Ecuador. This research builds upon the authors' previous work and is based on combining field and laboratory tests to evaluate the block and matrix components separately. Tests include identification and direct shear tests on the matrix, as well as the determination of the uniaxial compressive strength of the blocks; the latter are also processed using analysis of variance (ANOVA) to determine their significance. The methodology employed not only optimizes the geomechanical characterization of unwelded volcanic bimrocks, but also establishes a solid foundation for its application in the analysis of the stability of natural and manmade slopes. This approach allows for the integration of the influence of structural, compositional, and scale variability on the stress-strain response of the material. This represents a significant advance in understanding the geomechanical behavior of debris avalanche and lahar deposits present in the Western Cordillera of Ecuador.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Caracterización geomecánica (Geomechanical characterization); Bimrock (Bimrock); Depósito volcánico (Volcanic deposit).*

1. INTRODUCCIÓN

Los depósitos volcánicos pleistocénicos son especialmente relevantes por su marcada heterogeneidad litológica y estructural. Estos depósitos incluyen mezclas caóticas de bloques competentes impregnados en matrices volcanoclásticas finas más débiles, lo que da lugar a materiales volcánicos del tipo de avalanchas volcánicas cuya facie de bloques constituye lo que geotécnicamente se ha denominado *bimrock* (abreviatura del término *block-in-matrix rock*). Estos medios presentan un fuerte contraste en rigidez, resistencia y permeabilidad, anisotropía mecánica y alta variabilidad espacial, lo que condiciona críticamente la estabilidad de los taludes, el comportamiento deformacional y la respuesta ante procesos de meteorización e infiltración. En especial, los *bimrocks* no soldados de origen volcánico son materiales altamente susceptibles a la compresibilidad y la deformación, por lo que su caracterización geomecánica es fundamental para la ejecución de obras de infraestructura y la evaluación de peligros geológicos. Ello requiere enfoques integrados que combinen mapeo estructural, descripción macroscópica, índices bloque/matriz, y ensayos representativos de volumen equivalente (Medley, 1994; Sonmez *et al*., 2009; Medley y Zekkos, 2011).

La marcada variabilidad en el procesos de formación, litología y propiedades mecánicas de los *bimrocks* (Medley y Goodman, 1994; Riedmüller *et al*., 2001; Coli *et al*., 2011; Napoli *et al*., 2018;) hace que la investigación geotécnica de estos materiales se vea limitada por la dificultad de obtener datos representativos que reflejen adecuadamente la heterogeneidad y la variabilidad a escala de sus componentes, así como la influencia del tamaño, morfología e inclinación de los bloques, y la interacción bloque–matriz (Medley, 1994; Kalender *et al*., 2014; Ponce-Zambrano *et al*., 2025). En consecuencia, la determinación de las propiedades ingenieriles y de las relacionadas con el comportamiento mecánico de los *bimrocks* resulta considerablemente más compleja que en otros tipos de geomateriales (Lindquist y Goodman, 1994).

La Cordillera Occidental del Ecuador es una de las localizaciones a nivel mundial donde los depósitos volcánicos pleistocénicos son abundantes, dando lugar a materiales tipo *bimrock*s no soldados que son la fuente de un gran número de deslizamientos (Ponce-Zambrano *et al*., 2025). La caracterización geomecánica de estos materiales es por tanto fundamental para evaluar la seguridad de los taludes y laderas naturales y antrópicos, diseñar las medidas de estabilización necesarias, y reducir las incertidumbres en la práctica ingenieril. En este contexto, la presente comunicación se enfoca en caracterizar los materiales volcánicos de tipo *bimrock*s no soldados de cuatro afloramientos de depósitos volcánicos de avalanchas de escombro, piroclásticos y lahares, originados en los principales centros volcánicos de la Cordillera Occidental del Ecuador (Figura 1), que son cortados por las principales vías que comunican la Costa con la Sierra ecuatoriana, así como por las que comunican las principales ciudades del callejón interandino (E-35 y E-20).

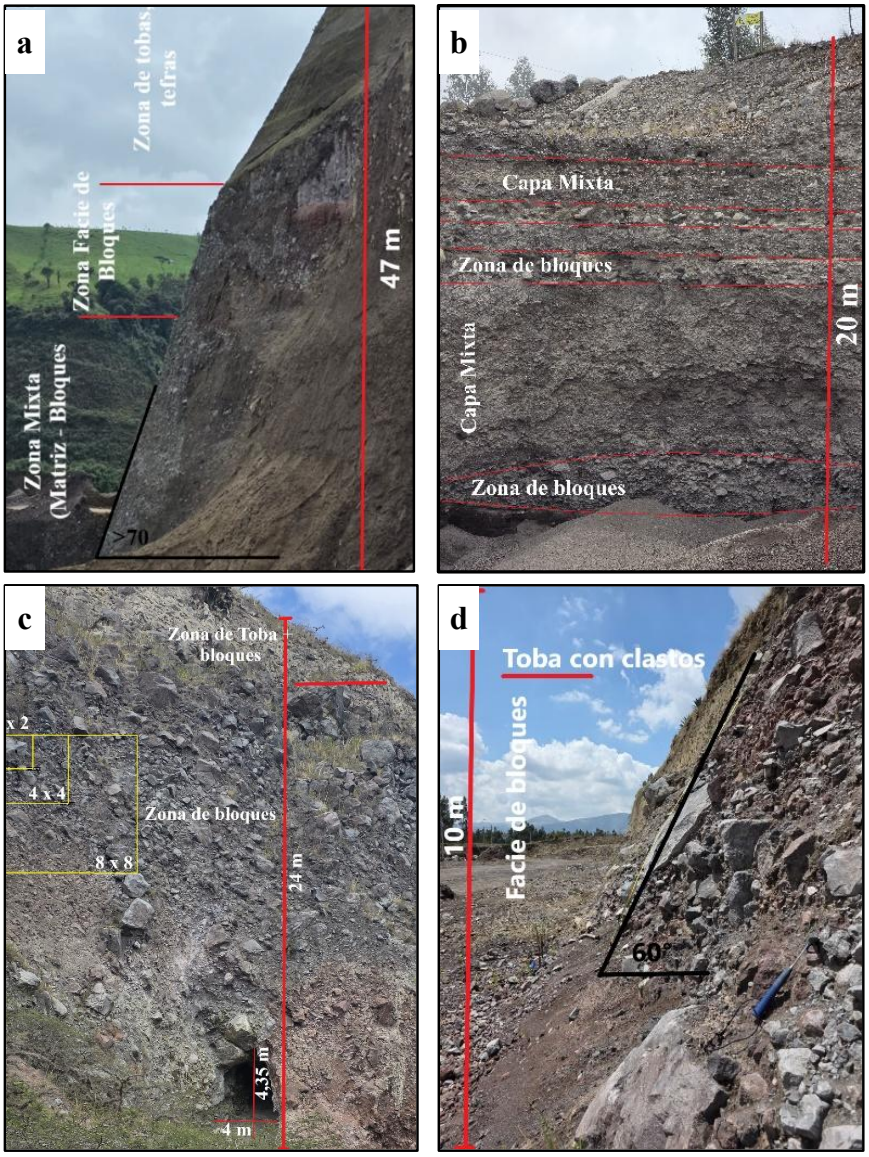


Figura 1. Vista de los afloramientos estudiados (su localización se indica en la Figura 2): a) afloramiento PT-DV-001 correspondiente a una avalancha de escombros; afloramiento PT-DV-002, correspondiente a una avalancha de escombros; afloramiento PT-DV-003, correspondiente a un lahar; afloramiento PT-DV-004, correspondiente a una avalancha de escombros.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO

El volcanismo del Ecuador forma parte del arco magmático andino septentrional generado por la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, un proceso activo desde el Cenozoico que se intensificó y se reorganizó durante el Pleistoceno. Este período, comprendido aproximadamente entre 2,58 millones y 11.700 años antes del presente, representa una de las fases más importantes en la construcción del arco volcánico ecuatoriano moderno. La evolución volcánica pleistocénica estuvo controlada por variaciones en la geometría de subducción, la segmentación cortical y la interacción con bloques acrecionados, lo que dio lugar a dos alineaciones principales: la Cordillera Occidental y la Cordillera Real, con un frente volcánico complejo y espacialmente variable. En este período se desarrollaron complejos volcánicos extensos, sistemas de calderas e importantes secuencias ignimbríticas, junto con la construcción progresiva de grandes estratovolcanes andesítico–dacíticos que constituyen la base de muchos edificios actuales.

La zona de este arco volcánico de los Andes ecuatorianos se extiende a lo largo de 300 km de sur a norte, y 100 km de este a oeste (Figura 2), e incluye unos 50 volcanes; tomando como referencia el sur, se localiza el volcán Chimborazo (6263 m s.n.m.), ubicado a 150 km de Quito; en el extremo norte se tiene el volcán Imbabura (4609 m s.n.m.). Estudios regionales han documentado migraciones del frente volcánico, pulsos de alto flujo magmático y cambios composicionales asociados a procesos de diferenciación cortical y mezcla de magmas (Hall y Wood, 1985; Barberi, 1988; Bryant *et al*., 2006).

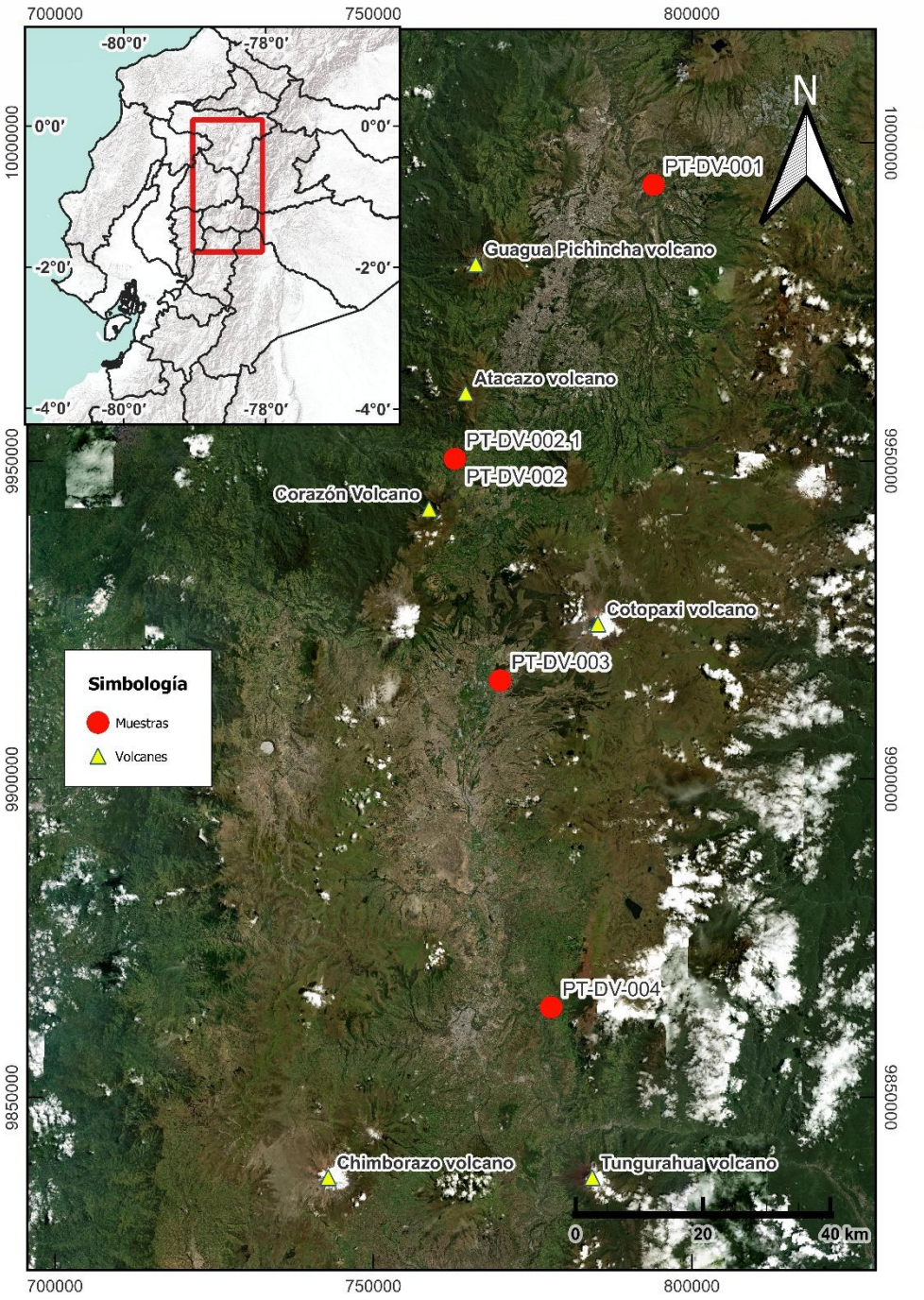


Figura 2. El arco volcánico ecuatoriano, el cual se extiende 300 km desde el sur (Volcán Chimborazo) hasta el límite norte (Volcán Imbabura), y remarca la intensidad volcánica del Pleistoceno al Holoceno en los Andes ecuatorianos. Se han destacado los principales volcanes y los cuatro afloramientos de depósitos volcánicos estudiados.

Durante el Pleistoceno medio y tardío se consolidó gran parte de la arquitectura volcánica moderna del Ecuador, con la construcción de centros mayores, como los complejos de Cotopaxi, Chimborazo, Antisana, Cayambe, Mojanda e Imbabura, y otros sistemas de las sierras norte y central. Este intervalo estuvo marcado por erupciones explosivas de gran magnitud, la generación de piroclásticos voluminosos, colapsos sectoriales y la producción recurrente de lahares, frecuentemente modulados por ciclos glaciares que cubrieron parcialmente numerosos edificios volcánicos. La interacción sincrónica entre el volcanismo y la glaciación produjo secuencias volcano-glaciales, superficies de erosión y rellenos volcano-sedimentarios complejos que hoy constituyen una gran parte del registro superficial andino ecuatoriano. La estratigrafía volcánica pleistocénica refleja una evolución poligenética, con superposición de fases constructivas y destructivas, ampliamente documentada mediante cartografía geológica, geocronología y estudios petrológicos y estratigráficos (Clapperton, 1993; Hall *et al*., 2008; Robin *et al*., 2012).

3. METODOLOGÍA

La caracterización de los afloramientos de *bimrocks* no soldados se realizó siguiendo el trabajo previo desarrollado por Ponce-Zambrano *et al*. (2025). La identificación de los *bimrocks* se realizó mediante técnicas de significancia geotécnica propuestas por Medley (1994), tales como el contraste de resistencias entre los bloques y la matriz, una dimensión característica y el porcentaje volumétrico de bloques (VBP). La dimensión característica o ingenieril varía según la escala de trabajo del problema (Wen-Jie *et al*., 2011) y determina los umbrales que definen el tamaño de los bloques; así, aquellas partículas del *bimrock* inferiores al 25 % de esta dimensión, se considera que pertenecen a la matriz, aquellas partículas del *bimrock* entre el 25 % y el 75 % se consideran que son bloques, y las partículas mayores al 75 % se deben considerar como bolos o fragmentos de roca que no pertenecen al *bimrock*. Definida dicha dimensión característica, se puede obtener el VBP por observación y conteo determinando cuántas partículas de *bimrock* tamaño bloque hay en un área determinada. En este trabajo, la obtención de VBP se basó en el procesamiento de imágenes mediante técnicas estereométricas, en diferentes escalas de trabajo, seleccionándose 3 ventanas de diferentes dimensiones (2 × 2 m², 4 × 4 m² y 8 × 8 m²) y definiéndose la dimensión característica como el área de la ventana (Medley y Zekkos, 2011; Napoli *et al*., 2020). Las imágenes se procesaron mediante el *software* libre *ImageJ*, herramienta empleada para la segmentación de clastos y de matriz, la medición del tamaño de los clastos y el cálculo del volumen de los bloques.

La determinación de la resistencia a la compresión uniaxial de los bloques (UCS) se determinó mediante la aplicación de técnicas esclerométricas (Deere y Miller, 1966; ASTM D5873; Aydin y Basu, 2005). Con el propósito de homogeneizar la propiedad resistente de los bloques, se evaluó dicha propiedad en cada uno de los afloramientos mediante un análisis de la varianza (ANOVA) empleando el *software* libre *RStudio*. Para ello, en cada uno de los cuatro afloramientos estudiados, se partió de datos de 100 valores de UCS en 10 bloques; en cada bloque se estimó el índice de resistencia de 10 muestras, se aplicó el gráfico de Deere y Miller (1966), se obtuvo el valor de UCS y se llevó a cabo el análisis ANOVA. Esta técnica estadística permite comparar medios de distintos grupos mediante la prueba F, evaluando si la variabilidad entre los grupos excede la variabilidad interna, lo que indicaría diferencias significativas más allá del azar. En investigaciones geotécnicas y de mecánica de rocas, la técnica ANOVA se ha utilizado para discernir el efecto de factores como el tratamiento, el grado de compactación o los aditivos sobre propiedades como la resistencia no confinada, la permeabilidad o los parámetros constitutivos (Iliyas *et al*., 2024). Asimismo, estudios recientes (Mahdevari *et al*., 2020), han examinado el efecto de la relación resistente bloque-matriz sobre parámetros geomecánicos de *bimrocks*, utilizando comparaciones estadísticas que podrían incluir ANOVA para validar diferencias significativas.

La determinación de las propiedades geotécnicas de la matriz de los *bimrocks* consideró las metodologías establecidas por la ASTM a partir de muestras representativas inalteradas. Estas muestras fueron ensayadas en los laboratorios de suelos y rocas de la Universidad Central del Ecuador para determinar su humedad (ASTM D2216), densidad (ASTM D7263), granulometría (ASTM D422) y propiedades resistentes, estas últimas a través de un ensayo de corte directo drenado (ASTM D3080) sobre muestras inalteradas obtenidas in situ.

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

La Tabla 1 muestra los resultados de la caracterización llevada a cabo en los cuatro afloramientos de *bimrocks* no soldados estudiados. A modo de ejemplo, las Figuras 3 y 4 muestran detalles sobre la determinación del VBP y la UCS en uno de los afloramientos.

Tabla 1. Caracterización de los cuatro afloramientos de *bimrocks* no soldados estudiados.

Afloramiento	Tipo de *bimrock*	Datos del talud			Bloques			Matriz		
		Altura (m)	Rumbo (°)	Buzamiento (°)	Inclinación (°)	UCS (MPa)	VBP (%)	Densidad (kN/m^3)	Cohesión (kPa)	Ángulo fricción (°)
PT-DV-001	Avalancha escombros	20,0	N35E	70SE	34-68 E	69	70	12,9	12,0	32,0
PT-DV-002	Avalancha escombros	4,5	N-S	85 W	55 SW	71	25	21,1	45,39	54,7
PT-DV-003	Lahar	17,0	N-S	89 W	33 W	96	10	13,53	5,0	44,8
PT-DV-004	Avalancha escombros	25,0	N35E	65NW	32 NW	82	25	16,0	20	33.2

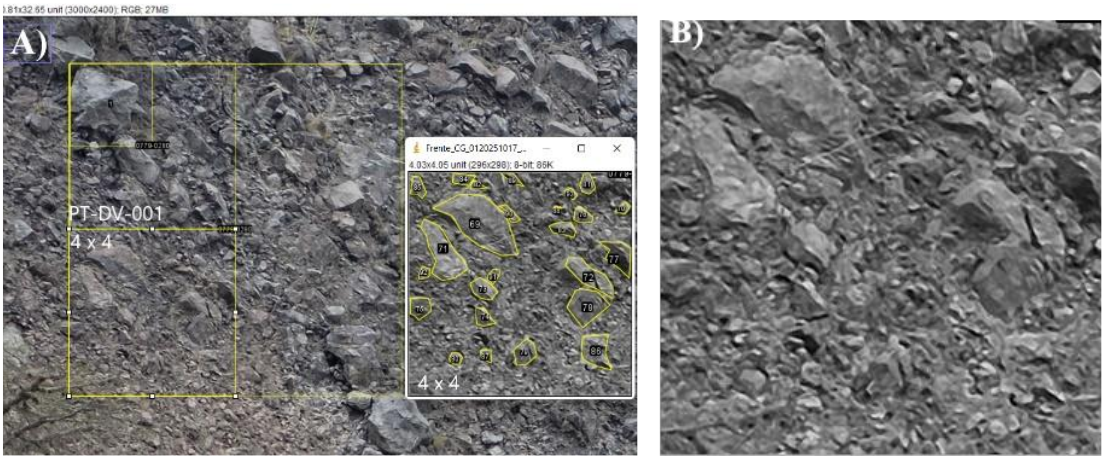


Figura 3. Determinación del VBP en el afloramiento PT-DV-001 mediante el *software ImageJ*: (a) Selección de ventana de análisis; (b) Análisis del área 4 x 4 m² (se observan bloques > 1 m).

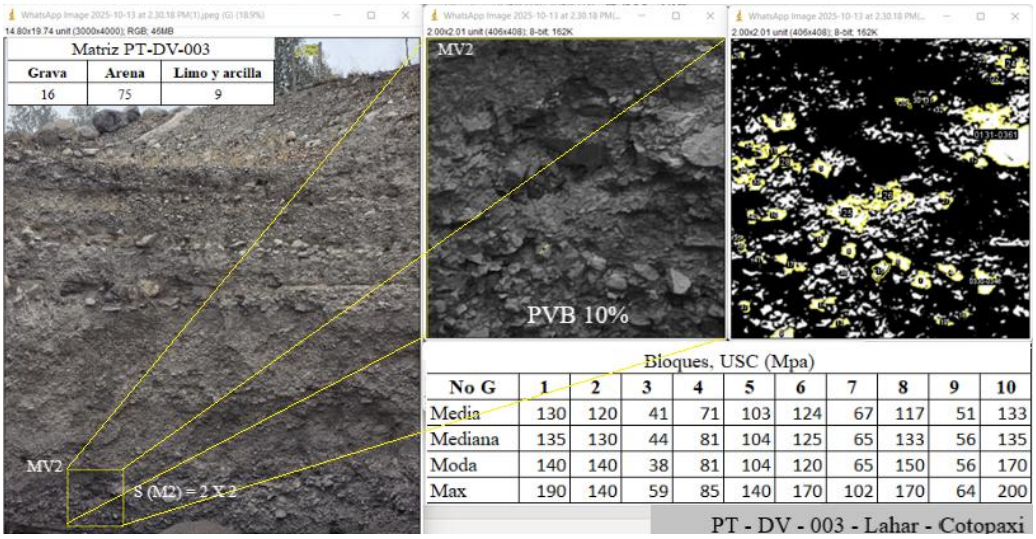


Figura 4. Determinación de la resistencia a compresión uniaxial (UCS) en el afloramiento PT-DV-003.

Los resultados del análisis ANOVA se muestran en la Tabla 2. A modo de ejemplo, en la Figura 5 se tiene el diagrama de caja correspondiente al afloramiento PT-DV-003, el cual muestra que, entre el conjunto de datos, al menos uno es diferente, lo que evidencia estadísticamente que al menos un bloque presenta una media de UCS distinta**.** Su validez se comprueba si el modelo es adecuado, lo que implica que los supuestos que deben cumplirse son tres: normalidad, homocedasticidad e independencia de los residuos. La Tabla 2 muestra que todos los afloramientos de *bimrocks* presentan un valor Pr(F) menor que la significancia $p < 0.05$, lo que indica que las muestras son independientes entre sí.

Tabla 2. Resultados del ANOVA para varias muestras de rocas de los *bimrock*.

PT-DV-001	**Df**	**Sum Sq**	**Mean Sq**	**F valor**	**Pr(>F)**
Bloques	9	81970	9108	15.73	3.98E-15
Residuales	90	52122	579		
PT-DV-002	**Df**	**Sum Sq**	**Mean Sq**	**F valor**	**Pr(>F)**
Bloques	9	28147	3127.4	7.698	2.61E-08
Residuales	90	36565	406.3		
PT-DV-003	**Df**	**Sum Sq**	**Mean Sq**	**F valor**	**Pr(>F)**
Bloques	9	116224	12914	19.77	>2e-16
Residuales	90	5891	653		
PT-DV-004	**Df**	**Sum Sq**	**Mean Sq**	**F valor**	**Pr(>F)**
Bloques	9	26968	2996.5	4.473	7.26E-05
Residuales	90	60294	669.9		

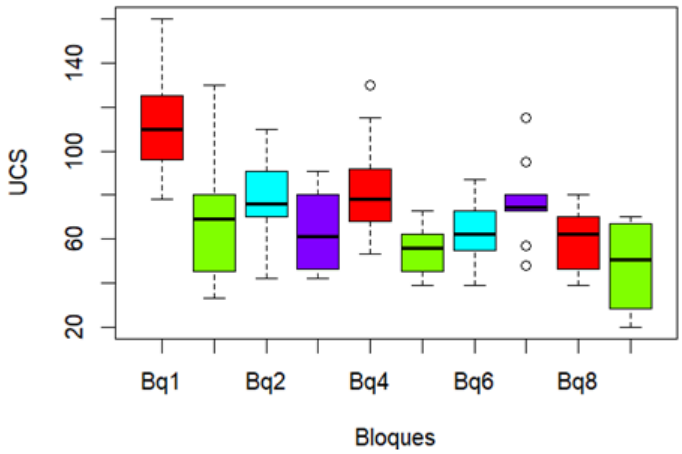


Figura 5. Diagrama de caja correspondiente a las 100 determinaciones de UCS mediante esclerómetro (10 determinaciones en 10 bloques) realizadas en el afloramiento PT-DV-003.

Los ensayos de clasificación granulométrica de la matriz (Tabla 3) dan como resultado un contenido predominante de tamaño de "arena" en el rango de 55 a 75 %. Exceptuando la muestra PT-DV-004, en la que se observa un mayor porcentaje de gravas (67 %), esta diferencia se atribuye a las diferentes facies existentes, que se diferencian por sus facies de bloques y facies mixtas observadas en el terreno. De igual manera, se pudo observar que la forma de los granos de la matriz es la misma que la de los bloques, angular; esta característica es de esperar que proporcione una resistencia de pico significativa. Los valores de cohesión son bajos, lo que está en consonancia con la naturaleza granular de la matriz, con poco contenido de finos. Esto indica un comportamiento friccional dependiente de los tamaños de granos y forma de los mismos, con excepción de la muestra PT-DV-001, cuyo componente fino presenta ciertas características de adherencia entre los granos. A modo de ejemplo, la Figura 6, muestra la forma y la escala de los clastos que constituyen la matriz en el afloramiento PT-DV-003; la Figura 7 muestra los parámetros de corte de las matrices de los afloramientos PT-DV-001 y PT-DV-003.

Tabla 3. Características físicas y tamaño de grano de la matriz de los *bimrock* estudiados.

Afloramiento	Humedad (%)	Densidad (kN/m^3)	Grava (%)	Arena (%)	< 0,08 mm (%)
PT-DV-001	1.8	1.9	38.0	55.0	7.0
PT-DV-002	6.0	2.1	8.9	65.2	25.9
PT-DV-003	6.2	1.4	16.0	75.0	9.0
PT-DV-004	8.2	1.7	67.6	24.2	8.2

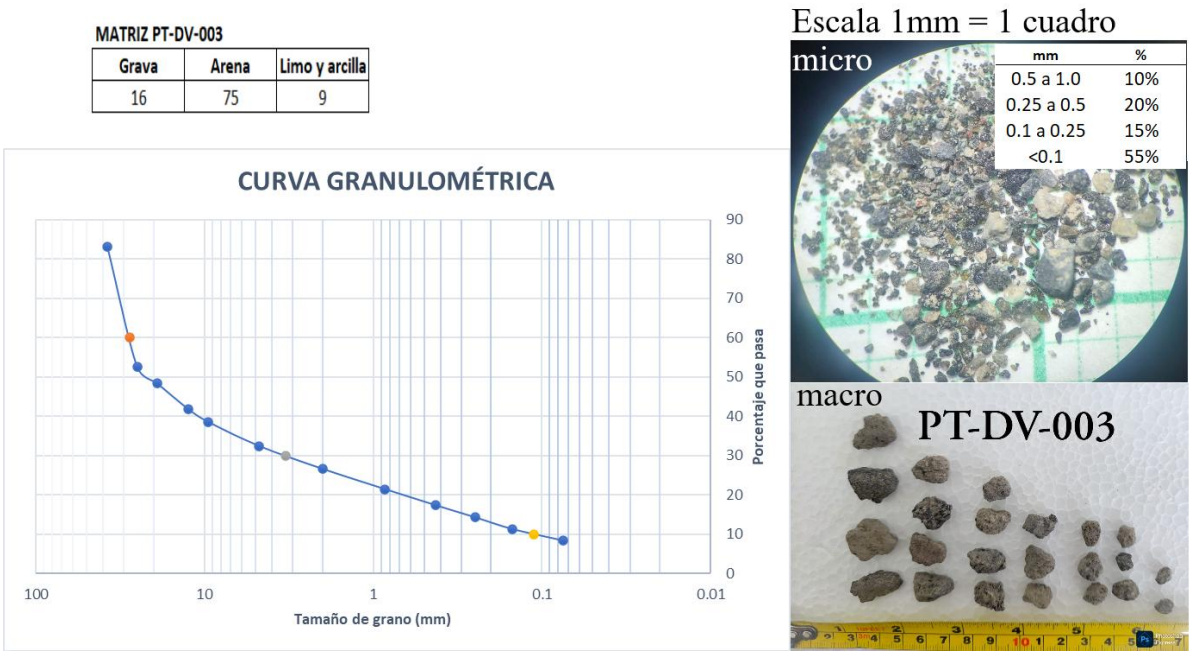


Figura 6. Forma y la escala de los clastos que constituyen la matriz del afloramiento PT-DV-003. Curva granulométrica, y heterogeneidad del tamaño de grano al microscopio.

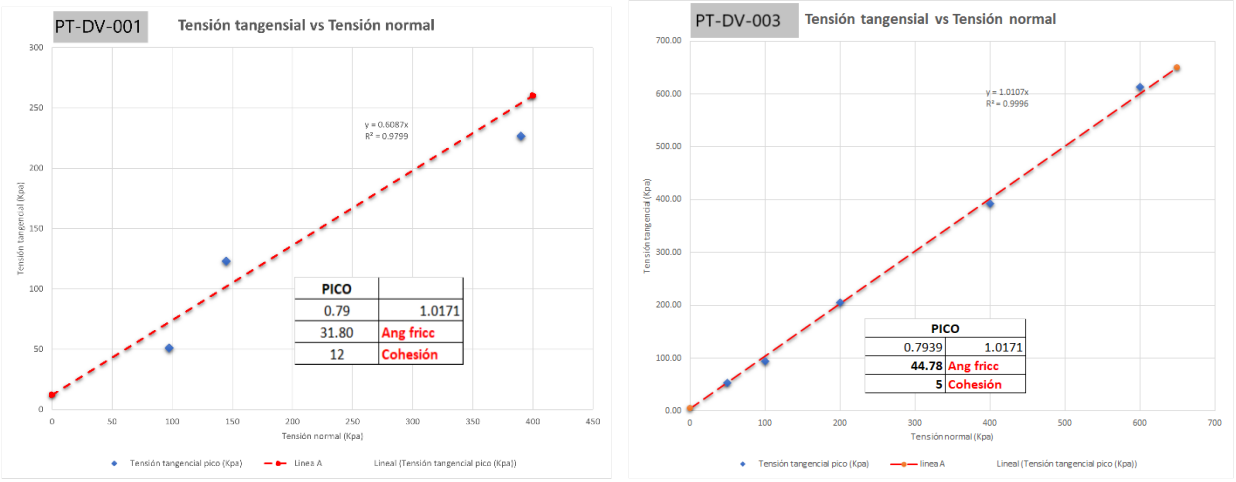


Figura 7. Ensayos de corte directo para la matriz de los *bimrocks* de los afloramientos PT-DV-001 y PT-DV-003.

En los afloramientos estudiados se ha constatado que la resistencia al corte de la matriz se debe principalmente a la fricción ejercida por los granos angulosos, tanto a nivel micro como macroscópico, y varía en un rango de 32° a 54° con bajas cohesiones. Esto es atribuible a la característica friccional de esos granos y a la inclinación que presentan los clastos (superiores a 4,75 mm) y bloques (0,3 m a 1 m) en los taludes, cuyos ángulos de inclinación varían en un rango de 30 a 60°. Estos clastos y bloques generan un entrelazamiento (se observan bloques imbricados), que siguen la dirección predominante de las avalanchas y lahares. En este sentido, es importante mencionar que cuando el corte del talud es perpendicular a dicha dirección, se favorece su estabilidad; por el contrario, si el corte es paralelo a la dirección de los clastos, se genera una mayor inestabilidad. Esto se muestra en la Figura 1d y en la Figura 4.

5. CONCLUSIONES

El estudio de cuatro afloramientos en la Cordillera Central del Ecuador ha permitido realizar una caracterización de los depósitos volcánicos tipo *bimrock* no soldados. Se han aplicado criterios para diferenciar la matriz de los bloques, y se han determinado en cada afloramiento los porcentajes en volumen de los bloques respecto a la matriz.

El análisis micro y macroscópico de los *bimrocks* estudiados indican características similares en su forma y angularidad tanto en los bloques como en los clastos. Este hecho genera un mayor grado de entrelazamiento de sus superficies que impide su desplazamiento, y por tanto una mayor resistencia de corte; lo que genera un incremento de la resistencia semejante a un "ángulo de fricción adicional", que equivale a la diferencia entre la inclinación del talud y el ángulo de fricción de la matriz, explicando así la gran inclinación que se registra en los taludes y laderas formados por materiales *bimrock* no soldados, como los estudiados en esta comunicación.

La aplicación del método estadístico ANOVA, para analizar estadísticamente la potencial homogeneidad de la resistencia de los bloques (UCS), ha mostrado que la heterogeneidad de los bloques que puede darse en un afloramiento con materiales tipo *bimrock* no influye ni desvía el comportamiento de resistencia de los bloques, por lo que se puede considerar homogénea la resistencia del conjunto del *bimrock*. No obstante, aunque los bloques no influyen en la capacidad resistente de la matriz, su existencia proporciona un aumento de la resistencia del terreno a través del mencionado "ángulo de fricción adicional".

Es evidente que todavía queda mucho trabajo por hacer en el estudio de los *bimrocks* para comprender el comportamiento mecánico de estos materiales. Además de ahondar en sus propiedades resistentes y el efecto de la forma y orientación de los bloques de roca respecto al talud, otros aspectos a investigar en el futuro deberían incluir la hidrogeología, la actividad sísmica y los procesos erosivos, todos ellos parámetros potencialmente importantes en el comportamiento de los depósitos volcánicos tipo *bimrock* no soldados existente en la zona estudiada.

REFERENCIAS

ASTM D2216 (2017). *Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. American Society of Testing Materials: West Conshohocken, PA.

ASTM D3080-03 (2023). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. American Society of Testing Materials: West Conshohocken, PA.

ASTM D422 (2014). *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*. American Society of Testing Materials: West Conshohocken, PA.

ASTM D7263 (2021). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density and Unit Weight of Soil Specimens*. American Society of Testing Materials: West Conshohocken, PA.

ASTM D5873-14 (2023). Standard Test Method for Determination of Rock Hardness by Rebound Hammer Method. American Society of Testing Materials: West Conshohocken, PA.

Aydin A, Basu A. (2005). The Schmidt hammer in rock material characterization. *Engineering Geology*, 81:1–14.

Barberi, F., Coltelli, M., Ferrara, G., Innocenti, F., Navarro, J. M., Santacroce, R. (1988). Plio-Quaternary volcanism in Ecuador. *Geologische Rundschau*, 77(2): 481–496.

Bryant, J. A., Hall, M. L., Chiaradia, M., Bouvier, A. (2006). Geochemical evolution of the Ecuadorian volcanic front. *Journal of Petrology*, 47(6): 1147–1175.

Coli, N., Berry, P., Boldini, D. (2011). In situ non-conventional shear tests for the mechanical characterisation of a bimrock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 48(1): 95–102.

Hall, M., & Mothes, P. (2008). The rhyolitic–andesitic eruptive history of Cotopaxi volcano, Ecuador. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 70(6): 675-702.

Hall, M. L., Wood, C. A. (1985). Volcanic stratigraphy of the Ecuadorian Andes. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 26(1–2): 1–29.

Iliyas, S., Idris, A., Umar, I.H., Lin, H., Muhammad, A., Xie, L. (2024). Experiment and Analysis of Variance for Stabilizing Fine-Grained Soils with Cement and Sawdust Ash as Liner Materials. *Materials*, 17: 2397.

Kalender, A., Sonmez, H., Medley, E., Tunusluoglu, C., Kasapoglu, K.E. (2014). An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. *Engineering Geology*, 183: 65-79.

Lindquist, E.S., Goodman, R.E. (1994). Strength deformation properties of a physical model melange. *Proceedings of the 1st North American rock mechanics symposium*, Austin, 1994.

Mahdevari, S., Moarefvand, P., Mohammadzamani, D. (2020). Considering the Effect of Block-to-Matrix Strength Ratio on Geomechanical Parameters of Bimrocks. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38: 4501–4520.

Medley, E., & Goodman, R. E. (1994). Estimating the block volumetric proportions of melanges and similar block-in-matrix rocks (bimrocks*). ARMA North America Rock Mechanics Symposium*, Austin, 1994.

Medley, D., Zekkos, D. (2011). Geopractitioner approaches to working with antisocial mélanges. In: Wakabayashi, J., Dilek, Y. (Eds.) *Mélanges: Processes of Formation and Societal Significance*. The Geological Society of America, USA, Volume 480.

Medley, E. W. (1994). *The engineering characterization of melanges and similar block-in-matrix rocks (bimrocks)*. University of California, Berkeley.

Deere, D. U., & Miller, R. P. (1966). Engineering classification and index properties for intact rock (No. AFWLTR65116).

Napoli M. L., Milan L., Barbero M., Scavia C. (2020). Identifying uncertainty in estimates of bimrocks volumetric proportions from 2D measurements. *Engineering Geology*, 278: 105831.

Napoli, M.L., Barbero, M., Ravera, E., Scavia, C. (2018). A stochastic approach to slope stability analysis in bimrocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1: 41-49.

Ponce-Zambrano, M., Garzón-Roca, J., Torrijo, F.J., Alonso-Pandavenes, O. (2025). Geomechanical Characterization of Unwelded Volcanic Bimrock Materials for Sustainable Slopes: Application to Road Instability Problems in the Western Cordillera of Ecuador. *Sustainability*, 17: 708.

Riedmüller G., Brosch F.J., Klima K. & Medley.E.W. (2001). Engineering Geological Characterization of Brittle Faults and Classification of Fault Rocks. *Felsbau*, 19(4): 13-19.

Robin, C., Eissen, J. P., Samaniego, P., Martin, H., Hall, M., & Cotten, J. (2009). *Evolution of the late Pleistocene Mojanda–Fuya Fuya volcanic complex (Ecuador), by progressive adakitic involvement in mantle magma sources. Bulletin of volcanology*, 71(3), 233-258

Sonmez, H., Kasapoglu, K.E., Coskun, A., Tunusluoglu, C., Medley, E.W., Zimmerman, R.W. (2009). A Conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded. *Proceedings of the ISRM Regional Symposium – Eurock*, Dubrovnik, 2009.

Wen-Jie, X., Qiang, X., Rui-Lin, H. (2011). Study on the shear strength of soil–rock mixture by large scale direct shear test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(8): 1235-1247.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO EN FLUENCIA DE LA ARCILLA EXPANDIDA

Elías Antonio ROCES[(1)*], Natalia MONTERO-CUBILLO[(2)] y José ESTAIRE[(2)]

[(1)] Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid (UPM) y Consultor independiente
*earoces@rocesingenieria.es

[(2)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

La deformación dependiente del tiempo (fluencia) en terraplenes y rellenos granulares es un fenómeno ampliamente reconocido en ingeniería geotécnica, especialmente en infraestructuras como presas de materiales sueltos y rellenos estructurales. Bajo la acción de cargas sostenidas, estos materiales experimentan deformaciones progresivas que pueden comprometer su comportamiento a largo plazo. Este proceso ha sido extensamente estudiado en distintos tipos de materiales granulares, tales como arenas y escolleras, identificándose como mecanismos principales la reorganización del esqueleto granular, el deslizamiento entre partículas y la rotura o trituración de granos individuales. Con este objetivo, se ha desarrollado una campaña experimental basada en ensayos de compresión unidimensional (edométricos) bajo cargas constantes en el tiempo, utilizando arcilla expandida. Este dispositivo permite imponer distintos niveles de tensión y evaluar la evolución temporal de las deformaciones asociadas a la fluencia. Adicionalmente, se ha llevado a cabo un análisis granulométrico antes y después de los ensayos, con el fin de cuantificar la fragmentación inducida por la carga aplicada y establecer una relación entre la energía externa aplicada al sistema y el grado de rotura de partículas.

ABSTRACT

Time-dependent deformation (creep) in embankments and granular fills is a well-recognized phenomenon in geotechnical engineering, particularly in infrastructures such as rockfill dams and structural fills. Under sustained loading, these materials undergo progressive deformations that may affect their long-term performance. This process has been extensively studied in different types of granular materials, such as sands and rockfills, where the main governing mechanisms have been identified as the rearrangement of the granular skeleton, interparticle sliding, and the breakage or crushing of individual grains. With this objective, an experimental campaign has been carried out based on one-dimensional compression (oedometer) creep tests employing expanded clay (LECA). This setup allows the application of different stress levels and the evaluation of the time evolution of creep-related deformations. In addition, a grain size distribution analysis has been conducted before and after the tests in order to quantify the particle fragmentation induced by the applied load, and to establish a relationship between the external energy applied to the system and the degree of particle breakage.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Arcilla expandida (LECA), Fluencia (Creep).*

1. INTRODUCCIÓN

La deformación dependiente del tiempo ha sido observada tanto en rocas como en materiales granulares formados por fragmentos de roca, como los rellenos de escollera (Soriano Peña y Sánchez Caro 1999, Wei et al. 2010, Jiang et al. 2024) o en arenas. En los rellenos granulares, parte de estas deformaciones continuas a lo largo del tiempo pueden explicarse por la rotura de las partículas individuales que conforman el relleno (Oldecop y Alonso Pérez de Agreda, 2007), además de los desplazamientos relativos y el reajuste en la configuración del conjunto de granos. Además de las evidencias de deformaciones de rellenos en el tiempo obervadas en terraplenes, se han llevado a cabo numerosos estudios experimentales y mediciones en distintos materiales en servicio, por ejemplo: Zhang et al. (2017) y Qiu et al. (2024) para escolleras, Karimpour y Lade (2013), Lv et al. (2017), Wang et al. (2020) y Ye et al. (2022) para arenas, Liu et al. (2022) para residuos reciclados de construcción y demolición.

En este trabajo se presenta un estudio experimental en el que se han realizado ensayos de fluencia en compresión uniaxial confinada para distintas cargas verticales mantenidas desde los 14 hasta los 65 días. Además de estudiar las deformaciones en el tiempo bajo carga constante, se han analizado las granulometrías antes y después de cada ensayo para tratar de correlaccionar la rotura de granos con la energía externa aplicada. La energía externa aplicada se puede estimar de forma directa como el resultado del tiempo de aplicación de la carga por la deformación medida durante el ensayo.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. MATERIALES

La arcilla expandida, conocida también como LECA por su acrónimo inglés (Lightweight Expanded Clay Aggregate) es un árido ligero que se fabrica a partir de arcilla calentada en hornos rotativos. El grano de arcilla expandida tiene una composición heterogénea, estando compuesto por una cáscara exterior rígida clinkerizada que le aporta resistencia y un núcleo poroso que le aporta la ligereza característica de este material, dada por su bajo peso específico. En la Figura 1 se puede ver la diferencia entre la cáscara y el núcleo. Este último es muy poroso, presentando huecos que están conectados con el exterior a través de la cáscara y otros que son inaccesibles desde el exterior.

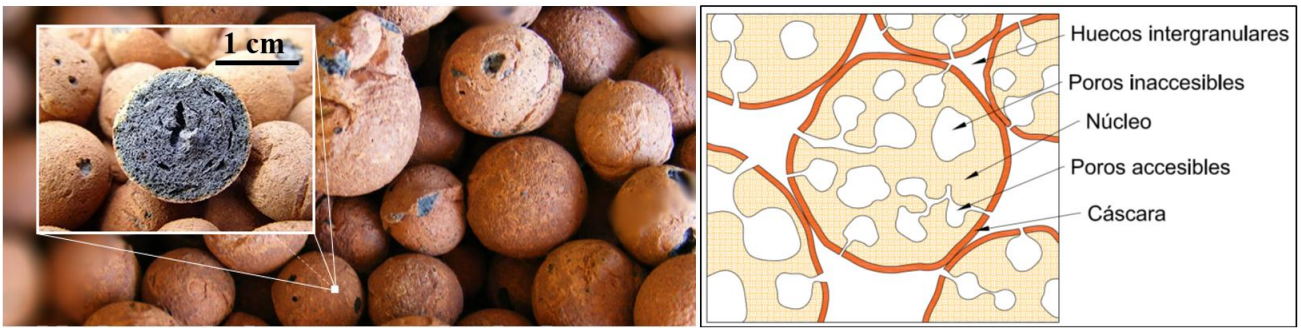


Figura 1. Granos de arcilla expandida enteros y fracturados. En los granos fracturados se observa claramente la frontera entre núcleo y cáscara.

Aunque en el mercado existen numerosos tipos de arcilla expandida, cada uno con unas propiedades y desarrollado para una aplicación concreta, en ingeniería geotécnica se utiliza habitualmente la granulometría 10/20. Al tratarse de un producto manufacturado, presenta unas características muy regulares en lo que se refiere al tamaño de los granos, como se aprecia en la Figura 2a, donde se muestra el huso granulométrico del material ensayado en el LG-CEDEX, como resultado de doce ensayos granulométricos. Como se puede apreciar, el material es muy uniforme, presentando un coeficiente de uniformidad [C_u=D_{60}/D_{10}] de 1,2. Otras granulometrías más continuas (como puede ser la 0/32) se pueden emplear para situaciones en que el relleno ligero deba soportar mayores cargas. Una granulometría 0/32 se compara con la 10/20 en la Figura 2 b.

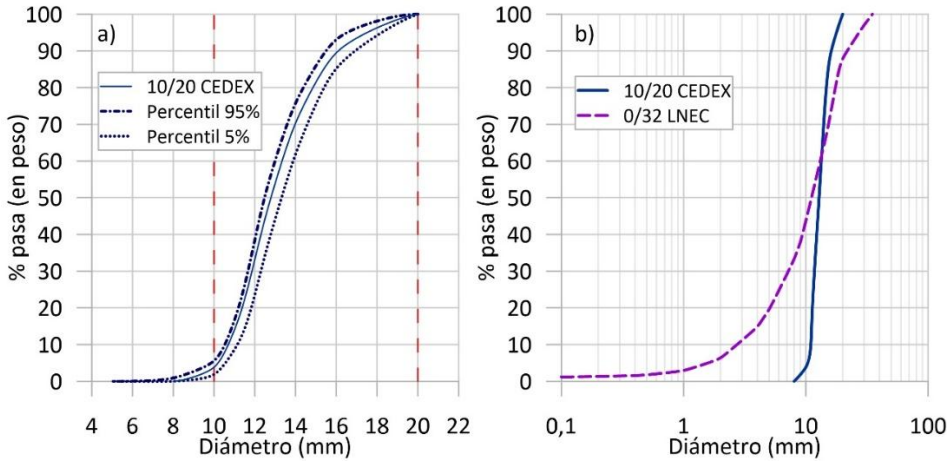


Figura 2. a) Huso granulométrico de la arcilla expandida 10/20 utilizada en los ensayos realizados en el LG-CEDEX. b) Comparación de la curva granulométrica de la arcilla expandida 10/20 y 0/32.

Para los ensayos de fluencia presentados en este trabajo se emplea la arcilla expandida fabricada por la empresa Arlita del grupo Saint-Gobain en Avelar (Portugal). Las muestras empleadas cuentan con las siguientes propiedades (Roces, Muñiz-Menéndez et al. 2021):

- granulometría 10/20,
- composición principal de óxido de silicio (SiO_2) y óxido de aluminio (Al_2O_3), los cuales constituyen más del 75% de la composición total del grano,
- y peso específico seco de los granos es 5.7 kN/m^3.

2.2. MÉTODOS

2.2.1. ENSAYOS DE FLUENCIA A COMPRESIÓN

Los ensayos de fluencia a compresión consisten en aplicar una tensión vertical constante mantenida en el tiempo sobre una probeta de arcilla expandida confinada, contenida en un molde tipo Proctor modificado.

En primer lugar, se montan las probetas de arcilla expandida en un molde tipo Proctor modificado de 15.5 cm de diámetro y 17.9 cm de altura. El peso específico inicial de las probetas de arcilla expandida fue de aproximadamente 3,6 kN/m^3, que se obtuvo vertiendo el material y realizando un ligero vibrado del molde, hasta alcanzar una reducción de volumen del agregado del 10 % (habitual en rellenos de arcilla expandida). Todos los ensayos se han realizado con el material previamente seco en estufa.

A continuación, se coloca el molde con la arcilla expandida en el equipo edométrico correspondiente. Para repartir la carga sobre la arcilla se dispuso una tapa metálica suficientemente rígida que asegura un reparto uniforme de las cargas. Por último, se coloca el sensor de desplazamiento vertical con el vástago sobre la tapa metálica y se va incorporando el peso correspondiente a la tensión vertical deseada a una velocidad de 10 kN/min.

Durante el ensayo se registran el desplazamiento vertical y el tiempo transcurrido tras colocar el peso correspondiente a la tensión total deseada. Se registran los desplazamientos instantáneo y, durante el primer día, los desplazamientos a diferentes horas. Transcurridas las primeras 24 horas, se toma una lectura diaria del desplazamiento vertical acumulado hasta el tiempo final de ensayo.

En la Figura 3 a se puede apreciar el dispositivo sugerido por la norma UNE-EN 15732:2014 y en la Figura 3 b y c se observa el dispositivo empleado en los ensayos de fluencia de este trabajo, muy similar al de la norma.

En los ensayos de fluencia presentados en este trabajo se han aplicado diferentes tensiones constantes, de entre 100 y 2000 kPa, durante periodos de tiempo de entre 15 y 65 días.

En el ensayo de fluencia que contempla la norma (UNE-EN 15732:2014) los desplazamientos se registran únicamente transcurridas 24 h tras la colocación de la carga. Además solo se aplican cargas correspondiente a niveles de tensiones de entre 100 y 200 kPa. Como se ha indicado, tanto el tiempo de aplicación de la carga como el nivel de tensiones son mucho mayores en los ensayos presentados en este trabajo, con la finalidad de entender experimentalmente el comportamiento por fluencia del material.

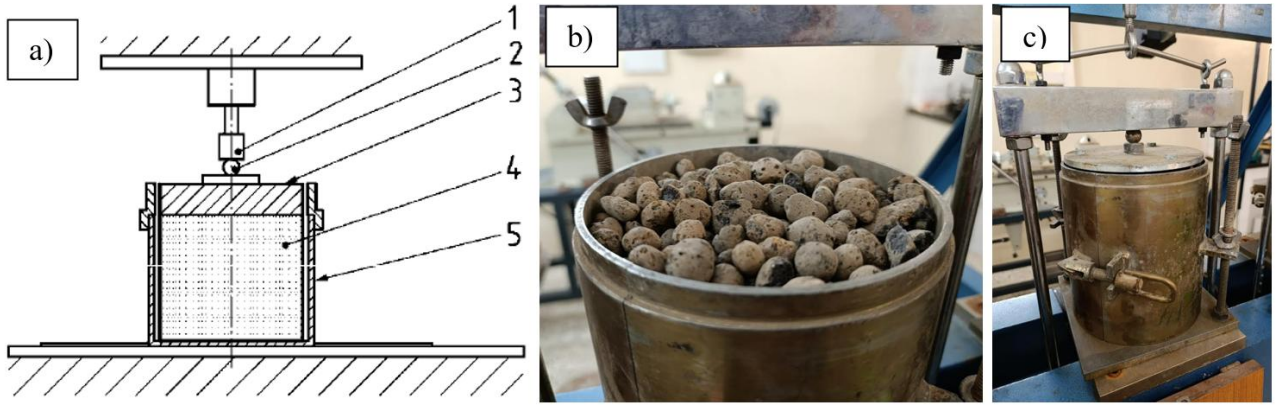


Figura 3. A) Esquema del equipo empleado para carga de fluencia y carga cíclica (UNE-EN 15732:2014). Los números indican los siguientes componentes del ensayo; 1: Célula de carga; 2: Acoplamiento esférico; 3: Tapa rígida para la distribuir carga; 4: Muestra de arcilla expandida; 5: Recipiente rígido, de diámetro interior 200 mm. B y C) Fotografías de los ensayos realizados en el CEDEX durante el montaje. Aspecto de la arcilla expandida y montaje del ensayo (antes de colocar el comparador y aplicar la carga).

Se han llevado a cabo ensayos de fluencia a compresión para siete cargas disintas. Además, para el caso de 220 kPa de carga se realizaron cinco ensayos a distintos tiempos (2, 4, 7, 10 y 65 días) para analizar la evolución en la granulometría. En la Tabla 1 se muestra un resumen de las características de los ensayos realizados para este trabajo, incluyendo tensión de ensayo, duración y equipo empleado. En total se llevaron a cabo 11 ensayos a 7 tensiones diferentes, ya que para la tensión de 220 kPa se realizaron ensayos con 5 duraciones distintas.

Tabla 1. Lista de ensayos realizados.

Ensayo	**Tensión ensayo**	**Duración del ensayo**	**Equipo**
nº	**kPa**	**días**	**empleado**
1	2000	14	Prensa
2	1500	18	Prensa
3	1000	22	Prensa
4	600	22	Edómetro
5	400	23	Edómetro
6	220	65/10/7/4/2	Edómetro
7	100	22	Edómetro

Los ensayos con tensiones más bajas (hasta 600 kPa) se realizaron empleando una bancada de edómetros de un tamaño superior al habitual, que hay disponible en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Esta bancada aplica las fuerzas mediante un sistema de pesas, como en las bancadas habituales de edómetros. Los ensayos de mayor carga (de 1000 a 2000 kPa) no se pudieron realizar con las bancadas disponibles, debido a su límite máximo de capacidad. Por ello se recurrió a una prensa hidráulica equipada con un sistema para mantener la fuerza durante un periodo largo de tiempo, especialmente indicada para realizar ensayos de fluencia en rocas. El sistema de lectura de la bancada de edómetros convencional es manual y se realiza mediante comparadores de reloj. En cambio, los ensayos de fluencia realizados con la prensa hidráulica registraron las lecturas automáticamente mediante un sensor LVDT. Esto explica la diferencia entre la periodicidad de las lecturas que se verá más adelante en los resultados mostrados.

2.2.2. ANÁLISIS DE LA ROTURA DE GRANOS

Además de llevar a cabo los ensayos de fluencia explicados en el capítulo anterior, se han realizado análisis granulométricos antes de montar cada ensayo y una vez finalizado el mismo. Esos análisis tiene la finalidad de estudiar la cantidad de material fragmentado tras aplicar la carga mantenida en el tiempo. Cabe destacar que los ensayos realizados con tensión vertical de 220 kPa y distintas duraciones fueron totalmente independientes. Es decir, para analizar cada duración se montó una nueva probeta desde el inicio hasta la duración deseada, en la cual se detenía el ensayo y se llevaba a cabo la granulometría, con la finalidad de no alterar la disposición de los granos al volver a montar cada probeta después de haberla extraído para realizar su granulometría.

En la bibliografía existen numerosos índices de rotura propuestos, por ejemplo, Marsal (1967), Indraratna et al. (2005) y Einav (2007). En general se basan en comparar la superficie comprendida entre la curva granulométrica original del material y una curva granulométrica arbitraria, con la superficie comprendida entre la curva granulométrica del material tras los ensayos y la misma curva granulométrica arbitraria considerada para comparar la granulometría original. Por ejemplo, Indraratna et al. (2005) propusieron el BBI (Ballast Breaking Index), cuya definición se puede ver esquematizada en la Figura 4. En este artículo se ha empleado el BBI para ver su relación con la energía aplicada durante el ensayo, con la intención última de comparar los resultados con arcilla expandida con los ensayos realizados por Montero et al. (2024) con balasto.

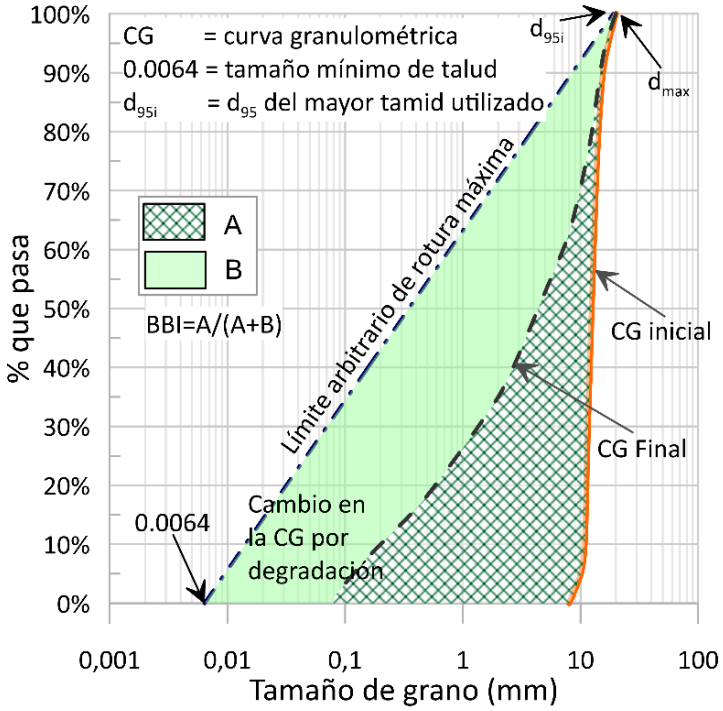


Figura 4. Definición del BBI para arcilla expnadida. Fuente: Modificado de (Indraratna et al. 2005).

3. DISCUSIÓN Y RESULTADOS

Los resultados de las curvas deformación-tiempo para los siete ensayos de fluencia a compresión efectuados se pueden ver en la Figura 5. Como se ha comentado, en los ensayos realizados con la prensa (1000 a 2000 kPa) hay un mayor número de datos que en los ensayos realizados en las bancadas clásicas de edómetros (100 a 600 kPa) debido a la diferente capacidad de toma de lecturas de los respectivos equipos. De los ensayos realizados a 220 kPa de tensión vertical (Tabla 1) solo se representa en la Figura 5 el ensayo de 65 días de duración. Esto es debido a que los demás ensayos a 220 kPa y duraciones inferiores quedan superpuestos, resultando la figura menos clara.

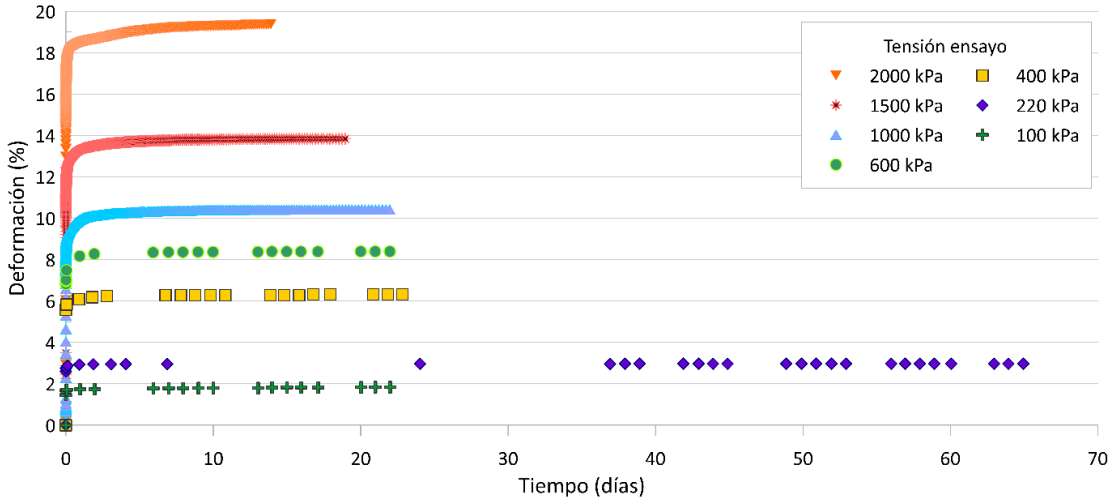


Figura 5. Resultados deformación-tiempo para los siete ensayos realizados.

A partir de la Figura 5 se puede concluir que:

- Bajo cualquier tensión vertical de las que se han aplicado existe una deformación diferida en el tiempo, una vez se ha producido la deformación instantánea tras colocar la carga. Este hecho se produce incluso para las tensiones más bajas aplicadas, de 100 kPa, consideradas como las habituales de trabajo para este tipo de material.
- La deformación aumenta más rápidamente en los primeros días tendiendo a una atenuación y velocidad de deformación más baja con el tiempo.
- Cuanto mayor es la carga aplicada mayores son la deformación instantánea y la velocidad de deformación de la siguiente etapa.

En la bibliografía clásica sobre fluencia (Vyalov, 1986, Feda, 1992) se encuentran gráficos como el presentado en la Figura 6, en los que se pueden distinguir las distintas etapas de la deformación por fluencia:

1) Fluencia primaria o transitoria (stage I, Figura 6): cuando se aplica una carga externa a un suelo, las concentraciones de tensiones producen desplazamientos y la rotura de algunos enlaces, ocasionando un aumento brusco en la deformación que, a continuación, tiende a estabilizarse por la reacomodación de las partículas hacia posiciones más estables.
2) Fluencia secundaria o estacionaria (stage II, Figura 6): la velocidad de deformación se vuelve constante. Si la tensión aplicada es lo suficientemente elevada, se desencadena la tercera etapa y la rotura por fluencia del suelo. Sin embargo, si la tensión no supera cierto umbral la curva deformación-tiempo tenderá a atenuarse, alcanzando un máximo de deformación con el tiempo constante.
3) Fluencia terciaria o acelerada (stage III, Figura 6): si la tensión aplicada es lo suficientemente elevada, las discontinuidades e imperfecciones del suelo prevalecen y la velocidad de deformación sigue creciendo hasta la rotura por fluencia del suelo.

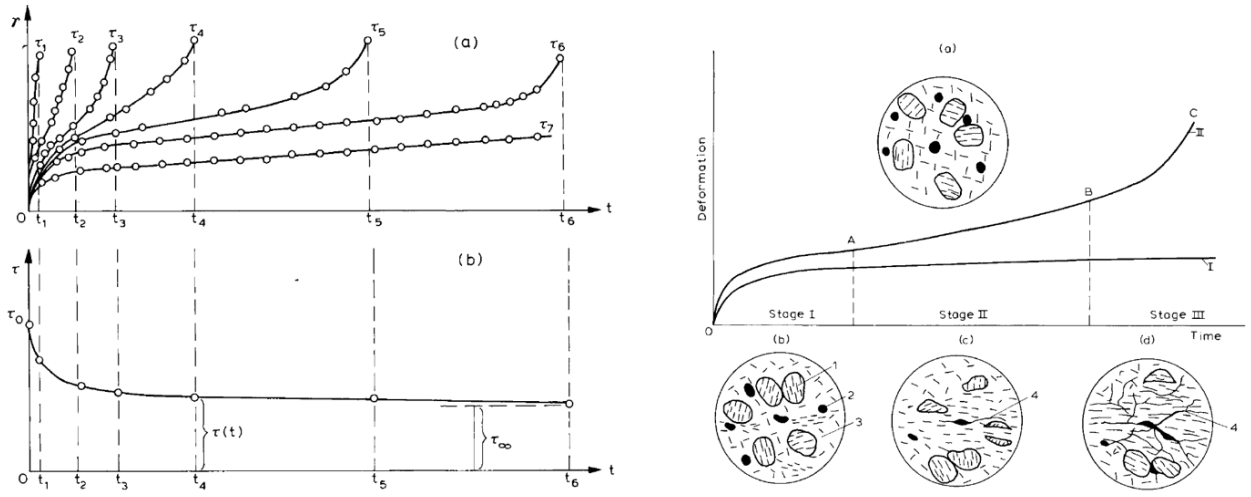


Figura 6. Curvas teóricas de fluencia Vyalov (1986).

Comparando la Figura 5 y la Figura 6 se puede apreciar que en los ensayos de fluencia realizados con la arcilla expandida se han desarrollado únicamente las dos primeras etapas de la deformación por fluencia. Como se verá más adelante, en todos los ensayos se ha producido la rotura de granos de arcilla, lo que genera partículas más finas a las originales, y un posible amortiguamiento del contacto entre partículas con la consecuente reducción en la concentración de tensiones y rotura de más granos. Por ello, es esperable que se produzca una cierta atenuación de las roturas de grano y de la deformación por fluencia asociada a éstas, tras el desarrollo de la etapa primaria o transitoria.

Por otra parte, en la Figura 7 se representan los mismos datos que en la Figura 5 pero con el tiempo en escala logarítmica. De esta manera, a partir de un tiempo de unos 10 minutos, las deformaciones pueden considerarse lineales en el tiempo. De forma complementaria, se ha incluido una linea de tendencia para cada uno de los ensayos, cuya expresión es la siguiente:

$$\varepsilon = A + B \cdot \ln(t) \quad (1)$$

Donde:

- ε: es la deformación;
- A: es una constante relacionada con la deformación instantánea del material (deformación no asociada a fenómenos de fluencia);
- B: es una constante que indica la pendiente de la deformación (es una representación de la velocidad a la que se deforma el material en función del tiempo); y
- t: es el tiempo de ensayo. En este caso, la ecuación es válida para $t > 10\ min$.

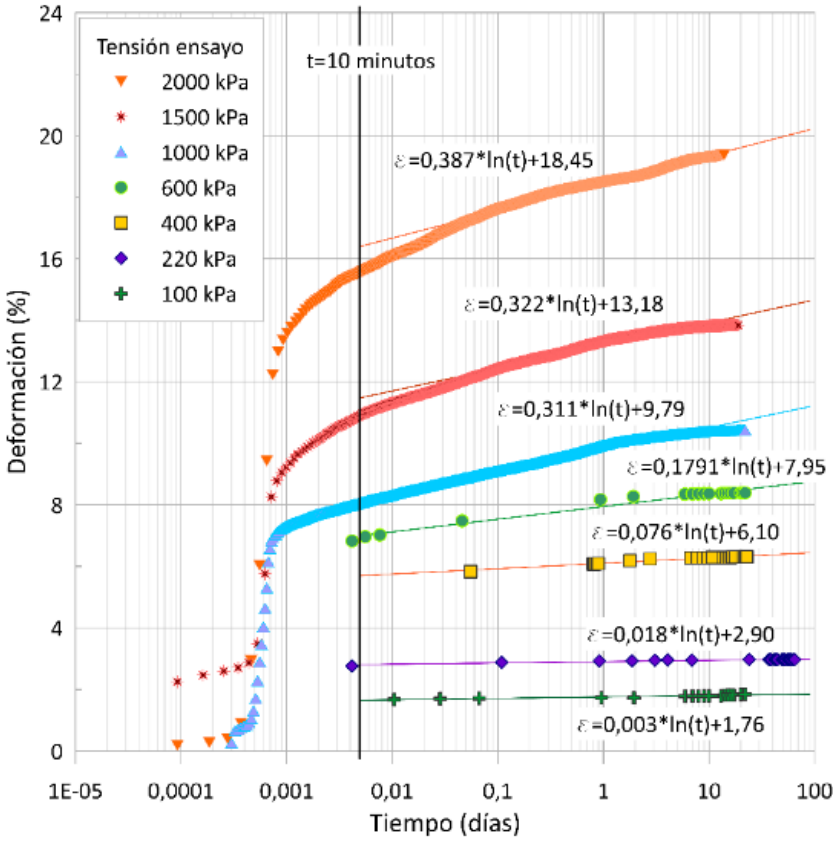


Figura 7. Resultados de deformación-tiempo para los siete ensayos realizados, representación en escala semi logarítmica. Se han incluido las líneas de tendencia para tiempos superiores a 10 minutos y las ecuaciones de éstas.

A simple vista, en la figura anterior, se puede apreciar que a partir de 10 minutos, las curvas evolucionan en forma de 'abanico'. Esto es, cuanto mayor es la carga a la que se ha realizado el ensayo, mayor es la pendiente de la curva y por tanto, mayor es la velocidad de deformación de fluencia. Por ejemplo, la velocidad de deformación de la etapa secundaria es igual a 0.003 %/día para un tensión de 100 kPa e igual a 0.300%/día para una tensión de 1000 kPa, unas 100 veces superior. Además, como parece lógico, cuanto mayor es la tensión, mayor es la constante de la ecuación (a mayor tensión mayor deformación intantánea). Por otro lado, parece intuirse que para tiempos de más de 10 días, al menos para los ensayos de 1000 y 1500 kPa, la velocidad de deformación comienza a disminuir, pero dado que los ensayos se terminaron más o menos donde se puede empezar a intuir ese cambio de pendiente, no se puede concluir nada al respecto.

Con el fin de analizar estos aspectos, se ha realizado la Figura 8 en la que se representa la variación de los parámetros A y B de la ecuación 1 en función de la carga con la que se ha realizado el ensayo. Como se puede apreciar, existe una tendencia de aumento de ambos parámetros que es lineal con la carga del ensayo. De esta manera, el parámetro A, que viene a reflejar las deformaciones instanáneas parece lineal, lo que no deja de ser una cierta representación del módulo de carga noval del material. Como se vio en ensayos edométricos (compresión confinada) realizados sobre este mismo material, éste tiene un comportamiento totalmente líneal (Roces et al. 2021). Por otro lado, el parámetro de pendiente B, también tiende aumentar con el tiempo, para reproducir la forma de abanico que muestran las curvas de la Figura 7.

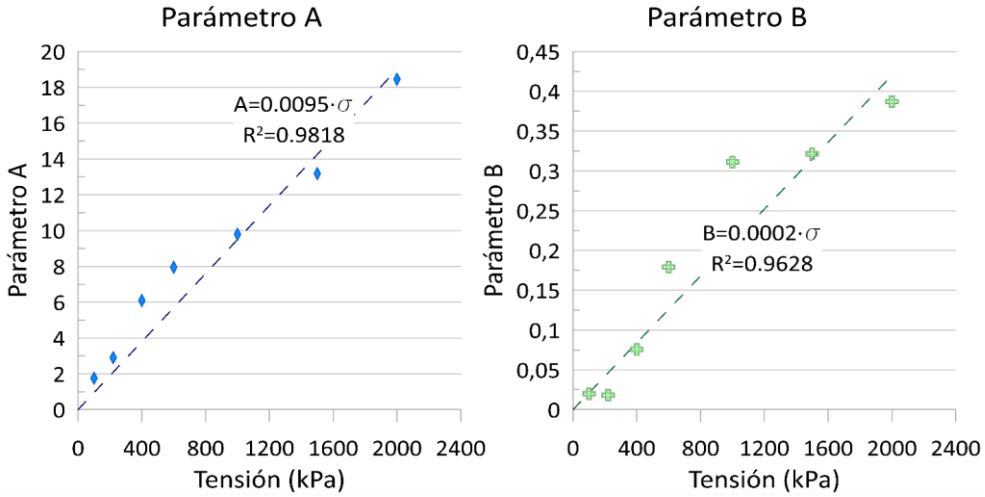


Figura 8. Variación de los parámetros *A* y *B* de la ecuación 1 en función de la tension del ensayo.

Como se ha indicado al comienzo de esta comunicación las deformaciones en la arcilla expandida vienen ocasionadas por la reorganización y la rotura de las partículas o granos. Una forma de medir la rotura de granos es la proporcionada por el BBI, relacionando la curva granulométrica inicial o anterior al ensayo con la curva granulométrica final o posterior al ensayo.

Para analizar la relación entre la rotura de granos y la tensión aplicada se ha elaborado la Figura 9 A. En esta figura se representa el BBI de cada uno de los ensayos de fluencia en función de la energía externa por unidad de volumen de arcilla expandida aportada durante cada uno de los ensayos. La energía externa se obtiene multiplicando la tensión del ensayo por la deformación y dividiendo entre la altura del molde para obtener un valor por unidad de volumen. Como se puede apreciar en la Figura 9 A, hay una relación prácticamente lineal entre la energía aplicada y la rotura de granos. Únicamente, para los ensayos de menor carga, 100 y 220 kPa, la rotura de grano es ligeramente superior a la tendencia estimada para esa energía, pero la diferencia es tan pequeña que podría deberse a la variabilidad de los resultados de los ensayos.

Por otro lado, en la Figura 9 B se ha representado la evolución del BBI con el tiempo de ensayo para los ensayos realizados con 220 kPa de tensión. Estos ensayos se llevaron a cabo para conocer si existe rotura de grano bajo carga constante en el tiempo o bien si la rotura se da durante la carga instantánea y después se va produciendo únicamente una reorganización de la nueva estructura con los granos fragmentados. Como se puede ver en la Figura 9 B, los resultados no parecen concluyentes. Parece intuirse que para tiempos inferiores a los 10 días hay cierta variabilidad en el valor de BBI y aunque parece que tiende a aumentar con el tiempo, hay resultados que no encajan con la tendencia esperable. Para esclarecer estos resultados sería recomendable llevar a cabo más ensayos de este tipo, tanto a la misma tensión de 220 kPa como a otras tensiones.

Por último, del análisis de las curvas granulométricas y el BBI, cabe destacar que incluso para tensiones de100 kPa (valor habitual de carga máxima en rellenos de arcilla expandida) se producen roturas de granos.

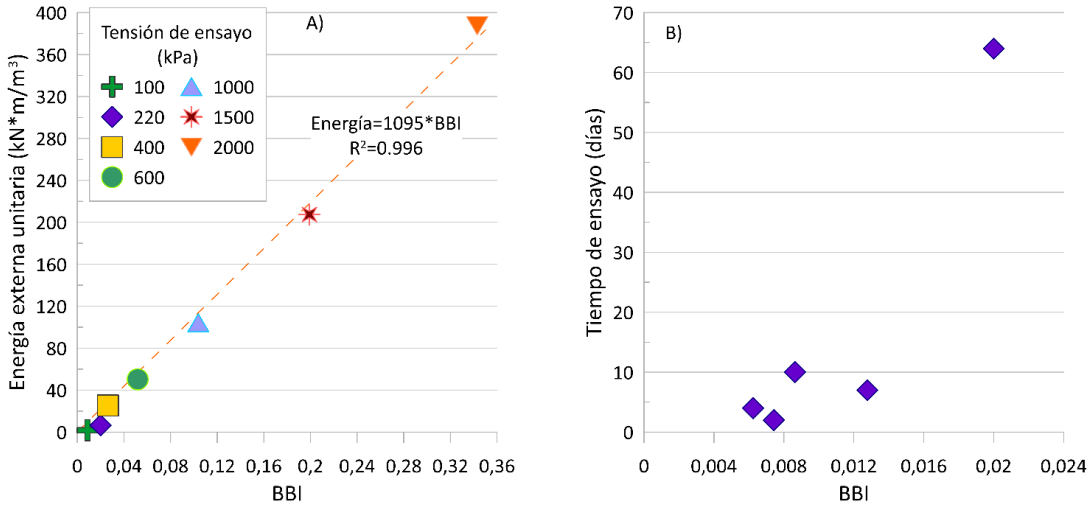


Figura 9. A) Relación del índice BBI y la energía externa aplicada para los siete ensayos realizados. B) Evolución del BBI en función del tiempo de ensayo para ensayos realizados a 220 kPa.

4. CONCLUSIONES

En este trabajo se presentan los resultados de un total de once ensayos de fluencia realizados con muestras de arcilla expandida. En los ensayos se han aplicado tensiones verticales constantes de entre 100 y 2000 kPa registrando el desplazamiento vertical durante periodos de tiempo de entre 15 y 65 días.

El análisis de los resultados de estos ensayos ha permitido establecer las siguientes conclusiones:

- Se ha constatado que, al igual que otros materiales granulares, la arcilla expandida presenta deformaciones diferidas en el tiempo, que pueden ser debidas tanto a la rotura de granos como a la reoganización del agregado.
- Con los niveles tensionales aplicados, de entre 100 y 2000 kPa, y duraciones de ensayo de entre 15 y 65 días, se han desarrollado únicamente las dos primeras etapas de la deformación por fluencia. En la etapa primaria se produce una deformación brusca que va atenuándose hasta alcanzar una etapa secundaria o de velocidad de deformación constante. Cuanto mayor es la carga a la que se ha realizado el ensayo, mayor es la velocidad de deformación de fluencia. La velocidad de deformación de la etapa secundaria es igual a 0.003 %/día para un tensión de 100 kPa e igual a 0.300%/día para una tensión de 1000 kPa, unas 100 veces superior.
- Se ha constatado mediante análisis granulométricos que, para todas las tensiones aplicadas, se ha producido la rotura de granos de arcilla expandida.
- No se encuentra una tendencia clara entre la evolución de la rotura de granos, medida como el BBI, y el tiempo de ensayo. Podría deverse a variaciones intrínsecas a la homogeneidad de las muestras o a algún otro motivo. Por ello se considera recomendable seguir analizando este aspecto.

Los autores del artículo tiene previsto seguir trabajando en las siguientes líneas:

- Obtener modelos de fluencia del agregado a partir de modelos probabilísticos de rotura de granos individuales.
- Repetir los ensayos de fluencia a 220 kPa de tensión y distintas duraciones con sus respectivos análisis granulométricos.
- Realizar ensayos de fluencia con tensiones verticales superiores a 2 MPa y tiempos de ensayo superiores a 65 días, con la finalidad de ver si se alcanza una aceleración de la velocidad de deformación, entrando en una etapa terciaria.
- También se pretenden llevar a cabo ensayos a tensiones verticales muy bajas <100 kPa, para estudiar si se sigue produciendo la rotura de algún grano en estas condiciones.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a Raúl Murciego de LECA Saint-Gobain el suministro del material. También agradecer su dedicación a todo el personal del CEDEX que ha participado en la elaboración de los ensayos presentados.

REFERENCIAS

Einav, I. (2007). Breakage mechanics—part I: Theory, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids,* 55(6): 1274–1297.

Feda, J. (1992). *Creep of soils and related phenomena.* Amsterdam, The Netherlands: Elsevier Science.

Høva, E.M. y Gylland, A.S. (2009). *Documentation of material properties for leca aggregates.* Sintef Report, Trondheim, Noruega.

Indraratna, B., Lackenby, J., Christie, D. (2005). Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading, *Geotechnique*, 55(4): 325–328.

Jiang, Q., Zou, D., Liu, J., Ning, F., Chen, K., Jin, W. (2024). Elastic–plastic–creep behavior of high rockfill dams: A case study on lianghekou CRFD, *Canadian Geotechnical Journal*, 62: 1–19.

Karimpour, H. y Lade, P.V. (2013). Creep behavior in virginia beach sand, *Canadian Geotechnical Journal,* 50(11): 1159–1178.

Liu, L., Li, Z., Cai, G., Geng, X., Dai, B. (2022). Performance and prediction of long-term settlement in road embankments constructed with recycled construction and demolition waste*, Acta Geotechnica*, 17(9): 4069–4093.

Lv, Y., Li, F., Liu, Y., Fan, P. & Wang, M. (2017). Comparative study of coral sand and silica sand in creep under general stress states, *Canadian Geotechnical Journal*, 54(11): 1601–1611.

Montero-Cubillo, N. S., Estaire, J., Marull, E. (2024). Ballast degradation under different cycles and rotational speeds in micro-Deval equipment. *Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024*. Lisbon, 26-30 August 2024. 3159-3164.

Oldecop, L.A. y Alonso Pérez de Agreda, E. (2007). Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill, *Géotechnique*, 57(3): 289–301.

Qiu, P., Tang, L., Wang, P., Zheng, J., Wang, W., Li, Y., Li, G., Jin, L., Yu, Y., Duan, X. (2024). A creep model for soil-rock mixture considering the effect of rock contents and freeze-thaw cycles, *Engineering Geology*, 333: 107496.

Roces, E., Muñiz-Menéndez, M., González-Galindo, J., Estaire, J. (2021). Lightweight expanded clay aggregate properties based on laboratory testing, *Construction and Building Materials*, 313: 125486.

Soriano Peña, A. y Sánchez Caro, F. (1999). Deformaciones en presas de materiales sueltos, *VI Jornadas Españolas de presas*, Libro de Actas (Málaga, España).

Tapias, M., Alonso, E.E., Gili, J. (2016). Compressibility, grain breakage and time-dependent behavior of gap-graded aggregates of sugar cubes, *Soils and Foundations*, 56(5): 805–817.

Vyalov, S. S. (1986). *Rheological fundamentals of soil mechanics*. Amsterdam, The Netherlands: Elsevier Sciences.

Wang, J., Fan, P., Wang, M., Dong, L., Ma, L., Gao, L. (2020). Experimental study of one-dimensional compression creep in crushed dry coral sand, *Canadian Geotechnical Journal*, 57(12): 1854–1869.

Wei, Z., Xiaolin, C., Chuangbing, Z. & Xinghong, L. (2010). Creep analysis of high concrete-faced rockfill dam, *International Journal for Numerical Methods in Biomedical Engineering,* 26(11): 1477–1492.

Xu, M., Jin, D., Zhou, W. (2022). An experimental study on the time-dependent behavior of crushable granular materials using 3D-printed particles, *Acta Geotechnica,* 17(1): 93–104.

Ye, J., Haiyilati, Y., Cao, M., Zuo, D., Chai, X. (2022). Creep characteristics of calcareous coral sand in the south china sea, *Acta Geotechnica*, 17(11): 5133–5155.

Zhang, B., Chen, T., Peng, C., Qian, X., Jie, Y. (2017). Experimental study on loading-creep coupling effect in rockfill material, *International Journal of Geomechanics*, 17(9): 04017059.

ESCALANDO PROPIEDADES EN MECÁNICA DE SUELOS EXPERIMENTAL. DESDE LA MICROESCALA HASTA LAS PROPIEDADES DE LA INGENIERÍA APLICADA

Enrique ROMERO[(1,2)*] y Juliana KNOBELSDORF[(2)]

[(1)] Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
*enrique.romero-morales@upc.edu

[(2)] Geomecànica i Hidrogeologia
Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE)

RESUMEN

El presente estudio muestra que el comportamiento hidromecánico de los suelos compactados debe entenderse considerando tres niveles de escala de observación: microestructural (milimétrico), de laboratorio (centimétrico) y de campo (métrico). Mientras la microescala explica el impacto del tamaño de los poros y su conectividad (útil para comparar la compactación del lado seco y la del lado húmedo), y las pruebas de laboratorio estiman los parámetros constitutivos iniciales y su evolución a lo largo de los distintos estados hidro-mecánicos del suelo, las pruebas de campo sobre capas compactadas en terraplenes de prueba revelan heterogeneidades importantes en la densidad seca, en un patrón zigzagueante, que los ensayos convencionales a menor escala subestiman. En este contexto, la escala microestructural es fundamental para comprender los procesos y perfeccionar los modelos conceptuales, en los que la distribución del tamaño de los poros desempeña un papel crucial. Por otro lado, se necesitan ensayos a mayor escala para explorar los efectos de la heterogeneidad y de la interfaz entre los diferentes suelos compactados, que influyen en la anisotropía y resultan útiles para mejorar los modelos constitutivos, así como para estimar parámetros a escala macroscópica que mejoren la modelación en aplicaciones de ingeniería. Por consiguiente, integrar estas tres escalas experimentales resulta fundamental para mejorar los modelos constitutivos, estimar parámetros escalados y desarrollar modelos numéricos confiables en la ingeniería geotécnica.

ABSTRACT

This study shows that the hydromechanical behaviour of compacted soils must be understood by considering three observation scales: microstructural (millimetric), laboratory (centimetric) and field (metric). Whilst the microscale explains the impact of pore size and connectivity (useful for comparing dry-side and wet-side compaction), and laboratory tests estimate the initial constitutive parameters and their evolution across the soil's various hydro-mechanical states, field tests on compacted lifts in trial embankments reveal significant heterogeneities in dry density, in a zigzag pattern, that conventional lower-scale tests underestimate. In this context, the microstructural scale is fundamental to understanding the processes and to refining conceptual models, with pore size distribution playing a crucial role. Furthermore, larger-scale tests are required to investigate the effects of heterogeneity and the interfaces between different compacted soils, which influence anisotropy and are useful for refining constitutive models and for estimating upscaled parameters that improve modelling in engineering applications. Consequently, integrating these three experimental scales is essential for improving constitutive models, estimating upscaled parameters and developing reliable numerical models in geotechnical engineering.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Propiedades hidráulicas a diferentes escalas (Hydraulic properties at different scales), Ensayos microestructurales (Microstructural tests), Ensayos de compactación de campo (Field compaction tests).*

1. INTRODUCCIÓN

Ciertas pautas del comportamiento hidráulico y mecánico de suelos no saturados solo pueden detectarse a escalas específicas de observación del medio poroso. Por lo tanto, el comportamiento hidromecánico de los suelos compactados debe entenderse considerando tres niveles de escala: microestructural (milimétrico), de laboratorio (centimétrico) y de campo (métrico) (Mora Ortiz, 2016; Pinyol y Alonso, 2019; Romero *et al*., 2023; Romero, 2024).

En el contexto de los efectos microestructurales, dicha escala observacional es necesaria para mejorar los modelos conceptuales en los que la distribución de poros y su conectividad, así como la morfología y la interacción entre los agregados/granos, desempeñan un papel esencial (Romero *et al*., 2011). Un ejemplo es la distinta microestructura que presenta un suelo compactado a la misma densidad seca en el lado seco frente al húmedo (Mora Ortiz, 2016; Romero, 2013). No obstante, por lo general, estos ensayos microestructurales no son concluyentes para definir parámetros hidromecánicos ni para su aplicación a mayor escala.

Por otro lado, los ensayos a escala centimétrica resultan convenientes para la estimación inicial de parámetros (permeabilidad, propiedades de retención de agua, cambios de volumen bajo carga y humedecimiento/secado, resistencia al corte, etc.) y de su variación con la porosidad, el grado de saturación u otra variable de estado de interés (Alonso *et al*., 2005a; Romero *et al*., 2003). Finalmente, se requieren ensayos a mayor escala para explorar la heterogeneidad y los efectos de interfaz o de anisotropía, útiles para proporcionar propiedades del suelo para la modelación en aplicaciones de ingeniería. Por ejemplo, generalmente se observa una disminución de la rigidez del suelo compactado en campo, evaluada mediante ensayos de placa de carga, respecto de la rigidez determinada en probetas de laboratorio. Esta disminución se asocia a la heterogeneidad inducida en la compactación de campo, en la que las zonas inferiores de la capa de compactación presentan densidades secas más bajas que las superiores (Romero *et al*., 2023; Romero, 2024). Igualmente, estas zonas con déficit de compactación en campo influyen notablemente en el aumento de la permeabilidad horizontal (Pinyol y Alonso, 2019).

El presente estudio destaca la importancia de integrar la información de las tres escalas experimentales descritas, lo cual resulta fundamental para mejorar los modelos constitutivos, estimar parámetros macroscópicos escalados y desarrollar modelos numéricos confiables en la ingeniería geotécnica. Igualmente, los ejemplos presentados contribuirán a promover técnicas y protocolos experimentales a diferentes escalas y a motivar nuevos temas de investigación experimental, con el fin de ayudar a comprender y abordar algunas cuestiones fundamentales observadas en la escala de aplicación de la ingeniería geotécnica.

2. COMPACTACIÓN DEL 'LADO SECO' FRENTE A LA DEL 'LADO HÚMEDO'

Las condiciones de compactación (humedad y densidad seca) influyen significativamente en el comportamiento hidromecánico de los suelos utilizados en obras de tierra. Además del impacto de la succión matricial y de la tensión máxima de compactación del material, la microestructura (conectividad de los poros más grandes y su sensibilidad a la carga, al humedecimiento y al secado) también influye en el comportamiento (Alonso *et al.*, 2013; Casini *et al.*, 2012; Cordão Neto *et al.*, 2017; Romero *et al.*, 2011; Romero, 2013). Una forma intuitiva y sencilla de diferenciar este estado inicial es hablar de compactación en el lado seco, con grados de saturación S_r inferiores al valor de referencia óptimo (por lo general, la humedad óptima y la densidad seca máxima se corresponden con un S_r ligeramente superior al 85%), o de compactación en el lado húmedo, con un S_r superior a dicho valor de referencia óptimo. La compactación del lado seco presenta poros de mayor tamaño debido a la agregación de partículas finas en comparación con el lado húmedo, lo que influye en las propiedades que dependen de la conectividad, del tamaño y del volumen de estos poros más grandes, como la permeabilidad y la retención de agua, la compresibilidad bajo carga y el colapso por humedecimiento. Además del estado inicial, las trayectorias de tensión posteriores a la compactación influyen en la distribución del tamaño de los poros (Yin y Vanapalli, 2022). Gonzalez-Blanco *et al.* (2023) propusieron una ecuación que utiliza una única tensión constitutiva para determinar un índice de poros microestructural e_m de un limo arcilloso (poros dentro de los agregados), obtenido mediante porosimetría por intrusión de mercurio MIP, tras diferentes trayectorias tensionales.

Una alternativa a esta propuesta es representar el índice de poros macroestructural e_M (poros entre los agregados en relación con el volumen de sólidos; $e_M = e\text{-}e_m$, donde e es el índice de poros) en función del S_r en el momento de la compactación, lo que permite una separación más práctica entre los dominios descritos anteriormente y sus consecuencias micro y macroestructurales. En Yuan *et al.* (2020) se analizan diferentes alternativas de separación entre los dominios microestructurales (poros dentro de los agregados) y los macroestructurales (poros entre los agregados).

El suelo estudiado es un limo arcilloso (58% < 75 μm, límite líquido del 31%, índice de plasticidad del 12% y densidad de sólidos ρ_s = 2.70 Mg/m³). Como se muestra en las imágenes de microscopio electrónico de la Figura 1, la microestructura del lado seco presenta macroporos grandes entre los agregados, conectados entre sí (> 5 μm), a diferencia del lado húmedo. Los valores de e_M se ajustan a la Ecuación 1 con dos parámetros: α = 0.024 y β = 0.723 (Della Vecchia *et al.*, 2013; Romero *et al.*, 2011), como se muestra en la Figura 1.

$$\frac{e_m}{e} = \alpha + \beta S_r \le 1 \; ; \; \frac{e_M}{e} = 1 - (\alpha + \beta S_r) = 0.976 - 0.723 S_r \quad (1)$$

Para ilustrar la utilidad de la ecuación anterior, en la Figura 2a se presentan los resultados de ensayos de permeabilidad en condiciones de saturación, a escala centimétrica y con un gradiente controlado. Aunque el limo arcilloso compactado se sature, conserva esencialmente las propiedades microestructurales adquiridas durante la compactación. Por lo tanto, el e_M conectado de la compactación del lado seco presenta una permeabilidad saturada k un orden de magnitud superior a la del lado húmedo con el mismo e = 0.571. No obstante, al compactar con la energía Proctor estándar, el índice de poros se reduce a e = 0.40 y la diferencia en k desaparece. La Figura 2b muestra k en función de e_M, cuyos valores se ajustan a una expresión basada en la ecuación de Kozeny-Carman (Romero, 2013). Es fundamental destacar que estos resultados y su interpretación se basan en ensayos de permeabilidad a escala centimétrica y en resultados de MIP a escala milimétrica (Romero y Simms, 2008).

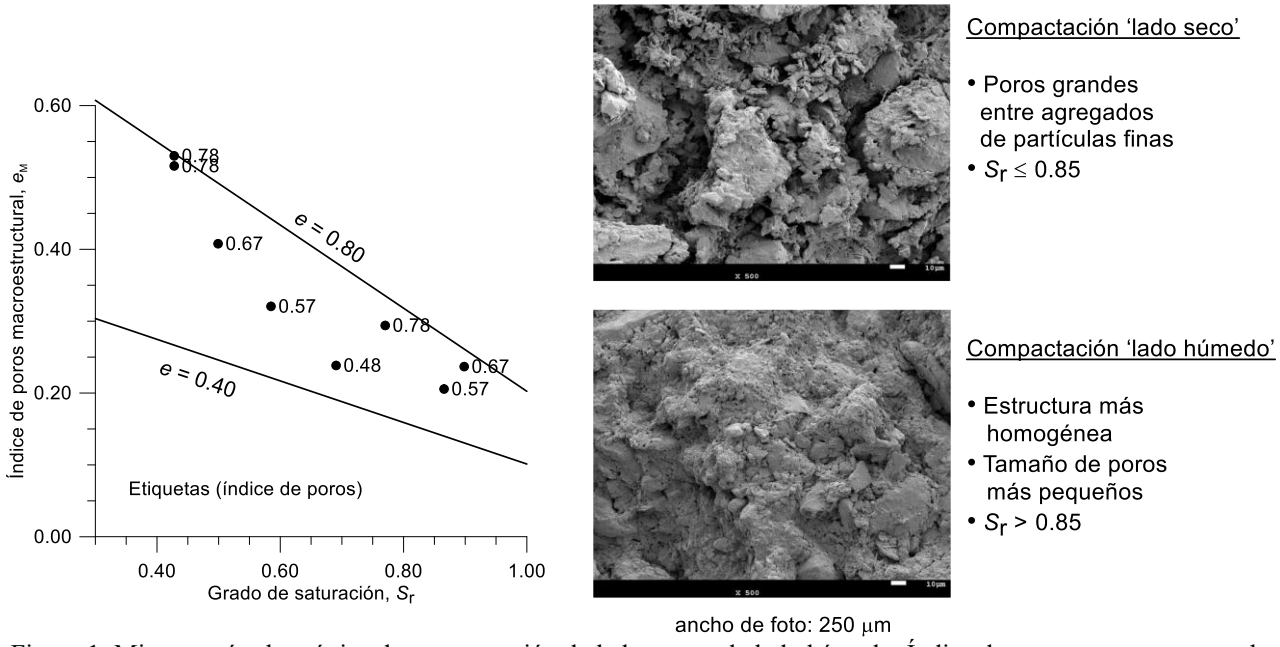


Figura 1. Microscopía electrónica de compactación de lado seco y de lado húmedo. Índice de poros macroestructural (entre agregados/granos) en función del grado de saturación (datos procesados de Mora Ortiz, 2016).

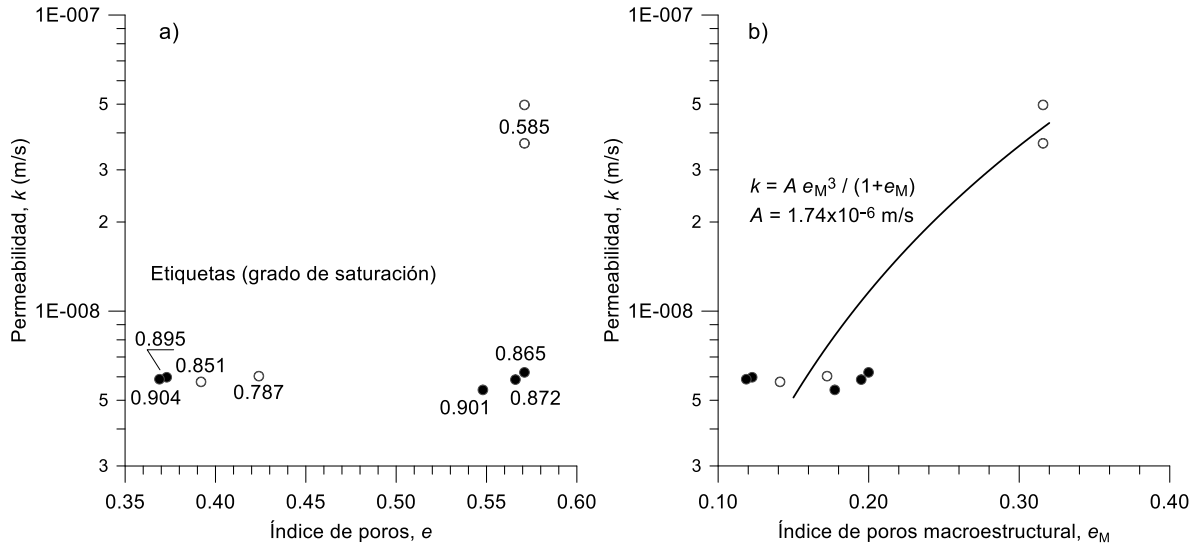


Figura 2. a) Permeabilidad en función del índice de poros (las etiquetas corresponden a los grados de saturación en el momento de la compactación; datos procesados de Mora Ortiz 2016). b) Permeabilidad en función del índice de poros macroestructural (ecuación de Kozeny–Carman en función de e_M).

3. SECADO TRAS LA COMPACTACIÓN

Otro fenómeno con implicaciones prácticas, que se interpreta mediante ensayos microestructurales y a escala centimétrica, es el proceso de secado tras la compactación. Este secado tiene implicaciones en el colapso del material durante una saturación posterior. El material natural corresponde a un limo arcilloso de baja densidad seca y cementación reducida (86% < 75 μm, con un límite líquido del 33%, un índice de plasticidad del 16% y ρ_s = 2.70 Mg/m³), propenso al colapso. Una de las medidas previstas para evitar daños en los terraplenes de un canal construido sobre estos suelos naturales colapsables, que pueden alcanzar 10 m de espesor, consistió en sustituir el suelo natural de baja densidad por el mismo material, compactándolo hasta alcanzar una densidad seca mayor (Alonso *et al.*, 2005b). La zona geográfica del canal es relativamente árida, por lo que resulta esencial considerar una cierta desecación del material compactado. Sin embargo, las pérdidas de agua del canal pueden cambiar drásticamente este escenario tras la construcción, como se explica en Alonso *et al.* (2005b).

La Figura 3a muestra el estado inicial 'A' del material natural (correspondiente a e = 1.06 y S_r = 0.33), que se compactó con la energía Proctor normal (estado 'B' con e = 0.44 y S_r = 0.91). El estado 'C' (e = 0.41 y S_r = 0.37) se alcanza tras secar el suelo hasta una succión total de s = 26 MPa (humedad relativa $RH \approx 82\%$). En la figura se muestra una imagen de microscopio electrónico del estado 'C', en la que se observan macroporos entre los agregados, a pesar de la elevada densidad seca alcanzada tras la compactación y la posterior retracción.

La Figura 3b muestra el colapso por humedecimiento en condiciones edométricas bajo diferentes tensiones verticales en los distintos estados considerados (natural, compactado y secado tras la compactación). El colapso máximo del material natural alcanzó el 10.6% a 200 kPa. El limo arcilloso de baja densidad, ligeramente cementado con yeso y carbonatos, es relativamente rígido en condiciones naturales hasta una tensión vertical de 200 kPa y conserva sus macroporos. No obstante, la cementación se pierde al humedecer el material, lo que provoca un colapso significativo. A una tensión vertical de 400 kPa, ya se ha perdido parte de la cementación debido a la carga y el material no presenta un colapso tan pronunciado. Sin embargo, este comportamiento cambia drásticamente al compactar el material (el ensayo Proctor normal equivale a una tensión vertical de unos 800 kPa y la succión matricial alcanza un valor de s = 0.38 MPa), ya que la cementación se destruye y los macroporos se reducen. El Modelo Básico de Barcelona (BBM) (Alonso *et al.*, 1990) predice que el colapso máximo se produce a una tensión vertical de 800 kPa cuando la curva de carga-colapso (LC) se activa durante el humedecimiento (colapso máximo del 0.083%). Si el suelo compactado se seca (estado 'C') por encima de la succión matricial máxima a la que ha estado sometido, se producirá una retracción irreversible al activarse la superficie de fluencia de incremento de succión. Sin embargo, el material es más propenso al colapso, aun después de experimentar un endurecimiento, como se muestra en la Figura 3b (colapso máximo de 1.13%).

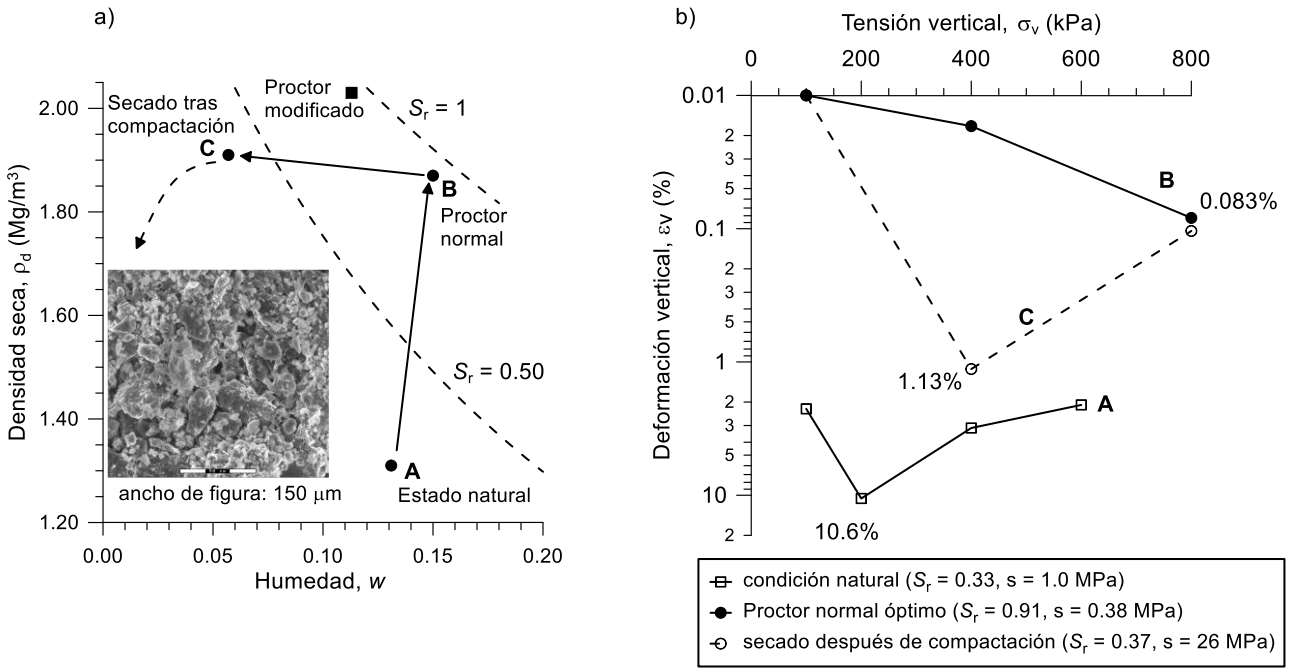


Figura 3. a) Estados 'A' (natural), 'B' (compactado) y 'C' (secado tras la compactación) de un limo arcilloso representados en el plano de Proctor. Microscopía electrónica en el estado 'C'. b) Colapso producido por la saturación en condiciones edométricas de un limo arcilloso. Leyenda: estados iniciales previos a la carga.

La explicación del aumento del colapso por retracción se relaciona con los cambios microestructurales que se producen durante el secado (aumento de la macroporosidad, según la microscopía electrónica de la Figura 3a). El índice de poros microestructural (dentro de los agregados) disminuye, lo que incrementa la macroporosidad en el esqueleto de limo más rígido. Esta retracción microestructural puede estimarse mediante la Ecuación 1, calculando la variación de e_m/e respecto de S_r y considerando e = 0.44 (el valor inicial del estado compactado). Alonso *et al.* (1999) también consideraron el aumento del índice de poros macroestructural durante el secado en algunos materiales. Estos resultados evidencian la necesidad de incorporar observaciones microestructurales para comprender el comportamiento macroscópico del material.

4. COMPACTACIÓN DINÁMICA DE CAMPO VERSUS LA DE LABORATORIO. VARIABILIDAD VERTICAL DE LA DENSIDAD SECA

Es un hecho ampliamente aceptado que surgen dificultades a la hora de caracterizar el comportamiento hidromecánico de los materiales compactados mediante ensayos de laboratorio, así como de comparar la respuesta modelada con los resultados de ensayos de campo y con los datos de monitorización. Además de la incertidumbre en S_r (o en la succión matricial), otras incertidumbres dependen de la escala de observación (heterogeneidad, fenómenos de interfaz). En general, se observa que los valores de permeabilidad medidos en el laboratorio son inferiores (a veces en dos órdenes de magnitud) a los de campo y que la rigidez bajo carga es mayor en el laboratorio que en los datos de campo. Pinyol y Alonso (2019) observaron un ejemplo de este último aspecto al simular la presa de materiales sueltos y de núcleo impermeable de Albagés (Lleida). Los ensayos de laboratorio a escala centimétrica permitieron calibrar rigurosamente la rigidez del material del núcleo a diferentes estados hidráulicos. Sin embargo, los autores observaron sistemáticamente asientos verticales de datos de monitorización superiores a las predicciones basadas en datos de laboratorio a lo largo de una sección vertical central que atravesaba todo el núcleo. También se presentó un modelo numérico actualizado que incorporaba los datos de compactación y los ensayos de campo realizados durante la construcción (la información procedía de ensayos de carga y descarga con placa en los terraplenes), lo que permitió modelar mejor la respuesta en desplazamiento vertical. Los ensayos de placa de carga permitieron promediar las propiedades a lo largo de un volumen más amplio, en el que se captan mejor las consecuencias de la heterogeneidad local de la compactación *in situ*.

Para comprender mejor esta variabilidad inducida por la compactación dinámica y sus consecuencias sobre la densidad seca y la anisotropía de la $_{\text{permeabilidad}}$, la Figura 4a presenta los resultados de compactación dinámica en laboratorio en términos de e, a partir de un ensayo en un cilindro de PVC de 100 mm de diámetro interior y 300 mm de altura, tratado para minimizar la fricción con la pared interior. Los ensayos corresponden a una

mezcla de arena/bentonita (80% en masa de arena y 20% de bentonita tipo Wyoming), con una humedad del 11.0%. Se utilizó una sola capa que imitaba la colocación en el terreno y la energía total de compactación por unidad de volumen fue de 1800 kJ/m³. Como se observa en la figura, el índice de poros a lo largo de la altura presenta un mínimo de e = 0.395 en la superficie superior de compactación y un máximo de e = 0.755 cerca de la superficie inferior (en la Figura 4a se presenta el valor medio del índice de poros representado por la recta vertical discontinua).

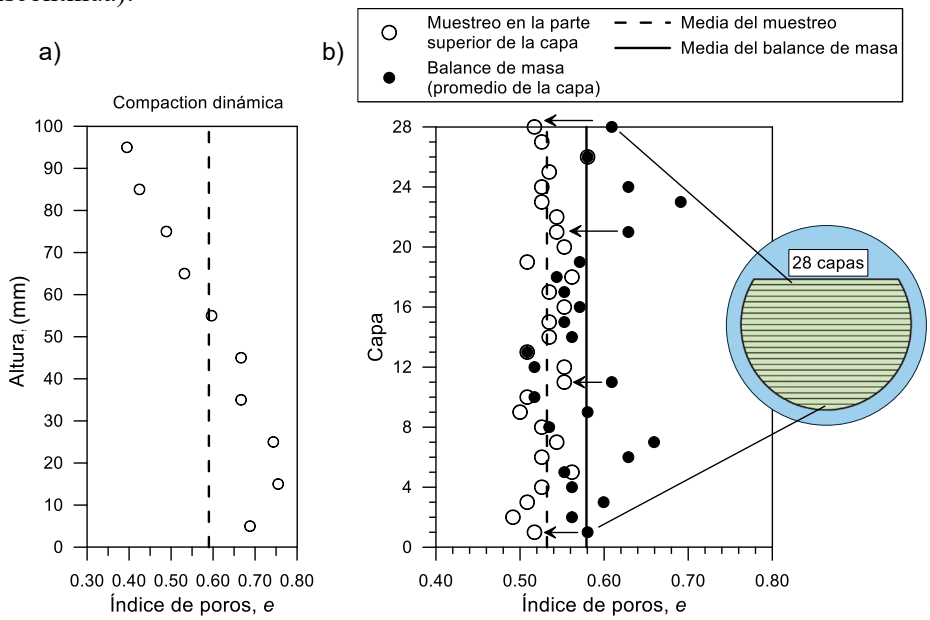


Figura 4. a) Evolución del índice de poros a lo largo de la altura final de compactación (100 mm) y valor medio del índice de poros representado por la recta vertical discontinua (datos de Sakaki *et al*. 2023). b) Evolución del índice de poros en las diferentes capas del ensayo in situ GAST. Método del balance de masas (promedio de la capa) y muestreo (20 mm superiores de la capa) (datos de Sakaki *et al*., 2023).

También se observó un patrón similar en la compactación dinámica del mismo material en el ensayo a gran escala GAST (GAs permeable Seal Test), realizado en el Laboratorio Grimsel (GTS) de Nagra (Suiza) (Romero *et al*., 2023; Romero, 2024). El sellado cilíndrico de arena/bentonita, con un diámetro de 3.0 m y una longitud de 8.0 m, consta de 28 capas de 100 mm de espesor cada una. La compactación se controló mediante dos procedimientos: a) balance de masa en cada capa con un volumen total conocido; y b) muestreo de los 20 mm superiores de cada capa. La Figura 4b muestra la variación del índice de poros en función de la altura de sellado para las diferentes capas, utilizando ambos métodos. Como se observa, las muestras extraídas de los 20 mm superiores suelen presentar índices de poros más bajos (véase la dirección indicada por las flechas en la figura), con un índice de poros medio e = 0.532 a lo largo de los 2.8 m de altura de las muestras superiores. El índice de poros medio obtenido mediante el método del balance de masas a lo largo de los 2.8 m de altura es e = 0.579. Por lo tanto, existe una variación vertical en zigzag de la densidad seca, con índices de poros menores en la parte superior de cada capa, lo cual concuerda con la compactación de una sola capa a escala de laboratorio.

Con referencia al caso de la presa de Albagés (Pinyol y Alonso, 2019), un aspecto destacado del proyecto fue la construcción de un terraplén de prueba en la fase de diseño. Este enfoque permitió subsanar las deficiencias inherentes a los ensayos de laboratorio a pequeña escala, al reflejar mejor las propiedades geotécnicas a escala real (mediante ensayos in situ de permeabilidad vertical y horizontal y de rigidez mediante ensayos con placas de carga). Además, el terraplén de prueba permitió estudiar en profundidad la técnica de compactación a mayor escala y con diferentes espesores de la capa compactada. El terraplén de 6 capas se construyó con un espesor de capa entre 0.25 y 0.35 m (las dos primeras capas, 1 y 2, de 0.25 m; las capas 3 y 4, de 0.30 m; y las capas finales, 5 y 6, de 0.35 m). Además de la variación en el espesor, cada capa se compactó con diferentes protocolos de humedecimiento y combinaciones de equipos, incluyendo rodillos de patas de cabra y compactadores vibratorios (el número máximo de pasadas por capa fue de 10). La Figura 5a resume los datos de laboratorio en el plano de Proctor y la información de campo. En la figura se muestran las densidades secas y las humedades a dos profundidades distintas en cada capa compactada (a 0.05 m y 0.20 m de la superficie). Las flechas indican la evolución de la densidad seca y de la humedad en las diferentes capas, desde la de mayor a la de menor profundidad. En general, la zona de compactación cercana a la superficie presenta densidades secas más altas que las de las capas más profundas (excepto en la capa 6, ya que en la capa 2 no se detectó

ninguna variación significativa), lo que tiende al patrón en zigzag de la densidad seca descrito anteriormente. Como se observa, el S_r varió entre 0.6 y 0.8, por lo que el material presenta una mayor rigidez y dificulta alcanzar densidades secas elevadas, particularmente en la capa 3.

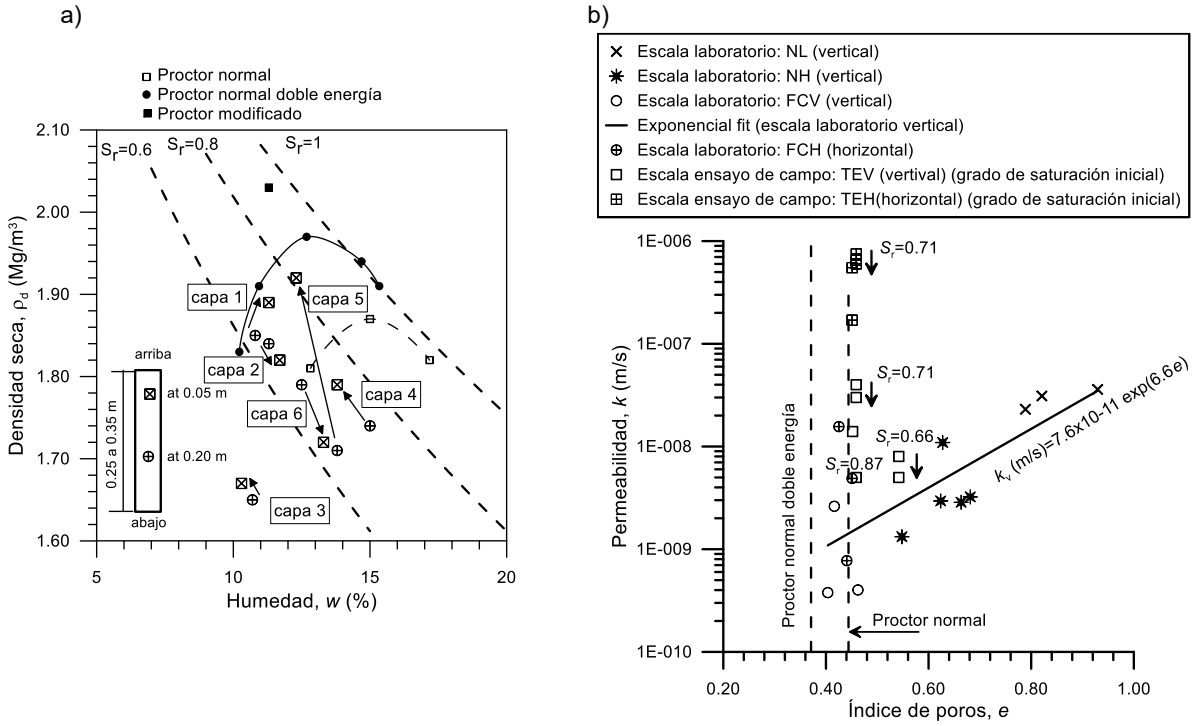


Figura 5. a) Datos de compactación de laboratorio y de campo (terraplén de prueba) con seis capas de entre 0.25 y 0.35 m de espesor. Las flechas indican la evolución de la densidad seca y de la humedad en las diferentes capas a lo largo de la profundidad. b) Permeabilidad de laboratorio y de campo (terraplén de prueba) con diferentes orientaciones.

5. COMPACTACIÓN DINÁMICA DE CAMPO VERSUS LA DE LABORATORIO. EFECTOS EN LA PERMEABILIDAD

El patrón de variación en zigzag de la densidad seca en campo tiene implicaciones fundamentales para la permeabilidad horizontal, donde la media aritmética ponderada indica una mayor permeabilidad en las zonas con índices de poros más elevados (en la parte inferior de la capa). Las zonas de compactación de mayor densidad seca se asocian con una permeabilidad vertical menor (media armónica ponderada). Esto genera una anisotropía en la respuesta hidráulica de campo, con una estructura estratificada y vías preferenciales horizontales para el flujo de agua, que no pueden detectarse mediante ensayos de laboratorio.

En la Figura 5b del proyecto de la presa de Albagés se presentan los resultados de permeabilidad a escala de laboratorio (muestras naturales compactadas NL y NH, así como compactadas in situ provenientes del ensayo de campo FCV y FCH) y a escala de campo (terraplén de prueba TEV y TEH). Los resultados de laboratorio a escala centimétrica se obtuvieron mediante ensayos de gradiente controlado en condiciones isótropas (muestras de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura). Las muestras naturales de arcilla limosa de baja densidad seca se sometieron a diferentes tensiones isótropas y, finalmente, se saturaron antes de determinar la permeabilidad mediante flujo vertical (NL y NH, a tensiones de confinamiento bajas L y altas H, respectivamente). Las muestras compactadas in situ del terraplén se ensayaron en dos orientaciones distintas, indicadas como FCH y FCV para las muestras con flujo horizontal H y vertical V, respectivamente. La figura también incluye los resultados de los ensayos de campo realizados en el terraplén de prueba utilizando permeámetros para determinar la permeabilidad vertical (TEV) y ensayos de tipo Lefranc para determinar la permeabilidad horizontal (TEH), una vez finalizada la construcción del terraplén. En la figura también se indica el grado de saturación previo a la determinación de la permeabilidad.

Los ensayos de campo evidencian la anisotropía inducida por la compactación in situ. La permeabilidad horizontal media de campo ($k_h = 5.4\times10^{-7}$ m/s) fue mayor que la permeabilidad vertical media ($k_v = 1.7\times10^{-8}$ m/s), con una relación de anisotropía de aproximadamente $k_h/k_v = 32$, debido a las vías preferenciales a través de zonas de baja densidad en las capas compactadas (el patrón en zigzag descrito anteriormente). Es importante señalar que la permeabilidad deducida de la prueba de campo es difícil de interpretar, ya que el suelo

compactado no está inicialmente saturado. Esto implica que los gradientes de infiltración reales difieren debido a la incorporación del potencial de succión matricial (en condiciones parcialmente saturadas). Los ensayos a escala centimétrica realizados en laboratorio con el material compactado in situ y totalmente saturado indicaron una menor permeabilidad vertical ($k_v = 1.1\times10^{-9}$ m/s; es decir, aproximadamente un orden de magnitud inferior a los datos de campo) y una menor permeabilidad horizontal (k_h medio $= 7.1\times10^{-9}$ m/s), con un índice de anisotropía menor ($k_h/k_v = 7$). En la figura se muestra una expresión de la permeabilidad vertical en función del índice de poros para los datos a escala de laboratorio. Estos resultados muestran la necesidad de considerar ensayos a diferentes escalas para estimar con mayor precisión las condiciones reales de compactación y sus efectos sobre las propiedades hidromecánicas.

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se presentaron diversos ejemplos de suelos compactados utilizados en terraplenes, con el fin de crear conciencia sobre la necesidad de comprender los fenómenos a diferentes escalas: milimétrica (microestructural), centimétrica (ensayos de laboratorio) y métrica (ensayos de campo).

Los resultados experimentales han puesto de relieve el papel fundamental de la microestructura (tamaño de los poros entre agregados y su conectividad) y de la variabilidad de las propiedades del suelo a diversas escalas. La contribución resulta útil porque presenta datos sobre diferentes materiales compactados, así como técnicas y protocolos experimentales a distintas escalas, lo que ayuda a motivar nuevos temas de investigación experimental y a comprender algunos aspectos fundamentales observados a escala de aplicación de la ingeniería geotécnica.

El estudio destaca la importancia de integrar la información de las tres escalas experimentales descritas, lo cual resulta fundamental para mejorar los modelos constitutivos, estimar parámetros macroscópicos escalados y desarrollar modelos numéricos confiables en la ingeniería geotécnica, con condiciones iniciales y de contorno mejor definidas.

En cuanto a las diferentes escalas experimentales, cabe señalar lo siguiente.

Ensayos microestructurales (escala mm) y de laboratorio (escala cm). Ayudan a comprender los procesos en los que el tamaño de los poros y la distribución del tamaño de los agregados o granos desempeñan un papel esencial (conectividad de los macroporos entre los agregados). Las técnicas microestructurales también resultan útiles para validar y mejorar los modelos conceptuales de suelos compactados. Los ensayos de elementos a escala cm son convenientes para la estimación inicial de parámetros (permeabilidad, propiedades de retención de agua, cambios de volumen al humedecerse, etc.) y para definir su variación con la porosidad, el grado de saturación u otra variable de estado de interés.

Ensayos/medidas de campo (terraplenes de prueba y ensayos in situ) (escala m). Son útiles para captar propiedades heterogéneas a mayor escala y evaluar el impacto de las capas compactadas y de la anisotropía en la respuesta del suelo (principalmente en las propiedades de permeabilidad y de rigidez de los suelos compactados). Sin embargo, el estado inicial y las condiciones de contorno no están tan bien controlados.

Modelo numérico. Útil para tener en cuenta la heterogeneidad y la anisotropía debidas a la compactación, así como para considerar condiciones iniciales y de contorno más realistas (parámetros obtenidos mediante retroanálisis a partir de ensayos y de medidas de campo).

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al proyecto PID2022-141429OB-I00 financiado por el Ministerio de Ciencia de España/Agencia de Investigación MCIN/AEI/10.13039/501100011033/FEDER UE (2023-2027).

REFERENCIAS

Alonso, E.E., Gens, A., & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40 (3), 405-430.

Alonso, E.E., Vaunat, J., & Gens, A. (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, 54, 173–183.

Alonso, E.E., Romero, E., Hoffmann, C., García-Escudero, E. (2005a). Expansive bentonite-sand mixtures in cyclic controlled-suction drying and wetting. *Engineering Geology*, 81(3), 213–226.

Alonso, E.E., Romero, E., Arnedo, D., Olivella, S. (2005b). Geotechnical properties of low density unsaturated carbonated clayey silts and impact on the foundation of canal embankments. *Proc. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, September 2005, Millpress Science Publishers, 1823-1826.

Alonso, E.E., Pinyol, N.M., Gens, A. (2013). Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling. *Géotechnique*, 63(6), 463–478.

Casini, F., Vaunat, J., Romero, E., Desideri, A. (2012). Consequences on water retention properties of double-porosity features in a compacted silt. *Acta Geotechnica*, 7, 139–150.

Cordão Neto, M.P., Lopes, B.C.F.L., Mascarenha, M.M.A., Romero, E. (2017). A microstructural cam clay model for hydro-mechanical behavior of unsaturated soils. *Soils and Rocks*, 40 (1), 3-16.

Della Vecchia, G., Jommi, C., Romero, E. (2013). A fully coupled elatic-plastic hydromechanical model for compacted soils accounting for clay activity. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*., 37, 503-535.

Gonzalez-Blanco, L., Romero, E., Pinyol, N.M., Alonso, E.E. (2023). Microstructure of compacted low-plasticity soils: the initial fabric and its evolution on stress and suction paths. *E3S Web of Conferences*, 382, 11003.

Mora Ortiz, R.S. (2016). *Efectos de la microestructura en el comportamiento hidromecánico de suelos compactados* [Doctoral thesis, Universitat Politècnica de Catalunya]. Universitat Politècnica de Catalunya's repository (in Spanish).

Pinyol, N.M. y Alonso, E.E. (2019). Design, construction, monitoring and modelling of Albagés earth dam: A case history. *International Journal of Civil Engineering*, 17, 501–513.

Romero, E. y Simms, P. H. (2008). Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26, 705–727.

Romero, E., Della Vecchia, G., Jommi, C. (2011). An insight into the water retention properties of compacted clayey soils. *Géotechnique*, 61 (4), 313–328.

Romero, E. (2013). A microstructural insight into compacted clayey soils and their hydraulic properties. *Engineering Geology*, 165, 3–19.

Romero, E., Alvarado, C., Lloret, A. (2023). New challenges in experimental unsaturated soil mechanics. Experimental upscaling of an engineered gas-permeable seal. *E3S Web of Conferences*, 382, 05001.

Romero, E. (2024). Soil testing at different scales: from micro-experiments to field tests in earthworks. *Soils and Rocks*, 47 (3): ee2024006024.

Toprak, E., Olivella, S., Romero, E., Fraccica, A., Lanyon, B. (2026). Hydro-mechanical and gas transport (HM-G) characterization of sand/bentonite mixture within the framework of the Gas Permeable Seal Test (GAST). *Environmental Earth Sciences*, 85(8), 209.

Sakaki, T., Sakabayashi, K., Kawamoto, K., Spillmann, T. (2023). Compaction-induced variability in the 80/20 sand-bentonite mixture: Spatial variation in dry density at different scales in the laboratory and large-scale gas seal test. *Applied Clay Science*, 246, 107146.

Yin, P., y Vanapalli, S.K. (2022). Model for predicting evolution of microstructural void ratio in compacted clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(9), 1602-1621.

Yuan, S., Liu, X., Romero, E., Delage, P., Buzzi, O. (2020). Discussion on the separation of macropores and micropores in a compacted expansive clay. *Géotechnique Letters*, 10(3), 454-460.

RESIDUOS DE CONSTRUCCIÓN Y DEMOLICIÓN COMO ALTERNATIVA GEOTÉCNICA: RESULTADOS EXPERIMENTALES DE COMPRESIBILIDAD

Fernando SOSSA[(1)], Enrique ROMERO[(1,2)*] y Daniel TARRAGÓ[(2)]

[(1)] Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya
*enrique.romero-morales@upc.edu

[(2)] Geomecànica i Hidrogeologia
Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria

RESUMEN

El estudio presenta resultados preliminares sobre residuos de construcción y demolición (RCD) a partir de muestras recolectadas en una planta de tratamiento, con tamaños de partículas comprendidos entre 20 y 300 mm. Las muestras se caracterizaron mediante ensayos edométricos en un equipo de gran tamaño para determinar la compresibilidad ante incrementos de tensión, analizar el efecto de la presencia de agua sobre la colapsabilidad del material y estudiar la deformación secundaria a una tensión constante. El objetivo es empezar a compilar una base de datos que permita definir criterios técnicos y recomendaciones para su uso en rellenos y terraplenes, con proyección normativa. El análisis preliminar de dichas propiedades geomecánicas demuestra que, bajo condiciones controladas, los RCD pueden constituir una alternativa técnica viable, contribuyendo a la sostenibilidad del sector mediante la valorización de residuos y la reducción del consumo de recursos primarios.

ABSTRACT

The study presents initial findings on construction and demolition waste (CDW) based on samples collected from a treatment plant, with particle sizes ranging from 20 to 300 mm. The samples were characterised using oedometer tests on large-scale equipment to determine compressibility under increasing stress, analyse the effect of water on the material's collapsibility, and examine creep deformations at constant stress. The aim is to begin compiling a database to define technical criteria and recommendations for use in earthfills and embankments, with a view to future regulatory requirements. The preliminary analysis of these geomechanical properties shows that, under controlled conditions, CDW can serve as a viable technical alternative, supporting the sector's sustainability by enabling waste recovery and reducing primary resource use.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Residuos de construcción y demolición (Construction and demolition waste), Ensayos edométricos (Oedometer tests), Compresibilidad (Compressibility).*

1. INTRODUCCIÓN

La gestión de residuos y su reutilización, desde una perspectiva de sostenibilidad y economía circular, representan un desafío creciente en los ámbitos ambientales, técnicos y normativos. En este contexto, el aprovechamiento de materiales procedentes de residuos de construcción y demolición (RCD) ha cobrado relevancia en el ámbito de la geotecnia por su potencial como material de relleno.

En la UE, hasta 2018, los RCD provenientes de demoliciones parciales y totales de edificaciones, sobrantes y rechazos de materiales en obra, movimientos de tierra y excavaciones, y fresado de pavimentos, entre otros, representaban alrededor del 30% del total de residuos generados. Hoy en día, se estima un reciclaje de RCD en España entre el 25% y el 30%, sin datos oficiales precisos.

No obstante, su incorporación como alternativa a los áridos convencionales en rellenos exige una caracterización rigurosa desde la mecánica de suelos, así como una revisión crítica de los marcos normativos vigentes. Una de las principales limitaciones para la adopción generalizada de los RCD como material geotécnico radica en su elevada heterogeneidad según su origen, especialmente debido a la presencia de ciertos componentes que, si bien están sujetos a restricciones ambientales, no necesariamente definen un comportamiento ingenieril adecuado en determinadas aplicaciones geotécnicas. Esta variabilidad composicional exige el desarrollo de protocolos experimentales específicos que permitan demostrar, con base técnica, la idoneidad del material para dichas aplicaciones.

Existen varios estudios previos sobre el material de RCD (entre otros, Yuan & Shen, 2011; Jin & Chen, 2015; Cardoso et al., 2016; Martínez et al., 2016; Menegaki & Damigos, 2018), en los que se presentan algunas propiedades básicas para aplicaciones geotécnicas, pero, en general, resultan incompletos debido a la complejidad del material. Los estudios se han enfocado en el uso de la fracción gruesa de árido reciclado en hormigón no estructural y en bases de pavimentos, en la mejora del terreno mediante mezcla profunda, así como en material de relleno reforzado con geomallas y mejorado con cenizas volantes. Sin embargo, el comportamiento mecánico está poco caracterizado, al igual que la durabilidad y la interacción con el agua (hinchamiento, colapsabilidad, degradación y deformaciones a largo plazo). Además, existe cierta dificultad para reproducir los resultados y establecer parámetros de diseño fiables. Por ello, actualmente no existen normativa ni criterios de clasificación específicos para las aplicaciones geotécnicas.

Ante esta falta de información, el presente estudio experimental presenta algunos resultados preliminares de compresibilidad ante carga, colapsabilidad ante saturación y desarrollo de deformación secundaria a partir de muestras recolectadas en una planta de tratamiento de RCD, con tamaños de partícula comprendidos entre 20 mm y 300 mm (en los ensayos se limitó el tamaño máximo a 100 mm). Los resultados permitirán realizar una primera evaluación de la idoneidad del material como relleno en aplicaciones geotécnicas.

2. MATERIAL Y ENSAYOS

El material de RCD estudiado proviene de una planta de clasificación y reciclaje del Área Metropolitana de Barcelona, donde se clasifica y se criba en dos fracciones de tamaño: una con tamaños < 20 mm y otra entre 20 mm y 300 mm (Figura 1). Tal como se muestra en la Tabla 1, es una mezcla heterogénea formada por distintos tipos de materiales: hormigón (Rc), áridos naturales (Ru), materiales cerámicos (Rb), bituminosos (Ra), vidrio (Rg) y otros materiales (X). Esta composición variable genera partículas con resistencias distintas, lo que incide en la compresibilidad del material. Las partículas son químicamente bastante estables, con un contenido muy reducido o nulo de componentes perjudiciales (minerales expansivos que puedan hinchar, sulfatos que pueden hidratarse, entre otros).

En la fracción gruesa del acopio se genera entre un 5% y un 28% de partículas < 20 mm, lo que indica un material con cierta capacidad de degradación una vez cribado y expuesto a la intemperie, con ciclos de humedecimiento y secado durante largos periodos (Figura 2, RCD 'Generado'). Se consideraron 44 muestras grandes para su análisis granulométrico (RCD 'Maduro' con una granulometría muy extensa). Los ensayos se realizaron sobre material cribado en el laboratorio con tamaño de partículas < 100 mm (RCD 'Cribado'). Esta fase inicial garantiza la trazabilidad del material, definiendo las condiciones de obtención del RCD y asegurando que la manipulación, el transporte y la preparación en laboratorio no alteren sus características representativas. A pesar de la fracción fina generada, el material se clasifica como no plástico.

Los ensayos de compresibilidad ante carga (instantánea y diferida) y ante saturación se realizaron en un equipo edométrico de grandes dimensiones (300 mm de diámetro y 300 mm de altura) instalado en una prensa hidráulica muy rígida con desplazamiento y fuerza controlados. Los ensayos han sido preparados cuidadosamente para que presenten aproximadamente las mismas condiciones iniciales de densidad de la masa y de humedad higroscópica, bajo condiciones controladas de laboratorio (humedad relativa del 50%). El valor inicial de densidad de la masa resultó entre 1.37 y 1.41 Mg/m^3, con índice de vacíos entre 0.79 y 0.85 (en algunos ensayos con precarga, la densidad de la masa se redujo entre 1.29 y 1.33 Mg/m^3).



Figura 1. Material de RCD de 20 a 300 mm en big bag de 1 m^3.

Tabla 1. Composición de las muestras según distintos rangos de tamaño de partícula.

Tamaño de partícula (mm)	X (%)	Rc (%)	Ru (%)	Rb (%)	Ra (%)	Rg (%)
20-40	< 4	27-68	14-41	11-25	1-15	< 0.6
40-300	< 7	64-82	-	16-32	2-7	-

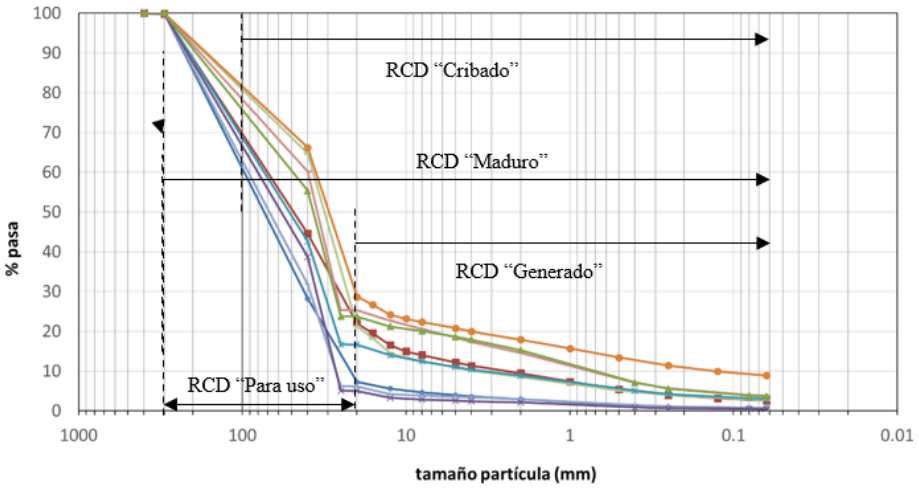


Figura 2. Distribución del tamaño de partículas de RCD de 0 a 300 mm.

3. RESULTADOS

Los resultados de compresibilidad del material no saturado a la humedad higroscópica (deformación vertical vs. tensión vertical) se presentan en la Figura 3. Se realizaron ciclos de carga y descarga a tensión controlada hasta un máximo de 500 kPa. En etapas específicas, el material se sometió a tensiones verticales constantes para estudiar la compresibilidad diferida (tensiones verticales de 165 kPa y 500 kPa durante la rampa de carga inicial, y tensiones verticales de 250 kPa durante la descarga y de 500 kPa durante la recarga).

Al final del ensayo se contabilizó la rotura de partículas, en particular las de mayor tamaño, para evaluar los índices de rotura correspondientes. El comportamiento deformacional a largo plazo está condicionado por esta rotura subcrítica de partículas, que depende de la humedad relativa del aire o de la succión total impuesta (Oldecop & Alonso, 2000, 2007; Romero et al., 2013). Por otro lado, se observa cierta variabilidad en las curvas de compresibilidad, asociada a la heterogeneidad del material proveniente de un mismo acopio *in situ*.

Las muestras saturadas presentaron una mayor compresibilidad en carga, como se muestra en la Figura 4. Esta mayor compresibilidad tiene consecuencias en la colapsabilidad del material durante la saturación a carga constante. La rotura subcrítica de partículas grandes también fue mayor durante la carga, por lo que las deformaciones diferidas a tensión constante aumentaron (Figura 5).

El índice de compresibilidad en carga y en rama virgen de las muestras saturadas (tensiones en logaritmo decimal) varía entre 0.17 y 0.30, mientras que en descarga/recarga se sitúa en un valor bajo de alrededor de 0.005. Estos resultados de compresibilidad en carga de laboratorio sobre muestras con partículas grandes son ligeramente inferiores a los obtenidos en un relleno en puerto con precarga (RCD 20-300 mm), que han dado índices de compresibilidad en carga entre 0.25 y 0.46 (Tarragó et al. 2023).

El índice de compresibilidad secundario a carga constante, en condiciones normalmente consolidadas, varía con la tensión vertical aplicada y disminuye notablemente en estados sobreconsolidados (Alonso et al., 2000; Alonso et al., 2010; Romero et al., 2013). A una tensión de 165 kPa se han medido coeficientes (deformación referida al logaritmo decimal del tiempo) entre 1×10^{-3} y 2×10^{-3}, mientras que a 500 kPa se incrementan hasta 3×10^{-3} y 4×10^{-3}. Las compresibilidades diferidas obtenidas en el relleno en puerto se sitúan entre 7×10^{-4} y 2×10^{-3} para tensiones efectivas verticales entre 184 y 208 kPa.

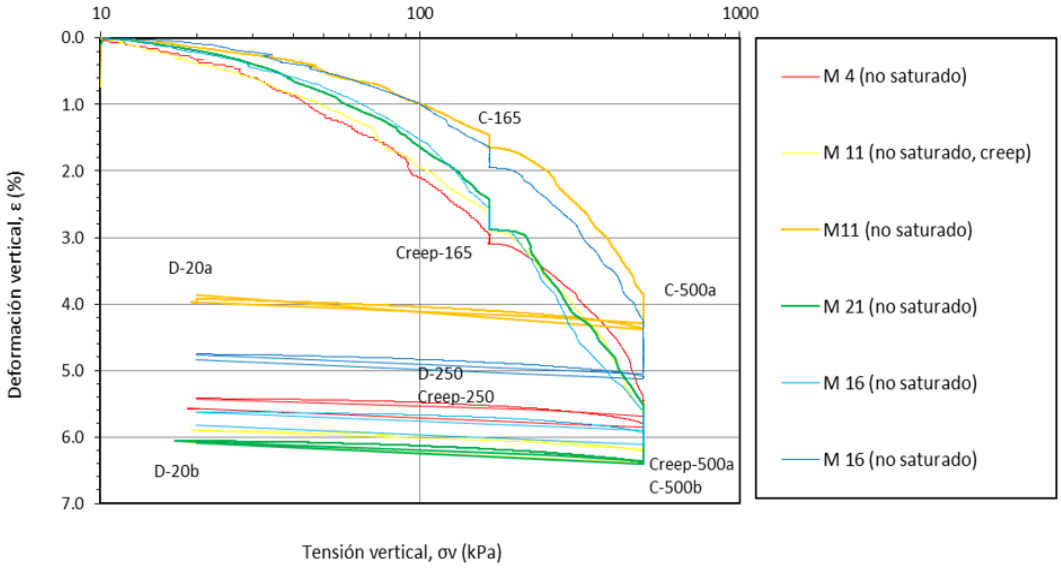


Figura 3. Compresibilidad instantánea y diferida en ciclos de carga y descarga de las muestras RCD (0-100 mm) no saturadas.

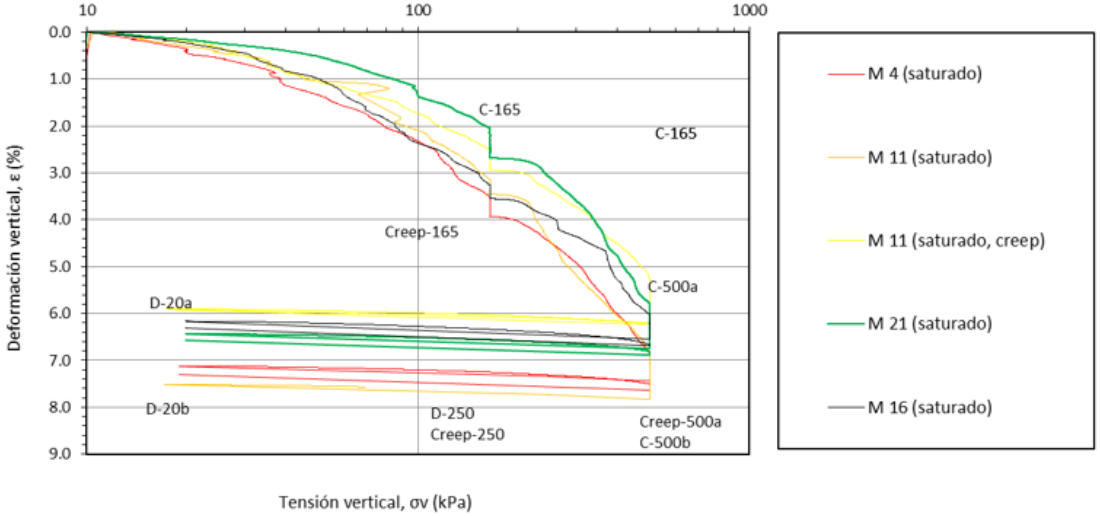


Figura 4. Compresibilidad instantánea y diferida en ciclos de carga y descarga de las muestras RCD (0-100 mm) saturadas.

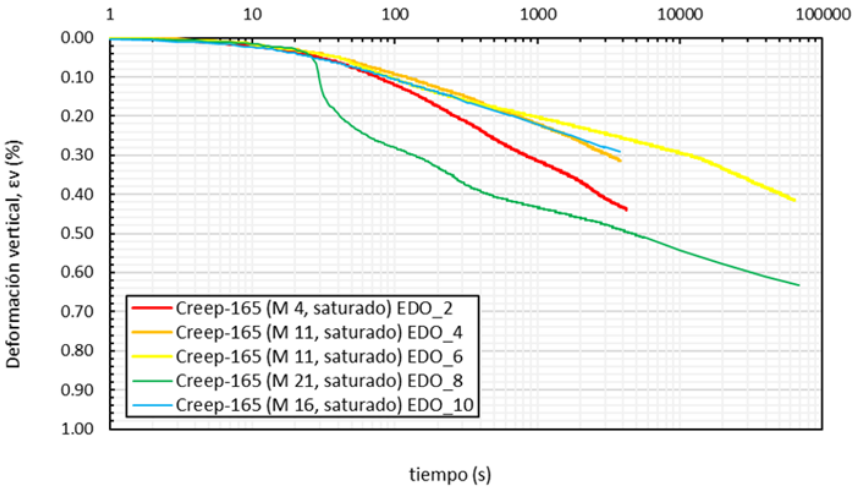


Figura 5. Deformación secundaria a una tensión constante de 165 kPa de las muestras de RCD saturadas.

4. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se han descrito las propiedades de composición y de tamaño de partículas de un material RCD proveniente de una planta de clasificación y reciclaje del Área Metropolitana de Barcelona (fracción entre 20 y 300 mm). Los ensayos en laboratorio han requerido el cribaje para garantizar tamaños < 100 mm, así como el seguimiento de un protocolo riguroso para preparar muestras representativas con condiciones iniciales controladas.

Se han presentado resultados de compresibilidad instantánea y diferida en RCD, en condiciones edométricas, utilizando un equipo de gran tamaño. Los ensayos han detectado cierta variabilidad en la compresibilidad debido a la heterogeneidad del material, con partículas de distintos componentes y de distintas resistencias. Sin embargo, han permitido extraer pautas específicas sobre el comportamiento de compresibilidad instantánea y diferida bajo condiciones hidráulicas diferenciadas (material no saturado y saturado), las cuales se han comparado con ensayos en un caso real (relleno en puerto con precarga sobre RCD de 20-300 mm). Los resultados han servido para empezar a generar una base de datos confiable, que pueda utilizarse para regular/normalizar este tipo de materiales e identificar potenciales usos en aplicaciones geotécnicas.

En líneas generales, se han observado las siguientes pautas de comportamiento.

Resultados de identificación y difracción de rayos X: Material no plástico. Granulometría extensa, particularmente después de acopio a la intemperie. Composición variable con partículas de distintas resistencias. Contenido muy reducido o nulo de componentes perjudiciales (minerales expansivos, sulfatos hidratables, entre otros).

Resultados de compresibilidad instantánea y diferida: Se observa cierta variabilidad en las curvas de compresibilidad, asociada a la heterogeneidad del material y a la composición variable de las partículas. Las muestras saturadas presentaron una mayor compresibilidad en carga. Esta mayor compresibilidad tiene consecuencias en la colapsabilidad del material durante la saturación a carga constante. La rotura subcrítica de partículas grandes también fue mayor durante la carga saturada. Los resultados de compresibilidad instantánea y saturada en carga de laboratorio son ligeramente inferiores a los obtenidos en un relleno en puerto con precarga (RCD 20-300 mm). El comportamiento deformacional diferido está estrechamente asociado con la rotura de partículas, la cual depende de la humedad relativa del aire o de la succión total impuesta (Romero et al., 2013). El índice de compresibilidad secundario a carga constante, en condiciones normalmente consolidadas, varía con la tensión vertical aplicada y disminuye notablemente en estados sobreconsolidados, por lo que la precarga es importante para reducir dichas deformaciones (Alonso et al., 2000; Alonso et al., 2010; Romero et al., 2013). El coeficiente de consolidación secundaria es ligeramente inferior en campo a tensiones efectivas equivalentes.

REFERENCIAS

Alonso, E. E., Gens, A., Lloret, A. (2000). Precompression design for secondary settlement reduction. *Géotechnique*, 50(6), 645-656.

Alonso, E.E., Gens, A., Madrid, R., Tarragó, D. (2010). Preloading design based on long term extensometer readings. A comparison of alternative methods. *New soft soil techniques Ed, M. Almeida*, pp 23-38.

Cardoso, R., Silva, R. V., de Brito, J., Dhir, R. (2016). Use of recycled aggregates from construction and demolition waste in geotechnical applications: A literature review. *Waste management*, 49, 131-145.

Jin, R. & Chen, Q. (2015). Investigation of Concrete Recycling in the U.S. *Construction Industry, International Conference on Sustainable Design, Engineering and Construction, ICSDEC 2015*. Elsevier Ltd, pp. 894-901.

Martínez, P. S., Cortina, M. G., Martínez, F. F., Sánchez, A. R. (2016). Comparative study of three types of fine recycled aggregates from construction and demolition waste (CDW), and their use in masonry mortar fabrication. *Journal of cleaner production*, 118, 162-169.

Menegaki, M., Damigos, D. (2018). A review on current situation and challenges of construction and demolition waste management. *Current Opinion in Green and Sustainable Chemistry*, 13, 8-15.

Oldecop, L.A., Alonso, E.E. (2001). A model for rockfill compressibility. *Géotechnique* 51(2), 127–139.

Oldecop, L.A., Alonso, E.E. (2007). Theoretical investigation of the time-dependent behaviour of rockfill. *Géotechnique* 57(3), 289–301.

Romero, E., Alvarado, C., Alonso, E. E. (2013). Effect of loading and suction history on time-dependent deformation of crushed granular aggregates. *Multiphysical Testing of Soils and Shales*. Springer Series in Geomechanics & Geoengineering, Heidelberg. 99-104.

Tarragó, D., Sossa, F., Romero, E., Gens, A. (2023). Geo-mechanical behaviour of CDW (aggregate). The use and the evaluation for a specific case. *9th International Congress on Environmental Geotechnics.* 25-28 June, 2023, Chania, Greece.

Yuan, H., Shen, L. (2011). Trend of the research on construction and demolition waste management. *Waste Management*, 31(4), 670-679.

CLASIFICACIÓN Y CONTROL EXPERIMENTAL PARA EXPLANACIONES URBANAS. APLICACIÓN DEL ENSAYO DE CARGA DINÁMICA CON PLACA

Luis TISSERA BRACAMONTE

Ingeniería del Terreno y Construcción (MAC INGEO S.L.)
ltissera@macingeo.es

RESUMEN

*La clasificación para proyectos de Explanadas de Ferrocarriles FFCC y Carreteras, se basan en la compacidad del cimiento fondo de rellenos estructural de Firmes, y en función del Ensayo de carga estática con placa convencional, que se mide con el Módulo de Deformación vertical Ev2, obtenido con el 2º ciclo de carga-descarga. Con el Módulo Ev2, se definen tres tipos de explanadas del tipo E1 con módulo Ev2 > 60 MPa, tipo E2 con Ev2 >120 MPa; y tipo E3 con Ev2 >180 MPa. El Municipio de Madrid en obras Urbanas promueve (1998 y 2019), una clasificación para obras de explanadas urbanas, con categorías EX1, EX2, y EX3, también basadas en el parámetro del módulo Ev2, pero con soluciones de diseño simplificadas de proyectos, con secciones estructurales de Firmes de calzadas con material tipo, y del Volumen de tráfico: pesado, medio, o ligero. El ensayo de Placa de carga dinámica con placa ED, determina el parámetros de Módulo dinámico Edv, que se puede correlacionar con el módulo Estático Ev2 , mediante un coeficiente Ced entre 2.0 y 3.5 (Ev2= C_{ed} * Edv). El coeficiente de calibración Ced, se determina en un tramo de pruebas con el contraste de ensayos Ev2 y Edv, variable con las características del terreno y puesta en obra. En el capítulo 4. Figura nuestra propuesta de clasificación de explanadas, en función de módulos Dinámicos E_{dv}: para tres tipos de explanadas: EX1>20 MPa; EX2>40 MPa; y EX3> 60 MPa; asociados módulo estático Ev2, y también otros parámetros característicos del resultado del ensayo ED: presión de contacto, velocidad de penetración-arrastre, e impulso de fuerza de contacto. La aplicación de ensayos ED en obras lineales, tiene ventajas operativas y de garantía en control de Calidad, en grados de compacidad obtenidos, para control de tongadas.*

ABSTRACT

*The classification for Railway and Road Embankment projects is based on the compaction of the foundation of structural fill subgrades, and on the Static Plate Load Test, measured with the vertical Deformation Modulus Ev2, obtained from the 2nd loading-unloading cycle. With the Ev2 Modulus, three types of embankments are defined: type E1 with Ev2 > 60 MPa, type E2 with Ev2 > 120 MPa, and type E3 with Ev2 > 180 MPa. The Municipality of Madrid in urban works promotes (1998 and 2019) a classification for urban embankment projects, with categories EX1, EX2, and EX3, also based on the Ev2 modulus parameter, but with simplified design solutions for projects, with structural pavement sections using typical material, and traffic volume: heavy, medium, or light. The dynamic load plate test with ED plate determines the parameters of the dynamic modulus Edv, which can be correlated with the static modulus Ev2 through a coefficient Ced between 2.0 and 3.5 (Ev2 = Ced * Edv). The calibration coefficient Ced is determined in a section of tests by comparing the Ev2 and Edv tests, varying with the characteristics of the ground and construction method. In chapter 4, Figure shows our proposed classification of embankments, based on dynamic moduli Edv for three types of embankments: EX1>20 MPa;*

EX2>40 MPa; and EX3>60 MPa; associated with the static modulus Ev2, and also other characteristic parameters of the ED test result: contact pressure, penetration-drag rate, and contact force impulse. The application of ED tests in linear works has operational and quality control warranty advantages in terms of compaction degrees obtained, for lift control.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Terraplén (Embankment); Clasificación (classification), compacidad (compactness).*

1. ANTECECEDENTES

En los tramos de pruebas de control compacidad de explanadas de Urbanización, se podrá aplicar Ensayo de carga vertical de placa dinámica (ED), Figura 1 (UNE 103 807-2).

para determinar entre otros parametros El Módulo dinámicos E_{vd},, que se contrasta con el parametros Ev2 del Ensayo placa con carga. Placa (EPC), Figura 2 (UNE 7391), que se determina en forma equivalente previa calibración, con el modulo de deformación estático Ev2, válido para clasificar los cimientos de explanadas, y/o control de rellenos compactados de terraplenes.

El Ensayo ED, ha sido experimentado para controles en explanadas de sub balasto, en obra de infraestructura de ferrocarriles FFCC de ADIF, y cuenta con las referencias experimentales, Fernandez Tadeo (2006), ALACAM Boletín nº2.

En los tramos de pruebas de explanadas de Urbanización se aplican "Ensayo de carga vertical mediante placa dinámica" Norma UNE 103 807-2, Figura 1, para determinar entre otros parametros El Módulo dinámicos E_{vd},, y que se contrastan para correlacionar con el parametros Ev2 del Ensayo placa con carga. Placa (Norma UNE 7391), y Figura 2, que determina de forma practica calibrada el modulo de deformación Ev2, válido para clasificar los cimientos de explanadas, y/o control de compacidad de terraplenes.

La alternativa del uso del ensayo ED, tiene ventajas de un equipo ligero y operativo, que se lleva con un solo operario cualificado, Figura 1, a diferencia del ensayo de carga tradicional EPC UNE 103 807-2, con placa de carga y reacción sobre eje trasero del gato hidráulico de carga, de un camión cargado de tierras de capacidad de 9T, Figura 2.

El tiempo del proceso del Ensayo tradicional 1 Ud. de EPC del orden de 1,5 hs, se pueden hacer 15 Uds. Ensayo dinámico ED. Con más ensayos por unidad de superficie, se mejora la representatividad de la compacidad controlada.



Figura 1. Vista de ensayo de placa de carga dinámica ED, Norma UNE103 807-2.



Figura 2. Ensayo placa con carga EPC. Placa Φ 60cm E_{v2}= 2.000 Kg/cm^2. Profundidad cota de ensayo EPC, UNE 7391.

2. BREVE DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO DINAMICO CON PLACA (ED)

2.1. EQUIPO DE ENSAYO

El ensayo dinámico de carga con placa Figura 3, se utiliza en suelos de grano grueso y en suelos de granulometría variada, con contenido de grano fino según especificaciones de cada Proyecto en concreto, para control de control de tongadas, en coronación terraplenes, y/o capas de firmes de sub base, base o capas de forma. El porcentaje de granos > 63mm, debe ser minoritario.

El ensayo se aplica para determinar el módulo dinámico $E_{vd,}$ y para suelos en el rango de 15 a 70 MPa.

El equipo ligero de impacto, se compone de una placa de carga, un medidor de asiento ubicado en el centro de la placa de carga, en ángulo recto a su superficie, y el equipo de carga, compuesto de un peso suspendido, conjunto de muelles, y barra o tubo guía con un resorte de liberación, Figura 3., con simbolos de elementos 1 a 9.

Lo primero es nivelar y preparar el terreno para la placa (1), con las asas (2).

El peso de la masa M= 10,0Kg (4); y la altura de caída h=0,80m, entre cabeza de (5) hasta (7).

El ensayo consiste en la medición del asiento producido en el lugar de ensayo, por el impacto de tres impactos sucesivos de la masa en caída libre (4) por la barra (6), al liberar maza (7) e impactar sobre el muelle (5) con apoyo en rotula (8). Estos tres primeros impactos, sirven para regularizar la fijación del apoyo de placa.

El dispositivo para la medida de asiento (3), comprende un sensor (acelerómetro), y un equipo electrónico de registro de datos y cálculos digitalizados en unidad exterior (9).

El equipo electrónico (9) utiliza la señal del sensor, para determinar el asiento de la placa, al recibir el impacto de maza. El resultado se muestra y almacena el asiento máximo de cada impacto, y el módulo de deformación dinámico Evd calculado.

La profundidad de influencia de la interacción impacto de placa (1) y subsuelo, es de 2 a 2,5 veces el diámetro de placa, y por tanto se pueden detectar singularidades de blandones profundos hasta 0,60 m, bajo cota de ensayo.

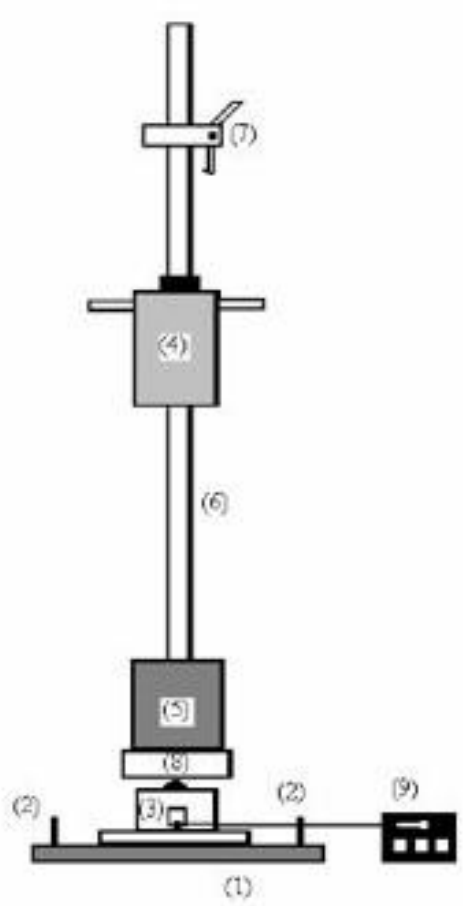


Figura 3. Esquema simplificado, equipo Ensayos Dinámicos con Placa de Carga dinámica de 300 mm de diámetro.

2.2. MÓDULOS DINÁMICOS CON PLACA E_{VD} EN CORRESPONDENCIA CON MÓDULOS ESTÁTICOS CON PLACA E_{V2}

Los Ensayo de carga vertical mediante placa dinámica, se emplazan sobre las plataformas abiertas para investigar su capacidad de carga y aptitud de relleno compacto.

Con los ensayos de Placa de carga dinámica se establece una correlación entre módulos dinámicos E_{vd} UNE 103807-2, y la correspondencia aproximada con módulos estáticos UNE 7391.

En función de los asientos, y de los registros de valores de impulsos de fuerzas de impactos registrados, se mide entre otros parámetros, el módulo vertical dinámico E_{vd}.

El módulo de deformación se obtiene de forma indirecta en el estudio de tramos de prueba.

$E_{v2} = C_{pv} * E_{vd} \rightarrow$siendo $C_{pv} \sim 2{,}5$ a 3,5 Coeficiente de correlación, de aplicación para materiales granulares de arenas y gravas arenosas.

Se suelen adoptar valores medios del Módulo dinámico E_{vd} medido en el cimiento de explanada, o en tongadas de rellenos de terraplenes.

2.3. FUNDAMENTO DE LA INTERACCIÓN ENTRE PLATO DE CARGA Y SUELO BASE DE CONTROL

El impacto de la maza-plato de carga (rígido), con el suelo (plástico), produce un efecto de interacción de choque, entre un cuerpo rígido y otro plástico, que se caracteriza por la ecuación de equilibrio entre la carga incidente externa y la reacción subsuelo apoyo de placa circular, con su deformación evolutiva, y propiedades intrínsecas resistentes de capacidad de carga, véase Figura 4.

El impulso del material deformable, en nuestro caso el terreno; es igual por condición de equilibrio, a la "variación de la cantidad de movimiento del cuerpo impactante", y que se expresa como Ecuación (1):

$$\int F\,dt = M\,(v1 - v2) \qquad (1)$$

El efecto del choque entre los 2 cuerpos diferenciados: rígidos y plásticos, genera un cambio evolutivo en las propiedades mecánicas del suelo, que se refleja en cambios de morfología de Ondas de transmisión de perturbación del impulso de cada impacto de maza M individual.

Siendo:

- Maza de impacto, M
- Velocidad en caída libre de impacto, v_1
- Velocidad final del impacto o de arrastre maza-terreno, v_2
- Presión de contacto, σ_0

Integrando el impulso del impacto Ecuación (1), se deduce la presión de contacto σ_0, en condición de cargas de impactos sucesivos, y la Capacidad de carga o Fuerza de impacto individual $Q_{máx}$, Ecuación (2).

$$Q_{máx} = \sigma_0 * S \qquad (2)$$

Siendo: S = sección de placa dinámica.

Con los impulsos medidos en escala de tiempo de milisegundos t_m, en los casos de los tres impactos de rechazo medidos, se ha deducido la fuerza de impacto F medida; que se aplica para como resultados de ensayos.

La forma del impulso grafico Figura 4, es característico del valor de energía de uso y del estado de densidad del suelo controlado. Por ej. la curva semi onda de impulso 1) con base acampanada, está asociada a un suelo de comportamiento de baja compacidad, con tiempo de duración fuerza de impulso t1, y la curva de impulso 2) con morfología de onda agudizada, es representativo de un suelo rigidizado por la buena compacidad de respuesta, con un tiempo de impulso t2 menor que t1 (t2 << t1).

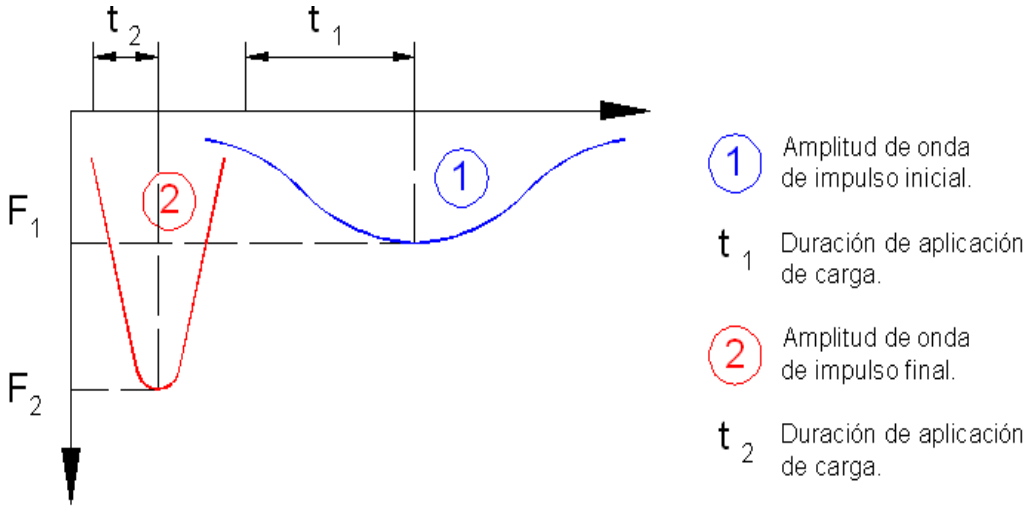


Figura 4. representación de ondas de impulso inicial y final evolutivos, de impactos evolutivos.

3. APLICACIONES EXPERIMENTALES EN EXPLANADAS, CASOS CON CIMIENTOS ADECUADOS E INADECUADOS

Se presentan dos casos extremos de Calidad del suelo de cimentación de explanadas, y cargas de uso de tráfico ligero-vehículos en Urbanización Los Espartales de Alcalá de Henares-Madrid, PRYCONSA (2021), con suelo de buena calidad geotécnica, y otro caso de tráfico pesado- campa de camiones, Polígono Industrial de Pinto-Madrid, MUTROCOR (2023/24).

3.1. CASO DE CIMIENTO ADECUADO, URBANIZACIÓN LOS ESPARTALES-ALCALÁ DE HENARES (MADRID ESTE)

Se trata en general de un material tipo adecuado/seleccionado PG-3, 2004, en ocasiones con gravas y bolos en general menor 10cm, y englobados en matriz arena con limo arcillosos Pasante Tamiz PT UNE 0,08, y con baja plasticidad. Se clasifica como material tipo “Todo Uno” PG-3, 2004, y Figura 5. con vista de explanada controlada, y Figura 6 que incluye la clasificación granulométrica del material de uso, como cimiento y fondo a mejorar.

La puesta en obra de las tongadas a compactar, y maquinaria de uso, fue con un espesor medio e~0,25-0,30m; extendido y compactado con rodillo vibratorio, aplicándose los ciclos de pasadas necesarios, hasta estabilizar la huella del rodillo compactador.

Las características del material "Todo Uno-granular" del cimiento y relleno convenientemente compactado, son:

- Buena permeabilidad, capacidad para drenar el agua: K ~10^{-2}cm/seg.
- Buena capacidad de carga como material base de pavimentos y/o soleras de hormigón, con: ɣd máx = 19,5 KN/m^3 e Índice CBR =37% (Proctor 95%) y/o CBR = 52% (Proctor 100%).
- Baja compresibilidad bajo cargas.



Figura 5. Ensayo ED UNE 7391, sobre explanada de arena y gravas arenosas compactada. Control Urbanización Jardín del Henares, Los Espartales (Alcalá de Henares, Madrid,2021).

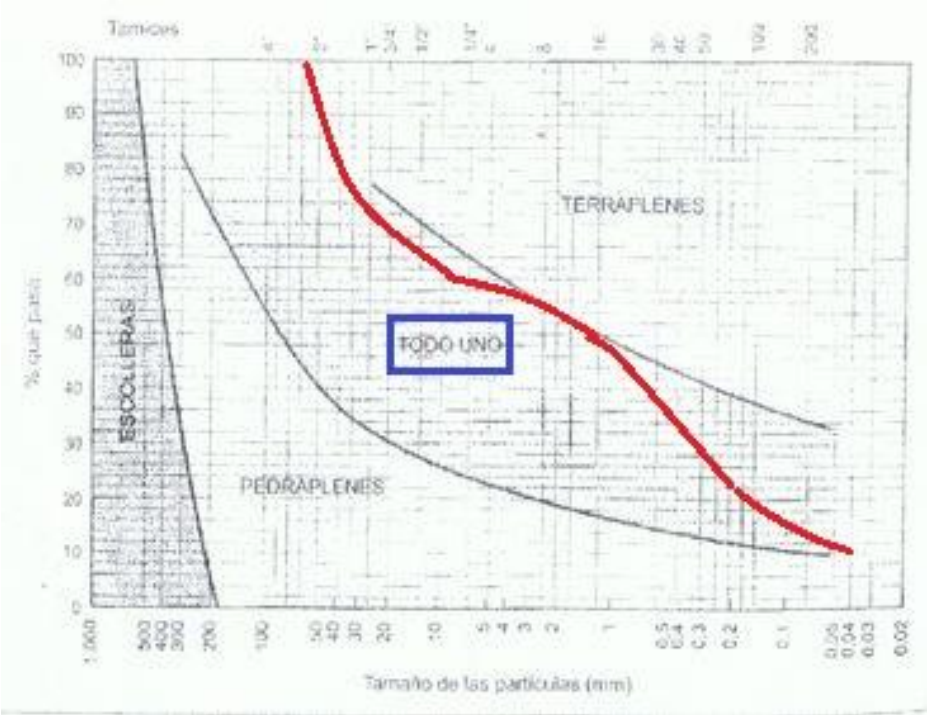


Figura 6. Ej. Clasificación de materiales para rellenos en función de la granulométrica suelo granular de uso tipo "todo uno" PG-3, 2004.

El control de la plataforma de cimiento y del relleno aplicado en la base compactada, con material tipo pedraplén a Todo Uno, ha tenido los siguientes resultados de control:

- Cimiento; Módulos de media $\geq E_{v2}$= 140 MPa.
- En coronación núcleo: módulos con una media $\geq E_{v2}$= 230 MPa.
- El control de cimiento σ_0 = 0,12 a 0,25 MPa (verifica > 0,10 MPa); con asiento de placa s $\leq$ 0,3-0,9mm.
- El ensayo de Placa de carga dinámica con módulos dinámicos E_{vd} UNE 103807-2, y correspondencia aproximada con el coeficiente C_{v2} =2,5 con módulos estáticos E_{v2} (UNE 7391).

Las propiedades mecánicas de la capa granular, por su carácter permeable y capacidad de carga compactada, tiene muy Buena Calidad de explanada de terraplén.

3.2. CASO DE CONTROL DE EXPLANADA DE PARKING SUPERFICIAL, PARA CAMPA DE CAMIONES SOBRE CIMIENTO INADECUADO. PRESENCIA DEL NIVEL FREÁTICO EN FONDO DE EXCAVACIÓN

Caso en el Poligono industrial de Pinto (Madrid Sur), parcela de 9000m^2 situada sobre suelo inundados por proximidad del nivel freatico (humedal, denomincación local), de terreno de relleno y limos arcillosos de mala Calidad getécnica. Calidad de material y cimiento tipo inadecuado , PG3-2004, y con nivel freatico próximo a la superficie de fondo de la explanada de desbroce.

3.2.1. ESTUDIO PREVIO Y CARACTER DEL FONDO DEL CIMIENTO DE EXPLANADA

Tipo de Explanada de proyecto: EX1.

El módulo de deformación del cimiento de explanada, se obtuvo de forma indirecta, $E_{v2} = C_{pv}$ * E_{vd} →siendo C_{pv} ~ 2,0 Coeficiente de correlación E_{vd} medio (~2.0 * E_{vd} MPa) habida cuenta de la elevada humedad natural del suelo→ E_{v2}: varía entre E_{v2}= 75 a 280 MPa con una media E_{v2} ~ 15 MPa (<< 30 MPa, No cumple y se requiere mejora del cimiento de explanada).

3.2.2. TRATAMIENTO DE MEJORA DE FONDO

Se vierte una Delgada capa de 15-20cm de pedraplén grueso, y se compacto mecanicamente; transformadose el fondo en un encachado de Piedra consolidado, apto como cimiento de explanada.

Posteriormente, el relleno tipo de recrecido con arena compactada, obtuvo buenos resultados de compacidad relativa CR>100%:

Los resultados de Módulos dinámicos y Módulos estáticos de correlación Ev2, tienen correlación de C=3,5; en los puntos de ensayos ED han variado entre 70 y 180-210 MPa; verificando la condición con resultados de E_{v2}>60 MPa. Se han verifico las especificaciones técnicas del núcleo con material arenoso, con vista de explanada Figura 7.



Figura 7. Control tratamiento de fondo cimiento, con pedraplén apisonado con suelo mala calidad, y del núcleo con material arenoso PG3 (2004), y Control Geotécnico Polígono Ind. Pinto, Madrid, MUTROCOR , Pinto, Madrid (2023/24).

4. PROPUESTA PARA CLASIFICACIÓN EXPLANADAS

4.1. METODOLOGÍA PARA CONTROL DE EXPLANADAS URBANAS

El tramo con ensayos de prueba, combinando y ajustando los ensayos dinámicos ED presentados como técnica innovadora, en correlación con los ensayos Estáticos, para la aplicación indirecta de los cálculos de los modulos estáticos E_{V2} = Modulo dinámicos Edv * Coeficientes de calibración para cada material de uso en explandas y en función de los equipos de compactación disponibles en cada obra en concreto.

- El Módulo dinámico Edv, en los ejemplos prácticos la correlación con el módulo Estático Ev2 , obtuvo un coeficiente Ced entre 2.0 y 3.5 ($E_{v2}= C_{ed}$ * Edv).
- El equipo de ensayo dinámico ED, al tener menor dimension se da una mejora accesibilidad al control en las zonas de Urbanización, y mayor rendimiento en unidades. de control.

4.2. CLASIFICACIÓN DE EXPLANADAS EN FUNCIÓN DEL ENSAYO CON PLACA ED

Las explanadas de uso para diseño de firmes estructurales de pavimentos, se basan en una clasificación en función de la caracteristica del terreno y cimiento de fondo, se aportan recomendaciones constructiva de urbanizaciones EX1, EX2 y EX3-Pliegos Especificaciones técnicas Municipio de Madrid Ref. [5] y Ref.[6], de uso y aplicación en obras Urbanas de Madrid.

La caracterización del terreno está dada por la identificación del material PG3,2004, y del parámetro geotécnico del modulo de deformación Ev2 de ensayo de placa de carga estática convencional UNE 7391.

Se propone Tabla 1, que de forma practica y adaptar los parametros de registros del ensayos ED, ajustada a las anteriores clasificaciones tradicionales PCTG (1991- Tomo I) y Ayuntamiento Madrid Obras de Urbanización (2019), que solo consideran para el encuadre geotécnico del tipo de Explanada, un solo parametro de ensayo Ev2, del ensayo tradicional estático UNE 7391.

Tabla 1. Clasificación de explanadas para urbanizaciones. Aplicación ensayo de placa de carga dinámica ED UNE 103 807-2 . Parametros geotecnicos umbrales

Explanada tipo EX1-2-3	**Modulos de deformación**		**Otros parametros medidos en ensayo ED con cálculos, complementa caracterización del terreno**	
	Ensayo Estático, Ev2 (MPa)	**Ensayo Dinámico Evd (MN/m^2)**	**Presión de contacto σs (MPa)**	**Asiento medio de placa S (mm)**
EX1	> 60 MPa	>20 MPa	$\geq$ 0,08-0,15 MPa (0,8-1,50 kg/cm^2)	S$\leq$ 2,5mm
EX2	> 120 MPa	40 MPa	= 0,15-0,20 MPa (1,50-2,00 kg/cm^2)	S$\leq$ 2,0mm
EX3	> 180 MPa	>60 MPa	$\geq$ 0,20 Mpa (>2,00 kg/cm^2)	S$\leq$ 1.25mm

5. CONCLUSIONES

5.1. TABLA DE CLASIFICACIÓN DE EXPLANADAS

Clasificación de explanadas para urbanizaciones descrita en Tabla 1, con parámetros geotécnicos medidos y de umbrales entre tipo de explanadas EX1, EX2, y EX3, muestran la aplicación práctica y completa del ensayo de placa de carga dinámica ED (UNE 103 807-2).

5.2. VENTAJAS TÉCNICAS Y GARANTÍA DE CALIDAD DEL CONTROL CON ENSAYO ED

La ventaja de clasificar el tipo de explanada con ensayo ED UNE 103 807-2, es que el tipo de explanada EX1, EX2 y EX3 seleccionado para diseño y de control en obra, tiene que cumplir, con todos los parámetros del ensayo ED, que asigna una visualización más amplia de parámetros:

- Módulo Dinámico Evd.
- Presión de contacto σ.

- Asiento medio del plato de carga S.
- Velocidad de arrastre de plato de carga-impacto de maza v.

Por ej. si algún parámetro control no se cumpliera, la explanada cambiaria a una categoría inferior, y debería de adaptarse a las recomendaciones específicas de la coronación del diseño.

Nuestra metodología de control propone para obras de lineales de Urbanizaciones o de Transporte de Carreteras y FFCC, un repaso final del ensayo la huella NLT 256-99, haciendo uso de los medios convencionales de la obra, por ej. con un camión cargado de tierras haciendo un ciclo de rodada, y dar un mayor alcance a los espacios compactados, verificando y contrastando con otros ensayos in situ de densidad-compacidad, de la malla puntual controlada con placas estáticas y/o dinámicas de cargas.

La clasificación de explanadas Tabla 1. y la metodología de control innovadora con aplicación de los ensayos ED, UNE 103 807-2 tiene ventajas operativas para control de Calidad, y de tipo económicas competitivas al poder realizar un control más expeditivo y económico.

AGRADECIMIENTOS

Al compañero D. Carlos Fernandez Tadeo, precursor de ensayos ED de control en España.

Al equipo técnico y administrativo-compras de PRYCONSA de la obra Urbanización Los Espartales-Alcalá de Henares (Madrid): Dª Begoña Errejón, D. Eduardo Pinat, D. Javier Dominguez y D. Roberto Isabel Abad; por el apoyo a la promoción del control, mediante los ensayos innovadores ED en sus obras de para construcción para control de explanadas.

Al equipo de dirección facultativa Arq. D. Juan Luzárraga, y el Jefe de obra explanadas D. Javier Contreras, de MUTROCOR contratista de la explanada en campa para camiones, Polígono Industrial de Pinto (Madrid); por la confianza y apoyo al control de ensayos ED innovadores para su obra, con subsuelo singular de cimiento de explanada, que fue mejorado y controlado.

REFERENCIAS

NORMA ESPAÑOLA UNE 103 807-2: *Ensayo de Carga Vertical mediante Placa Dinámica (ED)*

UNE 7391 Ensayos de carga con Placa

Fernandez Tadeo CFT& Asociados: Equipo Ligero de impacto para el ensayo de placa de carga dinámica de D=300mm (2006), ALACAM Boletín nº2

PG3 Pliego General de Carreteras (2004)

Pliego de Condiciones Técnicas Generales, Obras de Urbanización, Ayuntamiento Madrid (1999-Tomo I)

Especificaciones y Recomendaciones Ayuntamiento Madrid, Obras de Urbanización (2019)

NLT 256-99 Ensayo de la Huella

PRYCONSA, Informe de Mac Ingeo, para control de Urbanización Jardín del Henares, Los Espartales, Alcalá de Henares, Madrid (2021)

MUTROCOR, Explanación Campa para camiones, Calle del Río y Calle Horcajo, Polígono Industrial de Pinto, Madrid (2023/4)

METODOLOGIA DE LABORATORIO PARA DETECTAR LA INCIDENCIA DE LA MATERIA ORGÁNICA EN TERRAPLENES Y CIMIENTO DE EXPLANADAS. APLICACIÓN DE ENSAYOS NORMALIZADOS

Luis TISSERA BRACAMONTE

Ingeniería del Terreno y Construcción (MAC INGEO S.L.)
ltissera@macingeo.es

RESUMEN

En un tramo de 30 Km de explanada de la Infraestructura de FFCC AVE Madrid-La Coruña, se efectuó un estudio de incidencia del contenido de materia orgánica M.O., visualizando las propiedades mecánicas del material de uso, y aptitud vial del terraplén conforme a Norma y proyecto. Se sabe que la M.O. es perniciosa para las propiedades mecánicas de suelo remoldeado como son los terraplenes, razón por lo cual en PG· (2004), se presenta una clasificación de calidad y aptitud vial de materiales, con los contenidos máximos restrictivos para distintos tipos de usos de importancia de la infraestructura Vial. El resultado M.O.%, tiene que ser representativo en función de la granulometría, y tipo de uso según clasificación Normativa y especificaciones técnicas proyecto. El contenido M.O. está basada en el ensayo de Permanganato de Potásico (UNE.103-204-93) en suelo se efectúa con la fracción de 50gr del PT 2 (UNE), cuarteada en la preparación de la muestra a ensayar. Así se investigó entre otros la viabilidad del material granular, proveniente de un préstamo para uso en la capa de forma, en la explanada de control, sobre una plataforma con 30 Km de extensión de plataforma de AVE. La metodología aplicada de análisis, fue de ensayos de laboratorio de Materia orgánica M.O, y contraste de ensayos físicos, entre muestras naturales y de otras naturales transformadas con tratamiento térmico de calcinación previa, con equivalente M.O,= 0%..Se efectuaron un mínimo de dos ensayos físicos de contraste de: colapso, consolidación en edómetro, y de mortero de cemento; y que han demostrado un comportamiento similar desde el punto de vista mecánico resistente, deformacional; y el contraste de la propiedad de estabilización físico-química, con probetas de mortero-suelo. Con esta metodología se pudo determinar que la incidencia en propiedades mecánicas del contenido de M.O., fue despreciable sobre un tramo de explanada de 30 km de capa de forma de infraestructura de AVE, y con un 60% construido. En caso de suelos granulares, tiene que corregir contenido M.O., afectando de un coeficiente de minoración “c”, que se deduce del porcentaje del Pasante PT 2 UNE en tanto por uno de la curva granulométrica por tamizado. Cuando se presentan dudas respecto umbrales de la M.O. en la Normativa y/o especificaciones técnicas, se propone aplicar por la metodología de contraste de ensayos de calcinación indicada, Para visualizar la incidencia de la M.O.e interpretar con otro criterio la clasificación de M.O. de umbrales.

ABSTRACT

In a 30 km section of the embankment of the AVE Madrid-La Coruña railway infrastructure, a study was carried out on the impact of organic matter (O.M.) content, examining the mechanical properties of the material in use and the road suitability of the embankment according to standards and project specifications. It is known that O.M. is detrimental to the mechanical properties of remolded soil, such as those used in embankments, which is why PG· (2004) presents a classification of quality and road suitability of materials, with maximum restrictive contents for different types of uses important for road infrastructure. The O.M.% result must be

representative based on granulometry and type of use according to regulatory classification and project technical specifications. The O.M. content is based on the Potassium Permanganate test (UNE.103-204-93) in soil, performed with the 50g fraction of the PT 2 (UNE), quartered during the preparation of the sample to be tested.The applied analysis methodology consisted of laboratory tests of Organic Matter (O.M.), and contrast of physical tests between natural samples and other natural materials transformed with prior calcination thermal treatment, with equivalent O.M. = 0%. A minimum of two physical contrast tests were carried out for: collapse, consolidation in oedometer, and cement mortar; and they have shown similar behavior from the perspective of mechanical strength and deformation; and the contrast of the physicochemical stabilization property, with soil-mortar specimens. With this methodology, it was possible to determine that the effect on mechanical properties of the O.M. content was negligible along a 30 km section of the AVE infrastructure formation layer, 60% of which was constructed. In the case of granular soils, the O.M. content must be corrected, affecting a reduction coefficient "c", which is derived from the percentage of the Passing PT 2 UNE expressed as a fraction of one. as one part of the particle size curve by sieving.. When there are doubts regarding the thresholds of organic matter (O.M.) in the Regulations and/or technical specifications, it is proposed to apply the methodology of comparing calcination tests as indicated, to visualize the impact of O.M. and interpret the classification of O.M. thresholds using another criterion.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Terraplén (Embankment), Materia Orgánica (organic matter) , Calcinación (calcination).*

1. INTRODUCCIÓN

Se analiza un caso de control geotécnico de la capa de forma, desde el punto de vista de la incidencia del contenido de materia orgánica M.O., para la construcción del Subtramo de 30 Km de AVE: OTERO DE BODAS-CERNADILLA, del Tramo ZAMORA-LUBIÁN.(2011-2014).

Se estudio la caracterización del material proveniente de zona de préstamo denominado "Camarzana" (Zamora), para su uso como material de capa de forma entre el Pk 700+000 al 710+700, del trayecto línea FFCC, AVE Madrid-La Coruña Figura 1.

Los ensayos de control de calidad, sobre la capa de forma diseñada y construida tiene un espesor 0,60m, terminada y compactada, en dos tongadas de 0,30m, han consistido en ensayos de laboratorio del tipo "identificación, estado, físicos y de clasificación"; mientras que los ensayos de control de puesta en obra, han sido de compacidad con ensayos de densidad y compactación relativa CR%, ensayos de carga con placa, y calicatas abiertas para la toma de materiales en zona de préstamo.

El control de calidad para cuantificar M.O., aplico el ensayo del método del permanganato de potásico (*Norma UNE 103-204-93*).

Para verificar el estado del material compactado, en fase inicial de explanadas, se efectúo un tramo de prueba en figuras 1 a 4 adjuntas.



Figura 1. Vista de la compactación de tongada capa de forma, sobre desmonte.

Existe una falta de estudios similares de la metodología propuesta M.O. La propuesta se basa en las Normas de ensayos (Norma UNE 103-204-93, NLT-117/72, y Norma UNE 1744-1; 2.009 ap. 15.3), y el criterio geotécnico de interpretación de los ensayos de control para la puesta en obra, y de los ensayos de laboratorio de control, durante la fase de construcción para la construcción de la plataforma, de la infraestructura lineal.

La investigación geotécnica complementaria para control de la puesta en obra de terraplenes, tuvo por objeto caracterizar los materiales del préstamo de uso, y estudiar para este caso, la incidencia del contenido de la M.O. en las propiedades mecánicas, mediante el contraste de los ensayos físicos de laboratorio, entre muestras tratadas por calcinación previa M:O: = 0 % artificialmente, y las otras naturales en correspondencia.

Los tantos ensayos de contraste demostraron que el contenido de M.O.% natural, no afectaba al material seleccionado para uso en obra.

A continuación, se describe las Normas habituales de ensayos, aplicados en esta aportación en este trabajo, que incluye también el análisis de contraste de M.O. en obras lineales.

Así como la calcinación marca un valor de M.O. =0% artificialmente, en la muestra natural se pueden aplicar sucesivos incrementos artificiales, y que por tanteo determinen con un valor artificial en contenido de M.O. marquen un punto de inflexión en las propiedades físicas mecánicas de los ensayos de laboratorio e insitu.

La investigación queda abierta no solo para la posible incidencia en el terraplén en estudio, sino también determinar el punto de inflexión o contenido critico de M.O, que todo material tiene, y que marca su propio umbral o punto débil, de todo material vulnerable y/o apto para rellenos. Este trabajo pretende ser una base de metodología para otras futura investigaciones.

2. NORMATIVA DE ENSAYOS DE MATERIA ORGÁNICA. UMBRALES DE USO Y . PROPUESTAS

2.1. 2.1 APLICACIÓN DE ANTECEDENTES DE NORMATIVA

Se utilizan muestras de granulometría representativa, para la determinación en laboratorio del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo, el método del permanganato de potásico se aplico la (*Norma UNE 103-204-9).,* La preparación de muestra de ensayo requiere la porción tamaño grano del pasante tamiz 2 (PT 2 UNE), de la granulometría de la muestra ensayada.

La formulación del Contenido de M.O.% Ec (1), de cada porción de muestra ensayada, viene dado por la expresión:

$$MO_i = [\ 0{,}1032 * C_i * f\ /\ M_i\ ] \qquad (1)$$

Siendo:

- Ci : son los centímetros cúbicos de solución de permanganato de potásico, dando a variable “i” los valores 1 y 2.
- F: es el factor de normalidad del permanganato de potásico, calculado anteriormente
- Mi : son los gramos de las muestras ensayadas, dando a “i” los valores 1 y 2.

El contenido de materia orgánica de la muestra ensayada, expresada en %, es la media de las dos determinaciones anteriores M_1 y M_2.

En los cálculos obtenidos del contenido en M.O.= 0,06-0,26 %; en general < 0,2%, admisibles para el umbral de Pliego de capa de forma. Los ensayos M.O. fueron realizados respecto al total de la muestra ensayada en cada ensayo de granulometría en concreto, criterio recomendado por el PG-3 (2.004) *Pliego General de Carreteras*, haciendo referir los cálculos de % al total de la muestra con granulométrica analizada. Se define en el caso de material granular, un coeficiente de minoración para cálculo de ensayo, y de representatividad global para su clasificación e interpretación. En efecto, para la muestra “granular”, como es el caso que nos ocupa, y para disponer de representatividad global del ensayo de M.O. Norma UNE 103-204-93, que se que afectar de un coeficiente de minoración $c \leq 1$, de acuerdo a la curva granulométrica, según sea el % pasante PT 2 mm UNE (expresado en tanto por uno). Por ej. con el tipo de suelo analizado granular siempre $c < 1$, o de un material arcilloso en donde c=1. El coeficiente de minoración en nuestros casos vario entre c=0,30-0,45.

Destacar que en otro tipo ensayo para *la Determinación del contenido de materia orgánica en suelos con agua oxigenada* (NLT-117/72), ensayo no usual para los laboratorios de control de obras, si tiene especificado que el resultado obtenido de % MO, se tiene que afectar de un coeficiente de minoración, que contemple la parte de suelo retenido en la propia preparación del ensayo.

2.2. UMBRALES DE USO Y PROPUESTAS

En las Normas de Terraplenes para el uso de materiales, existen umbrales del contenido M.O., que son una buena guía práctica para el control de calidad en obras. Por ej. PG-3 (2.004) *Pliego General de Carreteras* PG-3 (2.004), se establece para diversos tipos de suelos de uso, contenidos máximos MO en materiales tipo en tabla 1:

Tabla 1.Tipo de material y Clasificación PG3, según contenido máximo de MO %. Se remarca caso analizado.

Tipo de suelo PG3 (2004)	**Cantidad máxima de M.O.%**	**Pliego de prescripciones de proyecto. Ídem PG3 (2004)**	**Observaciones**
Seleccionados	MO <0,2%)	0,107% (*) Tienc un cálculo de coeficiente de minoración c=0,30-0,45.	Capa de Forma. Cumple y verifica como material de uso para capa de forma. Cálculo representativo, y ensayos laboratorio de contraste favorables
Adecuado	MO <1%	…….	…….
Tolerables	MO <2%	…….	…….
Marginales	MO <5%	…….	…….

Nota: el material de capa de Forma analizado, cumple no solo por calculo correcto del contenido de MO%= 0,107%, sino también por los valores característicos de ensayos de aptitud vial, según Recomendaciones de PG3 (2004), y Normas de ADIF. Los ensayos de contraste son una adicional de verificación importante de la calidad del material de préstamo analizado.

3. ENSAYOS DE CONTROL DE LABORATORIO Y CONTROL DE CAPA DE FORMA

Se presenta inicialmente 3.1 un resumen de los resultados del control del suelo natural de uso, y a continuación en 3.2 la investigación de ensayos de laboratorio de contraste, para verificar la posible incidencia del contenido existente en M.O. aplicando la técnica de calcinación de muestras naturales, que fueron constratadas.

3.1. RESUMEN ENSAYOS DE CONTROL EN TRAMO DE PRUEBA, MATERIAL DE PRESTAMOS Y PUESTA EN OBRA

En la Tabla 2, se incluye un resumen de la campaña de Ensayos de control de tramo de prueba, préstamo denominado Camarzana, y la puesta en obra, realizados sobre varios cientos de muestras tomadas de los tantos lotes de control en obra. En las figuras 1, 2 y 3, se muestran los trabajos de control en obra.

Los resultados obtenidos de parámetros del terreno controlados, han sido satisfactorios de acuerdo al PG-3 (2.004), y el pliego de obra, y los Ensayos de Huella en (NLT-256/99*),* aplicado en Terrenos compactado*s*, son práctica habitual de obras de plataformas de AVE, como control de puesta en obra complementaria de otros ensayos de compacidad in situ de la capa de forma.

3.2. CONTROL VISUAL GENERAL CON CAMIÓN CARGADO

La capa de forma terminada y subyacente al sub-balasto superior a colocar, se verifico de forma global, mediante una inspección visual, del paso continuo de un camión cargado: doble eje y ruedas gemelas, con 36T aproximado, figura 4.

La inspección visual al final de la puesta en obra de la capa de forma, ha consistido, en la apreciación de huellas marcadas con deformación plástica < 3mm, inspección favorable.

La no apreciación de huellas localizadas, soportando el peso de un camión cargado a lo largo de todo el trayecto, en toda la superficie de plataforma, son un reflejo de regular terminación de la capa de forma de control.

Tabla 2. Ensayos de control en tramo de prueba, préstamo y puesta en obra.

Tipo de control	**Ensayo**		**Resultado**	**Observaciones**
Laboratorio	Clasificación identificación	Granulometría	PT UNE 5= 30-40%	Grava arenosa con indicios de limo.
			PT UNE 0,08= 1-4%	
		Lim. Atterberg	No Plástico(NP)	
	Materia Orgánica	Permanganato de Potasio	0,2-1% (*)	Resultado de ensayo con PT2
			(*) c "coef. minoración"= 0,04-0,26	Resultado de ensayo con PT2, y extrapolado a muestra total
	Aptitud vial	Densidad máxima seca PM Humedad óptima	$\gamma_{d\ máx}$ = 20-22 KN/ m^3 w_{op} = 5-8%	Verifica
		Índice CBR al 98% PM	10 %< CBR< 40%	>10 verifica
		Índice CBR al 100% PM	CBR> 50%	>>10 muy satisfactorio.
In situ, puesta en obra	Aptitud vial, tramo de prueba	Densidad seca Humedad natural	$\gamma_{d\ máx}$ = 2,15-2,23T/m^3 w_{op} = 5,5-6,5%	+/-1% w_{op} En tramo de prueba. verifica $K = E_{v1} / E_{v2} = 1,4$
		Compacidad relativa	CR = 98-99% PM	
		Ensayo de carga con Placa ECP	E_{v2} = 126 MPa	
	Aptitud-vial, plataforma	ECP de control	107 MPa < E_{v2} < 140 MPa	Terraplén: T-1, y T-4 Desmonte: D-1,D-2, y D-3 1,4< K< 2,1
	Aptitud vial, tramo de prueba	Ensayo de la Huella. 1º Pasada, ΔH1 2º PasadaΔH2 (*)	ΔH1~ 3,0mm ΔH2≤ 2,0mm	Norma-Ensayo Variante-Norma Ensayo



Figura. 2. Terraplén de prueba, puest en obra y compactación de tongada



Figura 3. Tramo de prueba, Lectura base “0” Ensayo de la huella.



Figura 4. Tramo de prueba, Camión con tierra para Ensayo de la Huella.

4. ENSAYOS DE LABORATORIO DE CONTRASTE. INCIDENCIA DE LA M.O.

Sabemos que el contenido presente de M.O en el suelo, es una mezcla de sustancias que generan alteraciones, cuando existe en una cantidad apreciable, según clasificación de materiales rellenos (PG3): Seleccionado; Adecuado; Tolerable; y Marginal, Tabla 1.

El programa de laboratorio con ensayos de físicos de contraste, ha consistido en una serie de ensayos de deformación y resistencia. Se realizaron paralelamente entre una muestra natural, y otra exenta de M.O., tratada previamente por el método de calcinación de suelos, para la eliminación orgánica, de acuerdo a la Norma, Referencia [4] UNE 1744-1; 2.009 ap. 15.3, que consiste en la calcinación de la M.O. tras someter a la muestra a un proceso de calentamiento de hasta 480º.

La 2º parte de la muestra preparada con la técnica del cuarteo, no se somete a ningún tratamiento, y se ensaya con su contenido natural de M.O.

- Contenido de M.O: de suelo natural, y calculado para el total de 50gr de suelo Pasante Tamiz PT 2UNE, para ensayo químico, dio por resultado M.O = 0,465%
- Contenido de M.O: de suelo natural, y calculado para el total % de suelo Pasante Tamiz PT 2UNE, para la muestra total con tamaño grano, el ensayo químico Normalizado, dio por resultado M.O = 0,107% (0,465%*coeficiente Pasante Tamiz PT2).
- En la tabla 3 resumen adjunta un resumen de resultados de contraste de la investigación de incidencia

de M.O%, con > 3 Uds. de ensayos de contraste, sobre muestras remoldeadas para ensayos físicos.

- Los buenos resultados del suelo natural, y sin dispersión práctica con la muestra calcinada (artificialmente MO=0%), reflejan que no tener las malas propiedades mecánicas de suelo "orgánico", sino que posee un comportamiento de un suelo típico inorgánico, dada la existencia de un contenido "débil" M.O..
- Los buenos resultados del suelo natural, y sin dispersión práctica con la muestra artificial calcinada, reflejan no tener las malas propiedades mecánicas de suelo "orgánico", sino que posee un comportamiento de un suelo típico inorgánico, dada la existencia de un contenido "débil" M.O..
- En efecto, la estructura resistente-suelo no se altero, con la inundación de agua, como lo demuestran los buenos resultados de los ensayos: edométrico, colapso, y de estabilización físico-química. Este último ensayo de resistencia de un suelo estabilizado con cemento, demuestra que se trata de un suelo "dócil" para la estabilización, típico de un suelo inorgánico.
- Los resultados obtenidos cumplen con el Pliego de Prescripciones Técnicas de la obra estudiada, para la capa de forma, tanto por ensayos de identificación y clasificación, como del contenido M.O. < 0,2%, en general en los cientos de muestras analizadas, en controles de seguimiento de puesta en obra.

Tabla 3: Resumen de ensayos de contraste de laboratorio, muestra natural y otra tratada

Tipo de ensayo		**Suelo natural**	**Suelo tratado térmicamente**	**Observaciones**
Proctor Modificado P.M.		$\gamma_{d\ máx}$ = 1,90 T/m^3		Curva típica de suelo inorgánico
		$W_{óp}$ = 12%		
Ïndice de colapso IC %		0,05 %	0,05 %	No hay dispersión. Suelo no colapsable IC < 1%
Humedad w %	Inicial	12%	12%	No hay dispersión
	Final	15%	15%	No hay dispersión
Densidad seca γ_d		~19,0 kN/m^3	~19,0 KN/m^3	No hay dispersión
Edómetro	Módulo Edométrico E_m, definido para intervalo 1-2 (kg/cm^2)	23,5 MPa	17,.6 MPa	Compresibilidad muy baja a baja, "mínima dispersión". Curva edométrica, y curvas de consolidación con forma de "S", consolidación primaria y secundaria. típica de suelo inorgánico
Estabilización de suelo-cemento. Resistencia a compresión del mortero endurecido (Kg/cm^2)	7 días	34,7 KPa	37,5 MPa	Suelo mejorado en resistencia de estabilización físico-química, "mínima dispersión". Comportamiento típico de suelo inorgánico.
	28 días			Resultado final pendiente.

5. CASO DE AFLORAMIENTO DE ALTO CONTENIDO DE M.O. DURANTE UN MEJORA DEL CIMIENTO DE EXPLANADA, MEDIANTE LA COMPACTACIÓN DINÁMICA PROFUNDA CDP

En otro caso experimental para mejora de explanada mediante la técnica de Compactación Dinámica Profunda CDP, se pudo comprobar que suelos granulares con matriz limosa, con alto contenido de M.O. $\geq$ 3-7%, son de difícil o "imposible" mejora mecánica, incluso con la aplicación de altas energías de compactación. El caso sucedió en una zona localizada de malla de puntos, diseñada para mejorar mediante CDP, del cimiento de explanada del tramo de nueva Ctra Comarcal Tramo Intersección M-300 con la M-224 a la M-203, entre Torrejón de Ardoz-Torres de Alameda (Madrid, 2010).

- En un grupo de columnas tratadas CDP con aportación grava gruesa, hubo un comportamiento anómalo, puesto que no se alcanzo la estabilización del cráter de compactación, después de "N" impactos de alta energía con la maza M=15T en caída libre $h_{máx}$ =18m, Figuras 5 a 8 adjuntas.

- Los ensayos de control in situ de penetración continua tipo Borro, Figura 9; emplazados en el propio cráter de CDP, no reflejaron como contraste entre el ensayo antes y después de la CDP, un aumento en los valores de golpeos parciales cada 20cm "N_{20}", manteniéndose valores bajos de N_{20} = 3-5 (terreno "flojo"). Se pudo deducir, que estábamos ante un antiguo relleno "flojo" localizado "posible antigua vaguada natural", subyacente al cimiento de explanada, y transversal a la obra lineal en estudio Figura 6.
- La Normativa-Referencia PG-3 de Carreteras, prohíbe el uso de materiales cuando la cantidad de M.O. es apreciable > 3-7%, puesto que influye directamente en el resultado del tratamiento mecánico de la compactación superficial por tongadas de espesor e=0,40-0,50m, y también sucede como se ha demostrado con un nivel alto de energía específica aplicado, para la mejora del terreno, incluso suelo de componente granular, con matriz un contenido de finos $\geq$ 30 % Pasante tamiz PT UNE 0,08 (limo + arcilla).



Figura 5. Vista de maquinaria de CDP.



Figura 6. Vista Barranco que atraviesa la explanada.



Figura 7. Replanteo de cráter de control penetro Borro.



Figura 8. Trabajo complementario con aportación de grava.



Figura 9. Ensayo dinámico de penetración Borro de control emplazado en fondo de cráter.

6. CONCLUSIONES

6.1. CASO ANALIZADO PARA UNA OBRA DE INFRAESTRUCTURA LINEAL

La M.O. es un componente o sustancia perniciosa, cuando está presente en la matriz granular, por ej. de grava y/o arena con finos con limosos, Los suelos naturales de origen sedimentario en terrazas, como lo es el material de uso para la obra lineal analizando con detalle el préstamo para terraplén de FFCC de AVE, denominado "Camarzana", que básicamente esta compuesto de grava areno limosa. El contenido de M.O. se clasifico como débil.

El Contenido de M.O: de suelo natural, y calculado para el total de 50gr de suelo Pasante Tamiz PT 2UNE, para ensayo químico, dio por resultado M.O = 0,465 % (*). Este resultado numérico no cumple con la Tabla 1 de clasificación para suelo seleccionado MO<0,20%; pero dicho valor no es directo, sino que debe afectarse del coeficiente de minoración por granulometría equivalente del ensayo Normalizado, y así obtener resultado representativo de M.O.

El Contenido de M.O: de suelo natural, y calculado con la fracción del Pasante Tamiz PT 2UNE, el ensayo químico Normalizado y representativo dio por resultado M.O = 0,107%. Que resulta del contenido M.O. 0,465%*coeficiente Pasante Tamiz PT2, ensayo Normalizado, y afectado de un coeficiente de minoración c=0,3 , determina MO= 0,465% * 0,3 = 0,107% (cumple y verifica condición Pliego PTP <0,2%).

Las propiedades de las partículas finas en la estructura suelo, tiene su incidencia en las propiedades mecánicas cuando el PT UNE 0,08 > 30%. En nuestro caso, la cantidad de finos del material granular es reducida, con PT UNE 0,08< 5%, contenido de finos favorable para la mejora de trabajabilidad, y la cohesión por compactación.

El material de uso para la explanada de capa de forma, es de buena calidad geotécnica para terraplenes, y cumple con la Especificación del PG-3/2004 y Pliego de Proyecto, con sus parámetros de aptitud vial: densidad, índice CBR, compacidad de la puesta en obra. En los tantos ensayos de control de calidad: densidad, ensayo de carga con placa, ensayos y control de huella con rodadas con camión cargado, se reflejo la buena calidad del material y puesta en obra compactada.

En efecto, los ensayos de control de la puesta en obra, entre el Pk 700+000 al 710+700, y la investigación geotécnica complementaria de incidencia del contenido de M.O. de material del préstamo, compuesto de grava arenosa con indicios/ algo de limo, basada en la metodología de contraste paralelo de ensayos de aptitud vial en muestras de suelo natural-suelo calcinado exento de M.O., las siguientes conclusiones:

- El resultado del propio ensayo de M.O., con Permanganato de Potásico (UNE.103-204-93), tiene que ser representativo de la muestra total, y para suelo granular, debe afectarse de un coeficiente de minoración c =0,3-0,5 en tanto * uno, del Pasante Tamiz PT2. (UNE) de la curva granulométrica del material de uso para terraplenes.
- Los ensayos edométricos, determinaron para un intervalo de presiones 0,1-0,2 MPa, que el material de préstamo tiene propiedades mecánicas favorables suelo tipo "seleccionado" del PG3(2004): baja a muy baja compresibilidad bajo carga, con módulo de compresibilidad E_m = 1760-2350 MPa; y no susceptible al colapso, Índice de colapso Ip = 0,05% << 1%.
- El contraste de los ensayos físicos de contraste, del tipo físicos resistentes y de estabilización, con un mínimo de dos muestras para cada tipo de ensayos, pares entre muestras naturales y de otras con tratamiento previo de calcinación térmica MO = 0% del proceso artificial, obtuvieron una reducida y/o nula dispersión de resultados, con un comportamiento paralelo similar desde el punto de vista mecánico resistente y deformacional.

En síntesis, la metodología de contraste de ensayos físicos de laboratorio, entre muestra naturales de canteras para aprovechamiento, y de las mismas muestras en paralelo, tratadas con calcinación previa (Norma UNE 1744-1; 2.009 ap. 15.3), permite ponderar la incidencia de la M.O. de un determinado suelo, de forma específica, completando y verificando la clasificación empírico-practica de la Norma PG3 (2004).

6.2. PROPUESTA DE AVANCE EN EL CONOCIMIENTO DE UMBRALES ESPECIFICOS DE M.O.%. APLICACIÓN EN OBRAS LINEALES

Cada tipo de suelo tiene un punto de inflexión según un contenido M.O.% asociado a su propia naturaleza, y que marca un umbral o punto crítico de inflexión de "sensibilidad y vulnerabilidad", en las propiedades mecánicas resistentes. Un estudio detallado para cada material en concreto de préstamos, podría de tener una metodología similar a la descrita para un caso concreto.

Seria de interés general, que los Laboratorio oficiales de Geotecnia, elaboren o dispongan de una base de datos, con suelos regionales de uso en rellenos, para analizar probetas de ensayos, dosificadas con distintos contenidos de M.O., y ensayos de contraste por tratamiento térmico; que ha sido la esencia de la metodología presentada.

Esta metodología de contraste entre muestras naturales y muestras calcinadas, en explanadas de terraplenes, favorece no solo a visualizar la incidencia de la M.O. en el seno de la matriz suelo, sino también en la toma de decisiones objetivas, y no solo en el dato de la verificación de umbrales de una clasificación empírico practica Normalizada.

AGRADECIMIENTO

Al equipo de compañeros de la obra Infraestructura de AVE: Otero de Bodas-Cernadilla (Zamora- España). ACCIONA CONSTRUCCIONES-DAF, Sept/2009 a Enero 2014, por la colaboración recibida en la investigación presentada de la Incidencia del contenido de M.O, .del Préstamo Camarzama, para aprovechamiento de la obra Lineal controlada.

REFERENCIAS

Norma UNE 103-204-93*, con la Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo, por el método del permanganato de potásico*

PG-3 (2.004). *Pliego General de Carreteras*

NLT-117/72. *Determinación del contenido de materia orgánica en suelos con agua oxigenada*

Norma UNE 1744-1; 2.009 ap. 15.3*, que consiste en la calcinación de la M.O.*

(NLT-256/99*) Ensayo de la Huella en Terrenos*

MODELIZACIÓN DEL COLAPSO DE AGREGADOS GRUESOS POR EFECTO DE LA ACTIVIDAD DEL AGUA Y LA HUMEDAD RELATIVA

Joel TORRES-SERRA[(1, 2)*] y Enrique ROMERO[(1, 2)]

[(1)] Geomechanics Group
Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)

[(2)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
*joel.torres@upc.edu

RESUMEN

La estabilidad de construcciones civiles como diques marítimos y fluviales se puede ver comprometida por la humedad relativa del ambiente, así como la acción del agua líquida con salinidad variable. El presente trabajo aborda la simulación acoplada químico-hidro-mecánica del comportamiento de agregados gruesos por el método de los elementos discretos, considerando los distintos efectos de la succión total sobre la rotura de partículas debidos a cambios en las actividades del agua y el vapor. Se modeliza la compresión edométrica de agregados formados por grupos de partículas de tamaños controlados. El mojado por vapor se investiga con la inclusión de fuerzas capilares en muestras parcialmente saturadas debido a un incremento de la humedad relativa. Para el caso de mojado por agua líquida, se estudian los cambios en la tensión superficial del líquido por reducción de la actividad del agua. Los resultados confirman el mayor efecto en la deformación de la succión total impuesta por control de la actividad del agua respecto al control de humedad relativa.

ABSTRACT

Stability of civil engineering structures such as embankments for coastal and river bank protection may be compromised by the surrounding relative humidity and the action of liquid water at different salinities. This work deals with the coupled chemo-hydro-mechanical behaviour of coarse granular aggregates by the discrete element method, considering the different effects of total suction on particle breakage due to changes in water activity and vapour. Oedometer-type compression of arrangements of particle clumps of controlled grain sizes is modelled. Vapour wetting is investigated by including capillary forces in partially saturated samples due to increased relative humidity conditions. Wetting by soaking is studied through changes in liquid surface tension due to water activity reduction. Results confirm the larger effect on deformation of total suction conditions imposed by liquid water activity control compared to relative humidity control.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Deformación de escolleras (Rockfill deformation), Estabilidad de diques (Embankment stability), Modelización por elementos discretos (Discrete-element modelling).*

TEMA 3

MECÁNICA E INGENIERÍA DE ROCAS

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE JUNTAS DE ROCA HETEROGÉNEAS EMPLEANDO MATERIALES PÉTREOS ARTIFICIALES

Miguel CANO[(1)*], José Luis PASTOR[(1)] y Humberto CABRERA[(2)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil
Escuela Politécnica Superior. Universidad de Alicante (UA)
*miguel.cano@ua.es

[(2)] Instrumentation and Monitoring Department
Sixense Iberia

RESUMEN

Las discontinuidades de un macizo rocoso son las que, en la mayoría de las ocasiones, gobiernan su comportamiento global, siendo la resistencia al corte de las discontinuidades el aspecto más importante en la resistencia de los macizos rocosos fracturados. Aunque éste es un aspecto que ha sido ampliamente estudiado, sin embargo, las investigaciones realizadas hasta ahora se centran mayoritariamente en el comportamiento de juntas de roca homogénea, siendo muy pocos los trabajos sobre el comportamiento de juntas heterogéneas. Pero el abordaje de esta cuestión es importante, pues existen numerosos emplazamientos donde afloran formaciones heterogéneas tipo flysch o formaciones volcánicas que presentan una alternancia de capas de materiales competentes (alta resistencia) y materiales menos competentes (baja resistencia). Por todo ello, el objetivo de esta investigación es evaluar el efecto de la heterogeneidad en el comportamiento frente al corte de diferentes tipos de juntas. Con tal fin, se realizaron ensayos de corte directo en juntas artificiales con distintos perfiles de rugosidad, conformadas con materiales pétreos artificiales heterogéneos y homogéneos (de baja, media y alta resistencia), para permitir comparaciones entre ellas. Los resultados preliminares de los ensayos muestran que, en materiales heterogéneos, existe una gran influencia del bloque de material de menor resistencia. Además, si el material de la cara inferior de la discontinuidad es de baja o media resistencia y el de la cara superior es de media o alta resistencia, la resistencia al corte de la junta es menor que en el caso en que ambas caras sean de baja o media resistencia.

ABSTRACT

In many cases, it is the discontinuities that primarily control the overall behavior of the rock mass, and their shear strength is the most important factor in determining the strength of fractured rock masses. Although this aspect has been widely studied, the performed research so far has focused mainly on the behavior of joints in homogeneous rock, with very few studies addressing the behavior of heterogeneous joints. However, addressing this issue is important, since there are numerous sites where heterogeneous formations such as flysch or volcanic sequences outcrop, characterized by an alternation of competent (high-strength) layers and less competent (low-strength) materials. For all these reasons, the aim of this research is to evaluate the effect of heterogeneity on the shear behavior of different types of joints. To this pourpose, direct shear tests were performed on artificial joints with various roughness profiles, made of heterogeneous and homogeneous artificial rock-like materials (low, medium, and high strength), allowing comparisons between them. The preliminary results show that in heterogeneous

materials there is a great influence of the block of material with lower strength. Moreover, if the material of the lower face of discontinuity is of low or medium strength and the upper face is of medium or high strength, the joint shear strength is lower than the case in which both faces are of low or medium strength.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Resistencia al corte de juntas heterogéneas (Heterogeneous Joint shear strength), Ensayo de corte directo (Direct shear test), Joint Roughness Coefficient (JRC).*

1. INTRODUCCIÓN

El macizo rocoso es un medio discontinuo formado por bloques de roca intacta separados por discontinuidades. En muchas ocasiones son éstas las que gobiernan fundamentalmente el comportamiento global del macizo y es su resistencia al corte el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos fracturados. De hecho, en ingeniería de rocas, las discontinuidades pueden ser el factor más importante que gobierna la deformabilidad, resistencia y permeabilidad de la masa rocosa. Además, una discontinuidad particularmente grande y persistente puede afectar críticamente a la estabilidad de cualquier excavación superficial o subterránea, como, por ejemplo, al normal funcionamiento de las vías de comunicación. Por estas razones, es necesario desarrollar un buen estudio de las propiedades geométricas, mecánicas e hidrológicas de las discontinuidades (Harrison & Hudson, 2005).

Aunque este es un aspecto que ha sido ampliamente estudiado (e.g. Patton (1966), Ladanyi and Archambault (1969), Jaeger (1971), Barton (1973), Schneider (1976), Barton (1978); Barton and Choubey (1977)), estas investigaciones abordan únicamente el comportamiento de juntas de roca homogénea, siendo muy pocos los trabajos sobre el comportamiento de juntas heterogéneas, donde los labios de la discontinuidad presentan diferentes resistencias.

En numerosos emplazamientos de la península Ibérica, el Rif marroquí o la cuenca adriática afloran formaciones heterogéneas tipo *flysch*. También, otras formaciones geológicas, tales como las volcánicas, presentan una problemática similar. Su característica principal es la alternancia de capas de materiales competentes (alta resistencia) y materiales menos competentes (baja resistencia). Estas características provocan que en este tipo de macizos rocosos se desencadenen inestabilidades tras la excavación de taludes para la construcción, por ejemplo, de vías de comunicación.

Entre los modelos existentes para la evaluación de la resistencia al corte de las juntas sin relleno, el método empírico de Barton and Choubey (1977) es el más utilizado en la práctica ingenieril. Más recientemente se han propuesto criterios alternativos (e. g. Cottrell et al. (2010), Ghazvinian et al. (2011), Lee et al. (2014), Yang et al. (2016), Zhang et al. (2016))), aunque en la actualidad y, al menos, en un futuro próximo, muy probablemente, el criterio de rotura más utilizado en la práctica seguirá siendo el modelo de Barton:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan\left[\mathrm{JRC} \cdot \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi_r\right] \quad (1)$$

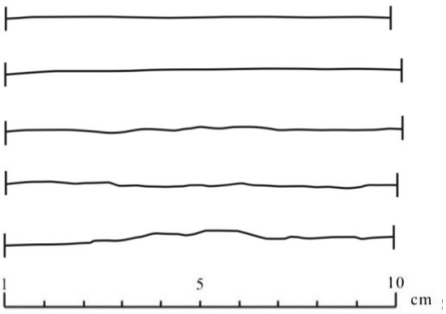
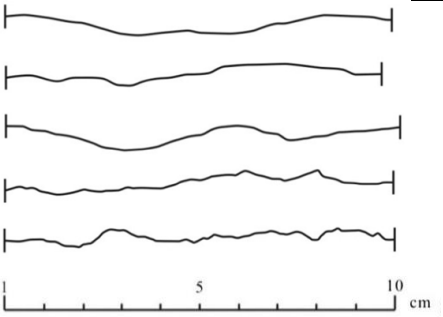
donde:

- τ y σ_n son, respectivamente, la tensión tangencial y la tensión normal en el plano de discontinuidad,
- φ_r es el ángulo de fricción residual,
- JRC es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (*Joint Roughness Coefficient)*, y
- JCS es la resistencia a compresión de la junta (*Joint Compression Strength*).

De la anterior expresión se desprende que, la resistencia al corte de las juntas es función de tres componentes: una componente básica o residual, φ_r (a), una componente geométrica, expresada por el parámetro JRC (b) y la componente relacionada con el fallo de la asperidad, gobernada por la expresión JCS/σ_n (c).

El JRC se puede obtener de diversas formas, entre otras, mediante los 10 perfiles de rugosidad estándar propuestos por Barton a los que se les asigna unos ciertos valores de JRC (Tabla 1).

Tabla 1. Perfiles de rugosidad y valores del parámetro JRC propuestos por Barton and Choubey (1977).

Perfiles de rugosidad	JRC	Perfiles de rugosidad	JRC
	0-2		10-12
	2-4		12-14
	4-6		14-16
	6-8		16-18
	8-10		18-20

Todas las investigaciones mencionadas anteriormente se corresponden con trabajos relacionados con la resistencia al corte de juntas homogéneas. Sin embargo, las publicaciones sobre la resistencia de juntas heterogéneas son muy escasas. Tan solo autores tales como Jiang et al. (2019) o Cheng et al. (2021) han abordado este problema. Concretamente, Jiang et al. (2019) realizaron un estudio a partir de ensayos de laboratorio sobre juntas de materiales pétreos artificiales heterogéneos y homogéneos con diferentes JRC. Para definir las superficies de las juntas, utilizaron algunos de los perfiles estándares publicados por Barton (1973) y Barton and Choubey (1977). Por su parte, Cheng et al. (2021), basándose en el anterior trabajo han estudiado el comportamiento de las discontinuidades heterogéneas frente a diferentes condiciones de anclajes. Por esta razón, el objetivo de este trabajo es evaluar el efecto de la heterogeneidad en el comportamiento frente al corte de diferentes tipos de juntas, con el fin de poder sentar las bases para la evaluación de la estabilidad de los macizos rocosos heterogéneos. Para ello, se han realizado diversos ensayos de corte directo en juntas formadas por bloques heterogéneos de materiales pétreos artificiales, variando el coeficiente de rugosidad de la junta (*Joint Roughness Coeficient*, JRC). Asimismo, el procedimiento se ha replicado en situaciones de juntas homogéneas, con el fin de establecer comparaciones entre ambas situaciones.

2. METODOLOGÍA

Con el fin de alcanzar los objetivos de esta investigación, su diseño contempla tres retos: elección de materiales (a), selección de la morfología de las juntas (b) y elección del tipo de ensayo de corte directo (c).

El planteamiento de la investigación empleando rocas artificiales en vez de naturales obedece a la dificultad que supone obtener una determinada cantidad de muestras con un mismo perfil de rugosidad, además de poder simplificar los cálculos utilizando exactamente los mismos perfiles estándares de Barton and Choubey (1977). Los materiales para la fabricación de los bloques de piedra artificial se seleccionaron con el objetivo de obtener tres resistencias muy diferentes entre sí, que pudieran definirse como de baja, media y alta resistencia.

Las muestras de baja resistencia se confeccionaron con mortero de cal predosificado (cal y arena MORCEMSEC) y agua en una proporción en peso de 1:0.2. La muestra de resistencia media se fabricó con mortero de cemento CEM II / A-L 42.5R gris (cemento gris, arena fina y agua), con una relación en peso de 1:3:0.82. Para las muestras de alta resistencia se eligió un mortero de cemento BL I 52,5 R, arena calcárea fina y agua, con una proporción en peso de 1:0.55:0.45. Las resistencias a la compresión uniaxial promedio (RCS) de los tres tipos de materiales pétreos artificiales obtenidas según la norma UNE-EN 196-1 (AENOR, 2018) fueron, respectivamente, de 5.47, 19.27 y 59.65 MPa. Estas muestras de rocas artificiales con estas propiedades mecánicas tratan de simular el comportamiento de determinados tipos de rocas que se encuentran de forma natural en los macizos rocosos carbonatados tipo flysch, por ejemplo.

Por otra parte, se han seleccionado tres perfiles de rugosidad de los propuestos por Barton and Choubey (1977) con el objetivo de evaluar la influencia de la rugosidad en la resistencia al corte de las juntas de roca heterogénea. Los perfiles seleccionados se corresponden con los que presentan un JRC bajo, medio y alto (0-2, 10-12 y 18-20, respectivamente). Estos perfiles estándares se replicaron exactamente mediante su digitalización y la fabricación utilizando una impresora 3D empleando un material polimérico (Figura 1).

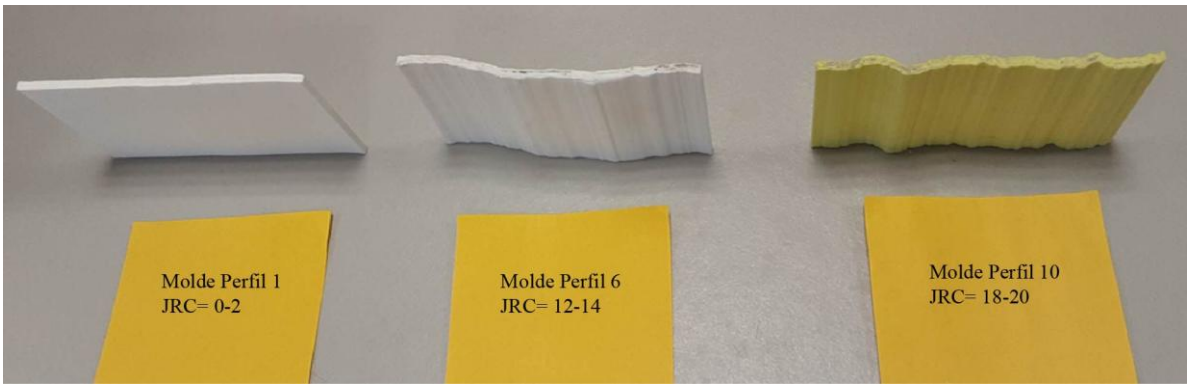


Figura 1. Juntas fabricadas mediante impresora 3D que reproducen los perfiles estándar de Barton and Choubey (1977) para ser empleadas como moldes en la fabricación de los bloques.

Dado que los perfiles originales elegidos tienen 10 cm de longitud, atendiendo a lo establecido por Muralha et al. (2014) para la forma y tamaño de los especímenes a ensayar, se han fabricado juntas artificiales poliméricas de 10 cm de largo por 6 cm de ancho. Así se han podido fabricar unos bloques de roca que forman un paralepípedo de 10×6×5 cm separados por la junta (Figura 2).

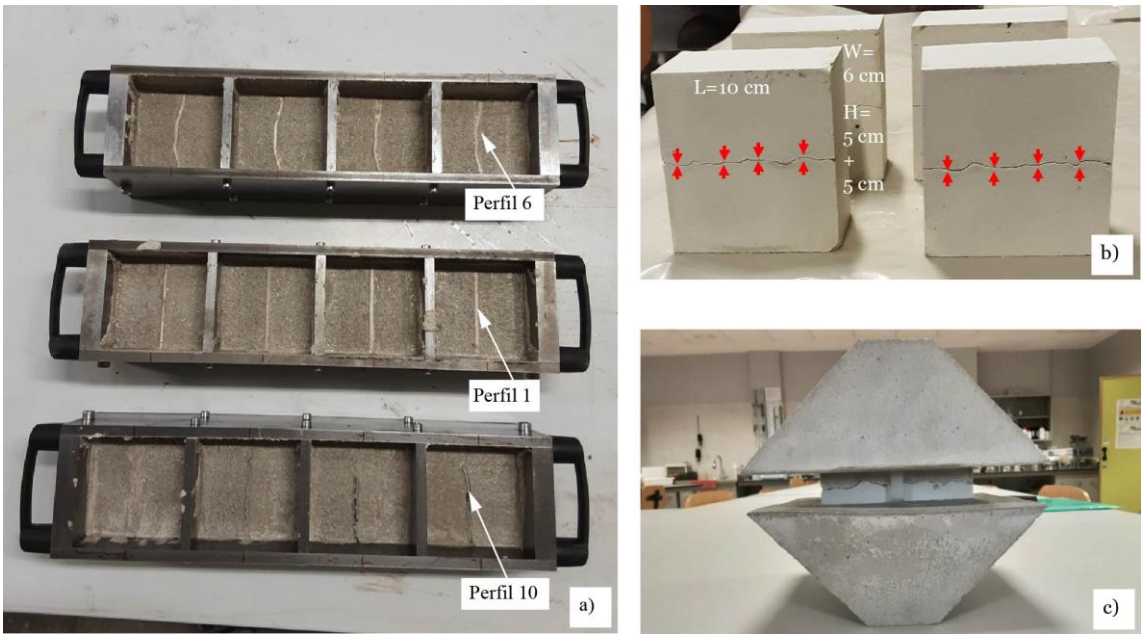


Figura 2. Fabricación mediante un molde de acero de dos piezas paralelepipédicas por cada perfil (a), desmoldeo de dichas piezas de dimensiones 10x6x5 cm (las flechas rojas indican las uniones) y su posterior encapsulado en un molde de mortero para su introducción en el aparato para el ensayo de corte directo (c).

Por último, de acuerdo con el Método Sugerido por la ISRM para la determinación en laboratorio de la resistencia al corte de juntas de roca (Muralha et al., 2014), dicha resistencia al corte se puede determinar mediante ensayos en condiciones de carga normal constante (CNL) o en condiciones de carga de rigidez normal constante (CNS). El empleo de ensayos de corte de carga normal constante permite evaluar la resistencia al corte bajo una determinada carga normal, lo cual puede ser apropiado para fines de diseño en ciertas condiciones de contorno. Los procedimientos de ensayo con rigidez normal constante pueden emplearse para definir la resistencia al corte última de una discontinuidad. En este trabajo se han empleado condiciones de CNL, atendiendo a la metodología propuesta por Muralha et al. (2014). Esta es una condición real que se presenta en deslizamientos planares, cimentaciones de presas u otras estructuras apoyadas sobre roca, cuando no se aplican dispositivos tipo anclaje que restrinjan el movimiento normal. En esta investigación preliminar se realizaron únicamente 18 ensayos de corte directo bajo un esfuerzo normal de 1 MPa (Figura 3).

Los 18 ensayos de corte directo realizados se prepararon mediante las siguientes combinaciones: nueve combinaciones con materiales homogéneos de baja (LS), media (MS) y alta resistencia (HS) en ambos bloques para cada uno de los tres perfiles seleccionados (LS (0-2), LS (10-12), LS (18-20), (MS (0-2), MS (10-12), MS (18-20), (HS (0-2), HS (10-12), HS (18-20)) y b) otras nueve combinaciones con bloques de distinta resistencia separados por las mismas tres juntas seleccionadas, es decir LS-MS (0-2), LS-MS (10-12), LS-MS (18-20), LS-HS (0-2), LS-HS (10-12), LS-HS (18-20), MS-HS (0-2), MS-HS (10-12), MS-HS (18-20).

Durante el ensayo fueron medidos los esfuerzos cortantes y los desplazamientos de corte en cada muestra ensayada. El sentido de corte seleccionada fue de derecha a izquierda según los perfiles estándar propuestos por Barton and Choubey (1977). Además, para esta investigación se consideró ubicar el bloque con el material de menor resistencia de la junta heterogénea en la parte inferior de la caja de corte. Todos los ensayos de corte directo se llevaron a cabo hasta que el desplazamiento de cizallamiento alcanzó los 7 mm, es decir el 7% de la longitud máxima de corte.

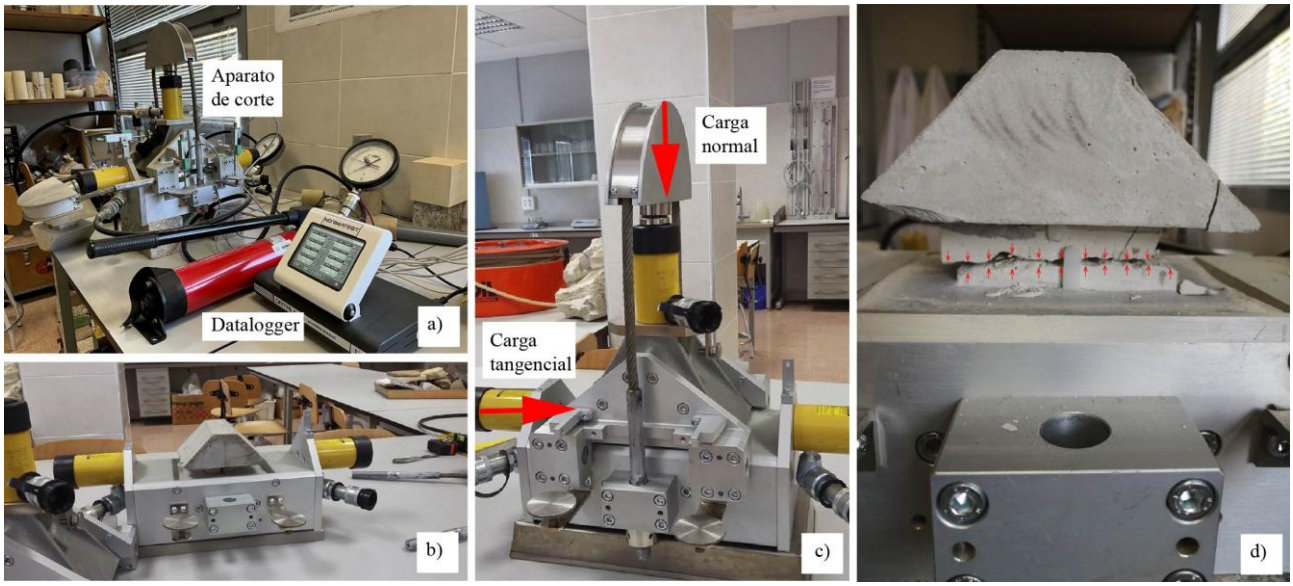


Figura 3. Dispositivo de corte completo montado (a), caja de corte inferior con molde de mortero encapsulado (b), caja de corte completa con gatos de carga normal y tangencial (c) y caja de corte desmontada tras finalizar el ensayo, con la muestra ensayada en la que se observa la junta desplazada (d).

3. RESULTADOS

La Tabla 2 muestra la resistencia máxima al corte de los seis tipos de juntas de roca (homogéneas y heterogéneas, con resistencias baja, media y alta) con los diferentes JRC que se seleccionaron para esta investigación según la morfología de los perfiles estándares que fueron publicados por Barton and Choubey (1977), a saber: 0-2, 10-12 y 18-20.

Tabla 2. Resistencia al corte pico para cada uno de los ensayos realizados en función de los perfiles standard de JRC y tipo de juntas homogéneas y heterogéneas combinado materiales de distinta resistencia (LS, baja resistencia, MS, resistencia media y HS, alta resistencia).

Resistencia al corte pico (MPa)						
	Juntas homogéneas			Juntas heterogéneas		
JRC	LS	MS	HS	LS-MS	LS-HS	MS-HS
0-2	0.90	0.91	0.92	0.88	0.93	0.88
10-12	1.50	2.10	2.28	1.08	1.33	2.12
18-20	1.33	2.00	2.58	1.25	1.28	1.67

El análisis de estos valores pico es un aspecto clave de este trabajo, pero es igual de relevante analizar el comportamiento del proceso de corte en la junta, es decir, se han de representar y analizar las curvas desplazamiento cortante-resistencia al corte obtenidas en los 18 ensayos (Figura 4).

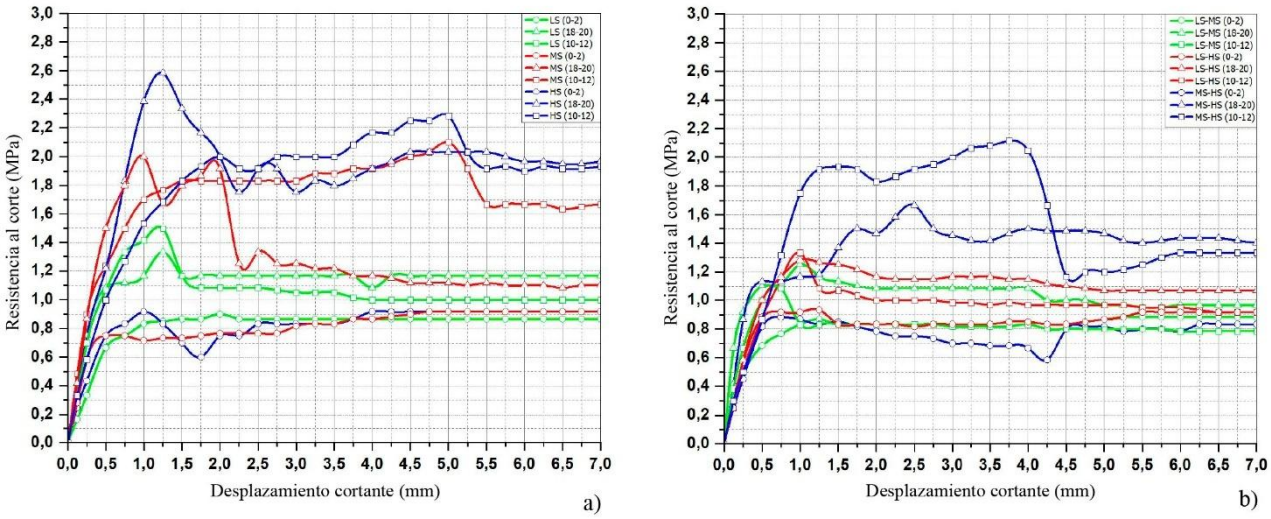


Figura 4. Curvas Desplazamiento cortante-Resistencia al corte obtenidas para las combinaciones de juntas homogéneas con baja media y alta resistencia para los tres perfiles de rugosidad cada una (a) y heterogéneas con combinaciones de baja-media, media-alta y baja-alta resistencia, también para los tres perfiles de rugosidad (b).

4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Del análisis de las curvas desplazamiento cortante-resistencia al corte para los materiales homogéneos, con perfiles de baja rugosidad (JRC= 0-2), se observa que muestran un comportamiento dúctil, con valores pico y residual muy similares de aproximadamente 0.9 MPa, independientemente de su resistencia. Al mismo tiempo, estas muestras requieren de un mayor desplazamiento para movilizar la máxima resistencia a la cizalla. A medida que aumenta el JRC se observa una transición hacia un comportamiento más frágil, con una mayor diferencia entre la resistencia de pico y residual y la necesidad de un menor desplazamiento para alcanzar la máxima resistencia. Además, la resistencia del material adquiere más relevancia. Así, para los perfiles de rugosidad intermedia la máxima resistencia oscila entre 1.5 MPa y 2.28 MPa y para los de mayor rugosidad entre 1.33 MPa y 2.58 MPa (Figura 4a).

Por otro lado, si lo que se analiza son los resultados de los ensayos realizados con juntas con bloques de distinta resistencia (materiales heterogéneos) cabe destacar que las combinaciones LS-MS, LS-HS y MS-HS para el perfil de menor rugosidad (0-2) presentan también un comportamiento más dúctil, sobre todo, para la combinación LS-MS. Los resultados de la máxima resistencia alcanzada son similares a los de la situación de materiales homogéneos para el mismo perfil, sin importar la combinación de resistencias entre bloques, es decir, aproximadamente 0.9 MPa. Para los perfiles de mayor rugosidad se observa una mayor diferencia entre los valores de resistencia pico y residuales y una dependencia de la combinación de materiales. Así, para juntas con JRC 10-12 la máxima resistencia se alcanza para la combinación MR-HR (2.12 MPa) y la menor para la combinación LS-MS (1.08 MPa). Las máximas resistencias en las juntas de mayor rugosidad oscilan entre 1.25 MPa y 1.67 MPa, es decir, solo son mayores que las de rugosidad intermedia para la combinación LS-MS (Figura 4b).

En general, la máxima resistencia al corte para los seis tipos de juntas de roca se incrementa con el aumento del JRC. Sin embargo, excepto para las combinaciones LS-HS y LS-MS, donde se mantiene la tendencia anterior, la resistencia de pico es menor para los casos de JRC 18-20 que para los casos de JRC 10-12. Estos resultados muestran que la morfología del JRC 10-12 en algunos materiales favorece el aumento de la resistencia al corte en detrimento de mayores coeficientes de rugosidad. Además, las juntas de roca con el perfil de rugosidad JRC 10-12 presentan un mayor desplazamiento de corte correspondiente a la resistencia pico de corte que las demás juntas con otros perfiles de rugosidad.

En las juntas de roca donde hay presencia del material de más baja resistencia, las curvas desplazamiento de corte–esfuerzo cortante para los tres tipos de JRC están más juntas entre sí, mostrando un comportamiento más similar entre ellas y valores picos de resistencia al corte más semejantes. Esto se debe a que cuando la junta con el material de baja resistencia es sometida a esfuerzos de corte, un gran número de protuberancias de roca de baja resistencia se desprenden durante la cizalla, mientras que las protuberancias en la superficie de la roca de mayor resistencia rara vez se dañan. Por tanto, la resistencia al corte de la roca de baja resistencia juega un papel dominante en la resistencia al corte de las juntas en ese momento.

5. CONCLUSIONES

Los resultados del ensayo indican que, en materiales heterogéneos, el bloque de roca con menor resistencia ejerce una influencia significativa en el comportamiento mecánico. En este sentido, se comprobó que la resistencia de la roca débil controla la resistencia al corte de la discontinuidad cuando existen diferencias marcadas de resistencia entre las superficies de la junta.

Por otra parte, cuando la roca del labio inferior de la discontinuidad presenta una resistencia baja o media y la cara superior posee una resistencia media o alta, la resistencia al corte de la junta resulta inferior a la del caso en que ambas caras presentan resistencias bajas o medias. Esta situación se observa en todos los perfiles de rugosidad, aunque es especialmente marcada en aquellos con mayor JRC. En otras palabras, si estos resultados se extrapolaran a un talud real, un talud homogéneo formado por rocas tipo lutitas sería más estable que uno heterogéneo con alternancia de lutitas y calizas.

El comportamiento al corte también es heterogéneo en cuanto al daño sufrido por ambas caras de la junta. Es decir, cuando los bloques de roca que conforman la discontinuidad presentan una gran diferencia de resistencia, la degradación de las asperezas se produce únicamente en el lado de la roca más débil, mientras que la roca de mayor resistencia permanece prácticamente intacta.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por la Generalitat Valenciana (Project CIAICO/2021/335 y por la European Research Executive Agency, under the HORIZON-MSCA-2022, with Grant Agreement 101131146, project UPGRADE.

REFERENCIAS

AENOR. (2018). UNE-EN 196-1: 2018. Methods of testing cement - Part 1: Determination of strength. In (Vol. UNE-EN 196-1: 2018, pp. 40). Madrid, España: AENOR.

Barton, N. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, *7*(4), 287-332. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0013-7952(73)90013-6

Barton, N. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses: International Society for Rock Mechanics. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*, *15*, 319-368.

Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*, *10*(1), 1-54. https://doi.org/10.1007/BF01261801

Cheng, X., Luan, H., Jiang, Y., Zhang, S., & Jia, C. (2021). Experimental Study on Shear Behavior and Failure Mechanism of Bolted Heterogeneous Rock Joints under Different Anchorage Conditions. *Geofluids*, *2021*, 1-14. https://doi.org/10.1155/2021/9958352

Cottrell, B., Tatone, B. S. A., & Grasselli, G. (2010). Joint Replica Shear Testing And Roughness Degradation Measurement. ISRM International Symposium - EUROCK 2010,

Ghazvinian, A., Azinfar, M. J., & Geranmayeh Vaneghi, R. (2011). Importance of Tensile Strength on the Shear Behavior of Discontinuities. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, *45*. https://doi.org/10.1007/s00603-011-0207-9

Harrison, J. P., & Hudson, J. A. (2005). *Engineering rock mechanics : an introduction to the principles* (3rd impression ed.). Pergamon Amsterdam. https://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&scope=site&db=nlebk&db=nlabk&AN=210346

Jaeger, J. C. (1971). Friction of Rocks and Stability of Rock Slopes. *Géotechnique*, *21*(2), 97-134. https://doi.org/10.1680/geot.1971.21.2.97

Jiang, Y., Wang, Y., Yan, P., Luan, H., & Chen, Y. (2019). Experimental Investigation on the Shear Properties of Heterogeneous Discontinuities. *Geotechnical and Geological Engineering*, *37*. https://doi.org/10.1007/s10706-019-00955-5

Ladanyi, B., & Archambault, G. (1969). Simulation Of Shear Behavior Of A Jointed Rock Mass. *Proceedings of the11th Symposium on Rock Mechanics*, *1*.

Lee, Y.-K., Park, J.-W., & Song, J.-J. (2014). Model for the shear behavior of rock joints under CNL

and CNS conditions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, *70*, 252-263. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.05.005

Muralha, J., Grasselli, G., Tatone, B., Blumel, M., Chryssanthakis, P., & Jiang, Y. (2014). ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, *47*, 291-302. https://doi.org/10.1007/s00603-013-0519-z

Patton, F. D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. https://eurekamag.com/research/019/488/019488858.php

Schneider, H. J. (1976). The friction and deformation behaviour of rock joints. *Rock mechanics*, *8*(3), 169-184. https://doi.org/10.1007/BF01239813

Yang, J., Rong, G., Hou, D., Peng, J., & Zhou, C. (2016). Experimental Study on Peak Shear Strength Criterion for Rock Joints. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, *49*, 821-835. https://doi.org/10.1007/s00603-015-0791-1

Zhang, X., Jiang, Q., Chen, N., Wei, W., & Feng, X. (2016). Laboratory Investigation on Shear Behavior of Rock Joints and a New Peak Shear Strength Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, *49*, 3495-3512. https://doi.org/10.1007/s00603-016-1012-2

ESTUDIO DE PROBLEMÁTICA POR DESPRENDIMIENTO DE ROCAS EN LA N-536, EN LA PROVINCIA DE LEÓN

Alberto FERNÁNDEZ EUSEBIO[(1)], Javier GONZÁLEZ-GALLEGO[(1)] y Eduardo CARRASCOSA SÁNCHEZ[(1)*]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*eduardo.carrascosa@cedex.es

RESUMEN

En la presente comunicación se estudia la problemática de desprendimientos de rocas que afectan a un tramo de unos 600 m de la carretera N-536, en la provincia de León y se realiza una propuesta de actuación para su mitigación. El tramo de carretera indicado tiene por su margen este una ladera de gran altura y pendientes muy pronunciadas desde la que caen rocas con frecuencia, algunas alcanzando la carretera. Tras analizar los antecedentes, se consideró necesario complementar los sistemas de contención existentes, a fin de reducir el riesgo para los usuarios de la carretera. Para analizar las necesidades de contención se han realizado simulaciones de caídas de rocas, estableciendo las características de los materiales de la ladera en base a análisis retrospectivos de los desprendimientos ocurridos. Una vez conocidas las necesidades de contención, se propusieron dos alternativas de actuación: la instalación de barreras dinámicas adicionales a las ya existentes o bien la ejecución de una estructura en galería de protección. Para el caso de la galería se realiza un prediseño de su geometría y se establecen los valores de las acciones a tener en cuenta para su cálculo estructural tomando como base la normativa Suiza ASTRA 12 006 (2008), referente al impacto de piedras sobre galerías.

ABSTRACT

In this communication, the issue of rockfalls affecting a stretch of approximately 600 m of the N-536 road in the province of León is examined, and a proposal for mitigation measures is presented. On the eastern side of the indicated road section, there is a high slope with very steep gradients from which rocks frequently fall, some of them reaching the road. After analyzing previous events, it was considered necessary to complement the existing containment systems to reduce the risk for road users. To assess containment needs, rockfall simulations were carried out, establishing the characteristics of the slope materials based on retrospective analyses of past rockfall events. Once the containment requirements were known, two intervention alternatives were proposed: the installation of additional dynamic barriers to those already in place, or the construction of a rockfall protection gallery. For the protection gallery option, a preliminary design of its geometry was conducted, and the loads to be considered for its structural calculation were established, based on Swiss regulation ASTRA 12 006 (2008), regarding the impact of rocks on protection galleries.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Desprendimiento de rocas (Rockfall), Barrera dinámica (Dynamic barrier), Galería de Protección (Rockfall shelter).*

1. INTRODUCCIÓN

La presente comunicación describe el estudio de la problemática de desprendimientos de piedras que afecta al tramo comprendido entre los pp.kk. 24+600 y 25+200 de la carretera nacional N 536, en la provincia de León.

Primeramente, se describe la problemática existente para, a continuación, realizar un análisis retrospectivo de los desprendimientos y una simulación de caídas de rocas que permita conocer las necesidades de contención. En base a esas necesidades se proponen las actuaciones que se consideran más convenientes, que, concretamente, son las siguientes: instalación de barreras dinámicas y/o ejecución de una galería de protección. Finalmente, se describen las principales características técnicas de ambas y los criterios de diseño que se recomienda seguir para su desarrollo a nivel de proyecto de detalle.

2. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

La zona de estudio es un tramo de unos 600 m de longitud de la N-536 comprendido entre los pp.kk. 24+600 y 25+200. En el pk inferior se encuentra la boca sur del túnel de Peñarrubia. En este tramo la carretera tiene por su margen derecha el embalse de Peñarrubia y por la izquierda una ladera de gran altura y pendientes muy pronunciadas. En la parte más próxima a la calzada la ladera tiene una inclinación media de unos 35º- 40º mientras que en la zona superior se verticaliza hasta convertirse en unos farallones rocosos subverticales con alturas de hasta 200 m. Desde la calzada hasta la parte más alta de la ladera hay un desnivel llega a alcanzar los 400 m en la zona próxima al túnel de Peñarrubia.

En la Figura 1 se muestra una vista general de la zona. En ella puede apreciarse la distribución de pendientes y litologías en la ladera. La zona inferior está formada por depósitos coluviales procedentes de la erosión y alteración de los farallones rocosos superiores. Estos farallones están formados por calizas.



Figura 1. Vista panorámica de la ladera desde el túnel a la presa de Peñarrubia.

La problemática general existente en la zona consiste en el desprendimiento de rocas desde los farallones, algunas de las cuales alcanzan la plataforma de la carretera, con el consiguiente peligro para sus usuarios.

Los antecedentes analizados reflejaban la existencia de múltiples incidencias por desprendimientos de rocas. Estas venían ocurriendo sistemáticamente todos los años, aunque con volúmenes de rocas caídas y daños muy variados. Desde el año 2015 se tenía constancia de unas 60 incidencias. Si bien, en general, el tamaño de las rocas desprendidas no ha superado los 0,5 m^3, sí que ha habido algunas ocasiones en las que han caído rocas de un tamaño mucho mayor (hasta 13 m^3).

A raíz de los desprendimientos acaecidos a lo largo de 2017 se llevó a cabo en 2018 una obra de emergencia consistente, básicamente, en la instalación de barreras dinámicas de 1000 kJ y 4 m de altura, adicionales a otras que ya existían antes. Estas barreras están instaladas desde la salida del túnel (p.k. 24+600) hasta el p.k. 25+100, y se dividen en dos tramos, uno de 300 m de longitud y el otro de 60 m.

Posteriormente a estas obras, las rocas del desprendimiento del 3/2/2019, ocurrido cerca de la boca del túnel (en torno al p.k. 24+700), provocaron la rotura de la barrera dinámica de 1000 kJ instalada en 2018 y la llegada de rocas de grandes dimensiones hasta la calzada de la N-536 (de hasta 13 m^3), ver Figura 2.



Figura 2. Vista del desprendimiento que provocó la rotura de la barrera dinámica.

Tras el desprendimiento de 2019 las barreras se repararon, quedando instaladas en la misma posición indicada con anterioridad.

En el último desprendimiento del que se tenía constancia, ocurrido el 19/10/2023 cerca de la presa, cayeron rocas de hasta 2 m^3 (5,4 t) en una zona donde no existían barreras (entre los pp.kk. 25+150 y 25+170).

3. ANÁLISIS RESTROSPECTIVO DE LOS DESPRENDIMIENTOS

Tras el análisis de estos antecedentes se consideró necesario reducir significativamente el riesgo de que los desprendimientos de rocas alcancen la N-536, complementando los sistemas de contención existentes, o introduciendo unos nuevos, según las zonas.

Para poder realizar una propuesta de actuación razonablemente fundamentada se han realizado simulaciones de las trayectorias de caídas de piedras desde distintas zonas de la ladera. Estas simulaciones se han hecho con el programa Rocfall2 V8.0 de Rocscience. Se trata de un programa en 2D que permite determinar las trayectorias de rocas que se desprenden de áreas fuentes, situadas normalmente en la parte alta de la ladera que se está analizando, y que luego descienden por ella botando, rodando o deslizando.

Para poder determinar las necesidades de contención, es necesario disponer de perfiles transversales de la ladera que se quiere analizar, la localización en ellos de las áreas fuente de desprendimientos, el establecimiento de las dimensiones y pesos de los bloques que se desprenden y los coeficientes de restitución (pérdida de energía en el contacto de las trayectorias con el terreno) de los diferentes tipos de materiales identificados en la ladera. A partir de estos datos básicos se puede simular las trayectorias de caídas de rocas y para cada una de ellas su geometría y la velocidad y energía del bloque a largo de su recorrido.

La geometría de los perfiles de la ladera se ha obtenido a partir del modelo de elevaciones del terreno LIDAR de 2ª Cobertura de la zona, elaborado por el IGN. Este modelo es una nube de puntos que ha permitido la extracción de ocho perfiles transversales a la ladera y la carretera, comprendidos entre los pp.kk. 24+640 y 25+170, para su análisis con Rocfall (ver Figura 3). Los perfiles se han extraído de la nube de puntos con el programa CloudCompare.

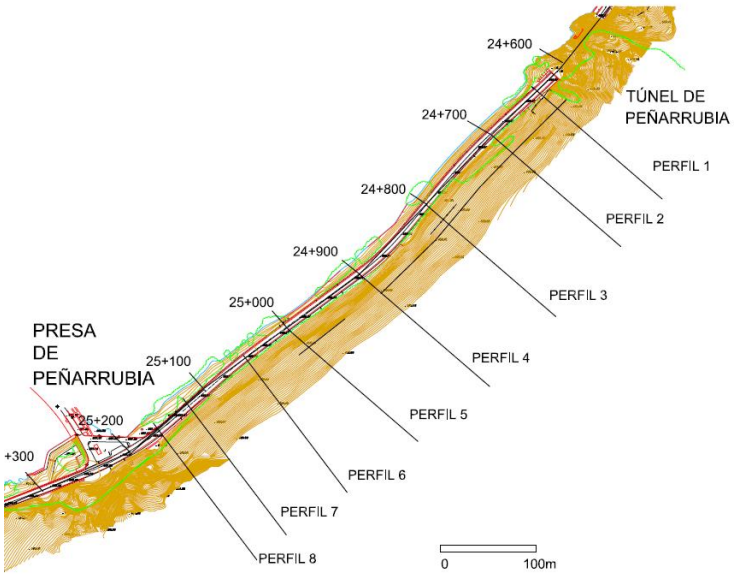


Figura 3. Situación de perfiles transversales de referencia en planta general de la zona.

En base al registro de desprendimientos disponible, proporcionado por los técnicos de conservación de la carretera, se ha establecido un tamaño máximo de bloques de 35 toneladas en los perfiles 1 a 5, situados entre los pp.kk. 24+640 y 25+000, y de 5,4 toneladas en los 6 a 8, entre los pp.kk. 25+050 y 25+170.

Para determinar los coeficientes de restitución de los materiales existentes en la ladera, se ha hecho un análisis retrospectivo de los desprendimientos ocurridos el 03/02/2019 (en torno al p.k. 24+700) y el 19/10/2023 (entre los pp.kk. 25+150 y 25+170). Los coeficientes que tienen más influencia en la determinación de las trayectorias son los del material "coluvial" pues es en él básicamente donde las rocas impactan, rebotan, ruedan o deslizan tras desprenderse del farallón, que es considerado el área fuente de rocas.

A partir de la información disponible, se supuso, de lado de la seguridad, que el área fuente de los desprendimientos se situaba en la parte baja del farallón rocoso. En el desprendimiento de 2019, los bloques debían romper la barrera dinámica de 1000 kJ y llegar a la calzada con poca energía; mientras que el desprendimiento de 2023 se produjo en una zona en la que no había barrera, llegando los bloques igualmente a la calzada con energías bajas (decenas de kJ). En la Figura 4 se muestra, a modo de ejemplo, la geometría del modelo utilizado para simular el desprendimiento de 2019 en torno al p.k. 24+700 (se representa en color marrón la caliza, en color verde el coluvial y en color gris la calzada).

Como resultado de los análisis retrospectivos referidos, se obtuvieron coeficientes de restitución normal y tangencial medios de 0,40 y 0,67, respectivamente, en el coluvial, comprobándose que las trayectorias y energías de las rocas son lo más parecidas posible a lo sucedido en la realidad. Estos coeficientes son los que se utilizaron con posterioridad para determinar las necesidades de contención.

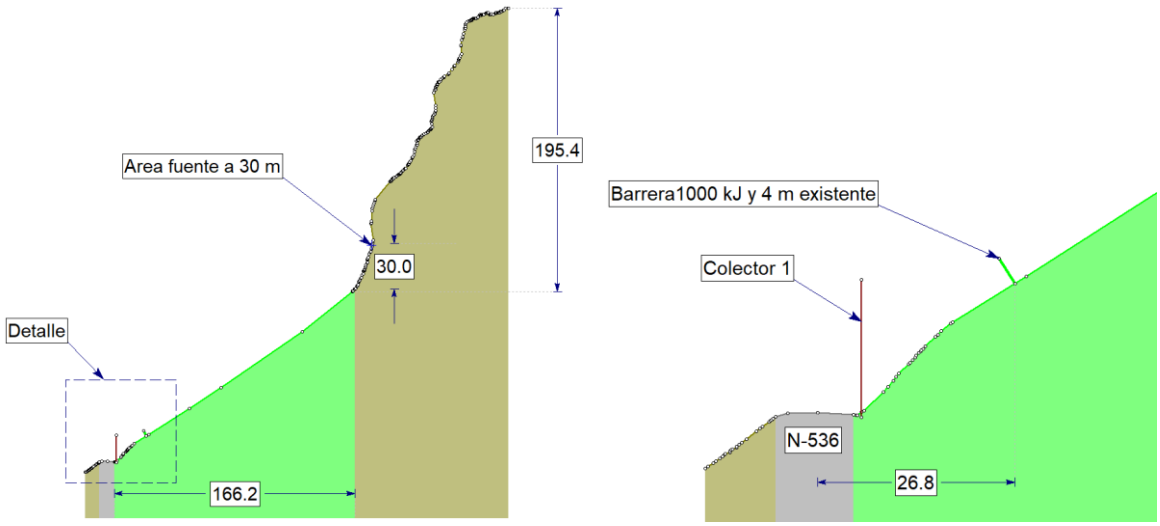


Figura 4. Vista general y de detalle del modelo de análisis retrospectivo del desprendimiento del 03/02/2019.

4. PROPUESTAS DE ACTUACIÓN

4.1. BARRERAS DINÁMICAS

La primera opción estudiada es la instalación de barreras dinámicas en la parte baja de la ladera. En la zona donde estas ya existían tendría una mayor capacidad de absorción de energía y/o más altura. Para cuantificar esas capacidades y alturas se establecieron las siguientes hipótesis:

- Los bloques pueden caer desde cualquier altura de farallón rocoso (y no sólo de la parte inferior considerada en los análisis retrospectivos). Se trata de una hipótesis razonable teniendo en cuenta que existe un riesgo potencial de que estos bloques puedan caer desde cualquier altura del farallón.
- El peso máximo de los bloques a considerar en los cálculos es de 35 t en los perfiles 1 a 5 y de 5,4 t en los 6 a 8
- Los coeficientes de restitución promedio en el coluvial son Rn = 0,40 y Rt = 0,67 (obtenidos en el análisis retrospectivo). Se adopta una variación aleatoria de ellos según una distribución normal considerado una desviación estándar de 0,02 unidades.

Los elementos de contención se dimensionaron para contener al menos 95% de las trayectorias de rocas simuladas bajo los supuestos anteriores.

A modo de ejemplo, se muestra la geometría del modelo y de las trayectorias de rocas en el Perfil 1, situado en torno al p.k. 24+640, ver Figura 5. En ese perfil se lanzan 1000 rocas de 35 t desde puntos aleatorios distribuidos en toda la altura del farallón (en este caso 233 m). Como se puede ver en la figura, se han agregado dos barreras dinámicas de 5000 kJ y 6 m de altura por encima de la existente de 1000 kJ y 4 m.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

- En la barrera de 5000 kJ superior impactan 988 rocas con una energía E95[i] = 17434 kJ y altura de impacto H95[ii] casi nula.
- En la segunda barrera de 5000 kJ impactan 883 rocas con E95 = 4300 kJ, es decir llega el 88% de los bloques desprendidos.
- En la barrera de 1000 kJ impactan 43 rocas con E95 = 2285 kJ, por lo que a esta barrera ya llega únicamente el 4,3% de los bloques desprendidos.
- Por último, en el colector situado en la cuneta llegan 27 rocas, lo que supone un 2,7% del total de rocas desprendidas.

Por tanto, las barreras dinámicas de 5000 kJ y 6 m de altura cumplen con el criterio de contención establecido.

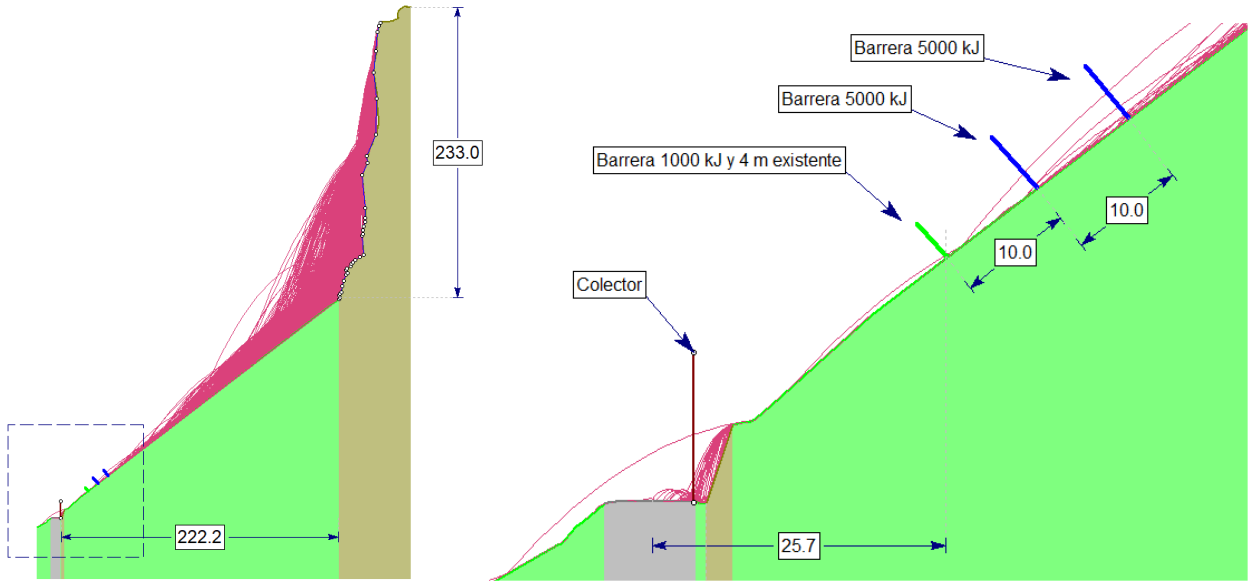


Figura 5. Vista general (izda.) y de detalle (dcha.) del modelo del Perfil 1.

[i] E95 es el valor del percentil 95% de la energía cinética traslacional de las rocas que impactan contra la barrera
[ii] H95 es el valor del percentil 95% de la altura de impacto de las rocas sobre la barrera

Realizando cálculos análogos para el resto de los perfiles analizados resultan las necesidades de contención indicadas en el esquema de la Figura 6. En ella se puede ver la posición en planta y la longitud, altura y capacidad máxima de absorción de energía de las barreras dinámicas resultantes.

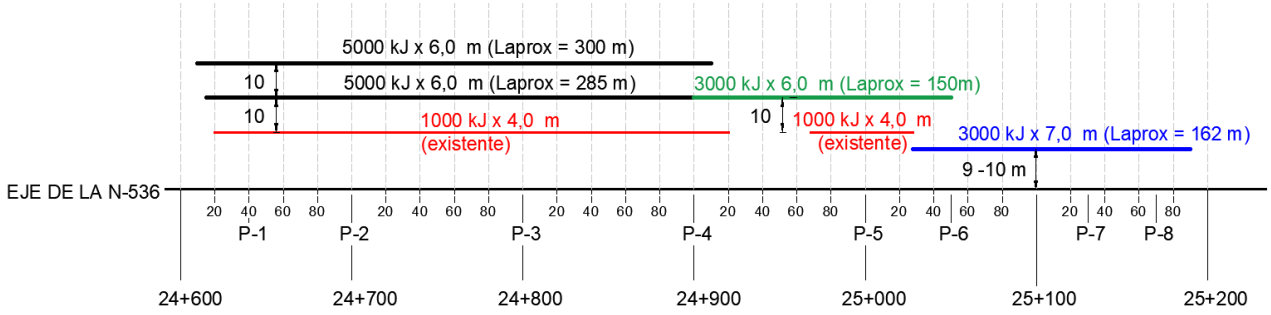


Figura 6. Esquema de propuesta de disposición de barreras dinámicas.

4.2. GALERÍA DE PROTECCIÓN

Como alternativa a la instalación de barreras dinámicas se propuso la ejecución de una estructura a modo de galería de protección frente a desprendimientos de rocas, ver Figura 7. Se trata de una estructura tipo pórtico que se aplicaría en el tramo situado entre los pp.kk. 24+600 y 24+850, aproximadamente, que es precisamente donde las necesidades de contención resultan más elevadas, pues según lo indicado antes se requerirían hasta tres pantallas dinámicas trabajando en paralelo.

Sobre la galería se propone la colocación de un relleno para facilitar que las rocas que se desprendan del farallón y vengan rodando por el tramo en coluvión sigan rodando sobre la estructura, minimizando con ello la fuerza de impacto, y también para que se amortigüen en lo posible esas fuerzas de impacto. El relleno indicado tendría una pendiente transversal de al menos 3H:1V y un espesor mínimo de 2,0 m. Para el material constituyente del referido relleno se propusieron dos opciones:

- Opción 1: empleo de neumáticos usados, en al menos un espesor de 1,80 m, dispuesto según se indica en la Figura 7, siendo el resto del relleno material granular (con porcentaje de finos inferior al 10%) colocado sin compactación.
- Opción 2: material granular sin compactación, como el indicado en la Opción 1, en todo el espesor.

El material empleado para el relleno del trasdós del muro será un material granular sin compactación como el indicado anteriormente.

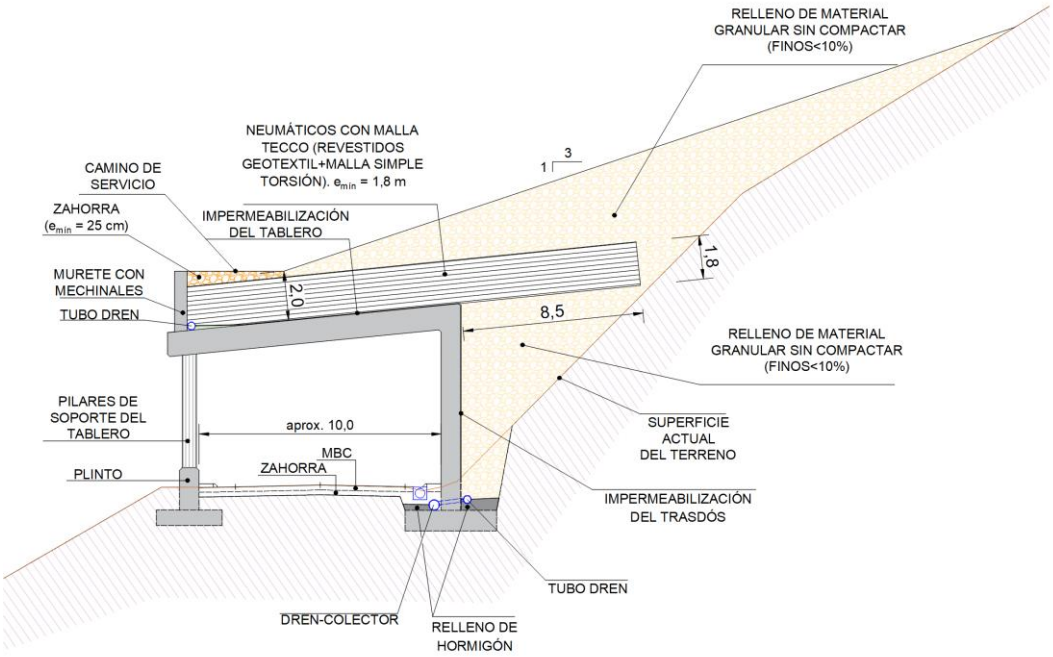


Figura 7. Sección transversal tipo de la galería de protección.

Se recomienda, siguiendo lo indicado en la norma suiza: ASTRA 12 006 (2008), que la estructura sea monolítica, con un grado de hiperestatismo elevado (se debe asegurar el empotramiento entre el muro y la losa). Asimismo, se debe buscar un comportamiento dúctil de la estructura en estado de rotura.

También se recomienda, siguiendo con la normativa suiza, que el proyecto considere el carácter dinámico de los impactos de las rocas y, por ello, que pueden provocar reacciones negativas en los apoyos y una inversión de momentos (o de los esfuerzos en general) si la estructura se dimensiona para las acciones estáticas simplificadas que se indican en el apartado siguiente. Se recomienda cuantificar la intensidad de esa inversión de reacciones y esfuerzos para que su magnitud sea de al menos el 50% de las calculadas con las acciones de diseño estáticas referidas.

4.2.1. ACCIONES DE CÁLCULO RELATIVAS AL DESPRENDIMIENTO DE BLOQUES

Para realizar hacer los cálculos y dimensionamientos de los distintos elementos estructurales que componen la galería es necesario establecer las acciones de diseño, típicamente las cargas permanentes (pesos propios, cargas muertas y empujes de tierras) y las variables (sobrecargas y/o acciones accidentales). En este tipo de estructuras de protección frente a desprendimientos una de las acciones más importante, por su magnitud, y a la vez más difícil de cuantificar es la correspondiente al impacto de los bloques. Para establecer el valor de esta acción se analizó la normativa y literatura técnica existente y se decidió aplicar la metodología recomendada por la norma suiza: ASTRA 12 006 (2008). La formulación empleada es la siguiente:

$$F_{k,n} = 2{,}8 * e^{-0{,}5} * r^{0{,}7} * {M_{E,k}}^{0{,}4} * tan\varphi_k * \left(\frac{m_k * {v_{k,n}}^2}{2}\right)^{0{,}6} \quad (1)$$

En la siguiente imagen (ver Figura 8) se muestra un esquema sacado de la normativa sobre el impacto de bloques rocosos que tienen una cierta oblicuidad, siendo este tipo de impactos característicos de la zona de estudio.

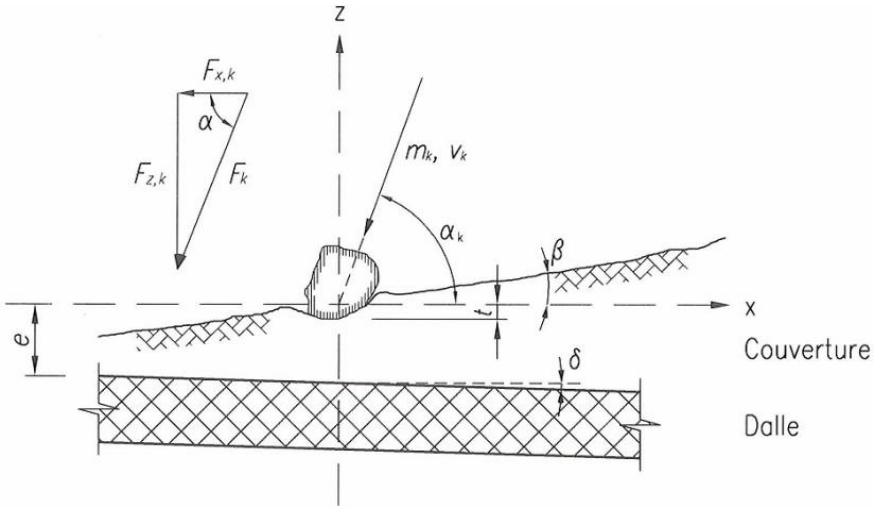


Figura 8. Esquema de impacto oblicuo (norma suiza).

En caso de que los impactos sean oblicuos, la normativa establece que la expresión anterior se debería utilizar para calcular la componente vertical de la fuerza de impacto ($F_{k,z}$), utilizando para ello la componente vertical de la velocidad de impacto ($v_{k,z}$).

En este caso, dado que la superficie de impacto tiene una pendiente de 3H:1V, se ha considerado razonable utilizar esa expresión para obtener la componente normal a la superficie de la fuerza de impacto. Por tanto, $F_{k,n}$ será el valor característico de la fuerza normal a la superficie de impacto, y $v_{k,n}$ la componente normal de la velocidad de impacto.

Posteriormente, en función del ángulo que forma la trayectoria seguida por los bloques con la superficie de impacto, se obtiene la componente tangencial de la fuerza de impacto ($F_{k,t}$). Con ambas componentes se obtiene el módulo de la fuerza de impacto (F_k), que se descompondrá más adelante en sus componentes vertical y horizontal para determinar las acciones actuantes sobre la losa y muro.

La normativa suiza establece que el valor máximo de la componente horizontal del impacto estará limitado por la resistencia al corte del material de amortiguación situado sobre la visera. En este sentido, se ha limitado el valor de la componente horizontal de la acción de impacto que puede actuar sobre la losa, considerando un ángulo de rozamiento de 45º entre el material de amortiguación y la cara superior de la losa.

Dentro de la expresión de cálculo de la fuerza de impacto, la variable "*e*" corresponde al espesor de la capa de amortiguación. Tanto para la Opción 1 como para la Opción 2 de material de amortiguación, se ha adoptado un espesor de 1,80 m, siendo éste el espesor mínimo de material de amortiguación sobre la galería, de 2,00 m, menos un resguardo de 0,20 m del lado de la seguridad.

La variable "*r*" es el radio de la esfera ideal equivalente al bloque rocoso de diseño. Este radio se obtiene a partir del valor característico de la masa de los bloques (m_k), considerando una densidad de 2,7 t/m^3 para el material rocoso. Con respecto a la masa, se han considerado bloques de 35 t en los perfiles transversales a la carretera números 1 a 5, y de 5,4 t en los perfiles 6 a 8, siendo éstos los bloques de mayor tamaño que se han registrado desde que se inició su seguimiento en el año 2015.

En la Opción 1 de material de amortiguación (neumáticos), el término $M_{E,k}{}^{0,4} \cdot tan\phi_k$ se ha tomado igual a 30 kN/m^2. Este valor se ha deducido a partir de ensayos a escala real con energías de impacto similares a las existentes en la zona de estudio para el sistema de amortiguación ROCKFALL-X^{TM} A, tomados de la publicación de Fonseca *et al.* (2022).

En caso de optarse por la Opción 2 (sin neumáticos), se considera razonable tomar un valor de $M_{E,k}{}^{0,4} \cdot tan\phi_k$ incrementado en un 50% con respecto al valor adoptado para la Opción 1, es decir, de 45 kN/m^2.

Para determinar el valor característico de la velocidad de impacto normal a la superficie ($v_{k,n}$), así como la trayectoria representativa de la caída de bloques, se han realizado simulaciones de caídas de rocas a partir de un modelo 2D del programa RocFall2 V8.0 de Rocscience en los perfiles transversales 1 a 8 indicados con anterioridad.

Para cada uno de los perfiles de la ladera se simula la caída de 1000 rocas desde el área fuente, y se adopta el percentil 95 de la velocidad de impacto para la obtención de las acciones de cálculo. Se ha distinguido entre la posibilidad de que el impacto se produzca sobre la losa o sobre la cuña activa del muro, realizando ambos cálculos por separado en cada uno de los perfiles de la ladera.

En relación con la distribución de la fuerza de impacto en el espesor de la capa de amortiguación, se ha considerado un ángulo de 30º con respecto a la dirección de impacto (ver Figura 9).

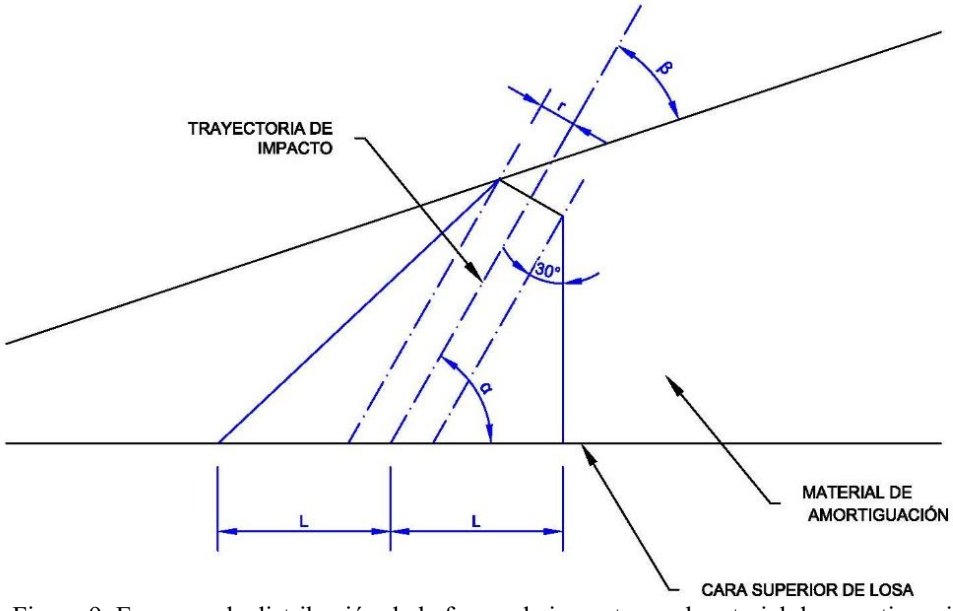


Figura 9. Esquema de distribución de la fuerza de impacto en el material de amortiguación.

Para obtener las acciones de diseño se siguen dos enfoques diferentes: por un lado, maximizar la acción de impacto recibida por la losa y, por otro lado, maximizar la acción de impacto recibida por el muro. Para cada uno de los enfoques referidos, se utiliza una envolvente de las posibles zonas de impacto y se selecciona aquella zona que, en función del espesor de la capa de amortiguación y del valor de la fuerza de impacto, resulta pésima para el diseño de la galería de protección.

A continuación, se muestran los valores característicos de las acciones de cálculo debidas al impacto de rocas a considerar, para la Opción 1 de material de amortiguación. Estas acciones deben considerarse como sobrecargas de uso y, como tales, su zona de aplicación (que es rectangular) se puede mover libremente a lo largo y ancho de la losa en las hipótesis 1 y 2, o a lo largo de la losa y del muro en el caso de la hipótesis 3, debiendo situarse en la posición que resulte más crítica para el cálculo o verificación del elemento o sección estructural que se esté realizando.

- **Hipótesis 1**: q_H = 162 kPa (en dirección horizontal y transversal a la carretera); q_V = 162 kPa (vertical). Acciones actuantes sobre la losa, uniformemente repartidas en un área de 6,6 m (dt[iii]) x 5,2 m (dl[iv]). Las acciones (q_H y q_V) actúan simultáneamente.
- **Hipótesis 2**: q_H = 290 kPa (en dirección horizontal y transversal a la carretera); q_V = 430 kPa (vertical). Acciones actuantes sobre la losa, uniformemente repartidas en un área de 3,5 m (dt) x 2,8 m (dl). Las acciones (q_H y q_V) actúan simultáneamente.
- **Hipótesis 3**:
  - Losa: q_H = 81 kPa (en dirección horizontal y transversal a la carretera); q_V = 81 kPa (vertical), uniformemente repartidas en un área de 4,3 m (dt) x 8,4 m (dl).
  - Muro: empuje horizontal con distribución triangular actuando sobre toda la altura del trasdós del muro de la visera y en una faja de 8,4 m de anchura (dl). El valor de la presión de empuje en la parte superior del muro será de valor q_{H1}= 193 kPa y en la inferior de valor q_{H2} = 0 kPa.

  Todas las acciones correspondientes a esta hipótesis (q_H, q_V, q_{H1} y q_{H2}) actúan simultáneamente.

En la Figura 10 se representa, de manera esquemática, la situación y dirección de las acciones correspondientes a las Hipótesis 1 y 2 sobre la sección tipo de la estructura. Posteriormente, en la Figura 11 se representan las acciones correspondientes a la Hipótesis 3.

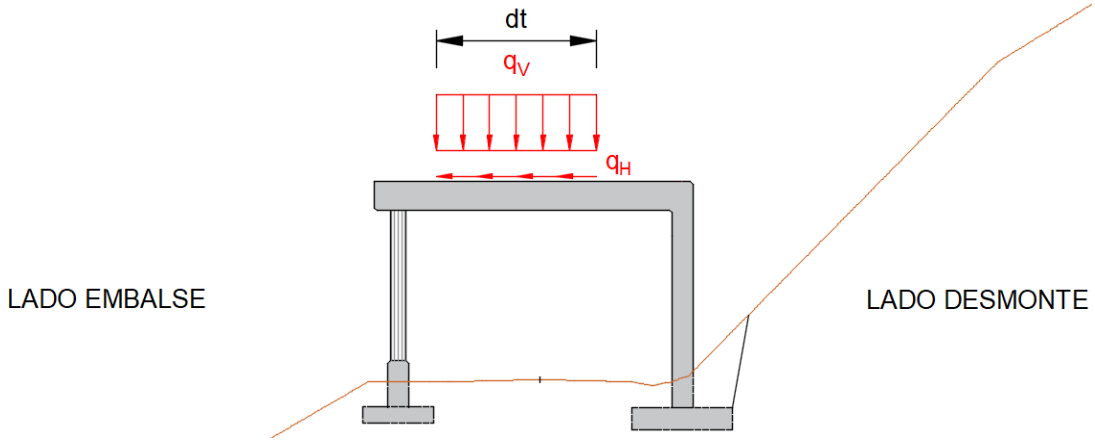


Figura 10. Sección transversal esquemática de aplicación de las acciones debidas a impacto por desprendimiento de rocas (Hipótesis 1 y 2).

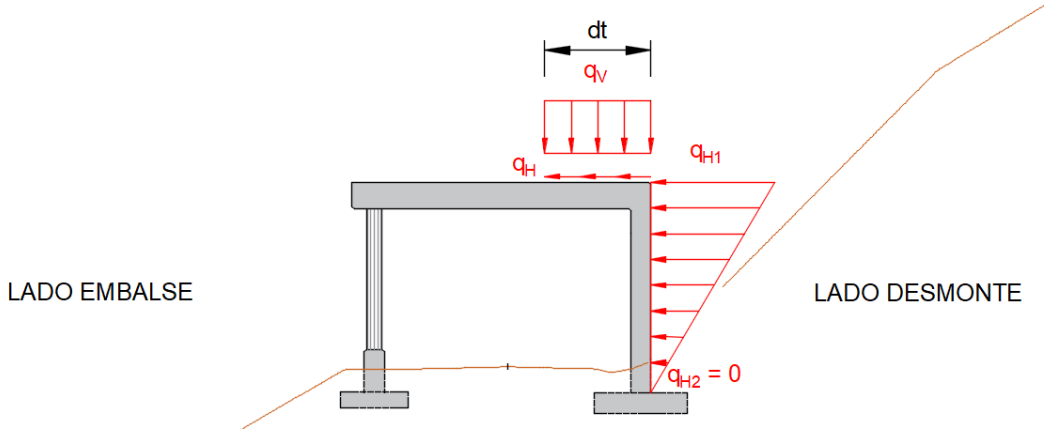


Figura 11. Sección transversal esquemática de aplicación de las acciones debidas a impacto por desprendimiento de rocas (Hipótesis 3).

[iii] Dimensión, en sentido transversal a la carretera, del rectángulo de aplicación de cargas.
[iv] Dimensión, en sentido longitudinal, del rectángulo de aplicación de cargas.

Por otro lado, para tener en cuenta la posible acumulación de derrubios sobre la capa de amortiguación, se recomendó considerar una sobrecarga de valor característico igual a 10 kPa, pudiendo ser concomitante con la acción de impacto. La consideración de esta acción no exime de las labores de mantenimiento que se deben realizar de manera periódica sobre la capa de amortiguación.

5. SOLUCIÓN PRELIMINAR DE PROYECTO

En la actualidad se dispone de una primera versión del proyecto de construcción, que todavía está pendiente de supervisión, pudiendo sufrir modificaciones. La solución propuesta en esta versión preliminar de proyecto consiste en ejecutar una galería de protección en el tramo en el que las necesidades de contención resultan más elevadas, entre los pp.kk. 24+600 y 24+850, y disponer barreras dinámicas en el tramo comprendido entre los pp.kk. 24+840 y 25+050, siguiendo los criterios de diseño establecidos en los apartados anteriores.

6. CONCLUSIONES

La zona de estudio se caracteriza por tener una ladera de gran altura y con pendientes muy pronunciadas, así como por haber sufrido desprendimientos de rocas de gran tamaño, especialmente en un tramo de unos 250 m.

Las necesidades de contención en ese tramo resultan muy elevadas, requiriéndose de capacidades de absorción de energía de hasta 10000 kJ en caso de optarse por barreras dinámicas. Por este motivo, y por los elevados costes de mantenimiento que se estima que se requerirían, en ese tramo finalmente se optó por una galería de protección, disponiendo sobre ella un material de amortiguación con una pendiente suficiente como para facilitar que las rocas que se desprendan del farallón y vengan rodando por el tramo en coluvión sigan rodando sobre la estructura, minimizando con ello la fuerza de impacto sobre esta.

En lo que respecta a la normativa de referencia utilizada para el diseño de galerías de protección, se han encontrado algunas dificultades a la hora de definir las acciones provocadas por impactos oblicuos y su distribución a lo largo de la capa de amortiguación, siendo necesario realizar suposiciones adicionales a las establecidas por la normativa para poder determinar el valor las acciones de cálculo sobre el muro y la losa de la estructura que permitan su dimensionamiento estructural.

REFERENCIAS

ASTRA 12 006 (2008). *Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection.* Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC, Confédération suisse.

Fonseca, R.J.L., Raïmat, C., Roduner, A., Altimir, J., Colell, X., Bonnet, C. (2022). Incremento de la capacidad de absorción energética de un muro de hormigón a partir de la utilización de un sistema de amortiguación Geobrugg Rockfall-X A. *Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*, ISSN 1136-4785, Nº. 294.

CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE UNA ROCA TIPO BLOQUE-EN-MATRIZ Y MODELOS TENTATIVOS DE EXPLOTACIÓN DE UNA ANTIGUA MINA ROMANA

Manuel A. GONZÁLEZ FERNÁNDEZ[(1)*], Sifan YUAN[(2)], Ignacio PÉREZ REY[(2)] y Leandro R. ALEJANO[(2)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*manuel.gonzalez@cedex.es

[(2)] CINTECX, Grupo GESSMin
Universidade de Vigo

RESUMEN

La caracterización geomecánica de un macizo rocoso convencional implica la toma de muestras de roca y ensayos clásicos en laboratorio y la medida de discontinuidades para poder aplicar clasificaciones geomecánicas. Sin embargo, estos enfoques no son posibles para caracterizar rocas tipo bloque-en-matriz (block-in-matrix rocks o 'bimrocks'), como los conglomerados. Dada su heterogeneidad y la variabilidad de propiedades, su caracterización es intrínsecamente más compleja y laboriosa, requiriendo entre otros factores, una cuidadosa selección de muestras y una buena interpretación de los ensayos. Además, la correcta obtención, conservación y manipulación de las muestras válidas es un factor crítico, ya que la alteración de estas puede modificar drásticamente los parámetros medidos. El presente trabajo aborda la caracterización de una roca tipo BIM utilizando materiales recolectados en una antigua mina de oro romana. Mediante diversos ensayos y métodos específicos, se estiman sus parámetros tanto resistentes como deformacionales. A partir de estos datos, e implementándolos en modelos numéricos de Elementos Finitos (FEM) y Elementos Discretos (DEM), se buscará establecer una aproximación a las metodologías de explotación que los romanos pudieron haber empleado en la mina.

ABSTRACT

The geomechanical characterization of a conventional rock mass involves collecting appropriate rock samples to perform standard laboratory tests, and measuring discontinuities to apply rock mass characterization systems. However, these approaches are not feasible for characterizing block-in-matrix rocks (or 'bimrocks'), such as conglomerates. Given their heterogeneity and the variability of their properties, their characterization is inherently more challenging and labour-intensive, requiring, among other factors, careful selection of samples and interpretation of the tests that can be performed. Moreover, the proper extraction, preservation, and handling of valid samples is a critical factor, as any alteration can drastically modify the measured parameters. The present study addresses the characterization of a BIM-type rock using materials collected from an ancient Roman gold mine. With the help of various tests, conglomerate strength and deformability parameters are first estimated. Based on these data, and by implementing them in Finite (FEM) and Discrete Element (DEM) Numerical Methods, the authors suggest an approximation of the exploitation methodologies that the Romans might have employed.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Ensayos de Laboratorio (Laboratory tests), Roca tipo bloque-en-matriz (Block-in-matrix rock), Modelado numérico (Numerical modelling).*

1. INTRODUCCIÓN

Desde los primeros indicios de minería en la historia humana, se han desarrollado diversas metodologías y herramientas para explotar recursos naturales. Estas técnicas evolucionaron durante siglos, incorporando nuevos conocimientos y materiales, hasta llegar a la maquinaria y métodos de ingeniería sofisticados actuales.

El Imperio Romano destacó por su avanzada tecnología minera, siendo la minería uno de los pilares de su economía. Proporcionaba recursos esenciales como oro, plata, cobre, hierro, plomo y materiales de construcción, fundamentales para su expansión territorial, campañas militares y arquitectura. Los romanos, y en especial miembros de las legiones, idearon métodos adaptados a distintos tipos de yacimientos, aunque las descripciones que han llegado son fragmentarias y a menudo poco detalladas.

Uno de estos métodos fue el *Ruina Montium* (Plinio el Viejo, 1952) que consistía en provocar el colapso de grandes secciones de montaña para facilitar la extracción. Aunque se menciona en textos antiguos, los detalles técnicos son escasos, lo que ha generado interpretaciones diversas. El ejemplo más emblemático es Las Médulas (León, España), el mayor complejo aurífero a cielo abierto del Imperio, activo en los siglos I y II d.C. Su valor como paisaje arqueológico le otorgó el estatus de Patrimonio Mundial de la UNESCO en 1997. Sin embargo, la técnica *Ruina Montium* se ha estudiado más desde la perspectiva histórica que desde la ingeniería o la geomecánica. El paisaje actual, alterado por erosión y vegetación, no revela claramente la secuencia técnica empleada, y las fuentes antiguas no ofrecen una explicación detallada de la metodología usada.

Desde un punto de vista geológico, el yacimiento de Las Médulas va asociado a abanicos aluviales miocenos formados por conglomerados, esto es rocas formadas por bloques rocosos más bien duros embebidos en una matriz más blanda y arcillosa. Estas formaciones denominadas *bimrocks* —rocas de bloques en matriz (Lindquist, 1994; Medley, 1994) o, en un sentido más amplio, *bimunits* —unidades de bloques en matriz (Napoli et al., 2022)—, presentan comportamientos mecánicos particulares que dificultan su caracterización. Investigaciones previas han demostrado que las propiedades mecánicas de estos materiales, que a escala de laboratorio suelen mostrar resistencias propias de rocas blandas, están fuertemente influenciadas por la proporción, tamaño, forma, orientación y distribución espacial de los bloques (Kalender et al., 2014). Cabe señalar que, a escala de macizo rocoso y para contenidos en bloques de aproximadamente entre el 20% y el 75%, el material puede presentar un aumento de resistencia, una menor deformabilidad y superficies de rotura más complejas y tortuosas (Napoli, 2021) aunque este comportamiento mecánico sigue siendo característico de macizos rocosos blandos. Comprender este comportamiento mecánico es fundamental para evaluar la estabilidad de taludes y para predecir y entender los mecanismos de rotura que, en época romana, habrían sido adquiridos empíricamente mediante la observación y la experiencia.

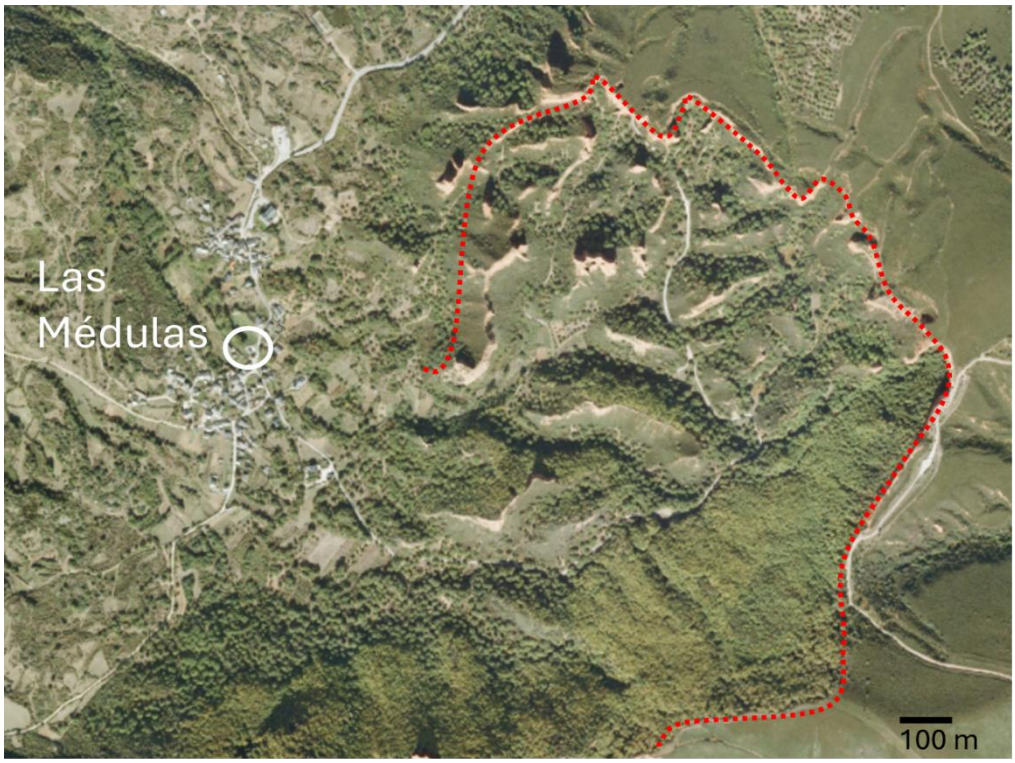


Figura 1. Vista general de Las Médulas IGN (2008).

Este trabajo muestra la caracterización mecánica de estos geomateriales, la cual presenta un desafío. Las técnicas empleadas, basadas en un conjunto limitado de ensayos, nos permitieron obtener un conjunto de parámetros razonablemente realistas y útiles para posteriores enfoques de simulación que han contribuido a comprender mejor el método minero utilizado por los romanos en Las Médulas. El enfoque propuesto busca una explicación plausible, dentro de la tecnología romana, de los mecanismos que pueden producir colapsos de ladera a gran escala y es una mejora y evolución de un estudio previo (Alejano et al., 2023).

2. LAS MÉDULAS

Este yacimiento aurífero del noroeste de España fue la mina de oro con mayor producción Imperio romano, por lo que la zona y su entorno fueron declaradas Patrimonio de la Humanidad por la UNESCO en 1997. Su importancia radica en que, tras finalizar los trabajos y abandonarse la zona, no hubo actividades industriales posteriores que alterasen el paisaje, más allá de la erosión natural y previsible de los taludes. Esto implica que la mayoría de las huellas de las metodologías mineras romanas se conservan y siguen siendo claramente visibles. La Fig. 1 es uno de los ejemplos más representativos: los restos de los taludes de las labores abandonadas permiten apreciar la magnitud del trabajo, que abarca unos 20 km² y un volumen excavado de 80–90 Mm³, según Sánchez-Palencia et al. (1998). Cabe destacar que la cantidad total de oro extraída en unos 200 años se situó entre 4 y 5 toneladas. Aunque pueda parecer modesta hoy en día, dadas las técnicas y limitaciones tecnológicas de la época, pone de manifiesto la relevancia del yacimiento para el Imperio romano.

2.1 GEOLOGÍA

Las Médulas se encuentra en el sector suroccidental de la Cuenca del Bierzo, en León, al noroeste de España. El entorno geológico está dominado por depósitos sedimentarios del Mioceno, formados como resultado de la erosión de los macizos rocosos circundantes, derivados principalmente de las unidades paleozoicas del Macizo Asturiano. Estos materiales se depositaron en abanicos aluviales de notable espesor.

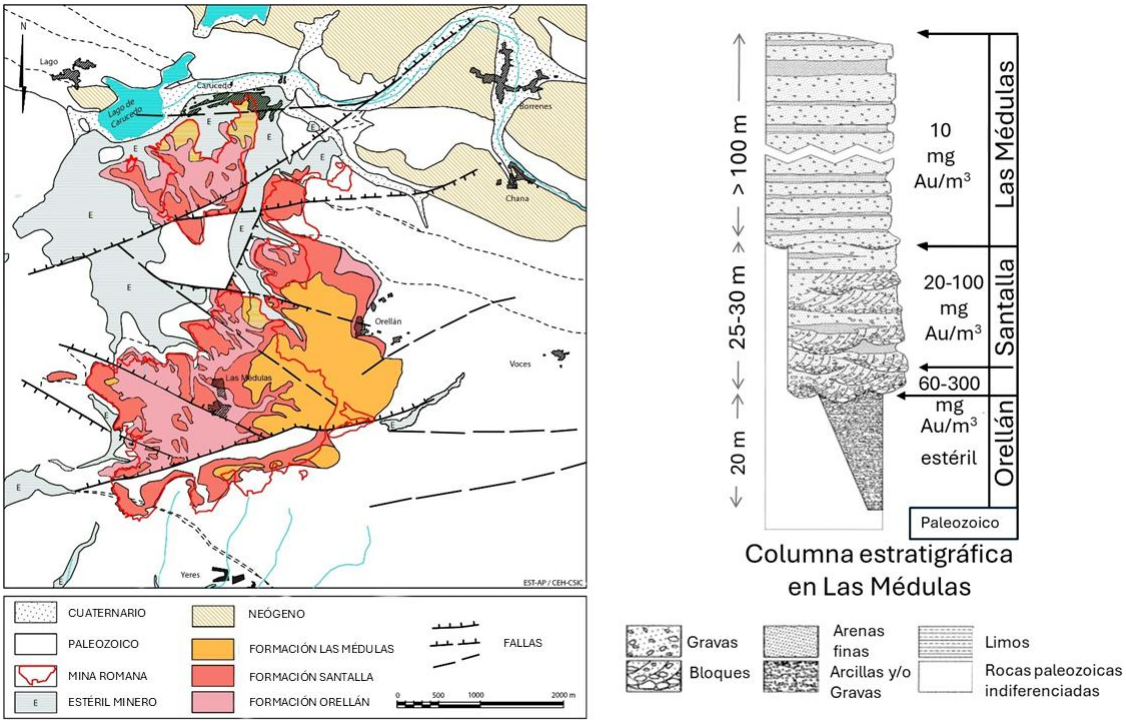


Figura 2. Descripción geológica y estratigrafía de Las Médulas (Sánchez-Palencia, 2000 y Pérez-García et al., 2000).

El yacimiento, compuesto por conglomerados, gravas, arenas y arcillas alternantes, es en su mayoría de origen aluvial, presentando una coloración rojiza derivada de la oxidación de minerales de hierro. Los depósitos se disponen en secuencia sobre el basamento paleozoico, con una disposición discordante (Pérez-García et al., 2000). El entorno geológico donde se ubicaba la mina romana se muestra con más detalle en la Fig. 2.

En el área explotada por los romanos se distinguen tres Formaciones principales, Las Médulas, Santalla y Orellán, representadas en la columna estratigráfica de la Fig. 2. De ellas, solamente la formación Santalla, y principalmente, los 5-10 metros basales de la misma, contienen concentraciones auríferas aprovechables.

En la base aparece la Formación Orellán, con depósitos coluviales y aluviales de cantos pequeños (menos de 10 cm) de cuarzo y pizarra en una matriz blanda, de 20–25 m de espesor y muy pobre en oro. Sobre ella se dispone la Formación Santalla, formada por abanicos aluviales donde el agua actuó como principal agente sedimentario. Consiste en conglomerados con matriz de arenisca dura y bloques de cuarcita, con cierta proporción arcillosa. Su espesor alcanza unos 30 m y constituye la principal unidad aurífera, con concentraciones de entre 20 y 300 mg Au/m³, objetivo principal de explotación romana. En la parte superior, sobre la Formación Santalla, se encuentra la Formación Las Médulas. Se trata de depósitos aluviales formados por episodios torrenciales alternados con fases de calma, lo que genera capas de conglomerados gruesos y otras mucho más finas, con un espesor máximo de unos 100 m. Su concentración de oro, alrededor de 10 mg Au/m³, es bastante menor que la de la Formación Santalla, por lo que no fue explotada por los romanos.

3. TRABAJOS DE LABORATORIO

En el campo se observa que los conglomerados de las tres formaciones descritas son geomateriales compuestos por bloques o cantos rodados inmersos en una matriz fina, clasificables como *bimrocks*. La matriz no presenta cementación, por lo que las propiedades del conjunto dependen principalmente de sus características y de la proporción volumétrica de bloques.

Los términos *bimrock* y *bimsoil* (Lindquist, 1994; Medley, 1994) describen formaciones con bloques embebidos en matriz, muy heterogéneas, variables y casi imposible de muestrear, por el fuerte contraste entre la resistencia de los bloques y la matriz. Existen varios enfoques empíricos de caracterización y aunque no hay una metodología comúnmente aceptada, las propuestas en línea con Sonmez et al. (2009) y Kalender et al. (2014) y sus variaciones son las más usadas para la caracterización de *bimrocks*. Los *bimrocks* se pueden clasificar en dos grupos: *soldados* y *sin soldar*. Los primeros se forman bajo alta presión y temperatura, permiten a menudo obtener muestras y presentan contactos bloque-matriz resistentes (Alejano et al., 2013). Los segundos, como los conglomerados aluviales estudiados, se forman bajo menor presión y temperatura y carecen de *'cementación'*, lo que impide obtener muestras sin destruir la matriz.

3.1 MUESTREO Y TRABAJOS DE LABORATORIO

Como se ha mencionado, obtener especímenes viables para ensayos del tipo *bimrock no soldado* es a la vez difícil y muy laborioso. A pesar de estas limitaciones, se recogieron muestras en tres ubicaciones diferentes, asociadas a desprendimientos por erosión eólica de capas sin cantos, asociados a periodos geológicos de deposiciones de baja energía, representativas de distintos tipos de matriz presentes en Las Médulas. La Fig. 3a muestra las diferentes muestras recolectadas en el campo, designadas específicamente como Cuevona (C), Covallón (Y) y Encantada (E). Estas muestras, correspondientes al material de matriz de la Formación Las Médulas, fueron posteriormente empleadas en diversos ensayos de laboratorio.

3.1.1 DIFRACCIÓN DE RAYOS X, VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE ONDAS Y DENSIDAD.

La difracción de rayos X (XRD) es una técnica de análisis mineralógico de las muestras. La Tabla 1 presenta los resultados de los análisis, observados en la Fig. 3b, que sugieren materiales arenoso-micáceos con una fracción arcillosa notable.

Tabla 1. Resultados del ensayo XRD para los tres tipos de muestras (expresados en porcentaje en peso), ensayos de velocidad de propagación de ondas y densidad de los materiales considerados.

Minerales	***Cuevona* (%)**	***Encantada* (%)**	***Covallón* (%)**	***Media* (%)**
Moscovita	33.1	28.7	34.2	32
Cuarzo	55.8	62.3	55.6	57.9
Rutilo	1.53	1.33	0.98	1.28
Goetita	1.84	1.29	2.63	1.92
Caolinita	7.69	6.37	6.59	6.88
Densidad media (g/cm³)	1.86	1.82	1.76	
v_p media (m/s)	1272.41	1352.26	1329.84	

El ensayo de cuantificación de la velocidad de propagación de ondas P es un método no destructivo

ampliamente utilizado para caracterizar materiales rocosos y suelos. Esta velocidad se puede correlacionar con algunas propiedades mecánicas, como la calidad geotécnica o el módulo de deformación, a través de relaciones empíricas. Las mediciones se realizaron siguiendo la metodología sugerida por la ISRM (2007). La Tabla 1 recoge los resultados de los alores promedio, mientras que la Fig. 3c muestra el sistema de medida.

Debido a las características del material que se desintegraba al sumergir, no fue posible determinar la densidad mediante pesada hidrostática. Por ello, la densidad se obtuvo a partir de la masa de muestras prismáticas y del volumen calculado mediante las medidas de sus dimensiones (ISRM, 2007). La Tabla 1 recoge los resultados obtenidos. La densidad real del conglomerado podría ser algo mayor, por la presencia de bloques más densos.

3.1.3 ENSAYOS DE RESISTENCIA: RCS Y TRACCIÓN

La resistencia del material se evaluó mediante ensayos de compresión simple (RCS) y tracción directa (RTS). La resistencia a compresión se evaluó mediante tres tipos de ensayos complementarios: ensayos de compresión uniaxial, de carga puntual y de penetración con aguja. Cada uno aporta una estimación basada en técnicas experimentales distintas y en correlaciones reconocidas. Por su parte, los valores de resistencia a tracción se obtuvieron mediante tracción directa. Los resultados de resistencia del material se muestran en la Tabla 2.

Se realizaron tres ensayos RCS sobre muestras prismáticas de cada tipo de material, utilizando una prensa hidráulica con control preciso de carga, Fig. 3d. Debido a la dificultad de obtener probetas cilíndricas, se emplearon geometrías prismáticas, registrándose también los desplazamientos axiales mediante LVDTs.

Tabla 2. Resumen de los resultados de los ensayos para estimar la resistencia a compresión simple.

Metodología	Muestra	Valores de resistencia medios (MPa)
RCS	C	0,64
	E	1,51
	Y	0,75
PLI	C	1,04
	E	0,81
	Y	1,29
NPT	C	0,59
	E	0,61
	Y	0,77
RTS	C	0,07
	E	0,08
	Y	0,11

El índice de carga puntual Is(50), normalizado a 50 mm, se determinó aplicando carga axial hasta la rotura, Fig. 3e. A partir de este índice, la RCS se estimó mediante la siguiente correlación para rocas blandas (Rabat et al. (2020):

$$RCS = 14,2573 \cdot Is(50) \quad (1)$$

El Índice de Penetración con Aguja (NPI) se obtuvo introduciendo una aguja en la superficie del material y registrando fuerza y penetración, Fig. 3f. La RCS se estimó empleando la correlación de Okada et al. (1985) (Ecuación 2), dado que mostró la mayor coherencia con los resultados obtenidos mediante RCS y PLI. La Tabla 3 recoge los valores obtenidos y sus medias para cada tipo de muestra.

$$RCS = 0,978 \cdot \log(NPI + 1,599) \quad (2)$$

La resistencia a tracción (RTS) se evaluó mediante ensayos de tracción directa. Los especímenes se adhirieron a dos placas de carga con resina epoxi y se sometieron a una carga monotónica creciente hasta la rotura, utilizando una máquina de ensayos de 250 kN. Dada la baja resistencia del material, se aplicó una velocidad de carga reducida (1.5 N/s) para garantizar una rotura controlada, Fig. 3g.

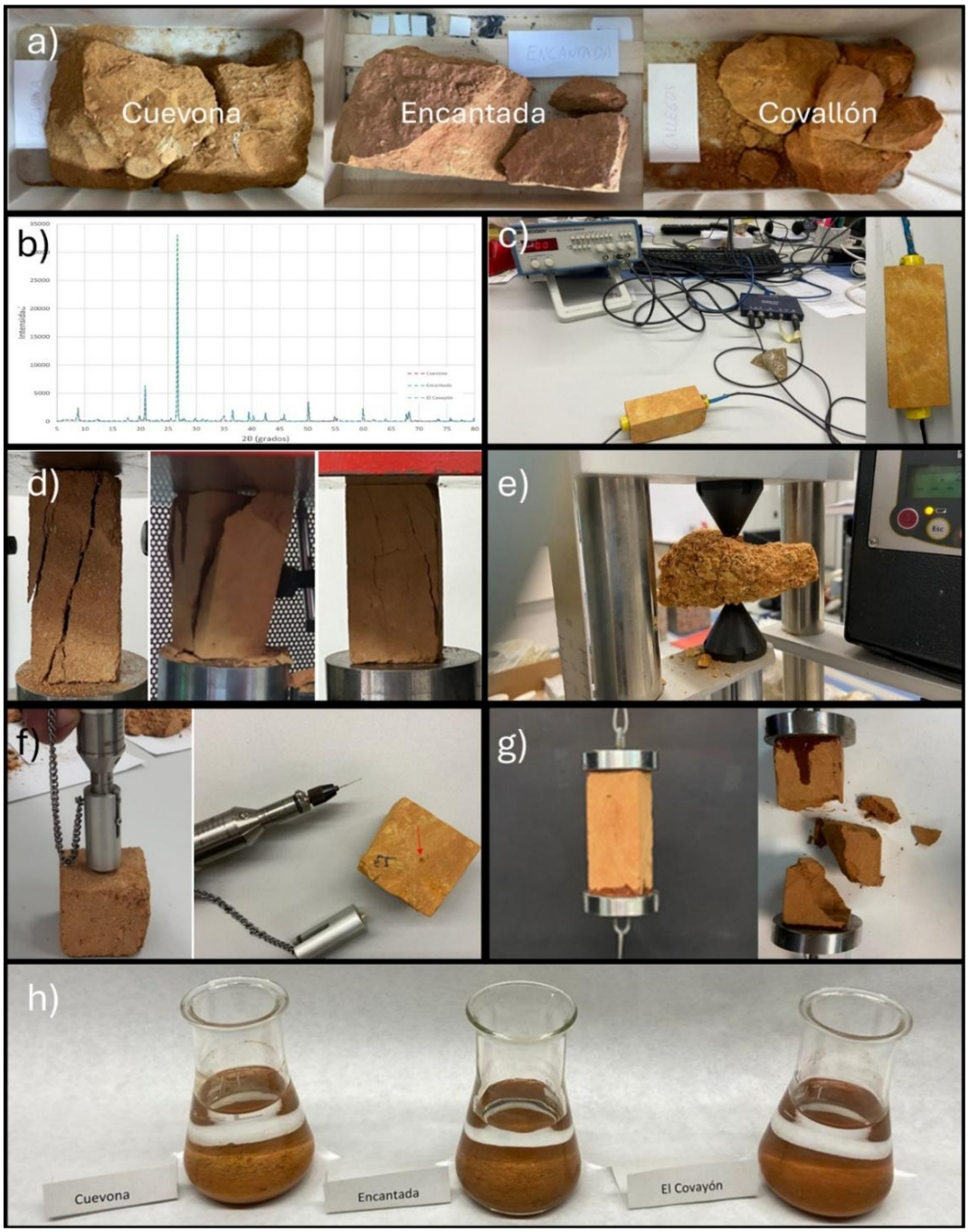


Figura 3. a) Material recogido en el campo b) detalle de los picos de rayos X; c) montaje del ensayo de velocidad de propagación de ondas; d) detalle de las muestras ensayadas a compresión uniaxial; e) detalle de un ensayo de carga puntual; f) montaje del ensayo de penetración con aguja; g) montaje del ensayo de tracción directa; h) las muestras tras 20 minutos sumergidas en agua destilada durante el ensayo crumb test.

3.1.4 CRUMB TEST Y DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

El *crumb test* es un método sencillo para evaluar el carácter dispersivo de materiales arcillosos, observando su tendencia a desintegrarse al sumergirse en agua. Aunque las muestras no pueden considerarse estrictamente suelos, se aplicó este ensayo como indicación preliminar. Siguiendo la norma ASTM (2021), un fragmento de cada muestra se colocó en agua destilada a temperatura ambiente, observándose su desintegración entre 10 y 20 minutos después de su inmersión. Los resultados se muestran en la Fig. 3h.

Para caracterizar la matriz, la distribución granulométrica se obtuvo mediante análisis por tamizado de material previamente desintegrado. Las muestras se trituraron suavemente con un martillo de goma y se tamizaron con un agitador electromecánico, según la norma y AENOR (2019). Además, se calcularon los coeficientes de uniformidad (Cu) y curvatura (Cc). Los valores obtenidos se recogen en la Tabla 3.

Tabla 3. Resultados del análisis por tamizado en la matriz desintegrada para los tres materiales considerados.

Parámetro	Cuevona Tamaño de partícula (mm)	Encantada Tamaño de partícula (mm)	Covallón Tamaño de partícula (mm)
D_{max}	10	12,5	5
D_{10}	0,15	0,1	0,08
D_{30}	0,3	0,3	0,15
D_{60}	0,7	0,7	0,6
Cu	4,67	7	7,5
Cc	0,857	0,469	1,286

*Dmax: Tamaño máximo de partículas (mm). D10: Tamaño de partícula (mm) correspondiente al 10% más fino en peso; es decir, el 10% de la muestra es más pequeño que este tamaño. D30: Tamaño de partícula (mm) correspondiente al 30% más fino en peso. D60: Tamaño de partícula (mm) correspondiente al 60% más fino en peso.

3.1.5 PORCENTAJE VOLUMÉTRICO DE BLOQUES (VBP)

Un parámetro clave para la caracterización in situ de los *bimrocks* es el porcentaje volumétrico de bloques (VBP, por sus siglas en inglés). Un incremento del VBP tiende a producir una disminución de la cohesión como de la resistencia global del material y un aumento de la fricción. En este, el VBP se obtuvo a partir de otro trabajo realizado por los autores (Cristóbal et al., 2024), utilizando algoritmos específicos de segmentación aplicados a una colección de 72 fotografías tomadas en distintas localizaciones y formaciones. La Fig. 4 muestra algunos de los pasos empleados para calcular el valor de VBP, cuyo resultado se situó entre el 65% y el 70%. Para los cálculos posteriores de este estudio, se consideró un valor intermedio del 67%.

Para caracterizar la resistencia del conglomerado, se adoptó el enfoque propuesto por Sonmez et al. (2009), el cual calcula el comportamiento de estos materiales en función de las propiedades de la matriz, las características físicas de los contactos bloque-matriz y el ángulo de reposo de los clastos separados de la matriz. En cualquier caso, este enfoque debe considerarse como un método indicativo, que proporciona una estimación inicial del comportamiento de los conglomerados a la escala del talud observada en Las Médulas.

A partir del VPB se obtienen tres parámetros para el *bimrock*: el ángulo de fricción, la cohesión y la resistencia a compresión simple. Para la matriz, el ángulo de fricción se estimó a partir de dos afloramientos ubicados en la zona de Reirigos y de acuerdo con la clasificación del material cuando se desintegra y se clasifica como un suelo. Los valores medios obtenidos proporcionaron una estimación coherente con los rangos publicados para materiales similares, resultando en un ángulo de fricción de ϕmatriz ≈ 34°. A partir de este valor y empleando la tabla de la Fig. 4a, se ajusta el ángulo de fricción para el *bimrock* basándose en el ángulo de reposo de los bloques del *bimrock*, que resulta ser 1,46 veces mayor que el de la matriz, obteniéndose $\phi bimrock \approx 49{,}6°$.

Para el cálculo de la resistencia y de la cohesión es necesario determinar el parámetro de adhesión de bloques y matriz A, derivado de la gráfica de la Fig. 4c. De esta representación se obtiene un valor aproximado de A = 130, a partir de este y utilizando la tabla de la Fig. 4b, se estima la resistencia a compresión simple del *bimrock*, que resulta ser aproximadamente 0,81 veces la de la matriz, resultando un valor de 1,2 MPa. Finalmente, a partir de los valores obtenidos para la resistencia y el ángulo de fricción, se calcula la cohesión mediante la ecuación 3, obteniendo un valor de 220 kPa.

$$c_{bimrock} = \frac{RCS_{bimrock} \cdot (1 - sin(\phi_{bimrock}))}{2\, cos(\phi_{bimrock})} \tag{3}$$

4. MÉTODO DE EXPLOTACIÓN

Considerando un enfoque razonablemente simple y factible para generar el colapso de un talud vertical en los conglomerados de Las Médulas sería el que describe a continuación. Esta hipótesis se basa en las observaciones realizadas en la zona, en la geometría de las heridas de los taludes caídos, en la descripción de Plinio el Viejo y en posibles prácticas mineras derivadas del sentido común. Según las hipótesis de partida y el planteamiento realizado, para llevar a cabo un *Ruina Montium* sería primero necesario excavar galerías paralelas a la traza o dirección del talud en una (talud bajo) o dos (talud alto, *p. ej.* más de 25 m) posiciones a lo largo de su altura. Estas galerías generarían grietas de tracción paralelas a ellas hacia arriba y hacia abajo,

debido a los esfuerzos tensionales producidos por la distribución de tensiones del propio talud. Esto puede verificarse ya que este tipo de grietas ha sido observado in situ. A continuación, sería necesario socavar el talud, bien directamente en su base, o mediante una galería paralela al pie del talud excavada unos metros hacia el interior. Esto podría llevarse a cabo aprovechando la capacidad erosiva del agua, desviando un canal por esta zona o picando con pico y pala. Además, esta socavación o galería podría apuntalarse con madera, de modo que dichos puntales servirían al menos como aviso de cuando el talud acantilado estuviera próximo a dejar de ser estable. Esto puede relacionarse con la afirmación de Plinio el viejo: "*Cuando la operación se completa, se cortan los soportes cerca del techo*". El control de este proceso de hundimiento se vería favorecido por la presencia de superficies de separación laterales, y algunas galerías esbeltas erosionadas observadas en la zona podrían haber cumplido esta función.

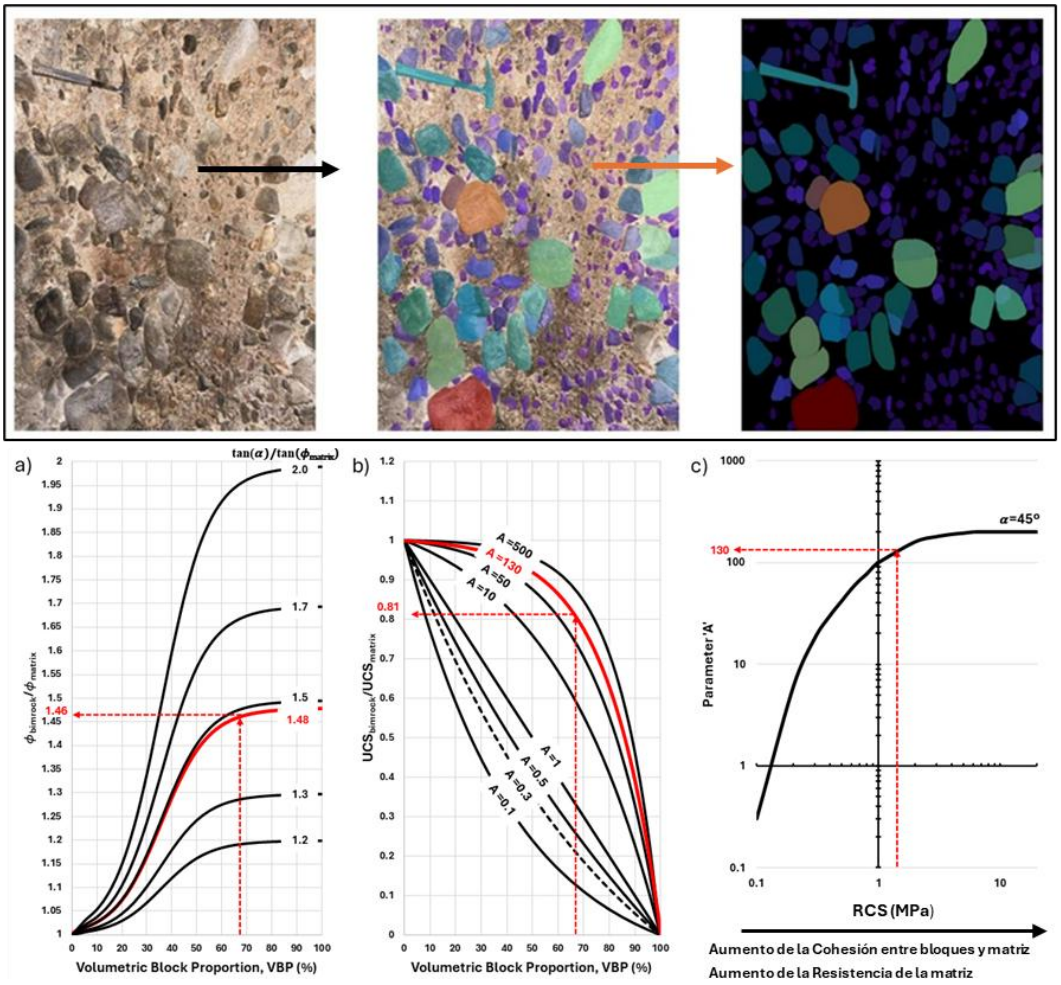


Figura 4. Parte superior, Muestra de la secuencia del algoritmo de segmentación usado para la obtención del parámetro VPB. Parte inferior Diferentes gráficos utilizados para obtener a) el ángulo de fricción, b) la resistencia a la compresión unitaria (RCS) y c) el parámetro «A» para una roca *bimrock*.

4.1 MODELADO NUMÉRICO

Para corroborar la hipótesis propuesta sobre el método de explotación, se empleó modelización numérica para analizar la estabilidad de los cantiles, en este caso el software de Rocscience RS2 (modelo continuo, Rocscience (2021)). Para el modelado únicamente se usan las formaciones de Las Médulas y Santalla.

La calibración de los parámetros mecánicos de las dos formaciones, presentes en la tabla 4, se realizó mediante un análisis retrospectivo iterativo. Este proceso consiste en ajustar las propiedades resistivas (cohesión y el ángulo de rozamiento), y la rigidez, tomando como referencia el estado de equilibrio límite observado en los taludes remanentes. Partiendo de los valores calculados para las propiedades en laboratorio, se realizaron diferentes simulaciones variando estos parámetros. El ajuste final se definió cuando el modelo es capaz de reproducir los indicadores observados en campo, es decir la aparición de grietas de tracción y la geometría de los bloques. Específicamente, se incrementó la resistencia de la formación Las Médulas, así se reproduce la capacidad de mantener grandes taludes estables observados en campo, y la disminución de los parámetros resistentes en la formación Santalla, reproduciendo así las zonas de mayor alteración observadas in situ.

Tabla 4. Resultados de la calibración de los parámetros introducidos en RS2.

Propiedad	Formación Las Médulas	Formación Santalla
Densidad (g/cm^3)	2,3	2,1
Simetría	Isotrópico	Isotrópico
Poisson	0,25	0,3
Módulo de Young	3	2,5
Criterio de rotura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Tipo de material	Plástico	Plástico
Resistencia a tracción (MPa)	0,15	0,14
Ángulo de fricción (˚)	50	48
Cohesión (MPa)	0,25	0,2
Modo estático de agua	Seco	Seco

La simulación con RS2 sigue una secuencia de excavación basada en la arriba descrita. Primero, se excava una galería a unos 20 m por encima del pie del talud y unos 5 m hacia el interior; después una segunda galería a 10 m del pie, ambas de unos 2 m de diámetro. Luego, se realizaron dos fases de descalce en la base mediante excavaciones de 2 × 2 m, dejando puntales de madera que permitían avanzar el vaciado hasta 4 m. Una vez concluida la última fase, los puntales se retiran, simulando la *Ruina Montium*. Las condiciones iniciales incluyen un estado tensional elástico, típico de cuenca sedimentaria y condiciones de contorno tipo Dirichlet, que por otro lado apenas influyen en la estabilidad. A lo largo del proceso aparecen zonas de daño en la base, grietas de tracción arriba y abajo de las galerías, y durante el descalce, las fisuras se extienden conectando ambas galerías y propagándose hacia la superficie. El resultado es la delimitación de un bloque inestable que tiende a deslizarse y volcar, consistente con los relatos históricos y las marcas observables a día de hoy.

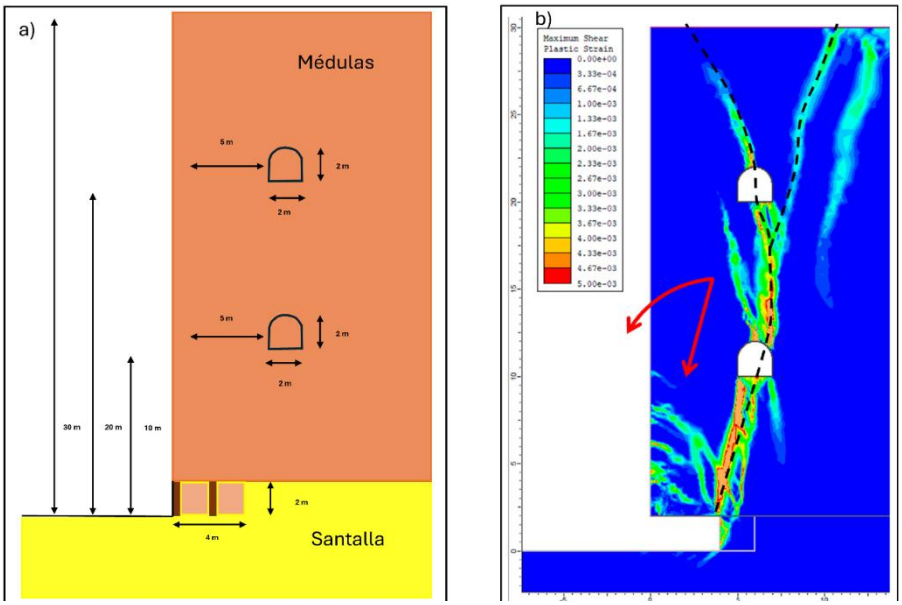


Figura 5. Parte superior: a) Geometría del talud; b) Distribución de la deformación plástica por cizallamiento tras retirar el apuntalamiento y propiedades empleadas.

5. CONCLUSIONES

Este estudio analiza cómo los romanos pudieron provocar el colapso los taludes de unos 30 m mediante la técnica *Ruina Montium*. A partir de la caracterización de los conglomerados de la zona y de observaciones de campo, se plantea un método preliminar y viable para inducir el derrumbe de un talud vertical.

El procedimiento consistiría en excavar una o varias galerías paralelas al talud, situadas a diferentes alturas, y posteriormente socavar su base, ya sea directamente o mediante otra galería unos metros hacia el interior. El descalce podría hacerse con pico y pala, agua o aprovechando la erosión de canales excavados. La zona excavada se apuntalaría con madera, que serviría como indicador de inestabilidad y permitiría desencadenar el colapso al retirarla. El proceso coincide con la descripción de Plinio el Viejo sobre la *Ruina Montium*.

La hipótesis destaca dos factores clave para inducir el colapso: la presencia de fracturas verticales paralelas a la cara del talud y el descalce de la base, que generaría un gran bloque en voladizo capaz de fracturar y derrumbar la roca. Discontinuidades laterales preexistentes habrían ayudado a controlar este proceso, aunque seguiría siendo complejo y dependiente de la experiencia de los mineros.

La propuesta se sustenta en datos geomecánicos, observaciones de campo, modelización numérica, fuentes históricas y un análisis práctico. Para avanzar será necesario mejorar el registro arqueológico, la caracterización geomecánica y geométrica, y emplear modelos numéricos más avanzados que permitan reproducir el colapso completo.

REFERENCIAS

AENOR. (2019). *UNE-EN ISO 17892-4:2019. Investigación y ensayos geotécnicos. Ensayos de laboratorio de suelos. Parte 4: Determinación de la distribución granulométrica.*

Alejano, L.R., García-Cortés, S., García-Bastante, F., Martínez-Alegría, R. (2013). Study of a rockfall in a limy conglomerate canyon (Covarrubias, Burgos, N. Spain). *Environmental Earth Sciences* 70, 2703–17.

Alejano, L. R., Martín, E., Pérez-Rey, I., Currás, B. X., & Sánchez-Palencia, Fco.-J. (2023). Roman Gold Exploitation at the Archeological Site of Las Médulas (NW-Spain) by Means of Ruina Montium: A Rock and Fluid Mechanics Perspective. *15th ISRM Congress*.

ASTM International. (2021). *ASTM D6572-21: Standard Test Methods for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test*.

Cristóbal, A., Rigueira, X., Pérez-Rey, I. et al. (2024). Automatic Characterization of Block-In-Matrix Rock Outcrops through Segmentation Algorithms and Its Application to an Archaeo-Mining Case Study. *Geosciences 2024, Vol. 14, Page 29*, *14*(2), 29.

IGN. (2008). Fotografía aérea. PNOA de Las Médulas.

ISRM. (2007). *The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006* (R. Ulusay & J. A. Hudson, Eds.). ISRM & ISRM Turkish National Group.

Kalender, A., Sonmez, H., Medley, E., Tunusluoglu, C., & Kasapoglu, K. E. (2014). An approach to predicting the overall strengths of unwelded bimrocks and bimsoils. *Engineering Geology*, *183*, 65–79.

Lindquist, E. S. (1994). *The Strength and Deformation Properties of Melange*. University of California.

Medley, E. W. (1994). *The engineering characterization of melanges and similar block-in-matrix rocks (bimrocks)*. University of California.

Napoli, M. L. (2021). 3D Slope Stability Analyses of a Complex Formation with a Block-in-Matrix Fabric. In M. Barla, A. Di Donna, & D. Sterpi (Eds.), *Challenges and Innovations in Geomechanics* (pp. 744–750). Springer International Publishing.

Napoli, M. L., Festa, A., & Barbero, M. (2022). Practical classification of geotechnically complex formations with block-in-matrix fabrics. *Engineering Geology*, *301*, 106595.

Okada, S., Izumiya, Y., Iizuka, Y., & Horiuchi, S. (1985). The estimation of soft rock strength around a tunnel by needle penetration test. *J Jpn Soc Soil Mech Found Eng*, *33*(2), 35–38.

Pérez-García, L. C., Sánchez-Palencia, F. J., & Torres-Ruiz, J. (2000). Tertiary and Quaternary alluvial gold deposits of Northwest Spain and Roman mining (NW of Duero and Bierzo Basins). *Journal of Geochemical Exploration*, *71*(2), 225–240.

Plinio el viejo. (1952). Natural History of Metals (Rackham H, Tran.). In H. Rackham (Ed.), *Naturalis Historia* (XXXIII, 23). Harvard University Press.

Rabat, Á., Cano, M., Tomás, R., Tamayo, Á. E., & Alejano, L. R. (2020). Evaluation of Strength and Deformability of Soft Sedimentary Rocks in Dry and Saturated Conditions Through Needle Penetration and Point Load Tests: A Comparative Study. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, *53*(6), 2707-2726.

Rocscience. (2021). RS2.

Sánchez-Palencia, F. J. (2000). Las Médulas (León): un paisaje cultural en la "Asturia Augustana" (F. J. Sánchez-Palencia, Ed.). Instituto Leonés de Cultura.

Sánchez-Palencia, F. J., Pérez, L. C., & Orejas, A. (1998, October). Geomorphology and archaeology in the Las Médulas archaeological zone: Evaluation of wastes and gold production. *Proc. of Int. Colloquium Geo-Archaeology of the Landscapes of Classical Antiquity*.

Sonmez, H., Kasapoglu, K.E., Coskun, A. et al. (2009). A conceptual empirical approach for the overall strength of unwelded bimrocks, in: *Proc. The Regional Symposium of the International Society for Rock Mechanics, EUROCK 2009*. Dubrovnik, Croatia, pp. 357–360.

DETERMINACIÓN DE VALORES REPRESENTATIVOS DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE DISCONTINUIDADES EN ROCA SEGÚN EL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN

Javier GONZÁLEZ-GALLEGO[(1)*], José ESTAIRE[(1)] y Adrián RIQUELME[(2)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*javier.gonzalez@cedex.es

[(2)] Universidad de Alicante (UA)

RESUMEN

Las propiedades geométricas de las familias de discontinuidades juegan un papel fundamental en la estabilidad de los taludes en roca. Así, el objetivo de este trabajo es obtener valores representativos de estas propiedades geométricas, dentro de los criterios establecidos en el Eurocódigo 7 de Segunda Generación (EC7-2G), mediante una estimación conservadora del valor medio y no como un valor puramente promedio, tal y como se hace para el resto de las propiedades geotécnicas. En el EC7-2G se describe el procedimiento para obtener el valor representativo de las propiedades geotécnicas, pero no para las propiedades geométricas. En este trabajo se propone un método para obtener los valores representativos de las propiedades geométricas de las familias de discontinuidades basado en los criterios del EC7-2G. Además, se incluye un ejemplo para comparar el nivel de seguridad de una cuña utilizando esta metodología propuesta, basada en el EC7-2G, y el derivado de la práctica habitual. Este ejemplo trata un problema típico en el que la recopilación de datos se realiza manualmente y el número de valores es reducido. Con los resultados obtenidos, surgen algunas preguntas sobre cuál debería ser la forma correcta de obtener un valor representativo de los valores geométricos (buzamiento y dirección de buzamiento) en los taludes en roca.

ABSTRACT

The geometric properties of discontinuity families play a fundamental role in the stability of rock slopes. Thus, the objective of this study is to obtain representative values for these geometric properties, within the criteria established in the second generation of the Eurocode (EC7-2G), through a conservative estimate of the mean value rather than a simple average, as is done for other geotechnical properties. The second generation of the Eurocode (EC7-2G) describes the procedure for obtaining the representative value of geotechnical properties but not for geometric properties. This study proposes a method for obtaining the representative values of the geometric properties of discontinuity families based on the criteria of EC7-2G. In addition, an example is included to compare the safety factor of a wedge using this proposed methodology based on EC7-2G and that derived from standard practice. This example addresses a typical problem in which data collection is performed manually and the number of values is limited. Based on the results obtained, several questions arise regarding the correct method for obtaining a representative value for wedges in rock.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Propiedades geométricas (Geometrical properties), Eurocódigo (Eurocode), Taludes en roca (Rock slope stability).*

1. INTRODUCCIÓN

Para el análisis de estabilidad de taludes rocosos (cuñas, fallas planas, vuelcos, etc.), los datos elegidos para el cálculo relativos a la orientación espacial de cada familia (buzamiento y dirección del buzamiento) son determinantes. Además, la orientación y las características de las familias de discontinuidades influyen en la estabilidad de un talud mucho más que las propiedades de la matriz rocosa (Wyllie 2017). Por lo tanto, la relación espacial entre la orientación de las familias de diaclasas y el talud es crucial en el cálculo de su estabilidad.

Para obtener las propiedades de orientación espacial de las discontinuidades, el método más común consiste en realizar estaciones geomecánicas en el afloramiento, obteniendo datos de orientación múltiples para todas las familias existentes en el macizo rocoso. Estas estaciones geomecánicas también proporcionan la caracterización de las discontinuidades. Normalmente, factores como la falta de paralelismo, la rugosidad, etc., implican que, para cada familia, exista una gran dispersión de datos.

Hoy en día existen técnicas de adquisición remota para obtener los datos de orientación de las familias de discontinuidades, tales como la fotogrametría y el láser escáner 3D, que permiten recopilar millones de datos de orientación de estas familias a través de programas informáticos que las extraen de las nubes de puntos (Riquelme 2014).

Los datos de orientación de las discontinuidades se representan en proyección estereográfica para agruparlas por proximidad y obtener un único valor representativo de buzamiento y dirección del buzamiento para cada familia. Este valor representativo único se obtiene generalmente calculando el valor promedio de cada parámetro (inclinación y dirección de inclinación) para las diferentes familias observadas con la proyección estereográfica.

Otra forma de obtener estos valores es mediante diagramas de densidad de polos, que muestran la concentración de polos en un área determinada (generalmente el 1%). En estos diagramas, se otorga mayor peso a los polos más cercanos entre sí. Este es el método recomendado por la International Society of Rock Mechanics (ISRM 1977), pero también sugiere que se utilicen métodos probabilísticos (sin especificar cuáles) para realizar un análisis más preciso, ya que el valor obtenido con el diagrama de densidad difiere del promedio (ISRM 2007).

En la redacción de la segunda generación del Eurocódigo 7, el comité TC250/SC7 ha hecho un gran esfuerzo por incluir diferentes aspectos de la mecánica de rocas en el texto.

El EC7-2G propone un método para obtener un valor representativo de las propiedades geotécnicas del terreno, pero no de las propiedades geométricas, las cuales son determinantes en el cálculo de estabilidad de taludes en roca.

En este artículo se muestra cómo se abordan las propiedades geométricas en el EC0-2G y EC7-2G (CEN 2023), y se propone una metodología sencilla para obtener su valor representativo según los criterios del Eurocódigo para el caso de la dirección de buzamiento y buzamiento de las discontinuidades de un macizo rocoso.

2. CONTENIDOS DEL EC0-2G Y EC7-2G

El EC0-2G y el EC7-2G hacen referencia en sus cláusulas a cómo calcular el valor representativo de las propiedades geotécnicas, sin embargo, respecto a las propiedades geométricas las referencias son más escasas y no hay un método definido para ellas.

En el caso de las propiedades geométricas de la orientación de un plano se añade la dificultad de que es un elemento que se orienta en las tres direcciones del espacio y además está definido por dos parámetros diferentes: la dirección de buzamiento y el buzamiento.

Según el párrafo 6.2 (2) del EN 1997-2:2024 las “Discontinuidades y zonas alteradas deben definirse por sus propiedades geométricas y geotécnicas”.

En el párrafo 8.1.5 EN 1997-2:2024 relativa a la resistencia de las discontinuidades en roca se hace referencia al relleno, al contacto entre discontinuidades y al factor escala, pero no se hace referencia a las propiedades geométricas.

En el párrafo 4.3.3 (3) de EN 1997-2:2024, relativa a las propiedades geométricas en general, dice que “Las propiedades geométricas de las discontinuidades del terreno deben incluir información sobre la localización, orientación, espaciamiento, continuidad, apertura y rugosidad”. En el párrafo 5 menciona que, como se refleja en EN 1990:2023, 8.3.7, “si el proyecto es sensible a las propiedades geométricas de las discontinuidades, la incertidumbre de sus propiedades debe ser evaluada primero definiendo a_{nom} y Δa”. Y en el párrafo 6 dice que “El valor nominal de las propiedades geométricas de las discontinuidades del terreno puede ser determinado mediante un análisis de sensibilidad usando una aproximación probabilística”.

El apartado 8.3.7 de EN 1990:2023 relativa a la verificación de los estados límite últimos hace referencia a los valores de proyecto de las propiedades geométricas. Según ese apartado cuando el proyecto de la estructura es sensible a las desviaciones en una propiedad geométrica el valor de cálculo del parámetro debería calcularse por la fórmula 8.24 (mostrada en la Ecuación 1).

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (1)$$

donde:

- a_{nom} es el valor nominal de la propiedad geométrica.
- Δa es la desviación en la propiedad geométrica.

3. CÁLCULO DE “a_{nom} Y Δa”

La determinación del valor representativo de una propiedad del terreno se aborda en EN 1997-1:2024 en su párrafo 3.1.3.5.

Según el EC7-G2, el proyectista debe determinar el «valor representativo» (X_{rep}) de una propiedad geotécnica a partir del conjunto de «valores derivados» obtenidos durante la campaña de investigación geotécnica (Estaire y Santana, 2022). El valor representativo se define como el valor de la propiedad del suelo que afecta a la aparición de un estado límite.

En la mayoría de los casos de ingeniería geotécnica, incluyendo el análisis de estabilidad de taludes o cuñas, el valor representativo corresponde a una estimación conservadora del valor medio, ya que éste es el que generalmente afecta a la posible aparición de un estado límite.

Así el EC7-G2 establece una metodología para determinar el valor de las propiedades geotécnicas que se considerarán representativas de dicha propiedad, mediante el denominado "valor representativo", que puede obtenerse de dos maneras (Figura 1):

- seleccionando un valor basado en el criterio ingenieril del proyectista, el posible conocimiento del emplazamiento y la experiencia de casos comparables; de esta manera, el valor obtenido se denomina "valor nominal"; o
- evaluando el valor mediante métodos estadísticos; de esta manera, el valor obtenido se denomina "valor característico".

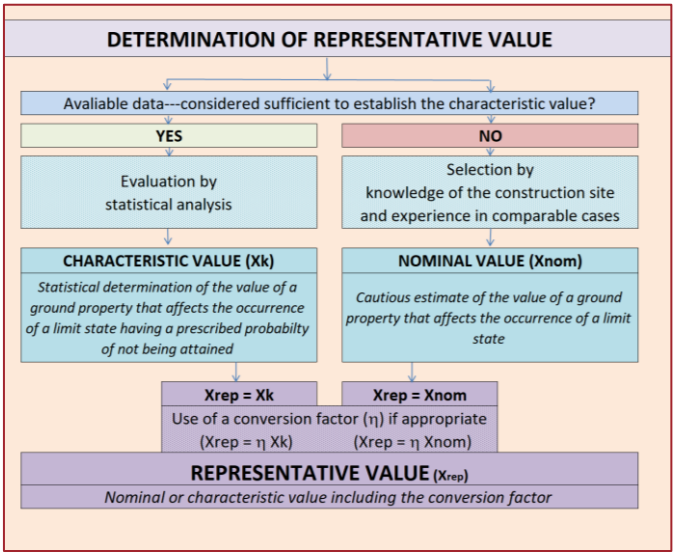


Figura 1. Obtención del valor representativo según el EC7-2G.

En el párrafo 6.3 (3) del EN 1990:2023 relativa a las propiedades geométricas, dice que “Cuando hay suficientes datos, el valor característico de una propiedad geométrica puede determinarse a partir de su distribución estadística y usado en lugar de su valor nominal”.

4. PRÁCTICA HABITUAL

La práctica habitual para la determinación del valor característico de las propiedades geométricas de las discontinuidades en taludes rocosos consiste, en primer lugar, en la obtención de múltiples datos de orientación de éstas, bien a través de estaciones geomecánicas o bien a través de métodos remotos, como la fotogrametría o el láser escáner.

Una vez obtenidos estos datos se representan en proyección estereográfica (Ragan 2009), agrupándolos por su proximidad entre sí. De esta forma se puede obtener el valor medio de buzamiento y dirección de buzamiento de cada familia (Figura 2).

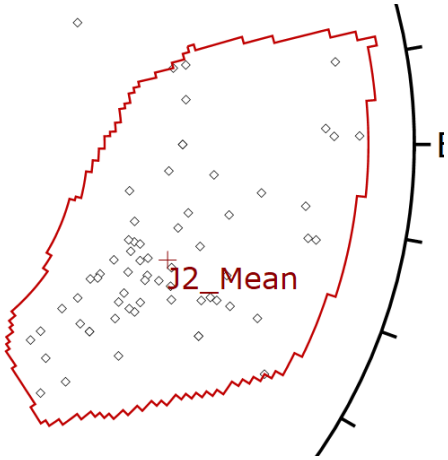
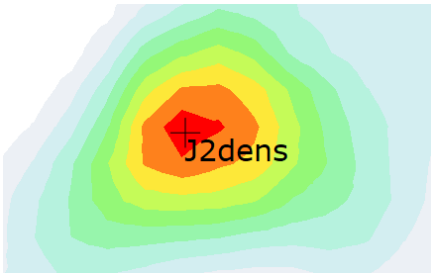


Figura 2. Determinación en proyección estereográfica del valor medio de una familia (programa Dips, Rocscience 2025).

Otro procedimiento para obtener el valor representativo consiste en representar diagramas de densidad de estos valores y seleccionar el punto con mayor concentración de datos (ISRM 2007), pudiendo tomarse este valor como el representativo de la familia de discontinuidades (Figura 3).



The central value of highest concentration of poles can be taken as representing the mean orientation of the given set of discontinuities. However, since there are variations from the mean, orientation is strictly a random variable with a certain dispersion associated with each mean value. Probability techniques are recommended for a more precise analysis. (It should be noted that density contours obtained by the Schmidt method violate probability theory since poles are counted more than once.)

Figura 3. Método recomendado por la ISRM “ISRM Suggested Methods for rock characterization (2007)”.

5. DETERMINACIÓN DE VALORES REPRESENTATIVOS DE PROPIEDADES GEOTÉCNICAS EN EL EC7-2G

El EC7-2G tiene un procedimiento para determinar el valor representativo de una propiedad geotécnica por métodos estadísticos. Este procedimiento se recoge en el Anejo A del EC7-2G en su Parte 1.

Estos métodos estadísticos garantizan que la probabilidad de existencia de un valor peor que gobierne la ocurrencia del estado límite considerado no sea mayor del 5%, teniendo en cuenta la incertidumbre estadística.

La determinación del valor característico de una propiedad geotécnica debe realizarse mediante la Ecuación 2, que supone, desde un punto de vista puramente estadístico, que los valores siguen una distribución Normal y no hay conocimiento previo sobre el valor medio (González-Gallego, 2022).

$$X_k = X_{media}(1 \mp k_n\, V_x) = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_i}{n}(1 \mp k_n\, V_x) \tag{2}$$

donde, en este caso:

- X_k es el valor característico de la propiedad geométrica X;
- X_{media} es el valor medio de la propiedad geométrica obtenido de un número (n) de valores de la muestra;
- k_n es un parámetro estadístico que depende del número de valores de la muestra (n) utilizados para calcular el valor medio de X;
- V_x el coeficiente de variación de la propiedad geométrica X;
- ± denota que el producto [kn Vx] debe sumarse cuando el valor inferior de X_k es crítico y restarse cuando el valor superior es crítico y
- xi es el i-valor utilizado para calcular X_{media}.

En la determinación de las propiedades geométricas, el valor del coeficiente de variación (V_x) es desconocido a priori, por lo que debe calcularse mediante la Ecuación (3).

$$V_X = \frac{s_x}{X_{media}} \;;\; s_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(X_i - X_{media})^2}{n-1}} \tag{3}$$

donde s_x es la desviación estándar de los valores de la muestra.

Por su parte, el valor del parámetro estadístico k_n se puede obtener de la Ecuación 4.

$$k_n = t_{95,n-1}\sqrt{\frac{1}{n}} \tag{4}$$

donde: $t_{95,\,n-1}$ representa la distribución t de Student, evaluada para un nivel de confianza del 95% y n-1 grados de libertad, siendo n el número de valores de la muestra.

Así el valor característico de una propiedad geotécnica queda definido como: el límite inferior del intervalo de confianza de la estimación de la media, con un nivel de confianza del 95 %.

La pregunta que cabe hacerse es si este método es aplicable a las propiedades geométricas de las orientaciones de las familias de discontinuidades.

Las propiedades geotécnicas son valores independientes que se ajustan a una distribución Normal o Log-Normal y por ello el valor característico es el límite inferior del intervalo de confianza de la estimación de la media, con un nivel de confianza del 95%, y se obtiene con la ecuación 2.

Sin embargo, los datos de las propiedades geométricas de las familias de discontinuidades (buzamiento y dirección de buzamiento) no se ajustan a una distribución Normal o Log-Normal. Son valores de ángulos de la orientación de un plano que se ajustan a una distribución de Fisher.

La distribución de Fisher se utiliza habitualmente para modelizar la distribución de vectores de orientación tridimensionales (Fisher 1953) como, por ejemplo, la distribución de orientaciones de planos (vectores polares) en una esfera. Una distribución de Fisher describe la distribución angular de las orientaciones en torno a un vector de orientación medio, y es simétrica respecto a la media. La función de densidad de probabilidad se

puede expresar como:

$$f(\theta) = \frac{K \sin\theta \, e^{K\cos\theta}}{e^{K} - e^{-K}} \quad (5)$$

donde θ es la variable de desviación angular es la desviación angular respecto al vector medio, en grados, y K es la «constante de Fisher» o factor de dispersión.

La K de Fisher indica cómo de grande es la dispersión del grupo de valores considerado. Un valor elevado de K significa que la dispersión es menor que en otro caso que tenga un valor de K inferior, en cuyo caso la dispersión será mayor.

$$K \cong \frac{N-1}{N-R} \quad (6)$$

donde N es el número de polos y R la magnitud del vector resultante

Así mientras la distribución de Fisher se desarrolla en un espacio tridimensional y mide cuán probable es que se dé un ángulo determinado en una dirección, la distribución normal se desarrolla en un espacio unidimensional e indica cuán lejos se está del valor central.

La ecuación (7) recoge la expresión para el cálculo del ángulo 95% del valor de confianza (Butler 1992):

$$\theta 95 = \frac{140º}{\sqrt{kN}} \quad (7)$$

La Figura 4 muestra cómo una distribución de polos más dispersa tiene una K de Fisher menor comparada con una distribución de polos más concentrada respecto al valor medio.

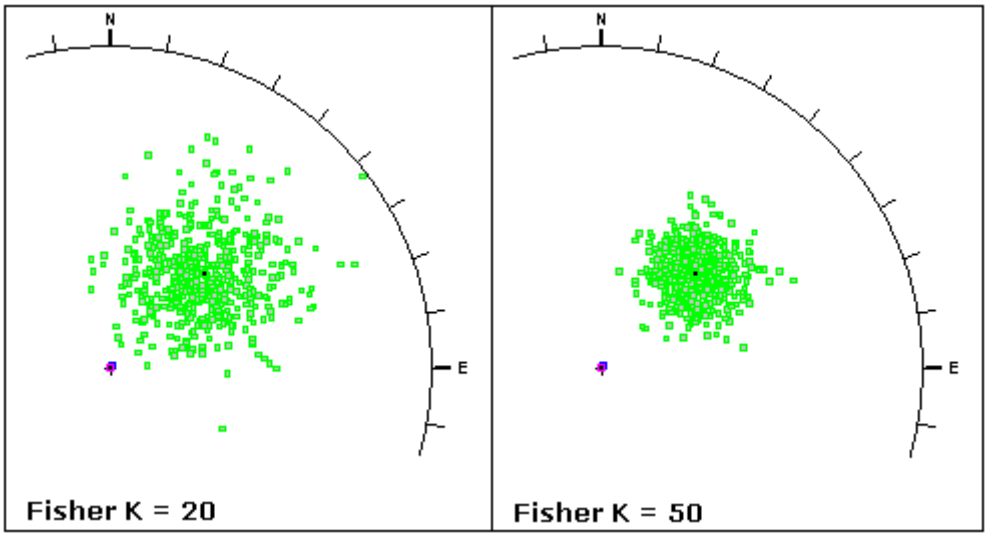


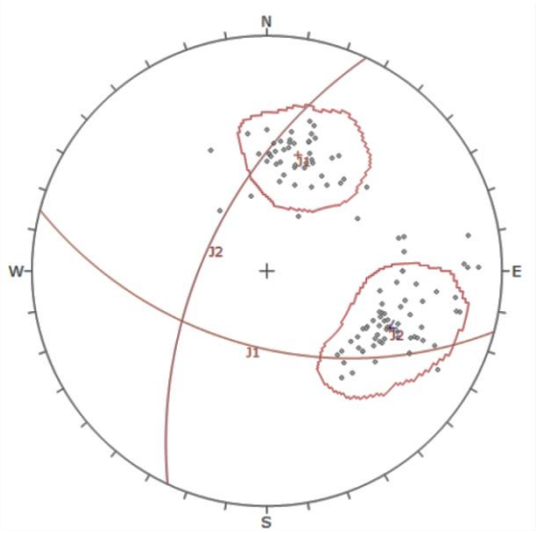
Figura 4. Ejemplo de significado de la K de Fisher (Dips, Rocscience 2025).

6. PROPUESTA DE MÉTODO PARA DETERMINAR LOS VALORES REPRESENTATIVOS DE PROPIEDADES GEOMETRICAS EN EL EC7-2G

Como se ha mostrado en el apartado anterior para obtener un valor representativo, que sea una estimación conservadora del valor medio, el EC7-2G tiene un procedimiento que se puede aplicar a las propiedades geotécnicas que se ajustan a una distribución estadística Normal pero no puede aplicarse a los valores de orientación de las discontinuidades ya que no se ajustan a este tipo de distribución.

Así que, en este apartado, se propone una forma sencilla de obtener un valor conservador por debajo de la media para los valores de orientación de los planos de discontinuidad de un macizo rocoso.

Para este artículo se ha utilizado un caso práctico real de una cuña en un talud rocoso en el cual las dos familias de discontinuidades que forman la cuña están muy bien definidas (Figura 5) (González-Gallego, 2023).



	Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes				
1m		54	195	J1
2m		60	295	J2

Figura 5. Caso práctico de una cuña en un talud rocoso Dips (Rocscience 2025).

El procedimiento habitual para obtener un valor medio de los polos seleccionados consiste en seleccionarlos en proyección estereográfica dibujando un contorno que contenga los datos que se desee que estén en la selección (Goodman 1991).

Una vez seleccionados se obtiene el valor medio y también, en este caso través del software Dips de Rocscience, se puede determinar el valor de la K de Fisher que indica el cono para un valor de confianza del 95%. En el caso práctico que se utiliza en este artículo el ángulo del cono para un valor de confianza del 95% en la familia J1 es de 2.98º (Figura 6).

Set Statistics

Set: 1m: J1

Poles: 43
Entries: 43
Fisher's K: 54.0532

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	11.8275°	19.4601°	27.1416°	9.18555°
Confidence Limit	1.81704°	2.98078°	4.13892°	1.41214°

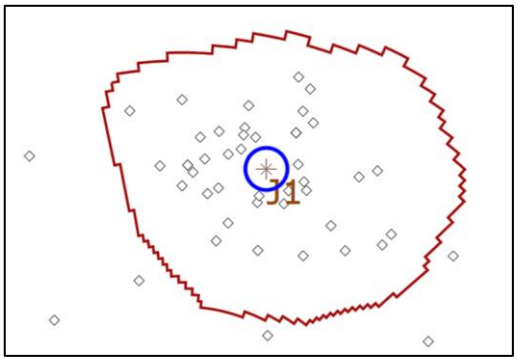


Figura 6. Obtención de la K de Fisher y representación del cono con un valor de confianza del 95% en proyección estereográfica.

El cono puede representarse en proyección estereográfica para visualizar su significado. Si se emplea proyección equi-angular, los puntos del cono se representan como una circunferencia, centrada en el punto que corresponde al eje del cono. El punto del cono más alejado del centro de la falsilla es el de mayor buzamiento y por tanto el que corresponde al nivel de seguridad más bajo, dentro de los puntos con nivel de confianza del 95%. Por lo tanto, es una estimación conservadora del valor medio con un nivel de confianza del 95%. En la Figura 7 se ha representado, en el lado izquierdo, la línea que une el eje de la falsilla con el polo del valor medio. De esa forma se puede hallar el punto más alejado del centro de la falsilla que pasa por el valor medio con un valor de confianza del 95%, representado en la Figura 7 como J1_VC (siglas de "Valor característico).

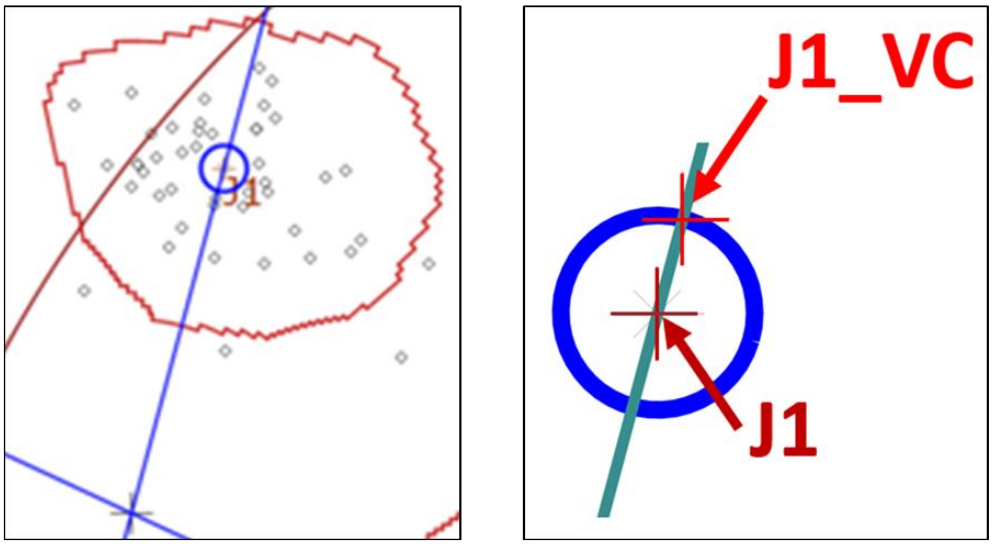


Figura 7. Visualización en proyección estereográfica del valor representativo de buzamiento y dirección de buzamiento para la familia J1.

Con este procedimiento se han calculado los factores de seguridad de la cuña con los valores medios (práctica habitual) y con los valores característicos de las orientaciones de las dos familias involucradas en la cuña, obtenidos ambos valores a través de la distribución de Fisher para un grado de confianza del 95% que está en consonancia con la línea de trabajo de aplicación del EC7-2G.

En la Tabla 1 se muestran los resultados de la comparación donde se aprecia cómo con la estimación prudente del valor medio que supone el procedimiento aquí propuesto se reduce, para el caso práctico estudiado, un 10% el factor de seguridad.

Tabla 1. Comparación de factores de seguridad por ambos procedimientos.

	Valor medio		**Valor característico (EC7-2G)**	
	Dip	**Dip Direc.**	**Dip**	**Dip Direc.**
J1	54	195	57	195
J2	60	295	63	295
Talud	55	264	55	264
FS	**0,93**		**0,84**	

En el procedimiento utilizado se ha tenido sólo en cuenta la variación del buzamiento para un grado de confianza del 95% ya que combinarla con la variación de la dirección de buzamiento para obtener el valor representativo es mucho más complicado y el resultado es similar ya que la influencia de la dirección de buzamiento en el resultado es muy poco significativa. Esto se ha representado en la Figura 8 en la cual se muestra cómo la variación del factor de seguridad es muy grande en relación con el buzamiento y muy poco significativa en relación con la dirección de buzamiento.

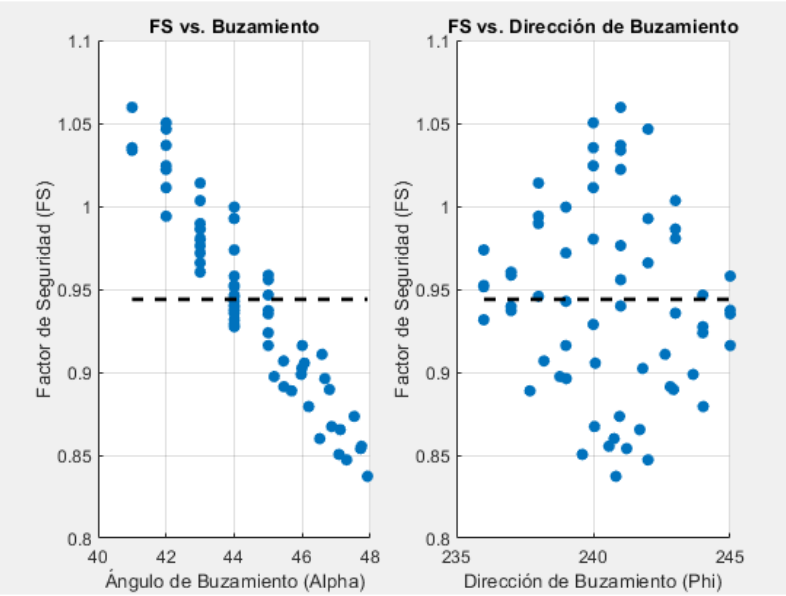


Figura 8. Variación del Factor de Seguridad en relación al buzamiento y a la dirección de buzamiento.

7. CONCLUSIONES

Para el análisis de estabilidad de taludes rocosos (cuñas, fallas planas, vuelcos, etc.), los datos elegidos para el cálculo relativos a la orientación espacial de cada familia (buzamiento y dirección del buzamiento) son decisivos. Además, la orientación y las características de las familias de discontinuidades influyen en la estabilidad de un talud mucho más que las propiedades de la matriz rocosa.

El EC7-2G propone un método para obtener un valor representativo de las propiedades geotécnicas del terreno, pero no de las propiedades geométricas, las cuales son determinantes en el cálculo de estabilidad de taludes en roca.

En este artículo se muestra cómo se abordan las propiedades geotécnicas y geométricas en el EC0 y EC7, y se propone una metodología sencilla para obtener el valor representativo según los criterios del EC7-2G de las propiedades geométricas de las discontinuidades en los macizos rocosos.

Estos procedimientos se basan en métodos estadísticos que garantizan que la probabilidad de existencia de un valor peor que gobierne la ocurrencia del estado límite considerado no sea mayor del 5%, teniendo en cuenta la incertidumbre estadística.

Las propiedades geotécnicas son valores que se ajustan a una distribución Normal o Log-Normal y por ello el valor característico es el límite inferior del intervalo de confianza de la estimación de la media, con un nivel de confianza del 95%.

Sin embargo, los datos de las propiedades geométricas de las familias de discontinuidades (buzamiento y dirección de buzamiento) no se ajustan a una distribución Normal o Log-Normal. Son valores de ángulos de la orientación de un plano en un espacio tridimensional que se ajustan a una distribución de Fisher.

Así mientras la distribución de Fisher se desarrolla en un espacio tridimensional y mide cuán probable es que se dé un ángulo determinado en una dirección, la distribución normal se desarrolla en un espacio unidimensional e indica cuán lejos se está del valor central.

Con este procedimiento se han calculado los factores de seguridad de la cuña con los valores medios (práctica habitual) y con los valores característicos obtenidos a través de la distribución de Fisher para un grado de confianza del 95% que está en consonancia con la línea de trabajo de aplicación del EC7-2G.

Los resultados del caso práctico aquí analizado muestran que, con la estimación prudente del valor medio que supone el procedimiento que se propone, se reduce en un 10% el factor de seguridad respecto a la práctica habitual de utilizar el valor medio (de buzamiento y dirección de buzamiento) como valor representativo.

REFERENCIAS

Butler, R. F., Butler, R. F. (1992). Paleomagnetism: magnetic domains o geologict terranes(Vol. 319). Boston: Blackwell Scientific Publications.

Estaire, J., Santana, M. (2022). Valores representativos para su uso en las verificaciones de estado límite en el marco del futuro Eurocódigo 7 (EN1997:2025). X Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada, septiembre 2022. M. Hürlimann y N. Pinyol. CIMNE.

European Committee for Standardization (CEN). (2023). *Eurocode: Basis of structural design (EN 1990)*. CEN.

European Committee for Standardization (CEN). (2023). *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules (EN 1997-1) Part 2: Ground Properties (EN 1997-2)*. *Part 3: Geotechnical structures (EN 1997-3)*.

Fisher, R. A. (1953). Dispersion on a sphere. Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematica land Physical Sciences,217(1130), 295-305.

González-Gallego, J., Estaire, J., Santana, M. (2022). Valores representativos para su uso en las verificaciones de estabilidad de taludes rocosos. X Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Granada, septiembre 2022. M. Hürlimann, N. Pinyol. CIMNE. 357-366.

González-Gallego, J., Estaire, J., Santana, M (2023). Use of representative values of geometrical properties of discontinuities in rock slope verifications according to EC7. 15th ISRM Congress 2023 & 72nd Geomechanics Colloquium. Schubert & Kluckner (eds.) © ÖGG. 2856-2861

Goodman, R. E. (1991). Introduction to rock mechanics. John Wiley & Sons.

ISRM 1977) Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. International Society for Rock Mechanics. Pergamon Press. 1978. Vol 15. 319-368

ISRM (2007), The complete ISRM Suggested Methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974 -2006. Springer. Ulusay, R and Hudson, J. (Ed.)

Ragan, D. (2009). Structural Geology: An Introduction to Geometrical Techniques. Cambridge University Press.4 ª Ed. 634 pp.

Adrián J. Riquelme, A. Abellán, R. Tomás, M. Jaboyedoff, (2014). A new approach for semi-automatic rock mass joints recognition from 3D point clouds. Computers & Geosciences. Volume 68. 38-52

RocScience, (2025) DIPS 8.029. Rocscience Inc. Toronto, Canada.

RocScience, (2025) SWEDGE 7.027Use the "Insert Citation" button to add citations to this document.
. Rocscience Inc. Toronto, Canada.

Wyllie, Duncan. (2017). Rock slope engineering: Civil applications, fifth edition. 10.4324/9781315154039.

IDENTIFICACIÓN Y MITIGACIÓN DEL RIESGO DE COLAPSO Y SUBSIDENCIA EN ÁREAS KÁRSTICAS: UN CASO DE ESTUDIO EN UTEBO (ESPAÑA)

Alberto GRACIA[(1)*], Francisco Javier TORRIJO[(2)], Jorge EDO[(3)] y Alberto GARCÍA[(4)]

[(1)] C.T.A. Consultores Técnicos Asociados, S.A.P.
*agracia@cta-consultores.com

[(2)] Centro de Investigación en Arquitectura, Patrimonio y Gestión para el Desarrollo Sostenible
Universitat Politècnica de València (UPV)

[(3)] Canteras Ejea S.A.

[(4)] C.T.A. Consultores Técnicos Asociados, S.A.P.

RESUMEN

El entorno de la ciudad de Zaragoza es, desde siempre, uno de los más afectados por problemas relacionados con simas (dolinas) que afectan a muchas infraestructuras, y como en este caso, a naves industriales. En el caso que analizamos aquí, se trata de un proceso de hundimiento progresivo del terreno provocado por la socavación activa que provoca un antiguo pozo de extracción de agua, en el terreno que queda en su entorno más próximo. Este conecta y favorece la infiltración de agua desde el acuífero más superficial, con capas bastante profundas, de composición fundamentalmente salina. Materiales yesíferos que alternan niveles de: anhidrita, halita, glauberita, ... muy solubles. La zona afectada por los descensos relativos se conforma en planta, en anillos concéntricos de hasta 20-25 metros de diámetro. El proceso se asemeja a un "reloj de arena" que alcanza una profundidad reconocida de entre -30 y -34m. Aparentemente, afecta también los tramos superiores en proceso de socavación descompresión hacia la "cavidad" generada. Para llevar un control de esta situación, se han llevado a cabo hasta 4 mediciones topográficas de detalle 3D, mediante un láser escáner RTC 360, desde junio de 2022, hasta la actualidad. Desde el comienzo, se observó una depresión de desarrollo semicircular-concéntrica, con depocentro en las inmediaciones del pozo, deducida de la morfología de las propias curvas de nivel. Estas indicaban un desnivel relativo de hasta 26 cm. Posteriores mediciones certificaron velocidades de asiento crecientes de esos hundimientos aparentes, de más de 40 mm/año. Para valorar la situación en profundidad, se realizaron sondeos de reconocimiento, que permitieron resolver un modelo geotécnico de la zona socavada y valorar posibles soluciones. El perfil litológico obtenido destaca la presencia de un hueco entre -30,80 y -34,00 m, relleno de fango sobresaturado donde la maniobra de perforación baja por su propio peso y se recupera muy poco testigo. Con base en el citado modelo geotécnico se planteó una solución mediante inyecciones de columnas de mortero de baja movilidad que han alcanzado entre 34 y 36 m de profundidad. Estas inyecciones se han complementado con inyecciones de lechada de cemento, realizadas mediante la técnica tubo-manguito, hasta -5,0 y -9,0 m de profundidad. El control de las admisiones y de las presiones de inyección han permitido completar el modelo geotécnico y obtener una interesante "imagen" de la situación en profundidad y de las dimensiones de la zona afectada.

ABSTRACT

The Zaragoza area has always been one of the regions most affected by sinkholes (dolines), impacting numerous infrastructures, including industrial buildings, as in this case. In this case, the sinkhole is the result of progressive ground subsidence caused by the active erosion of an old water extraction well in the surrounding terrain. This well connects to a shallower aquifer and facilitates the infiltration of its water into deeper, primarily saline layers. These layers consist of gypsum materials with alternating levels of highly soluble anhydrite, halite, glauberite and other minerals. The area affected by the subsidence forms concentric rings up to 20–25 metres in diameter. The process resembles an hourglass, reaching a recognised depth of between -30 and -34 metres. It also appears to affect the upper sections that are undergoing erosion and decompression towards the resulting cavity. To monitor this situation, up to four detailed 3D topographic surveys have been carried out using an RTC 360 laser scanner between June 2022 and the present day. From the outset, a semicircular, concentric depression was observed, with its depocentre near the well, as deduced from the contour lines themselves. These indicated a relative elevation difference of up to 26 cm. Subsequent measurements confirmed that the rate of settlement of these apparent subsidences was increasing, exceeding 40 mm/year. Exploratory boreholes were drilled to assess the situation at depth, allowing a geotechnical model of the undermined area to be developed and potential solutions to be evaluated. The resulting lithological profile highlights the presence of a void filled with supersaturated mud between -30.80 and -34.00 m, where the drilling operation descended under its own weight, resulting in a very small core sample being recovered. Based on the aforementioned geotechnical model, the proposed solution involved injecting low-mobility grout columns to depths between 34 and 36 metres. These injections were complemented by cement grout injections using the tube-sleeve technique to depths of -5.0 and -9.0 metres. Controlling the injection rates and pressures enabled the geotechnical model to be completed and provided a clear picture of the situation at depth and the dimensions of the affected area.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Hundimiento karstico (Karst subsidence), Sales solubles (Soluble salts), Consolidación terreno (Soil consolidation).*

1. INTRODUCCIÓN

Esta zona de la carretera de Logroño, entre Zaragoza y Casetas viene siendo desde muy antiguo, una de las más afectadas por problemas relacionados con simas (dolinas) que han afectado a las infraestructuras, a muchas naves industriales (Gutiérrez *et al.*, 2008a, b). Este es el caso que nos ocupa en este trabajo. La situación de una nave industrial que, en pleno proceso productivo, comienza a registrar problemas de asientos diferenciales evidentes, que afectan a la estructura (con el asiento de varias columnas) y de la solera en la que se aprecia un hundimiento progresivo de una zona determinada de contorno aparentemente semicircular.

En relación con estudios y trabajos de investigación realizados en este entorno, cabe destacar el realizado por Simón *et al.* (1998). Este trabajo de investigación permite partir de un análisis general de: "Los fenómenos de hundimiento y colapso de terrenos aluviales en el entorno de la ciudad de Zaragoza, que son bien conocidos desde hace tiempo y vienen causando gran cantidad de pérdidas económicas. Se manifiestan en el relieve por la presencia de depresiones cerradas, a veces irregulares y difusas, otras netas y de contorno circular o elíptico (dolinas). Cuando las dolinas presentan bordes escarpados y alcanzan una cierta profundidad pasan a entrar en la categoría de lo que popularmente se conoce como simas".

Un trabajo de investigación específico en este caso fue el estudio geotécnico realizado para el proyecto constructivo de la propia nave industrial afectada. En este Informe se señala que: "El terreno no presenta depresiones anómalas y las construcciones y la valla que ocupan parcialmente el terreno no tienen daños estructurales que se asocien a la existencia de zonas subsidentes". También se consultó la bibliografía existente del entorno, algunas fotografías aéreas (Figura 1) y los fotoplanos del año 1927, no habiendo observado ninguna anomalía. Por último, se han considerado trabajos previos realizados por Gracia *et al.* (2022, 2023) y Torrijo *et al.* (2020).

Durante la inspección del terreno sí se detectó un pozo de 300 mm de diámetro, con revestimiento y tapa metálica donde se escuchaba la caída de agua sin poder determinar la profundidad a la que se producía. Se midió la profundidad a la que se encuentra el nivel del agua en el pozo, en torno a los 6 m.



Figura 1. Estudio comparativo entre las fotografías aéreas del vuelo americano de 1956, cuando aún no se habían construido las naves y una fotografía reciente; de 2018.

2. METODOLOGÍA

2.1. DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN. ANÁLISIS MORFOLÓGICO DE LAS DEFORMACIONES

La disposición de las grietas y fisuras registradas en la solera de la nave permitía valorar un problema de asientos diferenciales aparentemente asociado a un antiguo pozo que ya existía incluso antes de construir la nave industrial. Fundamentalmente porque se situaba en el depocentro; en la parte central, de la zona que manifestaba los mayores hundimientos relativos. Se valoró, por tanto, que podía tratarse de un proceso de hundimiento del terreno de apoyo de las cimentaciones afectadas, provocado por la socavación activa que se ejerce por la infiltración de aguas desde el acuífero superficial (el asociado al nivel superior de gravas aluviales), desde el pozo, en profundidad, y sobre el terreno que queda en su entorno más próximo.

La zona afectada por los descensos se conforma en anillos concéntricos de hasta 20-25 metros de diámetro y se asemejaría a un "reloj de arena" hasta una profundidad que, a priori, era desconocida. Aparentemente la mitad de la zona queda dentro de la nave y la otra mitad fuera. Este efecto se aprecia en la fachada lateral que registra de forma visible un descenso relativo en los grandes paneles de hormigón. Partiendo de la situación descrita, se planteó:

- Un control topográfico de detalle mediante la realización de auscultaciones topográficas de precisión distanciadas en el tiempo, con el fin de identificar los asientos relativos obtenidos hasta la fecha y la velocidad de deformación en ese periodo de tiempo (Figura 2).
- Al menos, un sondeo mecánico a rotación de entre 30 y 40 m, que aportaría información sobre la posibilidad de huecos; zonas socavadas por disolución-arrastres del terreno. Como es conocido en este entorno geológico, el sustrato margo-yesífero, sobre el que se sitúan depósitos aluviales de espesor variable (fundamentalmente gravas con arenas y finos), contiene niveles salinos (yesos, anhidrita, halita, glauberita, …), muy solubles.

2.2. AUSCULTACIÓN TOPOGRÁFICA. LASER ESCANER 3D (RTC360)

El procedimiento para explotar y utilizar correctamente la información obtenida es el uso de nubes de puntos densas y optimizadas mediante la reproducción de planos. Una nube de puntos densa y optimizada es una base sólida para procesos que requieren tiempos más largos de elaboración (generación de mallas, modelos digitales de terreno) y constituye un registro histórico actualizable que siempre puede ser consultado e integrado con

otras herramientas (SIG, simulaciones y realidad virtual). En este caso concreto, se ha realizado un estudio topográfico de detalle del interior de la nave mediante el láser escáner RTC360, de *Leica Geosystems*, en colaboración con *Tecnitop* (especialistas en digitalización y aplicaciones tridimensionales en patrimonio, ingeniería y metrología industrial). Este láser, toma imágenes panorámicas, superpuestas en una nube de puntos de alta precisión, a una velocidad de 2.000.000 puntos/segundo. Tiene un alcance de hasta 130 m, alcanzando una precisión milimétrica.

El objetivo fundamental de este análisis es ayudar, obteniendo una imagen 3D, a la identificación de los movimientos diferenciales deducidos del sistema de grietas reconocido. De esta manera se pretende focalizar el origen del problema que ha llevado a las aparentes deformaciones registradas.

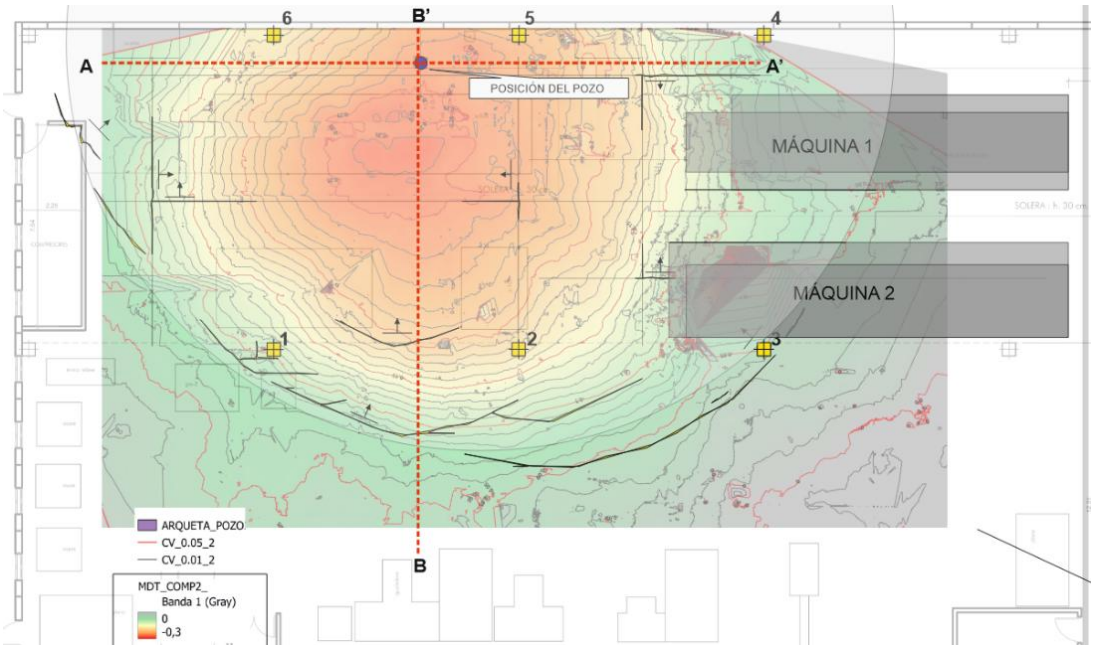
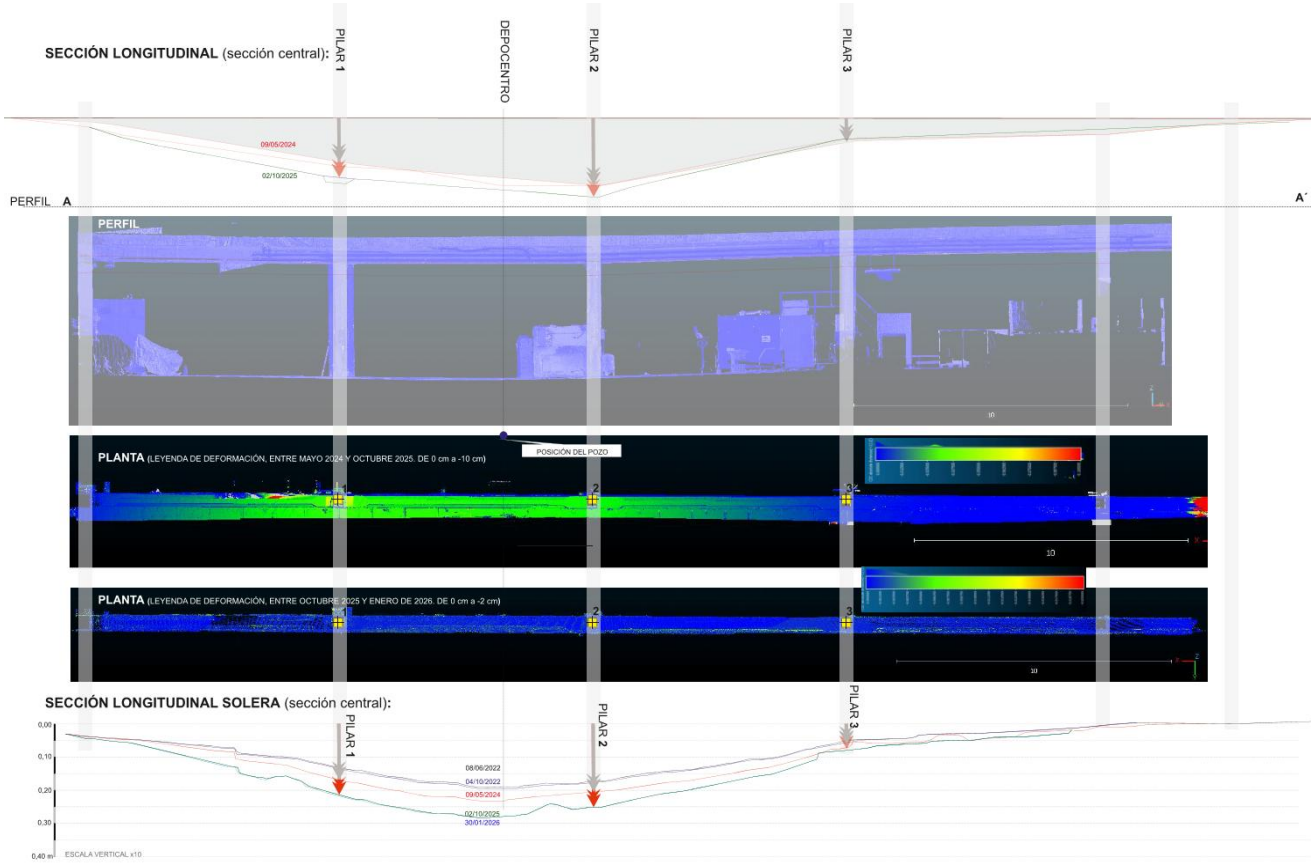


Figura 2. Plano topográfico de detalle del interior de la nave. Plano a escala 1:100 (situación de detalle con curvas de nivel cada 0,01 m, y curvas maestras cada 0,05 m. Para una mejor visualización de las deformaciones de la solera, dada su horizontalidad, las curvas de nivel se han situado sobre el MDT coloreado en función de su cota relativa.

Desde una topografía de detalle realizada en 2022, se observó una depresión, con depocentro en las inmediaciones del pozo, dibujado por curvas de nivel con morfología subcircular-concéntrica. Estas indicaban un desnivel relativo de hasta 26 cm desde la misma entrada de la nave, apreciándose un hundimiento evidente en la zona que hay entre las columnas 1 a 3, y que se proyectaba hacia las columnas 4 a 6 (Figura 3). Este presenta unos 25-30 m de diámetro, y viene marcado en la solera por grietas en el pavimento de hormigón. Estas últimas, junto al visible cambio de la rasante, señalan la zona más afectada por la dolina. En la zona afectada por los asientos diferenciales hay dos grandes máquinas (Figura 3) que son de especial importancia para la actividad de la Empresa. Nos informan que su posición horizontal es imprescindible para su buen funcionamiento. En la solera sobre la que se encuentran éstas, se identificaron asientos relativos de unos 3-5 mm, con vergencia hacia la zona central de la depresión formada. Esto se suma al importante desnivel ya existente, comprometiendo seriamente su operatividad.

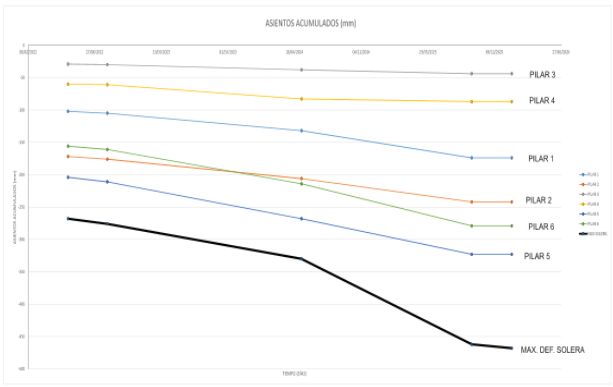
Para el estudio estructural se ha utilizado el *software CloudCompare*, aplicando técnicas de *cloud matching*. Estas permiten medir distancias entre nubes de puntos sin la necesidad de emplear estaciones de referencia, pudiendo obtener valores absolutos o desglosando los valores X, Y, Z. En este caso se medirán las deferencias en el eje Z, en el entorno de la zona de unión viga-columna.

En la Figura 3 se representa la sección de los pilares centrales de la nave (nube de puntos 3D), pilares 1 a 3, sobre los que se dibujan los asientos-deformaciones que ha sufrido la estructura, con una ampliación aproximada de la escala vertical x10. Las mayores deformaciones se identifican entre los pilares 1 y 2, coincidiendo con lo obtenido en la comparación de las nubes de puntos (vista en planta de este capítulo), donde se observa una deformación de la estructura gradual hacia estos pilares. En el último periodo de tiempo medido se han llegado a medir asientos del orden de 26-28 mm y de 29-31 mm en los pilares 1 y 2, respectivamente.



	ASIENTOS ACUMULADOS (mm)				
	ANTERIORES A JUNIO 2022	JUNIO 2022 - NOVIEMBRE 2022 (118 días)	NOVIEMBRE 2022 - MAYO 2024 (583 días)	MAYO 2024 - OCTUBRE 2025 (511 días)	OCTUBRE 2025 - ENERO 2026 (120 días)
PILAR 1	-102	-105	-132	-174	-174
PILAR 2	-172	-176	-206	-242	-242
PILAR 3	-29	-30	-38	-44	-44
PILAR 4	-60	-61	-83	-87	-87
PILAR 5	-204	-211	-268	-323	-323
PILAR 6	-156	-161	-214	-279	-279
MAX SOLERA	-268	-276	-330	-462	-468

	VELOCIDAD DE ASIENTOS (mm/año)				
	ANTERIORES A JUNIO 2022	JUNIO 2022 - NOVIEMBRE 2022 (118 días)	NOVIEMBRE 2022 - MAYO 2024 (583 días)	MAYO 2024 - OCTUBRE 2025 (511 días)	OCTUBRE 2025 - ENERO 2026 (120 días)
PILAR 1	-	-9.28	-16.90	-30.00	0.00
PILAR 2	-	-12.37	-18.78	-25.71	0.00
PILAR 3	-	-3.09	-5.01	-4.29	0.00
PILAR 4	-	-3.09	-13.77	-2.86	0.00
PILAR 5	-	-21.65	-35.69	-39.29	0.00
PILAR 6	-	-15.47	-33.18	-46.43	0.00
MAX SOLERA	-	-24.75	-33.81	-94.29	-18.25



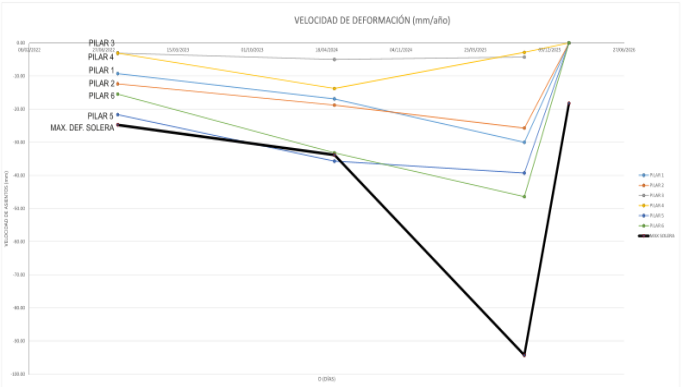


Figura 3. Secciones centrales de la nave. Deformaciones identificadas en los pilares. Sección esquemática, sección de la nube de puntos (vista lateral y aérea respectivamente, y evolución de la solera en el tiempo.

Al trazar un perfil longitudinal sobre esta sección central (Figura 4), se observa que los asientos identificados en la unión viga-columna, son perfectamente concordantes con los obtenidos en la solera.

3. VALORACIÓN DE MEDIDAS DE CONSOLIDACIÓN DEL TERRENO

3.1. VALORACIONES INICIALES

En relación con el apartado anterior, en diciembre de 2022, se ensayaron inyecciones de resinas expansivas debajo de la solera de apoyo en la zona inmediatamente debajo de las máquinas de impresión, consiguiéndose rectificar los asientos del orden de 25 mm, hasta conseguir la práctica horizontalidad (Figura 4).



Figura 4. Inyección de resinas expansivas bajo la losa de hormigón sobre la que se asientan las máquinas de trabajo de la empresa. El operador de inyecciones observa el levantamiento relativo que se va consiguiendo al inyectar.

Inicialmente, y con base en la información que se tenía, se consideró que era preciso mejorar la capacidad portante de las cimentaciones afectadas por los asientos. Se planteó la posibilidad de realizar la solución de consolidación del terreno de apoyo mediante inyecciones resinas expansivas. Considerando la eficacia del método y los resultados obtenidos en casos similares, se valoró aplicarlo en la zona que había registrado los asientos principales. Se realizaron inyecciones de este tipo de resinas en el terreno debajo de 6 zapatas. las 6 que se encontraban en la zona más afectada por el hundimiento de la solera. No obstante, se valoró que la solución aplicada podría ser insuficiente y que era preciso obtener datos del subsuelo para poder comprender la magnitud de la situación y su posible evolución. Al comparar la situación de mayo 2024 con la de noviembre de 2022, se observó que el asiento relativo continuaba apreciándose, como se ha dicho ya, como epicentro el entorno del pozo. En este periodo de tiempo se han medido deformaciones máximas de hasta 54 mm.

Por otro lado, en la parte de las máquinas más afectada anteriormente por asientos, se observa un levantamiento aparente, relativo, de hasta 23 mm (azul oscuro en la Figura 5.1), como consecuencia de la inyección de resinas expansivas. Esto demuestra la evidente eficacia de estas inyecciones, de cara a la operatividad de estas máquinas. También, a nivel estructural, se observó que, en el último intervalo de tiempo, las deformaciones han aumentado considerablemente, destacando las mediciones realizadas en los pilares P-5 y P-6, con asientos relativos de 56-58 mm y 52-54 mm, con velocidades de entre 35,7 y 33,2 mm/año respectivamente. La velocidad de asientos calculados en estos pilares ha aumentado. La velocidad de asientos medida en el pilar P-6 ha llegado a duplicarse (de -15 mm/año entre junio-noviembre de 2022 a -33 mm/año y, entre noviembre de 2022 y mayo 2024), y la velocidad de asientos del pilar P-5, medida entre noviembre de 2022 y mayo de 2024, ha llegado a alcanzar una velocidad del orden de 35-36 mm/año, superando ligeramente la velocidad de deformación de la propia solera. Una vez más es importante señalar que ambos pilares se encuentran muy próximos al pozo identificado en los estudios anteriores.

3.2. VALORACIÓN GEOTÉCNICA

Con base en el programa previsto, se realizó un sondeo a rotación con extracción de testigo continuo el 13 de febrero de 2023 (Figura 5).

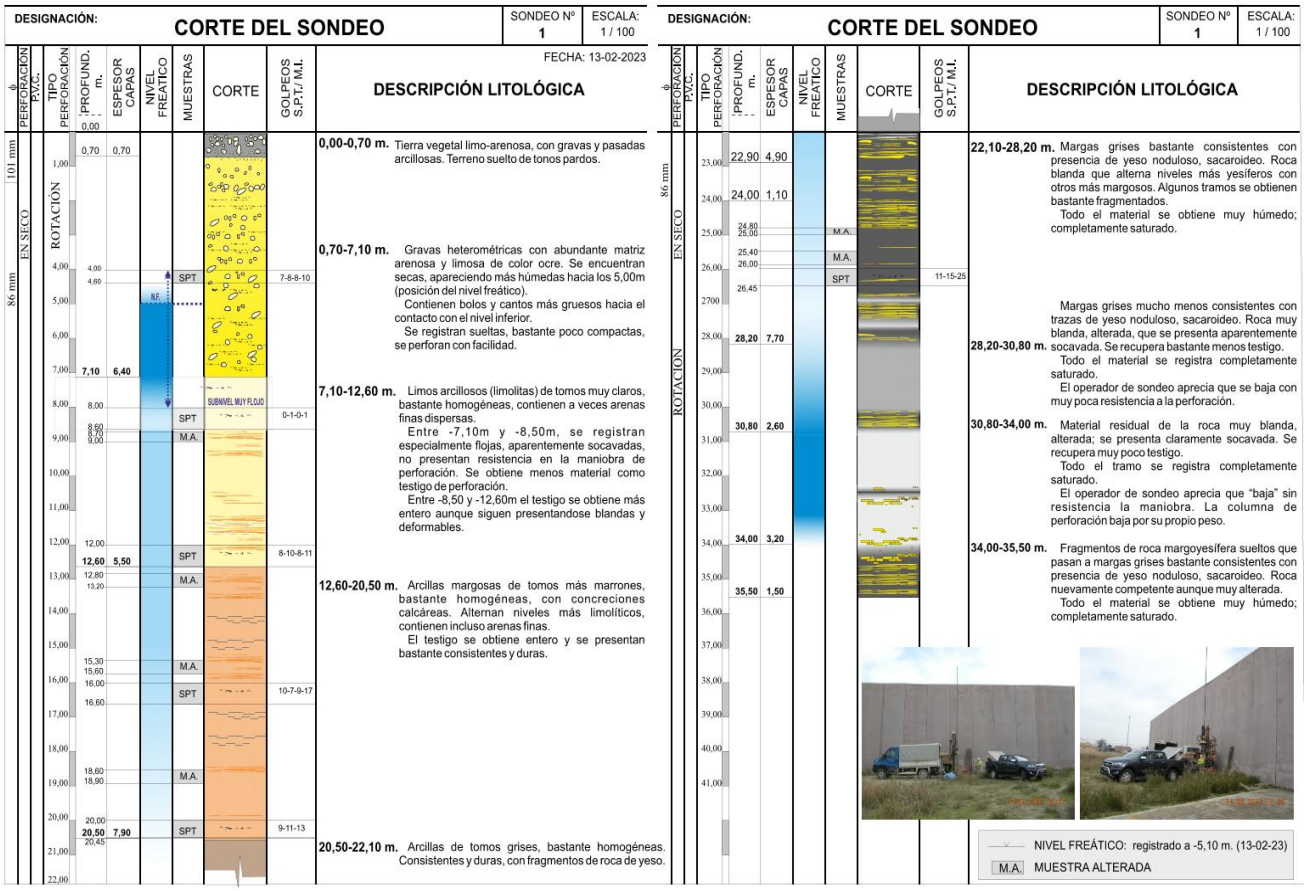


Figura 5. Registro litológico del sondeo realizado.

En este sondeo destaca lo siguiente:

- En el nivel 3c (20,50 – 35,50 m): Margas grises con presencia de yeso nodular y sacaroideo. Roca blanda que alterna niveles yesíferos con otros más margosos. En este subnivel es donde se encuentra la "cavidad" que afecta aparentemente a la nave objeto de estudio.
- Los primeros signos de karstificación, en este nivel, se identifican a 28,20-30,80 m de profundidad, testificándose un material residual de roca muy blanda, alterada, claramente socavada, y recuperándose muy poco testigo, visiblemente saturado. El operador del sondeo indica que se baja con muy poca resistencia a la perforación. Seguramente se trate del sustrato completamente descomprimido, y a punto de colapsar sobre la cavidad subyacente.
- Entre 30,80 y 34,00 m es donde se registraría cavidad, aunque rellena de un fango o material residual completamente saturado, muy flojo. Se recupera muy poco testigo de este tramo. En este punto el operador del sondeo aprecia que la maniobra "baja" sin resistencia a la perforación, "bajando por su propio peso".
- A 34,00 m aparecen fragmentos de roca margo-yesífera suelta, lo que se podría interpretar como la base de la cavidad. En profundidad se vuelven a obtener margas grises consistentes, aunque muy alteradas, con presencia de yeso.
- Por tanto, en la zona del sondeo, situado a unos 2,00 m del pozo, se puede interpretar que, entre -30,80 m y -34,00 m de profundidad, aparece una cavidad rellena de agua y fango muy flojo, que actualmente está evolucionando hacia la superficie, pudiendo considerarse prácticamente "hueco" desde los -28,20 m de profundidad.

4. TRABAJOS DE CONSOLIDACIÓN-RECALCE

Con base en el resultado del sondeo realizado, y los asientos identificados en la auscultación topográfica, se valoró la necesidad de consolidar el terreno afectado por los procesos de socavación activa generados por las filtraciones producidas a través del antiguo pozo (Figura 6).

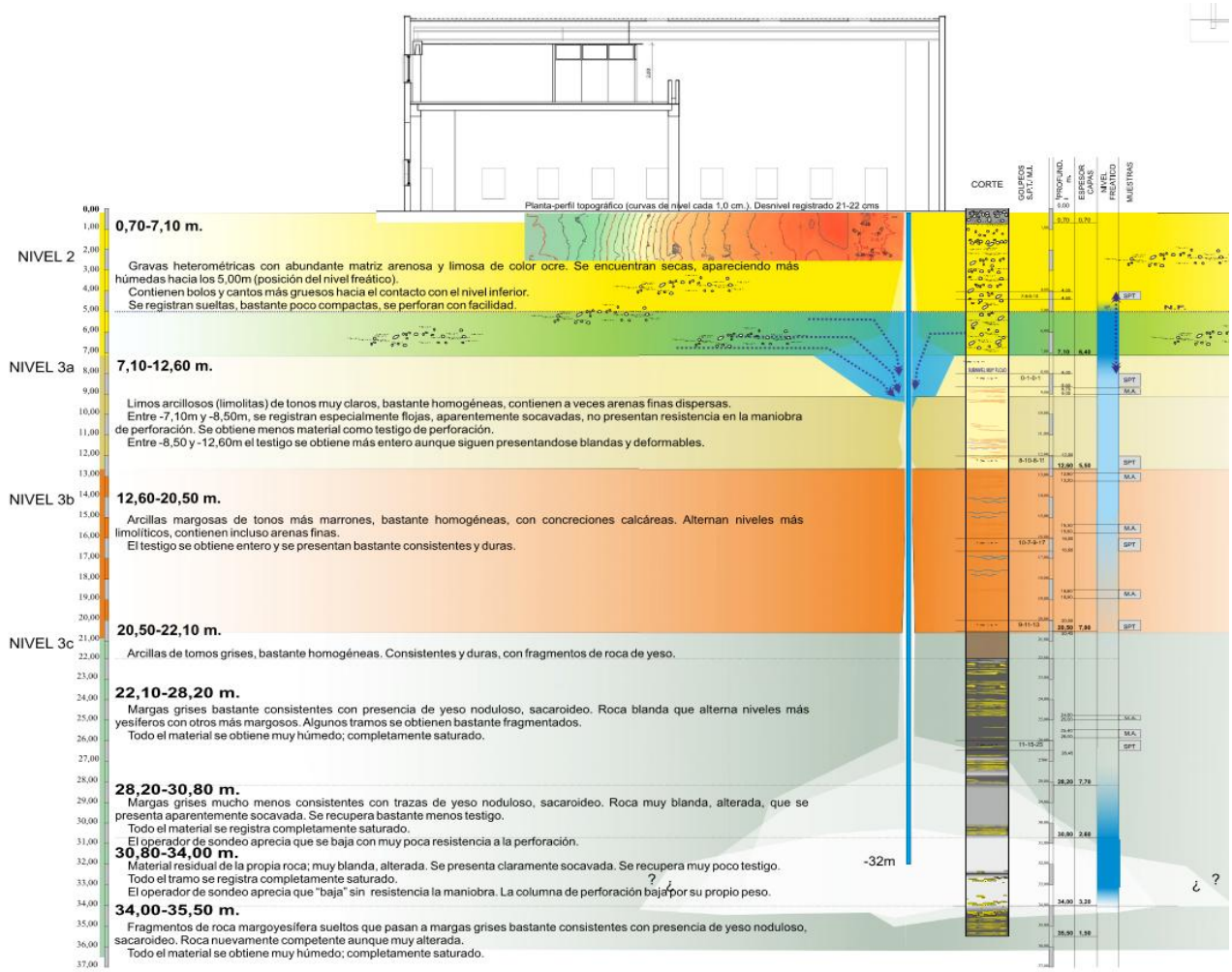


Figura 6. Modelo geotécnico interpretado del terreno.

Para ello, se planteó como solución la inyección de columnas de mortero de baja movilidad que alcancen, como mínimo -32 m de profundidad desde la actual rasante (Figuras 7 y 8). Al aplicarse a altas presiones, estas, podrán ir rellenando los huecos existentes y consolidando los niveles reconocidos. y que conforman la zona socavada profunda, como los registrados en niveles más altos. Ésta se complementó con inyecciones de lechada de cemento en el nivel de gravas más superficial, realizadas mediante la técnica tubo-manguito, hasta -9,0 m de profundidad. Con ello se intenta conseguir un apoyo firme de las cimentaciones sobre su base directa.

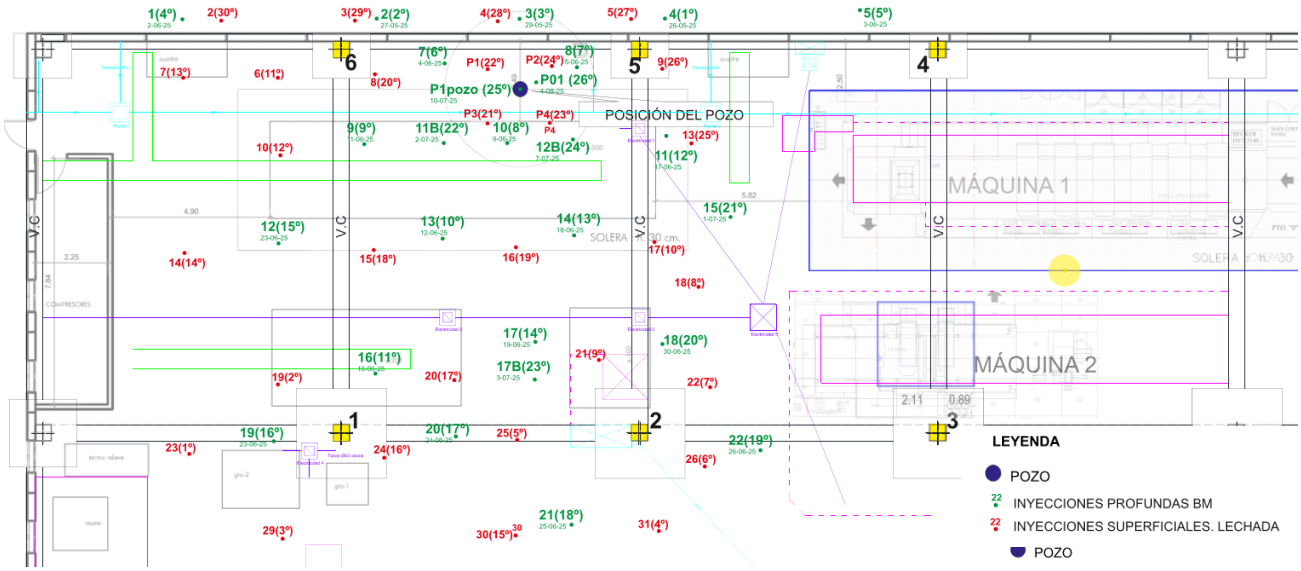


Figura 7. Plano situación de las inyecciones realizadas sobre plano de cimentaciones de la nave situación de inyecciones de mortero B.M. e inyecciones de lechada de cemento.

El procedimiento se basa en:

- Intentar consolidar en profundidad la zona socavada reconocida entre -30 y -34m. También los tramos superiores en proceso de socavación-descompresión hacia la "cavidad" generada.
- También es muy preciso consolidar el tramo superior (entre -7,0 y -11,0m (aprox.), donde se reconocen suelos muy blandos, muy probablemente también socavados en el mismo proceso, al arrastrar los limos arcillosos y arenas finas, el agua del nivel freático (acuífero superficial), a través de la perforación del pozo realizado hace muchos años.
- Finalmente, es muy conveniente consolidar el nivel de gravas superficial que ha ido descomprimiéndose al actuar los dos procesos señalados anteriormente.

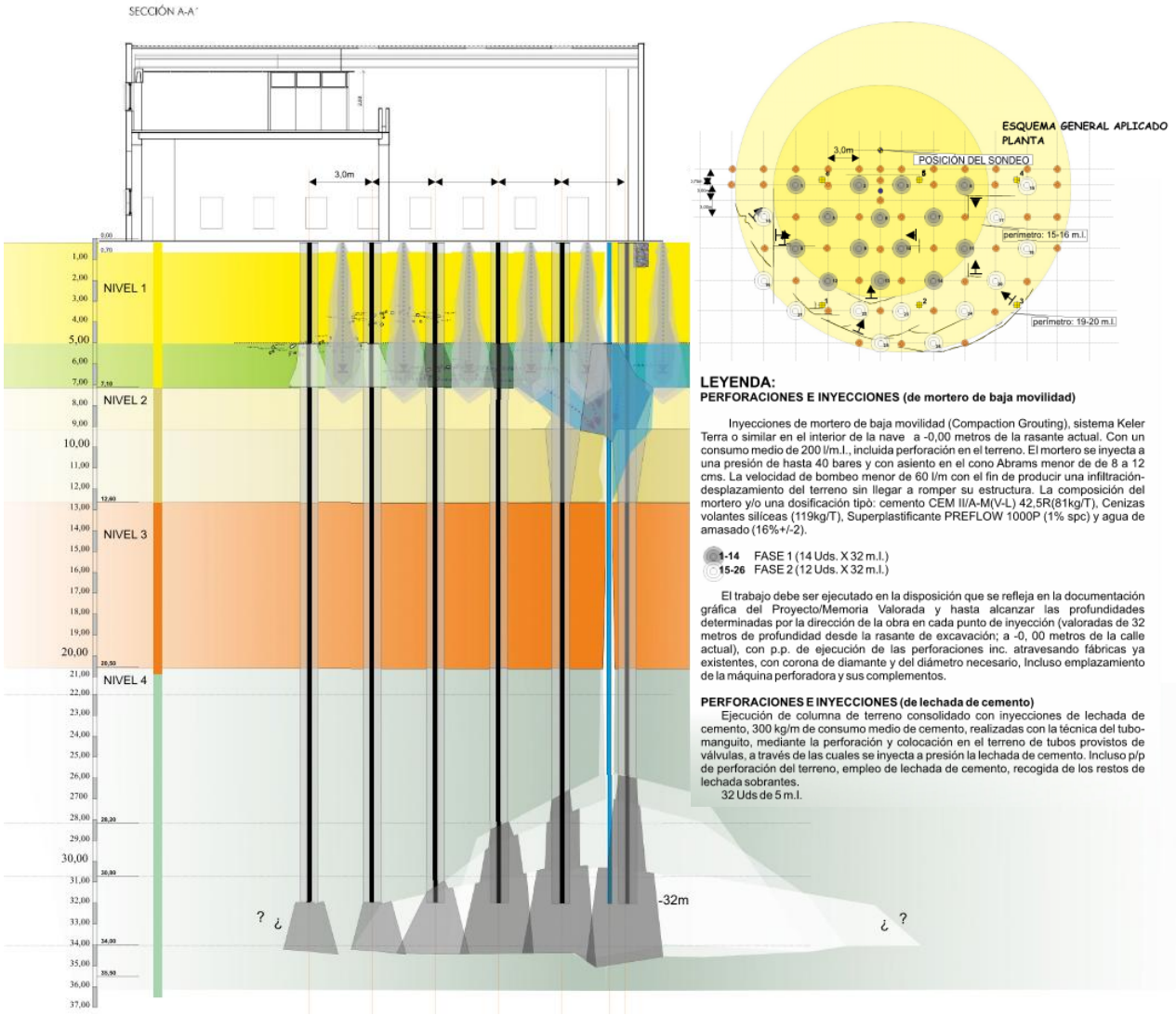


Figura 8. Planteamiento de la solución propuesta.

5. CONCLUSIONES

El punto de partida de esta situación se basa en el proceso de subsidencia lenta y progresiva generada por la infiltración, desde el nivel freático superficial (el asociado al nivel de gravas del aluvial del rio Ebro), a través de un antiguo pozo de bombeo, en niveles relativamente profundos (en torno a 25-30 metros) del sustrato rocoso. Una formación margoyesífera que intercala niveles salinos; yeso, anhidrita, halita, glauberita, … Durante muchos años (no se conoce la antigüedad de este pozo) este proceso de infiltración ha ido socavando de forma progresiva el terreno generando un hundimiento que ha llegado a afectar a las cimentaciones y solera de una nave industrial. El modelo general sería similar a un gran reloj de arena que ha ido evolucionando hasta generar un hundimiento, en planta, de forma circular situándose en el centro del mismo, el propio pozo.

El proceso de hundimiento del terreno que afectaba a la nave de la industria presentaba, según las mediciones realizadas, un incremento prácticamente exponencial, muy evidente, desde valores de 26 y 36 mms/año, a 86 mms/año. Aunque, en parte, pudo deberse a un proceso de acomodación del terreno como consecuencia de la vibración generada durante los trabajos de inyecciónes de consolidación y mejora del terreno, está claro que, el proceso de hundimiento de la solera y de la propia estructura de la nave, se apreciaba con una clara tendencia a acelerarse. Incluso con la posibilidad de un hundimiento- colapso que habría afectado muy seriamente al edificio.

La mayoría del volumen de inyección de mortero BM se ha concentrado en el tramo entre -20 y -34 metros. Se han inyectado hasta 315 m3 registrándose presiones de reacción durante las maniobras de trabajo de entre 20 y 40 bares. En la mayoría de los casos se han alcanzado esos 40 bares, lo que indica que se ha conseguido una alta penetración del mortero, ocupándose zonas huecas y/o muy decomprimidas y consecuentemente, de consolidación del terreno del entorno más próximo a la propia inyección en cada escalón de trabajo. El volumen inyectado (hasta 315 m3) resulta mucho mayor del previsto. En ese sentido se puede valorar que la zona afectada en profundidad por el proceso de disolución-socavación había progresado significativamente.

Con las inyecciones repetitivas del tipo tubo-manguito, de lechada de cemento, de entre 5 y 9 metros de profundidad relativa, se buscó mejorar la capacidad portante y consolidar, el nivel más superficial (donde apoyan las cimentaciones) compuesto por gravas con arenas. Solo, las cuatro inyecciones de hasta -9,0m de profundidad, realizadas en el entorno más próximo al pozo, han admitido más de 11.500 litros, alcanzándose presiones de reacción de hasta 16 bares. Considerando una porosidad efectiva del orden del 20%, se valora un volumen de terreno tratado del orden de 60-70 m3.

En la última auscultación realizada (entre octubre de 2025 a enero de 2026) no se identifican asientos reseñables en el entorno del pozo, ni en la estructura del edificio. Esto indica que, hasta el momento, la solución mediante inyecciones de columnas de mortero de baja movilidad, y de lechada de cemento, ha frenado las deformaciones que estaba sufriendo la nave objeto de estudio, tanto en la solera como en la propia estructura.

REFERENCIAS

Gracia, A., Torrijo, F.J. & Pérez, M.A. (2022) Restoration project of vernacular architecture affected for ground subsidence: A case study in Juslibol Church (Zaragoza, Spain). *Proceedings of the HERITAGE2022 (International Conference on Vernacular Heritage: Culture, People and Sustainability) International Conference*, Valencia, Spain, 15–17 September 2022.

Gracia, A., Torrijo, F.J., Garzón-Roca, J., Pérez, M.A. & García, A. (2023). Study and control of the surrounding of the Mota of Ebro River where consolidation works have been carried out in the area affected by differential settlements, related to simas (Alcalá de Ebro-Zaragoza). *Proceedings of the XVI Reunión Nacional de Geomorfología*, Zaragoza, Spain, 6–8 September 2023.

Guerrero, J., Gutiérrez, F. & Lucha, P. (2008a). The impact of halite dissolution subsidence on fluvial terrace development. The Case Study of the Huerva River in the Ebro Basin (NE Spain). *Geomorphology*, *100*, 164–179.

Gutiérrez, F., Guerrero, J. & Lucha, P. (2008b). A genetic classification of sinkholes illustrated from evaporate paleokarst exposures in Spain. *Environ. Geol.*, *53*, 993–1006.

Simón, J.L., Soriano, M.A., Arlegui, L. & Caballero, J. (1998). Estudio de Riesgos de Hundimientos Kársticos en el Corredor de la Carretera de Logroño (1998), Universidad de Zaragoza. Recuperado de https://www.zaragoza.es/contenidos/urbanismo/pgouz/memoria/anejos/anejo03/anejo032.pdf.

Torrijo, F.J.; Fuentes, R.; Boix, A.; Bracci, P. (2020). Identification and mitigation of sinkhole hazards in an evaporite karst area (Perdiguera, Spain). HERITAGE2020 (3DPast | RISK-Terra) International Conference, Valencia, Spain, 9–12 September 2020. The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Volume XLIV-M-1-2020, 707-712.

TESTIFICACIÓN GEOFÍSICA MULTIPARAMÉTRICA DEL MACIZO ROCOSO EN SONDEO PROFUNDO EN MINA CABANASSES, BARCELONA

Martín HEREDIA BILBAO[(1)*], Carlos SAAVEDRA[(2)], Carles FÀBREGA[(2)], Albert RIBALTA[(2)], Domenec TORRADES[(2)], David ROCA[(2)], Rubén SÁNCHEZ MARÍN[(1)] y Amadeu DEU LOZANO[(1)]

[(1)] Geociencias y Exploraciones Marítimas (GEM)
*martinh@gemigeo.com

[(2)] IBERPOTASH, S.A. (ICL GROUP)

RESUMEN

Para mejorar la ventilación en la mina de sal y potasa de Cabanasses, en la localidad de Súria, provincia de Barcelona, propiedad de la empresa IBERPOTASH, S.A., parte del grupo multinacional ICL Group; se proyecta la excavación de un nuevo pozo de ventilación, de unos 5 m de diámetro, a una profundidad cercana a los 900 m. Una caracterización geotécnica exhaustiva es crucial para definir el método constructivo y mitigar los riesgos hidrogeológicos. Con este fin, se perforó un sondeo vertical desde superficie con recuperación de testigo de 902 metros de profundidad, en el cual se realizó un registro de testificación geofísica multiparamétrico. La testificación geofísica fue realizada en condiciones de elevada profundidad, riesgo de colapso de las paredes del sondeo y presencia de salmuera hipersalina. Las técnicas utilizadas incluyeron televiewer acústico, sónico de onda completa, gamma natural total, temperatura y conductividad del fluido y spinner flowmeter (o micromolinete). Esta combinación de técnicas geofísicas permitió una definición precisa de las zonas de interés geológico, geotécnico e hidrogeológico. Además, la detección de un total de más de 30 metros acumulados de breakouts en varios tramos del sondeo mediante los registros de televiewer acústico hizo posible un estudio del estado tensional del macizo rocoso, un aspecto de gran valor para el diseño de obras subterráneas. Este artículo expone la utilidad de la testificación geofísica como herramienta clave en la caracterización de macizos rocosos en proyectos de minería subterránea profunda, incluyendo las metodologías, los resultados obtenidos y la aplicación práctica de los datos por parte de la propiedad, ofreciendo un caso de estudio de gran interés para la mecánica de rocas, la geotecnia y la caracterización hidrogeológica.

ABSTRACT

To improve ventilation at the Cabanasses salt and potash mine in Súria, Barcelona, owned by IBERPOTASH, S.A. (part of the ICL Group), the excavation of a new ventilation shaft is planned. The project involves a shaft approximately 5 m in diameter reaching a depth of nearly 900 m. Comprehensive geotechnical characterization is crucial to define the construction method and mitigate hydrogeological risks. To this end, a 902-meter-deep vertical borehole was drilled from the surface with core recovery, in which a multiparametric geophysical logging program was performed. The geophysical logging was carried out under conditions of extreme depth, risk of borehole wall collapse, and the presence of hypersaline brine. The techniques used included acoustic televiewer, full waveform sonic, total natural gamma, fluid temperature and conductivity, and spinner flowmeter. This combination of geophysical techniques allowed for a

precise definition of the zones of geological, geotechnical, and hydrogeological interest. Furthermore, the detection of a cumulative total of more than 30 meters of breakouts in several sections of the borehole through acoustic televiewer made it possible to study the stress state of the rock mass, an aspect of great value for design of underground works. This article explores the utility of geophysical logging as a key tool for rock mass characterization in deep underground mining projects, including the methodologies, the results obtained, and the practical application of the data by the owner, offering a case study of great interest for rock mechanics, geotechnics, and hydrogeological characterization.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Televiewer, Testificación geofísica (Borehole geophysics), Minería (Mining).*

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente IBERPOTASH extrae el mineral potásico de la Mina Cabanasses, que se procesa en la planta de tratamiento de Súria. Con base en los planes futuros y el cuello de botella en la producción debido a la ventilación en la mina, se proyectó la ejecución de un pozo de ventilación para toma de aire mediante la técnica de Raise Boring. Para la correcta ejecución de este pozo, se realizaron estudios de las condiciones geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas del área para definir el método de excavación y soporte más adecuado y para garantizar que no se produzca una gran entrada de agua subterránea en el pozo.

Para ello se ejecutó un sondeo de 902 metros de profundidad, el RB-2, perforado mediante rotación con recuperación de testigo en diámetro HQ (96 mm Ø ext.) y revestido hasta los 38,60 metros con tubería de diámetro exterior de 139 mm para evitar el colapso de las paredes del sondeo del tramo más alterado. Para la ejecución del sondeo en la secuencia evaporítica se utilizó salmuera como fluido de perforación. En este sondeo, además de la testificación geofísica multiparamétrica, se realizaron ensayos de laboratorio en muestras de testigo recuperadas, así como ensayos de permeabilidad.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO

La Cuenca Potásica Catalana (Figura 1a) constituye el depocentro evaporítico formado en el sector oriental de la cuenca surpirenaica de antepaís durante el Priaboniense (35 m.a.), periodo en que se produce el tránsito de condiciones de sedimentación marinas a continentales (Taberner *et al.*,1999). La secuencia evaporítica (Fm. Cardona) presenta un ciclo completo formado por la unidad anhídritica basal, la unidad halítica inferior, la unidad potásica y la unidad halítica superior (Cendón *et al.*, 2003). La cobertera de sedimentos continentales está formada por depósitos lacustres (Fm. Barbastro y Fm. Castelltallat), aluviales y fluviales (Fm. Artés y Fm. Solsona) del periodo Oligoceno inferior.

La tectónica salina dentro de la Cuenca Potásica Catalana se desarrolla durante el Oligoceno y se caracteriza por la formación de anticlinales intensamente deformados (anticlinales de Vilanova de l'Aguda, Sanaüja, Cardona, Súria, El Guix y Oló) con presencia de evaporitas en el núcleo (Figura 1b), separados por sinclinales anchos y suaves (Sans, 2003). El engrosamiento de la formación evaporítica en el núcleo de los anticlinales ha favorecido la actividad minera, siendo la Mina Cabanasses (Súria), que explota la unidad potásica en el núcleo del anticlinal de Súria, la única actualmente activa. El sondeo en el que se ha realizado la testificación geofísica multiparamétrica, el RB-2, se sitúa al norte de la Mina Cabanasses, en el flanco norte del anticlinal de Súria (Figura 1b).

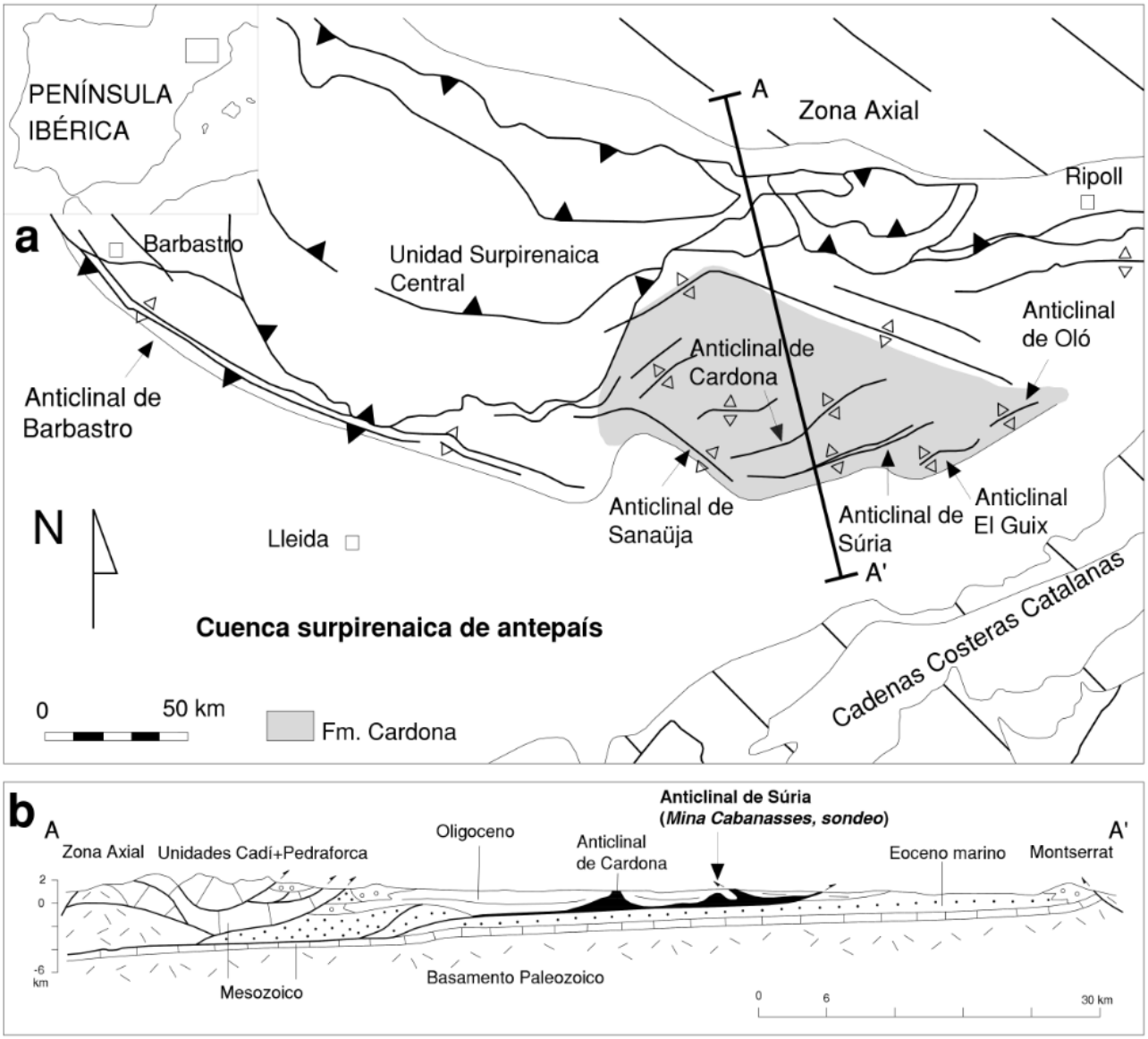


Figura 1. (a) Mapa estructural de la cuenca surpirenaica de antepaís, con la zona sombreada en gris indicando la presencia de la Fm. Cardona en el subsuelo. (b) Corte a través de los anticlinales de Cardona y Súria sobre las evaporitas de la Fm. Cardona (sombreado negro). Figuras adaptadas de Vergés (1993).

3. EQUIPOS

La Tabla 1 muestra las sondas utilizadas en el registro geofísico del sondeo. Además, se utilizó un cabrestante con cable de 1000 metros y un registrador de datos modelo MATRIX. Todos los equipos son modelos del fabricante ALT – MOUNT SOPRIS. El software de procesado fue WellCAD® de ALT – MOUNT SOPRIS.

Tabla 1. Listado de las sondas utilizadas en el proyecto.

Sonda	**Tipo De Registro**	**Acrónimo**
QL40-FTC	Temperatura y conductividad del fluido	FTC
QL40-SFM	Flujo vertical mediante micromolinete	SFM
QL40-GR	Radiación gamma natural	GR
QL40-FWS	Sónico de onda completa	FWS
QL40-ABI-2G	Imagen de televisor acústico (televiewer) + intensidad del campo magnético + diámetro acústico del sondeo + desviación	ABI

4. METODOLOGÍAS

4.1. TEMPERATURA Y CONDUCTIVIDAD DEL FLUIDO (FTC)

La sonda FTC mide de manera simultánea dos parámetros del fluido: la temperatura y la conductividad.

En la corteza terrestre la **temperatura** de las formaciones geológicas aumenta con la profundidad. Es lo que se denomina gradiente geotérmico, que, de forma general, se puede establecer en 1 ºC cada 33 metros de profundidad, aunque dependiendo de las condiciones particulares del área de estudio puede variar en mayor o menor medida. En condiciones normales, los cambios en la temperatura del fluido que no sigan el gradiente geotérmico, o la temperatura esperable de fondo, pueden interpretarse como relativos a ingresos/salidas de agua.

En soluciones acuosas la **conductividad** es directamente proporcional a la concentración de sólidos disueltos, por lo tanto, cuanto mayor sea dicha concentración, mayor será la conductividad. Esto resulta útil para detectar y reconocer la calidad de acuíferos, e, igualmente, para determinar zonas de fracturas con entrada o salida de fluidos. El valor de conductividad a 25 ºC del agua destilada es de 0,5-2,0 µS/cm, el del agua para uso doméstico es de 400-800 µS/cm y el del agua de mar es de alrededor de 52 mS/cm.

4.2. FLUJO VERTICAL MEDIANTE MICROMOLINETE (SFM)

La sonda "Spinner Flow Meter", también conocido como micromolinete, utiliza un impulsor que gira en respuesta al flujo vertical del fluido, en la mayoría de los casos, agua. A medida que el fluido se mueve a través de las palas del impulsor y las hace girar, el número de revoluciones del impulsor por segundo se registra automáticamente y se utiliza para detectar la entrada o salida de agua al interior del pozo de sondeo.

Se realizan varias pasadas a diferentes velocidades, tanto con la sonda en ascenso como en descenso. La combinación de estos registros nos permite determinar la respuesta de la sonda teniendo en cuenta las características reales del fluido en el sondeo (densidad, etc.) y los efectos friccionales (viscosidad del fluido, presencia de finos en suspensión, irregularidades en las paredes del sondeo, etc.).

De esta manera se puede detectar de manera cualitativa las zonas de entrada o salida de agua en el interior del sondeo, así como la existencia o no de flujos verticales. Si la velocidad de rotación del molinete, en registro a la misma velocidad, es mayor en el registro descendente que en el ascendente, denota un flujo vertical ascendente. Si es al contrario: existe un flujo vertical descendente.

4.3. RADIACIÓN GAMMA NATURAL (GR)

La sonda registra la radiación gamma natural de las distintas formaciones geológicas atravesadas por un sondeo. Los rayos gamma son ondas de energía electromagnética que se emite de forma espontánea por elementos radiactivos (mayoritariamente de potasio, uranio y thorio; así como de sus elementos hijos). La sonda contiene un detector de centelleo de INa, que mide las radiaciones que llegan a la sonda por unidad de tiempo.

Las unidades utilizadas son cps, cuentas por segundo, que registra el número de rayos registrados por segundo, o en unidades API, que se basan en un bloque de hormigón artificialmente radiactivo de la Universidad de Houston, Texas, EE. UU., que se define con una radiactividad de 200 unidades API del Instituto Americano del Petróleo.

Es un método que suele utilizar los valores obtenidos de forma cualitativa para detectar paquetes litológicos más que valores absolutos y para detectar zonas de alta radioactividad natural.

4.4. SÓNICO DE ONDA COMPLETA (FWS)

La testificación con registro sónico de onda completa (Full Wave Sonic, FWS, en sus siglas en inglés) tiene como objetivo determinar las velocidades de propagación de las ondas compresionales Vp y de cizalla Vs a través del terreno a lo largo de todo el sondeo. A partir de los valores calculados y conociendo la densidad de los materiales es posible calcular, además del coeficiente de Poisson, diferentes módulos elásticos dinámicos. Mediante el estudio de las velocidades y parámetros obtenidos, se definen contactos entre unidades litológicas distintas, la calidad de macizos rocosos, así como, de forma clara y precisa, zonas de fractura y su continuidad dentro del macizo.

La sonda sónica de onda completa está basada en la sonda sónica convencional, pero en lugar de registrar únicamente las llegadas de las ondas P, registra el tren de ondas completo. Éste comprende tres paquetes de energía distintos; los dos primeros están asociados a las ondas P y S, y se transmiten por la formación; el tercero, es más lento que los anteriores y corresponde a las ondas Stoneley, que circulan por el sondeo a baja frecuencia. En este estudio solo se han tenido en cuenta las primeras llegadas de las ondas P y S.

En concreto, para este estudio se ha utilizado un sónico de onda completa con un emisor de ondas y tres receptores a diferentes distancias. El tiempo de llegada medido por cada receptor corresponde a la suma de los trayectos de las ondas en: el fluido presente desde el emisor hasta la pared del sondeo, el terreno a lo largo de la longitud que separa el emisor y el receptor y el fluido presente desde la pared del sondeo hasta el receptor.

4.5. TELEVISOR ACÚSTICO (ABI)

4.5.1. GENERALIDADES Y TOMA DE DATOS EN CAMPO

El televisor acústico (acoustic televiewer, en inglés) es una sonda de registro geofísico de sondeos que proporciona un registro de imagen continuo de la pared del pozo (Acoustic Borehole Image, ABI), basado en la amplitud y el tiempo de tránsito de las ondas acústicas emitidas desde la sonda hacia el macizo rocoso en presencia de agua. El tiempo de tránsito de la onda de energía es el periodo comprendido entre la transmisión del pulso de energía desde la fuente y el retorno de la onda reflejada, medida en el punto de máxima amplitud de la onda. Las ondas acústicas son generadas y recibidas por un cristal piezoeléctrico especialmente diseñado con una frecuencia de entre 0,5 y 1,5 MHz.

La interpretación de los datos obtenidos con esta sonda se basa en el hecho de que la cantidad de energía reflejada por la pared del sondeo depende de sus propiedades físicas. De este modo, cualquier característica de la pared del pozo puede ser registrada y representada mediante una imagen acústica plana, orientada gracias a un magnetómetro de 3 ejes y 3 acelerómetros situados en el interior de la sonda.

La principal aplicación de este método es la caracterización de las discontinuidades lineales (fallas, fracturas, diaclasas, foliación,…) presentes en la pared del sondeo. En comparación con los sondeos con recuperación de testigo orientado, un procedimiento más clásico, este método presenta las siguientes ventajas:

- No está sesgado por el método de perforación, el equipo de perforación o la pericia del operario;
- Detecta con mayor precisión estructuras pequeñas como la foliación u otras laminaciones finas;
- Mide la desviación y el diámetro acústico del sondeo (incluida la apertura real de las discontinuidades);
- Puede medir la orientación de los esfuerzos horizontales máximos y mínimos en el macizo rocoso mediante el análisis de la ovalización y los desprendimientos (breakouts);
- Puede combinarse fácilmente con otros métodos de testificación de pozos para definir mejor el macizo rocoso (como el registro de radiación gamma natural o registros sísmicos);
- El producto final es más útil, sobre todo gracias a su posibilidad de reprocesado y adaptación a las necesidades del estudio;
- Por último, pero no menos importante, es un método significativamente más barato.

4.5.2. PROCESADO Y PICADO DE ESTRUCTURAS

La intersección respecto al eje del sondeo de cualquier plano que no sea perpendicular a este crea una elipse la cual, desarrollada en dos dimensiones, se convierte en una curva sinusoidal. La fase de esta curva indica la dirección de buzamiento aparente con respecto al norte magnético (o el lado alto en sondeos inclinados), y la amplitud de la onda indica el grado aparente de inclinación, o buzamiento, del plano.

Teniendo en cuenta el diámetro acústico del sondeo, el tiempo de viaje y la amplitud de la onda reflejada (imagen acústica en falso color) y los datos de otros registros de testificación geofísica, se realiza el picado de estructuras aparentes sobre la imagen acústica (el picado, “picking” en inglés, se refiere al marcado de estructuras sobre la imagen obtenida mediante “televiewer” y es el término de uso común en la industria). Para este proyecto se realizó una categorización de las estructuras a picar en siete categorías según su naturaleza (zonas de fractura, fracturas abiertas mayores y menores, fracturas parcialmente abiertas, fracturas rellenas, foliación y contactos litológicos).

Con la medición de la desviación del sondeo, estas medidas aparentes pueden convertirse en el ángulo de buzamiento y el azimut de buzamiento real del plano. En otras palabras, se puede definir la orientación verdadera de una discontinuidad en el macizo rocoso.

La posición del símbolo con forma de pin (en la columna de fracturas reales en el log ABI) indica el ángulo de buzamiento de la estructura. La dirección de buzamiento de la estructura viene indicada por la dirección del pin suponiendo una brújula centrada en el símbolo con el norte hacia arriba.

4.5.3. ANÁLISIS ESTRUCTURALES

Al obtener la orientación verdadera de todas las discontinuidades identificadas en un sondeo, o en varios sondeos, se pueden realizar proyecciones estereográficas para analizar los sets o familias de discontinuidades dominantes y, por lo tanto, conocer la abundancia de los diferentes tipos de discontinuidades en el macizo rocoso.

La corrección de Terzaghi (Terzaghi, 1965) se utiliza para dar un mayor peso a aquellas estructuras cuya frecuencia de aparición es menor, debido a que están directamente influenciadas por la inclinación y la dirección del sondeo. Por lo tanto, las fracturas con orientaciones e inclinaciones similares a las del pozo tendrán un peso mayor, ya que la probabilidad de ser atravesadas es más baja.

4.5.4. OVALIZACIÓN (ESTUDIO DEL ESTADO TENSIONAL DEL MACIZO)

Otra de las utilidades del registro ABI es el análisis de “breakouts” u ovalización. La ovalización de la sección de un sondeo perpendicular a su eje se define como una deformación producida en las paredes de un sondeo a consecuencia de una distribución no homogénea de tensiones en su perímetro debido a la existencia de una tensión horizontal máxima, SH, que sigue una determinada dirección y otra tensión horizontal mínima, Sh, perpendicular a la anterior. Este hecho genera secciones transversales no circulares en el interior del sondeo. En la Figura 2 se muestra un esquema de una sección de sondeo con “breakouts” y un ejemplo real de como se ve en una imagen ABI.

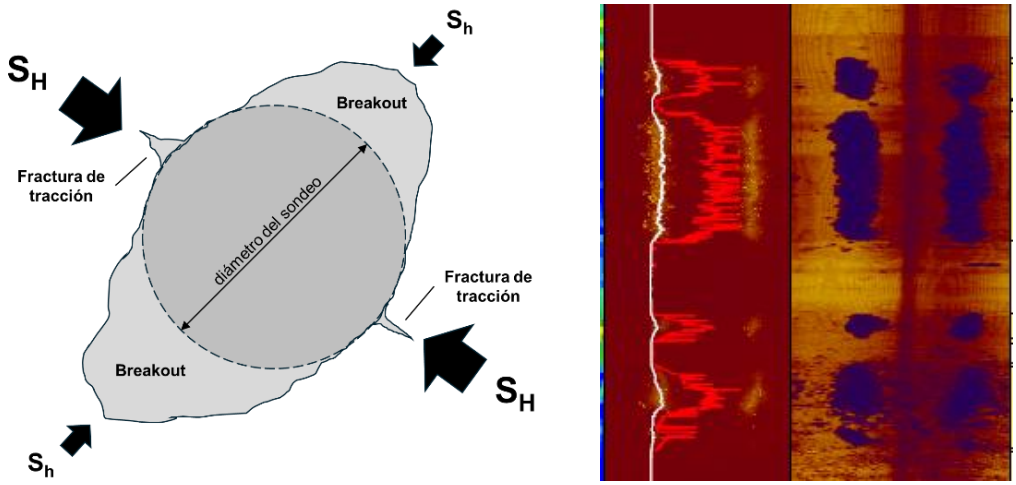


Figura 2. Esquema de una sección de sondeo con “breakouts” (izquierda) y un ejemplo real en imagen ABI (derecha).

Estas deformaciones se producen siguiendo una dirección perpendicular a la tensión horizontal máxima, generando los “breakouts” cuando las tensiones acumuladas exceden la resistencia al corte de la roca en las zonas donde se concentran los esfuerzos de compresión. Por el contrario, cuando se excede la resistencia de tracción de la roca se produce la rotura de la roca en la misma dirección que la tensión máxima horizontal.

El picado de las estructuras de breakout se hace sobre la imagen acústica categorizándolos en breakouts mayores y breakouts menores según su apertura. Una vez picados, se procede a calcular su azimut e inclinación, su apertura en grados y su longitud.

Zoback (Zoback, 1992) y Sperner (Spernet *et al.*, 2003) definieron el World Stress Map, WSM, el cual recopila información del estado tensional actual en la corteza a partir de una amplia gama de indicadores del estado tensional en la corteza. Según el WSM se categorizan los resultados de los breakouts obtenidos mediante imagen acústica en cinco calidades según su uso para determinar el estado tensional en un punto donde hay indicadores del estado tensional en la corteza teniendo en cuenta las zonas de breakouts definidas, los metros totales de breakouts y la desviación estándar de su orientación.

5. RESULTADOS

5.1. GENERAL

El sondeo cruzó la cobertera de materiales continentales oligocenos que forman el relleno sedimentario de la Cuenca Potásica Catalana y penetró hasta los niveles inferiores del depósito evaporítico de la Fm. Cardona. Entre los 0 m y 443 m la sucesión estratigráfica se caracteriza por una alternancia de areniscas y margas rojas pertenecientes a la Fm. Artés, con un marcado carácter de sedimentación en llanura aluvial, con abundante presencia de bioturbaciones y nódulos de anhidrita. Entre los 443 m y 488 m de profundidad se intersectaron los yesos de la Fm. Barbastro, presentando facies estromatolíticas y nodulares. Desde los 488 m hasta los 672 m la serie se caracteriza nuevamente por la presencia de margas rojas, localmente presentando nódulos de anhidrita, alternadas con tramos de margas grises de carácter lacustre, que se vuelven mucho más abundantes hacia la parte inferior del tramo. Entre los 672 m y 696 m, la serie está formada por una alternancia rítmica de niveles milimétricos de lutitas negras, anhidrita y halita, tramo localmente conocido como supra-salino. Entre 696 m y 902 m se intersectó la Fm. Cardona, caracterizada por la presencia de niveles de halita anaranjada alternados con niveles de carnalita en la parte superior, dos intervalos métricos de silvinita en la parte intermedia, y un potente tramo de halita blanca con presencia de megacristales en la parte inferior.

La Figura 3 muestra el log geofísico de todo el sondeo a escala 1:2000 con todos los registros ejecutados. Se ha omitido, por motivos de confidencialidad, la ubicación exacta del sondeo. Además, para un mejor entendimiento, puesto que el log original es en DIN A0, se ha identificado a pie de este cada uno de los registros. En la Tabla 2 (página siguiente) se muestran las profundidades registradas de cada sonda.

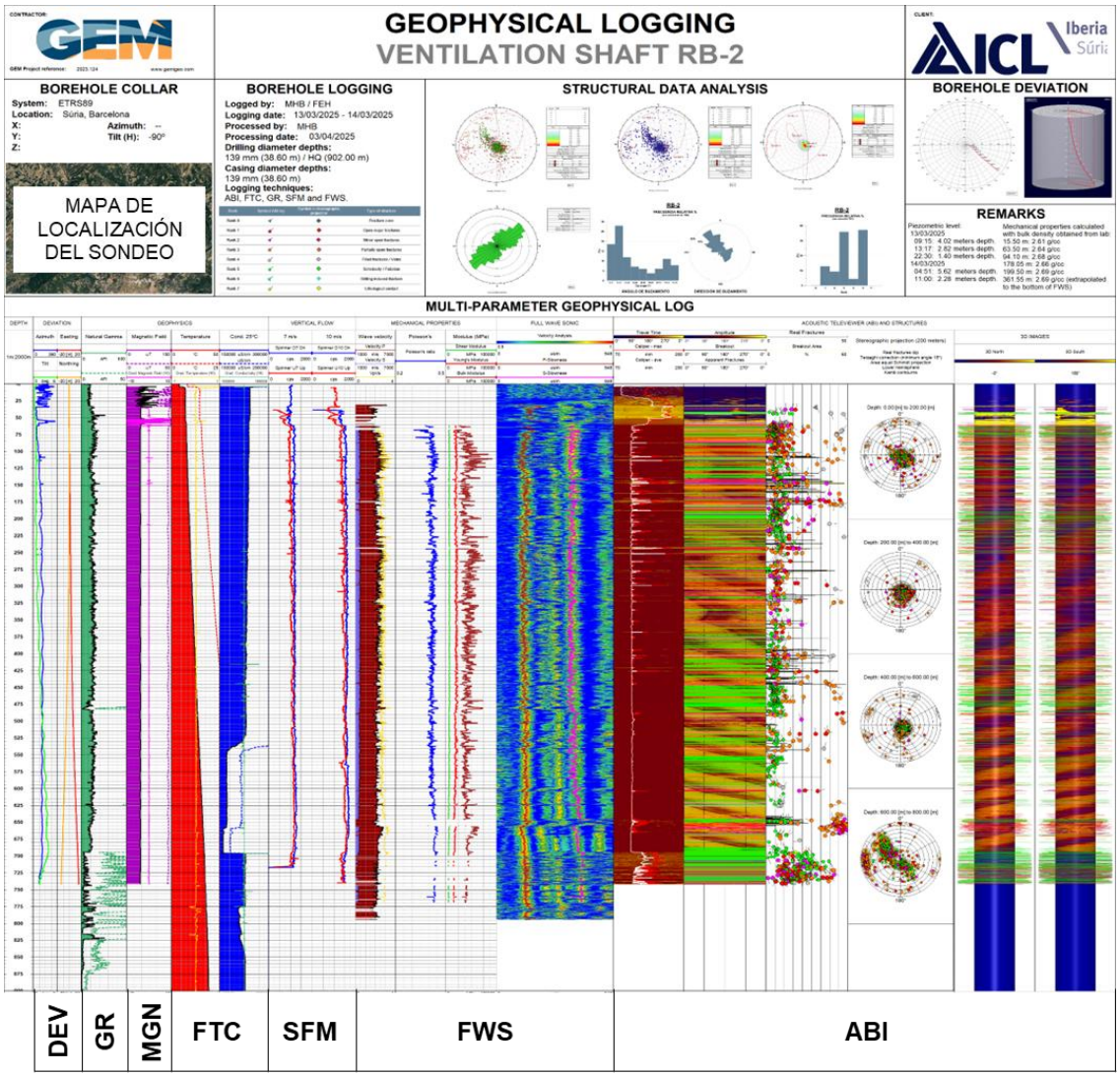


Figura 3. Registro de testificación geofísica multiparamétrica a escala 1:2000. DEV, desviación del sondeo; GR, gamma natural, MGN, intensidad del campo magnético; FTC, temperatura y conductividad del fluido; SFM, spinner flow meter o micromolinete; FWS, sónico de onda completa; ABI, televisor acústico.

Tabla 2. Profundidades de registro de cada sonda y orden de registro en campo.

Orden	Sonda	Prof. Techo*	Prof. Muro	Comentarios
1	QL40-FTC	0,00 m	900,20 m	Sondas introducidas acopladas.
	QL40-GR	0,00 m	900,20 m	
2	QL40-ABI-2G	0,00 m	741,77 m	Colapso de paredes del sondeo
3	QL40-SFM	0,00 m	740,19 m	
4	QL40-FWS	0,00 m	794,48 m	Profundiza más al no llevar centradores
*Todos los registros desde boca de sondeo, incluyendo el tramo revestido hasta los 38,50 metros.				

5.2. HIDROGEOLOGÍA

El nivel piezométrico varió entre los 5,62 y los 1,40 metros durante los registros. Hay que tener en cuenta que, tanto en los días previos como durante el tiempo de registro, se produjeron lluvias de diferente intensidad.

La temperatura del fluido aumenta progresivamente con el gradiente geotérmico desde los 8,2 ºC en superficie y en el nivel piezométrico, hasta los 38,9 ºC en el final del sondeo. Se aprecian algunas bajadas de la temperatura en diferentes puntos del registro, pero todas ellas con cambios menores a medio grado centígrado. La conductividad del fluido por debajo del nivel piezométrico se mantuvo siempre por encima de los 150 mS/cm, lo que concuerda con un fluido del tipo salmuera. Los valores son más altos en la zona de la salmuera, pero existen tramos con conductividades promedio más bajas que en el resto del registro y con bajadas bruscas de la conductividad, lo que parece indicar entradas de fluido menos conductivo al sondeo.

Se detectó un flujo vertical ascendente de bajo caudal desde los 243 metros hasta el nivel piezométrico Por debajo de los 243 metros, aun existiendo capas de agua de diferente salinidad, no se detecta flujo vertical. Esto es un indicativo de que el agua se encuentra estratificada a altas profundidades.

5.3. GAMMA NATURAL Y CAMPO MAGNÉTICO

El registro gamma muestra que el principal cambio se encuentra alrededor del metro 694 en el cual se pasa de un tramo superior de valores promedio por encima de 100 API, con algún subtramo intercalado de valores promedio entre 75 y 100 API, a valores promedio por debajo de 100 API y a valores promedio aún más bajos por debajo de 823 metros. Estos cambios coinciden con las profundidades del suprasalino y de la mezcla de potasa y sal de muro, respectivamente.

Los valores de intensidad del campo magnético son constantes entre los 46,0 y los 47,5 μT con variaciones puntuales menores, pero siempre dentro de este rango. Se ha tenido en cuenta para este análisis la zona de influencia magnética de las tuberías metálicas del revestimiento y que el registro ABI, del cual deriva la medición de la intensidad del campo magnético, llegó a una profundidad máxima de 740 metros.

5.4. REGISTRO SÍSMICO

El registro sísmico llegó a una profundidad máxima de 794 metros debido al colapso de las paredes del pozo. La velocidad de las ondas P es relativamente constante en todo el sondeo, excepto en la base de la secuencia continental (entre 650 y 672 metros) donde hay un claro aumento de la velocidad, mientras que las ondas S bajan ligeramente de 1600 a 1450 m/s por debajo de 672 metros.

Se ha calculado la relación Vp/Vs, el coeficiente de Poisson y los principales módulos elásticos dinámicos teniendo en cuenta los datos de densidad aparente obtenidos mediante ensayos de laboratorio en las diferentes litologías atravesadas. El módulo de Young, por poner un ejemplo, va descendiendo progresivamente con la profundidad, bajando bruscamente de 17 GPa a 13 GPa a 692 metros, inicio de la Fm. Cardona.

5.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se realizaron análisis estructurales multicriterio mediante proyección estereográfica. En esta sección se muestran los más importantes. En la Figura 4 se muestra la proyección estereográfica y una roseta de rumbos para todo el sondeo con categorización de estructuras. Los sets principales se nombran en letras mayúsculas y los sets secundarios en letras minúsculas.

Se ha definido un único set principal, el SET 1, el cual presenta estructuras con buzamientos muy bajos al NNO. También hay 2 sets secundarios definidos: el set 2, con buzamientos medios al SE, y el set 3, con buzamientos altos al E.

La mayoría de los polos se ubican en el centro de la proyección estereográfica, con buzamientos muy bajos y dirección de buzamiento preferentemente al nornoroeste; aunque hay que tener en cuenta que, debido al bajo ángulo de buzamiento de las estructuras, el azimut de la dirección de buzamiento puede variar fácilmente.

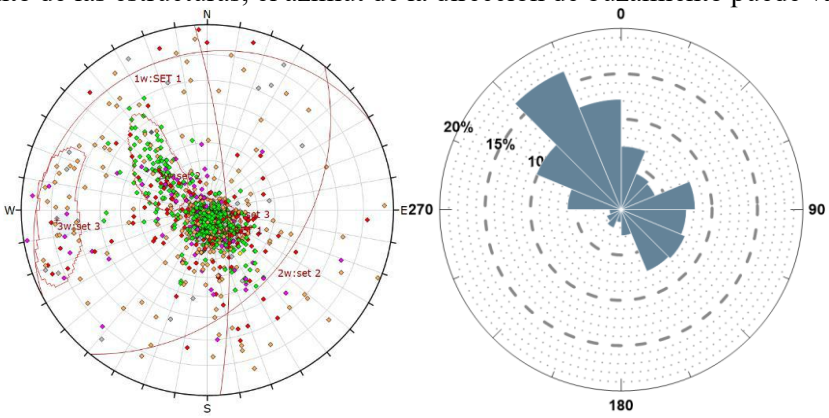


Figura 4. Proyección estereográfica de discontinuidades (izquierda) y roseta de dirección de buzamiento en porcentaje de estructuras sobre el total (derecha) para todo el sondeo.

En la Figura 5 se muestran análisis estructurales por encima y por debajo de los 672 metros, límite entre los depósitos continentales superiores y la secuencia inferior evaporítica. Por encima de 672 metros abundan las estructuras horizontales con un set secundario de estructuras muy verticales con dirección de buzamiento al este mientras que por debajo de 672 metros abundan estructuras con rumbo NE – SO con buzamientos predominantemente medios (entre 20º y 50º) y desaparecen las estructuras horizontales casi por completo.

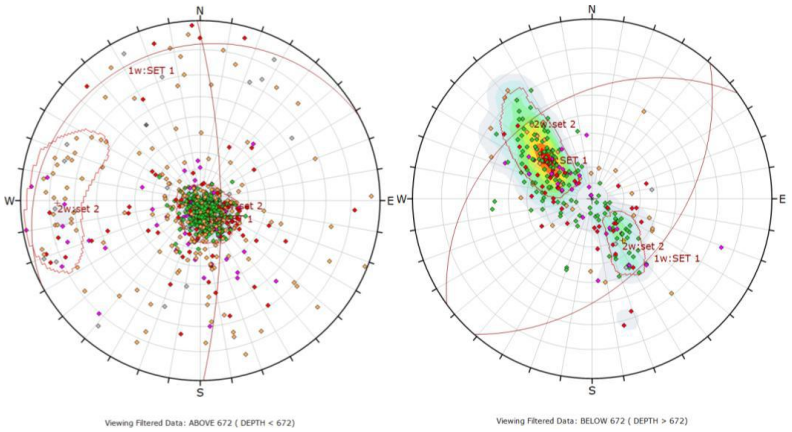


Figura 5. Proyección estereográfica de discontinuidades por encima (izquierda) y por debajo (derecha) de 672 metros de profundidad, límite entre superior de la secuencia evaporítica.

5.6. ESTADO TENSIONAL DEL MACIZO

Hay un total de 30,54 metros de “breakouts” definidos, tanto mayores como menores, aunque se aprecian marcas derivadas del estado tensional del macizo en todo el sondeo. En la Figura 6 se muestra la roseta con los rumbos ambos esfuerzos para todo el sondeo. En general, el esfuerzo principal mayor, SH, presenta dirección N – S. La desviación angular estándar es de 19,2º. Según estos dos parámetros y teniendo en cuenta la clasificación WSM de calidad y rango de confianza para definir el estado tensional mediante registros ABI sería un registro de calidad C.

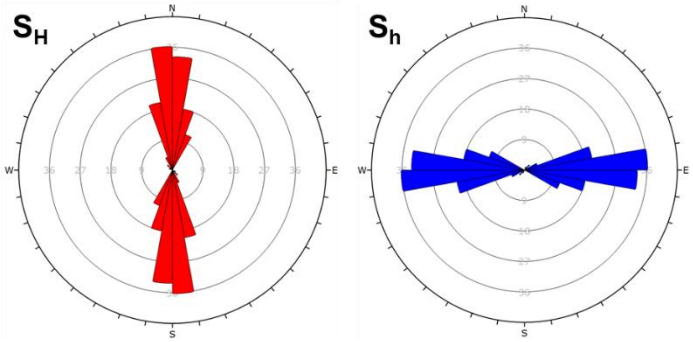


Figura 6. Rumbo de los esfuerzos mayor, SH (izquierda) y menor, Sh (derecha) en todo el sondeo.

6. INTERPRETACIÓN Y CONCLUSIONES

El sondeo RB-2 presenta dos secciones bien diferenciadas:

- El tramo superior compuesto por sedimentos continentales del Oligoceno presenta discontinuidades de bajo ángulo de buzamiento y predominantemente al norte, con valores de radiación gamma natural en torno a 120 API y relativamente constante, además, presenta diversas entradas de agua que pueden generan flujos verticales ascendentes.
- La secuencia evaporítica presenta discontinuidades de sub-verticales a horizontales con un claro rumbo NE SO, aunque con predominancia de azimuts al SE. La radiación gamma natural es menor, normalmente por debajo de 100 API, y con perfil serrado. Los registros hidrogeológicos muestran una estratificación del agua dentro del sondeo en capas de diferente salinidad.

Asimismo, el estado tensional, con presencia de "breakouts" a lo largo de todo el registro ABI para un total de más de 30 metros, mostró que el esfuerzo mayor presenta rumbo N – S, dato que se debe de tener en cuenta a la hora de planificar el refuerzo de las paredes del pozo de ventilación.

Como conclusión general extrapolable a futuros estudios similares, se puede decir que la testificación geofísica es una herramienta de gran utilidad para la correcta proyección de trabajos que requieran conocimiento amplio de las condiciones del macizo rocoso a gran profundidad. Ofrece grandes ventajas frente a otros métodos prospectivos como son: el registro de datos *in situ*, obtención de muchos parámetros en una sola campaña, reducción de costes, adaptación del estudio a cada proyecto, posibilidad de re-procesado de los datos y adecuación de las técnicas a condiciones extremas donde otras técnicas no llegan (gran profundidad, alta salinidad, altas temperaturas, etc.), entre otras.

REFERENCIAS

Cendón, D. I., Ayora, C., Pueyo, J. J., Taberner, C. (2003). The geochemical evolution of the Catalan potash subbasin, South Pyrenean foreland basin (Spain). *Chemical Geology*, 200(3-4), 339-357.

Sans, M. (2003). From thrust tectonics to diapirism: the role of evaporites in the Kinematic evolution of the eastern South Pyrenean front. *Geologica Acta: an international earth science journal*, 1(3), 239-259.

Sperner, B., B. Müller, O. Heidbach, D. Delvaux, J. Reinecker, K. Fuchs (2003). Tectonic stress in the Earth's crust: advances in the World Stress Map project, in New insights in structural interpretation and modelling, edited by D. A. Nieuwland, Special Publication 212, 101-116.

Taberner, C., Dinarès-Turell, J., Giménez, J., Docherty, C. (1999). Basin infill architecture and evolution from magnetostratigraphic cross-basin correlations in the southeastern Pyrenean foreland basin. *Geological Society of America Bulletin*, 111(8), 1155-1174.

Terzaghi, R. D. (1965) Source of error in joint surveys. *Geotechnique*, vol. 15, no. 3, pp. 287–304.

Vergés, J., (1993). Estudi geològic del vessant sud del Pirineu Oriental i Central. Evolució cinemàtica en 3D. Doctoral thesis. Universitat de Barcelona, 200 pp.

Zoback, M. L. (1992). First and second order patterns of stress in the lithosphere: The World Stress Map Project, *Journal of Geophysical Research*: *Solid Earth*. Res., 97, 11703-11728

INFLUENCIA DE LOS MÉTODOS DE ENSAYO DE LA RESISTENCIA A TRACCIÓN EN LAS PREDICCIONES DE FRACTURA DE ROCA MEDIANTE LA TEORÍA DE LAS DISTANCIAS CRÍTICAS

Jon JUSTO[(1)*], Marina MIRANDA[(2)], Enrique RODRÍGUEZ-FERNÁNDEZ[(2)], Pablo MARTÍN[(2)] y Jorge CASTRO[(2)]

[(1)] Departamento Civil Industrial
SENER
*jon.justo@energy.sener

[(2)] Grupo de Geotecnia
Universidad de Cantabria (UC)

RESUMEN

El ensayo directo a tracción se reconoce como el método más preciso para determinar la resistencia a tracción de las rocas. No obstante, debido a la complejidad técnica y al alto grado de precisión requerido para obtener resultados fiables mediante este procedimiento, es habitual recurrir a métodos indirectos. La obtención de valores precisos de resistencia a tracción resulta fundamental en numerosos problemas geotécnicos relacionados con la mecánica de rocas, especialmente en el ámbito del diseño. En este trabajo se analiza la influencia del método de ensayo empleado sobre la precisión de las predicciones de fractura en muestras de roca entalladas, con el objetivo de evaluar la relevancia de este parámetro. Para ello, se estudia la fractura de probetas tipo SENB (Single Edge Notched Bend) con radios de entalla variables, aplicando la Teoría de las Distancias Críticas. Se comparan los resultados obtenidos mediante ensayos directos a tracción y ensayos indirectos (ensayo brasileño, ensayo de flexión en 3 y 4 puntos), poniendo de relieve las ventajas y limitaciones de cada método. La roca objeto de estudio es la caliza Moleanos.

ABSTRACT

Direct tensile testing is widely regarded as the most reliable technique for determining the tensile strength of rock materials. Nevertheless, the technical challenges and high level of precision required to obtain consistent results often lead researchers toward the use of indirect testing methods. Accurate tensile strength values are crucial for numerous geotechnical and rock mechanics applications, particularly in design-oriented analyses. This study investigates how the selected testing method influences the accuracy of fracture predictions in notched rock specimens, with the aim of assessing the significance of this parameter. To achieve this, the fracture behaviour of Single Edge Notched Bend (SENB) samples with varying notch radii is examined using the Theory of Critical Distances. Results derived from direct tensile tests are compared with those obtained through indirect methods (Brazilian tests, 3- and 4-point bending tests), highlighting the respective strengths and limitations of each approach. The material considered in this research is Moleanos limestone.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Resistencia a tracción (Tensile strength), Caliza Moleanos (Moleanos limestone); Teoría de las Distancias Críticas (Theory of Critical Distances)*.

1. INTRODUCCIÓN

Las rocas son un material especialmente sensible a las cargas de tracción, ya que su resistencia frente a ésta es comparativamente mucho menor que la que presentan frente a compresión o cortante. Esta debilidad intrínseca de las rocas controla buena parte de los mecanismos de iniciación y propagación de fisuras que conducen a la rotura frágil de las mismas. Incluso cuando el estado tensional global es de compresión con bajas presiones de confinamiento, la iniciación del daño suele producirse por la generación de tensiones de tracción alrededor de los defectos internos preexistentes. Por ello, la resistencia a tracción constituye un parámetro fundamental en mecánica de rocas, y su correcta determinación es clave en muchos ámbitos de la ingeniería geotécnica (e.g. Perras y Diederichs, 2014).

Aunque el ensayo de tracción directa (DT, de sus siglas en inglés) constituye, desde un punto de vista teórico, la metodología más adecuada para obtener la resistencia a tracción en un estado tensional puramente uniaxial, su ejecución experimental aún presenta importantes complicaciones técnicas que dificultan la obtención de resultados fiables y desincentivan su empleo generalizado. A la baja resistencia a tracción de las rocas se suma la necesidad de emplear dispositivos de alineación muy precisos, adhesivos de alta rigidez, procedimientos estrictos para garantizar el paralelismo de las bases y dispositivos de carga capaces de eliminar cualquier excentricidad o flexión parásita. Estas dificultades operativas explican por qué, pese a su aparente superioridad conceptual, el DT ha sido históricamente reemplazado en la práctica por métodos indirectos como el ensayo brasileño (BT, de sus siglas en inglés) o los ensayos de flexión en tres y cuatro puntos (respectivamente, 3PBT y 4PBT, de sus siglas en inglés) entre otros, cuyos montajes resultan más robustos y reproducibles. En contraposición, los ensayos indirectos introducen estados tensionales más complejos en los que la determinación de la resistencia a tracción requiere interpretaciones adicionales, como hipótesis idealizadas de comportamiento elástico-lineal, que pueden introducir incertidumbre en la interpretación del resultado experimental. La selección del procedimiento experimental tiene un impacto directo en la caracterización mecánica de la roca y, en consecuencia, en la precisión de los modelos de predicción de fractura.

Paralelamente, el uso de la Teoría de las Distancias Críticas (TDC) ha demostrado ser una herramienta eficaz para interpretar la fractura en materiales cuasi-frágiles como las rocas, proporcionando un marco teórico que vincula parámetros como la resistencia a tracción y tenacidad a fractura mediante una única longitud característica, la denominada distancia crítica L (Taylor, 2007). Esta teoría, aplicada con éxito en numerosos estudios sobre rocas con diferentes defectos y estados tensionales (Justo *et al*., 2017; Cicero *et al*., 2014; Justo *et al*., 2021), permite estimar cargas críticas y relacionar la respuesta a fractura con variables microestructurales como el tamaño de grano, la distribución de defectos o la porosidad (Taylor, 2017). Su fiabilidad, sin embargo, depende directamente de la calidad con la que se determinen los parámetros resistentes del material, entre ellos la resistencia a tracción y la tenacidad a fractura, ambos afectados por el método experimental empleado.

Por ello, el objetivo de este artículo es analizar la influencia conjunta de distintos métodos de ensayo de la resistencia a tracción de la roca en las predicciones de fractura obtenidas mediante la TDC, comparando resultados experimentales directos e indirectos y evaluando su impacto en la determinación del parámetro característico L y en la capacidad predictiva de la TDC. Con ello se pretenden establecer criterios más robustos para la selección de métodos experimentales y mejorar la fiabilidad de los modelos de fractura aplicados en ingeniería de rocas.

2. MARCO TEÓRICO DE LA TDC

La Teoría de las Distancias Críticas (TDC) constituye un conjunto de metodologías para la evaluación de la fractura, las cuales combinan un análisis elástico lineal del campo tensional en el entorno de un defecto que actúa como concentrador de tensiones (e.g. fisura, entalla, etc.), y la introducción de un parámetro característico de longitud del material denominado distancia crítica, L (Taylor, 2007).

Conceptualmente, la TDC establece que el criterio de rotura no debe evaluarse en un punto infinitesimal exactamente en la punta del defecto, donde el campo de tensiones elástico puede ser singular o muy elevado, sino en una zona finita alrededor del defecto cuyo tamaño está gobernado por L. Este parámetro presenta valores típicos del orden de milímetros en diferentes litologías y, en términos físicos, representa una longitud interna asociada a la heterogeneidad microestructural dominante del material (e.g. tamaño de grano o espaciado característico de defectos) o a la extensión efectiva de la zona de proceso de fractura (en inglés *Fracture Process Zone, FPZ*) (Taylor, 2017).

En la formulación clásica de la TDC, la distancia crítica (L) se define a partir de dos propiedades del material: la tenacidad a fractura en modo I (K_{IC}) y una resistencia característica inherente del material (σ_0). Para el caso de materiales frágiles o cuasi-frágiles como las rocas, puede asumirse que σ_0 es igual a la resistencia a tracción (σ_t), dado su comportamiento predominantemente elástico hasta rotura (Taylor, 2007). Bajo estas hipótesis, la distancia crítica puede expresarse como:

$$L = \frac{1}{\pi}\left(\frac{K_{IC}}{\sigma_t}\right)^2 \tag{1}$$

Esta formulación pone de manifiesto que cualquier variación sistemática en σ_t como consecuencia del tipo de ensayo empleado para su caracterización influye directamente en el valor de L y, por tanto, en las predicciones de fractura basadas en la TDC, independientemente de la metodología empleada.

Dentro de diferentes metodologías que engloba la TDC, dos de las más utilizadas por su simplicidad y aplicabilidad en ingeniería son el Método del Punto (PM, de sus siglas en inglés) y el Método de la Línea (LM, de sus siglas en inglés). Ambas comparan tensiones elásticas representativas (σ) cerca del defecto con la resistencia característica inherente del material σ_0 ($= \sigma_t$). La diferencia radica en cómo se define esa tensión representativa. De acuerdo al PM, la fractura se produce cuando la tensión normal a la dirección de propagación evaluada a una distancia $r = L/2$ desde el vértice del defecto alcanza σ_0 ($= \sigma_t$):

$$\sigma(L/2) = \sigma_t \tag{2}$$

De forma análoga, el LM establece que la fractura se produce cuando la tensión media a lo largo de un segmento de longitud $d = 2L$ medido desde el vértice del defecto alcanza σ_0 ($= \sigma_t$):

$$\frac{1}{2L}\int_0^{2L} \sigma(r)dr = \sigma_t \tag{3}$$

Una de las principales ventajas de la TDC radica en su capacidad para incorporar de forma explícita el efecto entalla, permitiendo el análisis de defectos con radio finito (entallas) sin recurrir a la hipótesis de comportamiento equivalente a una fisura ideal de radio nulo. De este modo, la TDC evita la aplicación excesivamente conservadora de la Mecánica de la Fractura Elástica Lineal (LEFM) tradicional en aquellos casos en los que el tamaño del defecto es comparable a la longitud característica del material y, por tanto, su comportamiento difiere del de una fisura (Taylor, 2007). En este contexto, partiendo del campo tensional elástico en modo I en el entorno de una entalla definido por Creager y Paris (1967) y en base a los criterios de rotura del PM y el LM definidos en las Ecuaciones 2 y 3, respectivamente, la TDC ofrece las siguientes expresiones para el cálculo de la tenacidad a fractura aparente (K_{IN}) en defectos con radio finito, en función de la tenacidad a fractura real del material (K_{IC}), de la longitud crítica (L) y del radio de entalla (ρ):

$$K_{IN}\ (PM) = K_{IC}\frac{(1+\rho/L)^{3/2}}{1+2\rho/L} \tag{4}$$

$$K_{IN}\ (LM) = K_{IC}\sqrt{\frac{\rho}{4L}+1} \tag{5}$$

Estas expresiones muestran el denominado efecto entalla, que explica el incremento progresivo de K_{IN} con el aumento del radio de la entalla (ρ), como consecuencia de la relajación de las concentraciones de tensiones en las inmediaciones del defecto. Este comportamiento ha sido corroborado experimentalmente en diferentes litologías, tales como areniscas, calizas, granitos y mármoles, mostrando una adecuada capacidad predictiva de la TDC en el análisis de la fractura de rocas entalladas (Cicero *et al*., 2014; Justo *et al*., 2017).

3. CAMPAÑA DE ENSAYOS DE LABORATORIO

3.1. CALIZA MOLEANOS

La roca analizada en este estudio es la caliza Moleanos (Figura 1), un material carbonatado de origen sedimentario que se caracteriza por su microestructura homogénea e isotrópica, lo que la convierte en un material óptimo para estudios comparativos de resistencia a tracción y fractura. Petrográficamente, se clasifica como una caliza intrasparítica–pelsparítica, compuesta principalmente por pellets e intraclastos (aproximadamente el 51% y 43% de los granos, respectivamente), junto con un 6% de bioclastos formados por fragmentos de bivalvos y corales que en ocasiones presentan recristalización interna, todos ellos

cementados por cristales de esparita que confieren cohesión al conjunto. Los intraclastos muestran textura micrítica y tamaños comprendidos entre arena gruesa y microconglomerado (500–2000 μm), mientras que los pellets, dominantes en la matriz, presentan textura micrítica interna y tamaños entre arena fina y media (125–500 μm). Esta roca presenta un comportamiento mecánico cuasi lineal-elástico hasta la rotura como se ha demostrado en otras investigaciones (Justo y Castro, 2021), lo que justifica el uso de modelos de fractura basados en mecánica de la fractura y criterios como la TDC.

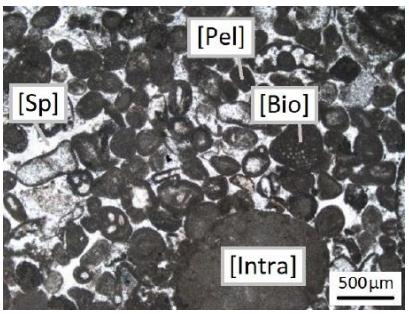


Figura 1. Imagen óptica de la microestructura de la caliza Moleanos (4x, con Nicoles cruzados).

En el presente estudio, se ha analizado, mediante la aplicación de la TDC, la rotura a flexión de un total de 54 probetas prismáticas de caliza Moleanos con radios de entalla variable que oscilan desde 0.15mm a 15mm, con una repetitividad mínima de 6 ensayos por tamaño de entalla. Adicionalmente, se han llevado a cabo 15 ensayos de tracción directa (DT), 6 ensayos brasileños (BT), 3 ensayos de flexión en 3 puntos (3PBT) y 3 ensayos de flexión en 4 puntos (4PBT) para la caracterización de la resistencia a tracción de la roca objeto de estudio, parámetro clave para la determinación de la distancia crítica (L). A continuación se detallan cada uno de los ensayos de laboratorio realizados.

3.2. ENSAYOS DE FLEXIÓN

Los ensayos de flexión sobre probetas entalladas se llevaron a cabo empleando geometrías tipo SENB (*Single Edge Notched Bend*) y con una configuración de carga en cuatro puntos (Figura 2), con el objetivo de caracterizar el comportamiento en fractura bajo condiciones de modo I dominante (tracción) de acuerdo a Outchterlony (1988). Las probetas, de dimensiones típicas 180×30×30 mm, presentaban una entalla recta centrada con radios (ρ) de 0.15, 0.5, 1, 2, 4, 7, 10 y 15 mm, obtenida mediante hilo de diamante en los radios más pequeños y mediante disco abrasivo en los mayores. La carga se aplicó bajo control de desplazamiento, a una velocidad constante de 0.05 mm/min hasta la rotura. El dispositivo empleado dispone de rodillos capaces de rotar y bascular para minimizar efectos parásitos de fricción y torsión, asegurando condiciones de flexión pura entre los puntos de carga. Los rodillos inferiores se encontraban separados 150 mm y los rodillos superiores 50 mm. Información detallada sobre estos ensayos puede ser consultada en el estudio de Justo *et al*. (2017). A partir de las cargas de rotura se obtuvieron los valores de tenacidad a fractura aparente (K_{IN}) de cada probeta mediante la formulación de mecánica de fractura lineal elástica (LEFM):

$$K_{IN} = \frac{F_{Exp} \cdot Y}{b \cdot h^{1/2}} \tag{6}$$

donde F_{Exp} es la carga última de rotura, h (=30 mm) el alto y b (= 30 mm) el espesor de la probeta, e Y (= 10.162) es un factor geométrico adimensional que depende de la configuración y del tipo de apoyos empleados (Srawley y Gross, 1976).

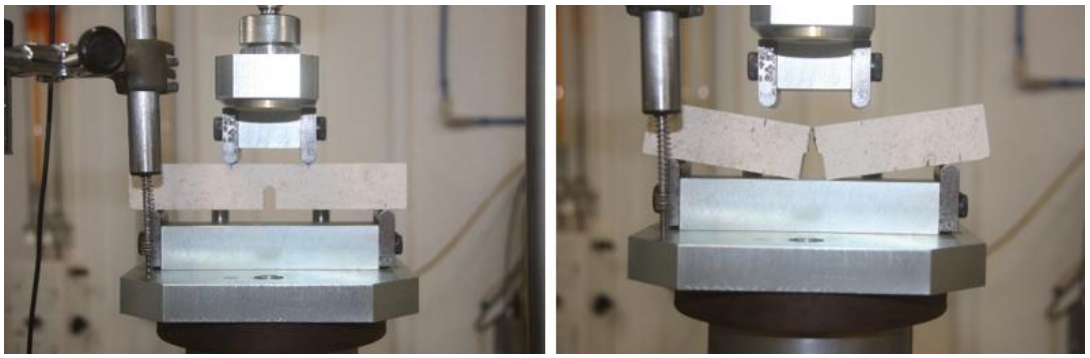


Figura 2. Ejemplo de probeta de caliza Moleanos de 180x30x30 mm con entalla de ρ = 4 mm antes (izquierda) y después (derecha) de rotura mediante ensayo de flexión en 4 puntos.

Para el caso particular de los resultados de las probetas con la entalla más pequeña de 0.15 mm se asume que la tenacidad a fractura aparente coincide con la tenacidad a fractura real ($K_{IC} = K_{IN}$), pues la dimensión del frente del defecto es suficientemente pequeña como para no desarrollarse ningún efecto entalla (Justo *et al*. 2017).

Combinando la Ecuación 6 con las Ecuaciones 4 y 5 del PM y LM, respectivamente, se obtienen las siguientes expresiones para el cálculo de la carga de rotura:

$$F_{TDC\ (PM)} = \frac{b \cdot h^{1/2}}{Y}\ K_{IC}\frac{(1+\rho/L)^{3/2}}{1+2\rho/L} \tag{7}$$

$$F_{TDC\ (LM)} = \frac{b \cdot h^{1/2}}{Y}\ K_{IC}\sqrt{\frac{\rho}{4L}+1} \tag{8}$$

Estas expresiones son válidas para casos de carga en modo I, para entallas con longitud mayor que su radio (Creager y Paris, 1967) y para materiales con un comportamiento elástico lineal hasta rotura, como es el caso de la caliza Moleanos.

3.3. ENSAYOS DE TRACCION DIRECTA (DT)

Las probetas utilizadas en los ensayos DT fueron cilindros de 50 mm de diámetro y una relación longitud/diámetro de 2.5, dimensiones recomendadas para asegurar un estado tensional lo más uniforme posible durante el ensayo. Para garantizar la transmisión axial pura de esfuerzos, los extremos de cada muestra fueron pulidos para asegurar superficies perfectamente planas, paralelas entre sí y perpendiculares al eje longitudinal de la probeta. Sobre dichas superficies se adhirieron cabezales metálicos de igual diámetro mediante un adhesivo epoxi bicomponente (LOCTITE® EA 9483). Las muestras se dejaron curar durante tres días antes del ensayo, asegurando una unión rígida y estable entre roca y cabezales.

El montaje de ensayo utilizó un sistema de cadenas de rodillos fijadas en sentidos opuestos en ambos extremos de la probeta, conforme a la recomendación de la norma ASTM D2936 (2020) (Figura 3a), con el objetivo de anular esfuerzos de torsión y minimizar la aparición de flexión parásita durante la aplicación de la carga. La alineación del conjunto del sistema fue verificada mediante un láser de posición, asegurando la correcta verticalidad de la línea de carga en todo momento. La carga aplicada por la prensa hidráulica fue registrada mediante una célula de carga de 25 kN, mientras que el desplazamiento se registró con un LVDT para controlar la velocidad de ensayo y monitorizar la deformación global del sistema. El ensayo se realizó bajo control de desplazamiento, con una velocidad constante de 0.3 mm/s, alcanzándose la rotura en un intervalo de 5 a 9 minutos. Bajo estas condiciones, la probeta permanece dentro del rango de comportamiento cuasi-elástico, lo que garantiza la validez del criterio de rotura asociado a la tensión máxima uniaxial. La descripción exhaustiva del procedimiento experimental puede consultarse en el estudio presentado por Castro et al. (2023).

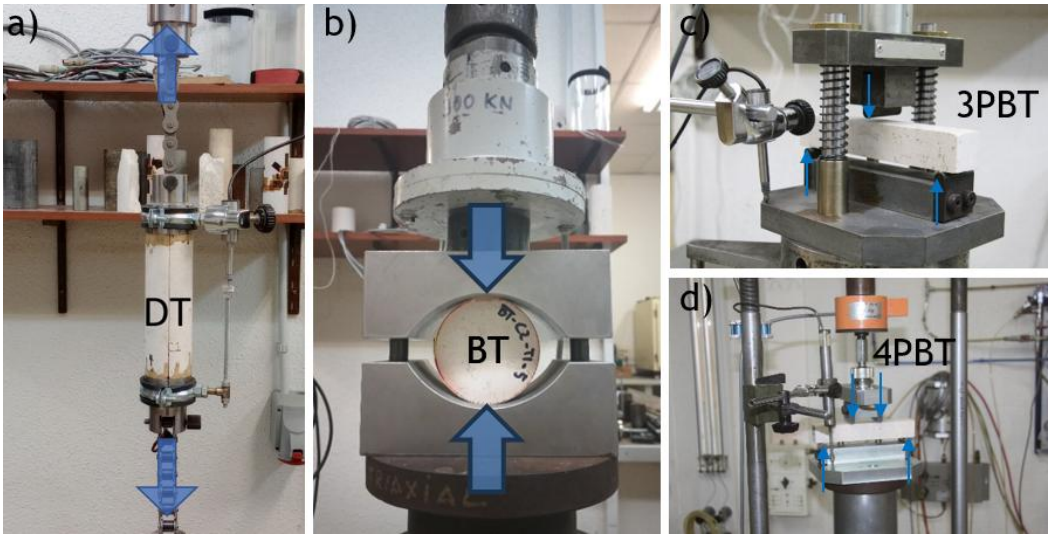


Figura 3. Imágenes de los ensayos de tracción realizados sobre probetas de caliza Moleanos: (a) DT, (b) BT, (c) 3PBT y (d) 4PBT.

3.4. ENSAYOS DE TRACCION INDIRECTA

3.4.1. ENSAYOS BRASILEÑOS (BT)

Los ensayos se ejecutaron sobre probetas en forma de disco, obtenidas a partir de testigos cilíndricos, con un diámetro de 64 mm y un espesor de 32 mm (relación espesor/diámetro = 0.5). Esta geometría es consistente con la práctica habitual recogida en la norma ASTM D3967 (2008) (Figura 3b).

Estas probetas fueron ensayadas bajo control de desplazamiento, empleándose una velocidad de 2.5 mm/min. Se verificó que las probetas fallaban con el patrón esperado (rotura aproximadamente diametral vertical), lo que proporciona una comprobación experimental de la correcta ejecución y alineación de los ensayos. La información detallada de estos ensayos aparece indicada en el estudio realizado por Justo *et al*. (2017).

3.4.2. ENSAYOS DE FLEXIÓN EN 3 Y 4 PUNTOS (3PBT Y 4PBT)

Los ensayos de flexión en tres (3PBT) y cuatro puntos (4PBT) se llevaron a cabo conforme a las normas ASTM C99 (2018) y ASTM C880 (2018), respectivamente (Figuras 3c y 3d). Ambos procedimientos utilizaron la misma configuración mecánica descrita para los ensayos de flexión de probetas entalladas: mismo bastidor, dispositivo de ensayo y disposición geométrica, con la única diferencia de que en este caso las probetas se ensayaron sin entalla, permitiendo obtener la resistencia a tracción equivalente derivada del estado tensional de flexión. La carga se aplicó mediante un rodillo superior situado en el centro (3PBT) o mediante dos rodillos equiespaciados (4PBT), garantizando el desarrollo del campo de tensiones característico de cada configuración. Los ensayos se realizaron bajo control de desplazamiento, con una velocidad constante de 0.2 mm/min, seleccionada para asegurar un régimen cuasiestático y minimizar la influencia de efectos dinámicos sobre la respuesta frágil del material. Durante todo el proceso se registraron de manera continua la fuerza aplicada y el desplazamiento vertical, lo que permitió determinar la resistencia a tracción nominal a partir de la tensión máxima calculada en la sección crítica según las expresiones teóricas asociadas a cada tipo de ensayo.

4. RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados de los ensayos de flexión sobre probetas entalladas (Figura 4), en los que se aprecia el efecto entalla sobre la capacidad resistente del material, más allá de la variabilidad de los resultados. En particular, se observa cómo la carga de rotura aumenta para los radios de entalla mayores. Esto se debe a que, a mayor radio de entalla, menor es la concentración de tensiones en el frente de la entalla. Así, entallas con radios más pequeños generan concentraciones de tensiones más elevadas y favorecen la iniciación prematura de la fisura, disminuyendo la resistencia efectiva de la probeta.

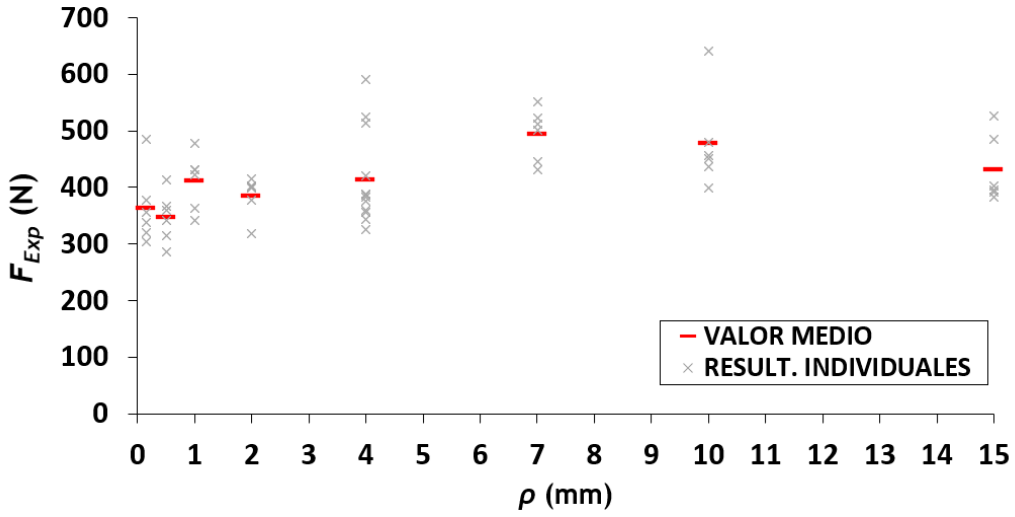


Figura 4. Resultados de rotura de las probetas entalladas de caliza Moleano ensayadas a flexión en 4 puntos.

La tenacidad a fractura (K_{IC}) de la roca se calcula para las probetas con el radio de entalla menor ($\rho = 0.15$ mm), asumiendo un comportamiento de tipo fisura. De esta forma, se obtiene a partir de la Ecuación 6 K_{IC} = 0.73 MPa·m$^{1/2}$.

Por otro lado, en la Tabla 1 se presentan los valores de resistencia a tracción (σ_t) obtenidos mediante los distintos métodos de ensayo considerados y los valores de L resultantes en cada caso de acuerdo a la Ecuación 1.

Tabla 1. Resultados de resistencia a tracción (σ_t) obtenidos mediante DT, BT, 3PBT y 4PBT, y longitud crítica (L) calculada para cada tipo.

Tipo	$\boldsymbol{\sigma_t}$ **(MPa)**	$\boldsymbol{L}$ **(mm)**
DT	6.3	4.2
BT	6.9	3.6
3PBT	9.8	1.8
4PBT	10.1	1.7

Estos valores corresponden a los valores promedio de la totalidad de ensayos realizados. Los resultados de los ensayos individuales se representan en la Figura 5 mediante símbolos y, nuevamente, el valor promedio con líneas rojas horizontales.

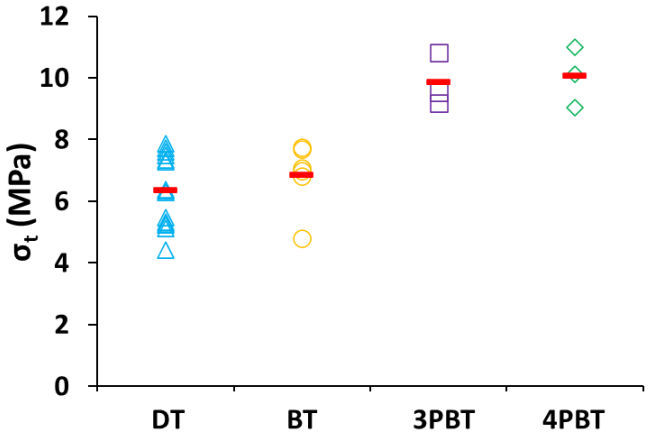


Figura 5. Resultados de resistencia a tracción (σ_t) obtenidos mediante DT, BT, 3PBT y 4PBT.

Los resultados de resistencia a tracción obtenidos para la caliza Moleanos mediante los distintos métodos de ensayo muestran diferencias sistemáticas que responden a la naturaleza intrínseca de cada procedimiento y al estado tensional que inducen. El ensayo directo de tracción proporciona, en términos teóricos, la medida más real de la resistencia a tracción intrínseca del material, al generar un campo tensional uniaxial bien definido y libre de hipótesis indirectas. No obstante, las dificultades asociadas a la correcta alineación, a la transmisión uniforme de la carga y a la preparación de mordazas específicas tienden a incrementar la dispersión experimental y a reducir el valor en caso de falta de alineación.

El BT muestra valores de resistencia a tracción ligeramente superiores a los del ensayo directo, consecuencia del estado tensional no uniforme que se desarrolla en el disco durante la compresión diametral. El material falla por tracción en la zona central, pero la deducción analítica asume condiciones idealizadas (elasticidad lineal, ausencia de microdefectos relevantes, distribución de carga perfectamente lineal) que no siempre se cumplen en rocas heterogéneas. Esta simplificación, junto con la influencia geométrica y la sensibilidad del ensayo DT a pequeñas desviaciones en la alineación, explica que el BT ofrezca valores de σ_t ligeramente superiores que el DT.

Por su parte, los ensayos de flexión en tres (3PBT) y cuatro puntos (4PBT) ofrecen valores de σ_t significativamente mayores que el DT y el BT. Esta diferencia se explica fundamentalmente por el estado tensional no uniforme que se desarrolla en las probetas sometidas a flexión. Bajo la hipótesis de comportamiento elástico lineal, la tensión de rotura se evalúa en la fibra extrema, ignorando la redistribución tensional y la influencia del daño progresivo, lo que conduce a una sobrestimación de la resistencia a tracción efectiva del material. Ambos ensayos ofrecen valores parecidos, siendo la σ_t obtenida mediante el 3PBT ligeramente menor que la obtenida mediante el ensayo 4PBT. Esto se debe a que en el 3PBT, la máxima tensión se concentra directamente bajo el punto de carga, lo que puede inducir una mayor sensibilidad a defectos locales y conducir a valores algo más bajos que en el ensayo 4PBT. En cambio, el ensayo 4PBT distribuye un momento flector constante en una región central, reduciendo la influencia de defectos puntuales y proporcionando estimaciones más estables y representativas de la resistencia flexional del material.

Las Figuras 6 y 7 muestran las predicciones de rotura obtenidas mediante el PM y el LM de la TDC, respectivamente, de los ensayos de flexión con entalla SENB mostrados en la Figura 4. El eje horizontal muestra el radio de entalla (ρ) de cada probeta y el eje vertical la razón entre la carga de rotura predicha mediante las Ecuaciones 7 ($F_{TDC(PM)}$) y 8 ($F_{TDC(LM)}$), y la carga de rotura obtenida experimentalmente (F_{EXP}). Valores menores que la unidad implican una infraestimación de la carga de rotura, mientras que valores mayores que 1 implican una sobreestimación. Se ha dibujado en cada figura dos líneas discontinuas horizontales grises que representan una franja de $\pm$20% alrededor de la predicción exacta ($F_{TDC}/F_{EXP} = 1$), como rango de predicción aceptable.

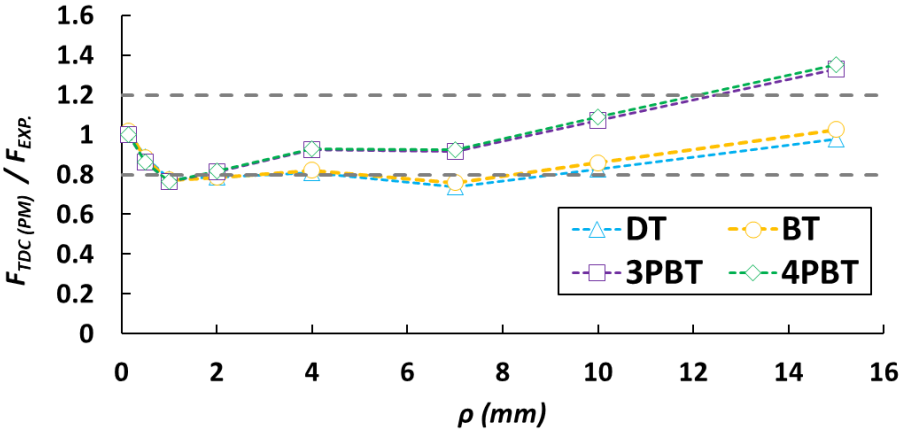


Figura 6. Predicciones de rotura de probetas entallas de caliza Moleanos obtenidas mediante el PM de la TDC, utilizando los valores de σ_t obtenidos mediante diferentes ensayos de tracción: DT, BT, 3PBT y 4PBT.

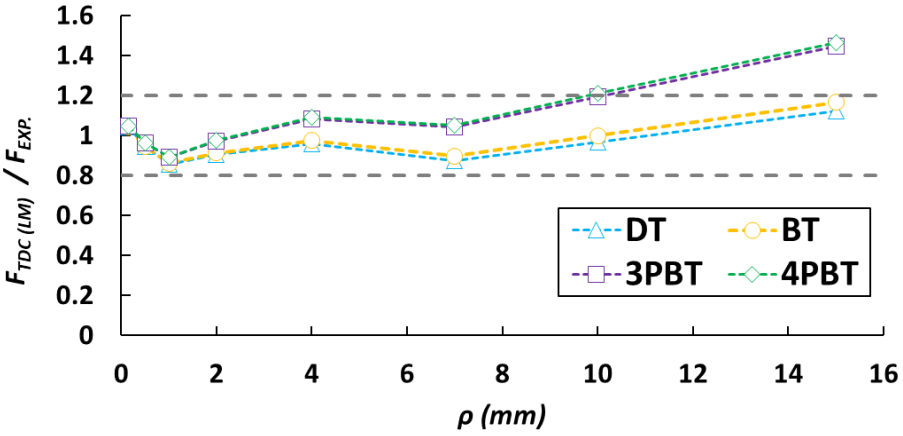


Figura 7. Predicciones de rotura de probetas entallas de caliza Moleanos obtenidas mediante el LM de la TDC, utilizando los valores de σ_t obtenidos mediante diferentes ensayos de tracción: DT, BT, 3PBT y 4PBT.

Se observa que, para radios de entalla reducidos, las predicciones de carga de rotura presentan una sensibilidad limitada al valor de la resistencia a tracción (σ_t) utilizada en el cálculo y, por extensión, al valor de la distancia crítica (L). En este rango, las curvas asociadas a los resultados del DT, BT, 3PBT y 4PBT se mantienen próximas entre sí, indicando que la respuesta está dominada principalmente por la geometría del defecto y el propio campo tensional, y no tanto por las diferencias en la caracterización experimental de σ_t. Sin embargo, a medida que el radio de entalla aumenta, la influencia del método empleado para determinar la resistencia a tracción se vuelve progresivamente más relevante, dando lugar a una mayor dispersión entre las predicciones. Se aprecia que las diferencias entre las predicciones basadas en los valores de σ_t obtenidos mediante DT y BT son muy reducidas, del mismo modo que ocurre entre aquellas derivadas de los ensayos de flexión 3PBT y 4PBT, ofreciendo estos últimos cargas de rotura más elevadas y menos precisas de forma general. Paralelamente, al comparar ambas metodologías de la TDC, se constata que el PM tiende de forma sistemática a predecir cargas de rotura ligeramente inferiores a las obtenidas con el LM, coherente con el carácter más local del PM que analiza la tensión de forma más puntual a una distancia $L/2$ del frente de la entalla frente al criterio promediado del LM a lo largo de una distancia igual a $2L$.

5. CONCLUSIONES

En este artículo se analiza la influencia del método de ensayo utilizado para la determinación de la resistencia a tracción en las predicciones de fractura obtenidas mediante la TDC y, en particular, mediante el PM y el LM. Para ello, se estudia el comportamiento a fractura de probetas entalladas tipo SENB de caliza Moleanos, con radios de entalla variables, comparando las predicciones de carga de rotura cuando la resistencia a tracción y la distancia crítica asociada se obtienen a partir de ensayos directos de tracción (DT) y de métodos indirectos ampliamente utilizados en mecánica de rocas, como el ensayo brasileño (BT) y los ensayos de flexión en tres y cuatro puntos (3PBT y 4PBT). El trabajo persigue evaluar en qué medida las diferencias inherentes a cada procedimiento experimental se trasladan a la estimación de la distancia crítica y condicionan la capacidad predictiva de la TDC, aportando criterios para una selección más fundamentada de los métodos de caracterización de la resistencia a tracción en estudios de fractura de rocas.

El material estudiado es la caliza Moleanos, que presenta una microestructura relativamente homogénea e isotrópica y un comportamiento elástico lineal hasta la rotura. Su homogeneidad la convierte en una roca modelo para comparaciones metodológicas, pues minimiza la dispersión asociada al propio material y permite aislar la influencia del procedimiento de ensayo.

Los resultados obtenidos muestran que el método de ensayo empleado para la determinación de la resistencia a tracción tiene una influencia directa en el valor de la distancia crítica (L), y, en consecuencia, en las predicciones de fractura realizadas mediante la TDC. En particular, los ensayos indirectos de flexión (3PBT y 4PBT) proporcionan valores de resistencia a tracción sensiblemente superiores a los obtenidos mediante DT y BT, lo que se traduce en valores de L significativamente menores. Este efecto responde al carácter no uniforme del estado tensional inducido en los ensayos de flexión y a la evaluación de la tensión máxima en la fibra extrema, lo que conlleva una sobreestimación sistemática de la resistencia a tracción efectiva del material frente al DT y BT.

Desde el punto de vista de las predicciones de fractura, se observa que para radios de entalla reducidos la influencia del método de caracterización de la resistencia a tracción resulta limitada. En este rango, tanto el PM como el LM ofrecen predicciones consistentes y poco sensibles al valor de σ_t, ya que la respuesta está dominada por la alta concentración de tensiones en las inmediaciones del defecto. Sin embargo, a medida que el radio de la entalla aumenta, las diferencias entre los valores de σ_t derivados de los distintos ensayos se reflejan de forma progresiva en las cargas de rotura predichas, incrementando la dispersión entre los resultados.

Las predicciones obtenidas a partir de los valores de resistencia a tracción determinados mediante DT y BT muestran un comportamiento muy similar entre sí y presentan, en general, un buen ajuste con los resultados experimentales, manteniéndose mayoritariamente dentro de un rango de ±20% respecto a la predicción exacta. Por el contrario, el empleo de resistencias a tracción derivadas de ensayos de flexión conduce a una tendencia sistemática a sobreestimar la carga de rotura, especialmente para radios de entalla grandes, lo que pone de manifiesto el carácter poco conservador que puede adoptar la TDC cuando se utilizan valores de σ_t elevados procedentes de este tipo de ensayos. Las diferencias en los valores de σ_t derivados del DT y del BT son reducidas y no se traducen en variaciones significativas en las predicciones de fractura obtenidas mediante la TDC. En consecuencia, en términos de aplicabilidad práctica y eficiencia experimental, los resultados sugieren que el empleo del BT constituye una alternativa adecuada y suficientemente representativa para la determinación de σ_t en estudios de fractura de rocas, sin que la ligera mejora teórica asociada al DT justifique, en este caso, el incremento de recursos y dificultades técnicas que conlleva su ejecución.

En cuanto a las metodologías de la TDC, el PM tiende a proporcionar predicciones de carga de rotura ligeramente menores que el LM, en coherencia con su enfoque más local, mientras que el LM suaviza las concentraciones tensionales al evaluar la tensión sobre una longitud finita. Ambas metodologías reproducen adecuadamente el efecto entalla observado experimentalmente y muestran tendencias coherentes en todo el rango de radios analizado, confirmando la validez del marco de la TDC para la evaluación de la fractura de rocas entalladas en modo I. Su aplicabilidad ha sido igualmente demostrada en diferentes litologías como calizas, areniscas, mármoles y granitos (Cicero *et al*., 2014; Justo *et al*., 2017).

En conjunto, los resultados ponen de manifiesto que, aunque la TDC es una herramienta robusta para la predicción de la fractura en rocas, su capacidad predictiva depende de manera significativa de la calidad y representatividad de los parámetros resistentes empleados como datos de entrada. En aplicaciones de ingeniería en las que se requiera una estimación fiable y conservadora de la carga de rotura, el uso de valores de resistencia a tracción obtenidos mediante DT, o en su defecto mediante BT, resulta más adecuado que el

empleo de valores derivados de ensayos de flexión (3PBT y 4PBT).

Los resultados obtenidos confirman la validez del enfoque empleado para la caracterización y predicción de la fractura en condiciones controladas de laboratorio. Sin embargo, su extensión a otros contextos requiere considerar factores y variables adicionales. La mayor heterogeneidad, anisotropía y variabilidad inherente de los macizos rocosos, así como los posibles efectos de escala, pueden modificar de forma significativa los parámetros resistentes y, por extensión, la capacidad predictiva de la TDC. Por ello, la transferencia de estos resultados a problemas reales de ingeniería exige una adecuada calibración y una interpretación crítica de los parámetros obtenidos, garantizando su uso fiable en condiciones de campo caracterizadas por estados tensionales más complejos.

AGRADECIMIENTOS

Esta publicación es parte del proyecto de I+D+i : "La energía de deformación en la fractura de roca a diferentes temperaturas (EnergyRock) (Ref.: PID2020-116138GB-I00)" financiado por MICIU/AEI/10.13039/501100011033.

REFERENCIAS

ASTM C880 (2018). *Standard Test Method for Flexural Strength of Dimension Stone*. ASTM International, West Conshohocken, USA.

ASTM C99 (2018). *Standard Test Method for Modulus of Rupture of Dimension Stone*. ASTM International, West Conshohocken, USA.

ASTM D2936 (2020). *Standard Test Method for Direct Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens*. ASTM International, West Conshohocken, USA.

ASTM D3967 (2008). *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens*. ASTM International, West Conshohocken, USA.

Castro, J., Miranda, M., Olson, M.H., Justo, J. (2023). Direct tensile testing of Moleanos limestone. *Proceedings of EUROCK 2023*, Alicante, Spain.

Cicero, S., García, T., Castro, J., Madrazo, V., Andrés, D. (2014). Analysis of notch effect on the fracture behaviour of granite and limestone: an approach from the Theory of Critical Distances. *Engineering Geology*, 177: 1–9.

Creager, M. y Paris, C. (1967). Elastic field equations fro blunt cracks with reference to stress corrosion cracking. *International Journal of Fracture*, 3: 247-252.

Justo, J., Castro, J. (2021). Mechanical properties of 4 rocks at different temperatures and fracture assessment using the strain energy density criterion. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 25:100212.

Justo, J., Castro, J., Cicero, S., Sánchez-Carro, M.A., Husillos, R. (2017). Notch effect on the fracture of several rocks: Application of the Theory of Critical Distances. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 90: 251-258.

Justo, J., Castro, J., Cicero, S. (2021). Appication of the Theory of Critical Distances for the fracture assessment of a notched limestone subjected to different temperatures and mixed mode with predominnat mode I loading conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 54: 2335-2354.

Ouchterlony, F. (1988). ISRM suggested methods for determining the fracture toughness of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*. Vol. 25: 71-96.

Perras, M.A.; Diederichs, M.S. (2014). A review of the tensile strength of rock: concepts and testing. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32: 525–546.

Srawley, J., Gross, B. (1976). *Cracks and fracture*. ASTM Special Technical Publication, 601: 559-579.

Taylor, D. (2007). *The theory of critical distances: a new perspective in fracture mechanics*. Elsevier, London.

Taylor, D. (2017). The theory of critical distances: a link to micromechanisms. *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, 90: 228–233.

DETERMINACIÓN DE LA TENACIDAD A LA FRACTURA EN MODO I A ALTA TEMPERATURA UTILIZANDO EL MÉTODO DE TENSIÓN PSEUDO-COMPACTA

Yan LI[(1)*], Miguel HERBÓN-PENABAD[(1)], Andrea MUÑOZ-IBÁÑEZ[(1)] y Jordi DELGADO-MARTÍN[(1)]

[(1)] Centro de Innovación Tecnolóxica en Edificación e Enxeñería Civil (CITEEC)
Universidade da Coruña
*yan.li@udc.es

RESUMEN

La medida de la tenacidad a la fractura en modo I (K_{IC}) a alta temperatura es crucial para evaluar la estabilidad y la seguridad de proyectos de ingeniería geológica profunda, tales como los sistemas geotérmicos mejorados (EGS), los repositorios de residuos nucleares y la minería profunda. El método de ensayo de tensión pseudo-compacta (pCT) se desarrolló originalmente para medir K_{IC} en condiciones ambientales y se ha mostrado eficaz para caracterizar el comportamiento a la fractura de rocas. En este estudio, se amplía la aplicación de dicho método a entornos de alta temperatura con el fin de hacer posible la medida de K_{IC} bajo condiciones isotérmicas controladas. Para ello, se diseñó, calibró, validó y aplicó un nuevo dispositivo de ensayos pCT equipado con una unidad de control de temperatura, un sistema de refrigeración y sistemas de control de desplazamiento y carga. Los datos de temperatura, desplazamiento y carga se registran mediante un acondicionador electrónico de alta resolución (QuantumX MX1615B). El sistema de control de temperatura así como la fricción del sistema de carga del equipo se han calibrado de forma independiente para evaluar las correcciones pertinentes a las medidas obtenidas. Asimismo, para verificar el rendimiento y la precisión del nuevo sistema de ensayo, se han realizado ensayos de tenacidad a temperatura ambiente y los resultados han sido comparados con los obtenidos mediante el dispositivo pCT original. Tras la validación, se llevaron a cabo diversos ensayos de tenacidad bajo condiciones isotérmicas de alta temperatura empleando la caliza conocida como Crema Palancar. Los resultados muestran que el nuevo equipo pCT opera de manera fiable a alta temperatura y que, a partir de sus medida, es posible determinar con precisión K_{IC} bajo dichas condiciones.

ABSTRACT

The measurement of mode I fracture toughness (K_{IC}) under high-temperature conditions is crucial for assessing the stability and safety of deep geological engineering projects, such as enhanced geothermal systems (EGS), nuclear waste repositories, and deep mining. The pseudo-compact tension (pCT) test method was originally developed to measure K_{IC} under ambient conditions and has proven effective for characterizing the fracture behavior of different rock types. In this study, the pCT method is extended to high-temperature conditions to enable the measurement of K_{IC} under precisely controlled isothermal conditions. To achieve this, a new pCT test bench was designed, calibrated, validated, and applied. The testing system is equipped with a temperature control unit, a cooling system, and displacement- and load-control systems. Temperature, displacement, and load data are recorded using a high-precission electronic conditioning unit (QuantumX MX1615B). First, the temperature control unit and the friction of the loading system were calibrated separately to ensure the reliability and stability of the

apparatus. Subsequently, K_{IC} tests were conducted at room temperature, and the results were compared with those obtained using the original pCT device to verify the performance and accuracy of the updated testing system. After validation, isothermal high-temperature K_{IC} tests have been performed on the so-called Crema Palancar limestone over a range of constant temperatures. The results show that the new pCT apparatus performs reliably under high temperature and that it is capable of accurately determining K_{IC} under these conditions.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Tenacidad a la fractura en modo I (Mode I fracture toughness), Acoplamiento termo-mecánico (Thermo-mechanical coupling), Condiciones de alta temperatura (High-temperature conditions).*

1. INTRODUCCIÓN

La tenacidad a la fractura en modo I (K_{IC}) es un parámetro fundamental para describir la resistencia al inicio y a la propagación de grietas en geomateriales frágiles, y condiciona directamente el crecimiento de las fracturas, la evolución de las redes de fracturas y la integridad de los macizos rocosos en contextos de ingeniería geológica profunda. En entornos subsuperficiales de alta temperatura, tales como los sistemas geotérmicos mejorados (EGS), la minería profunda y los repositorios geológicos profundos para residuos radiactivos, las rocas están sometidas a cargas termo-mecánicas acopladas (Zhao *et al.*, 2026). Bajo estas condiciones, las altas temperaturas pueden modificar la deformación a escala mineral, inducir microfisuración, alterar la resistencia de los bordes de grano y, en última instancia, cambiar la resistencia macroscópica a la fractura del macizo rocoso (Zhou *et al.*, 2024). En consecuencia, los valores de K_{IC} medidos a temperatura ambiente pueden no representar.

A pesar de su importancia, la determinación fiable de K_{IC} bajo condiciones isotérmicas de alta temperatura sigue siendo mucho menos frecuente que su evaluación a temperatura ambiente. En numerosos estudios previos, los efectos térmicos se han evaluado mediante protocolos de calentamiento y enfriamiento, en los que las probetas se calientan hasta una temperatura objetivo siguiendo una determinada rampa térmica y, posteriormente, se enfrían de forma rápida (temple) o lenta (recocido) hasta temperatura ambiente, para ser ensayadas en ese estado (Wang *et al.*, 2025). Aunque este enfoque resulta experimentalmente adecuado en determinadas circunstancias: por ejemplo, para la evaluación del comportamiento de la roca tras incendios en túneles o durante la estimulación hidráulica con nitrógeno líquido, no constituye una aproximación apropiada cuando se pretende reproducir las condiciones sostenidas de alta temperatura que prevalecen en entornos geológicos profundos (Tomás *et al.*, 2025). Una limitación importante para la realización de ensayos de fractura isotérmicos a alta temperatura radica en la necesidad de disponer de equipos especializados capaces de mantener un campo térmico estable alrededor de la probeta y, al mismo tiempo, proporcionar una monitorización precisa de las cargas y los desplazamientos, así como un entorno físico-mecánico estable durante los periodos prolongados necesarios para alcanzar las temperaturas objetivo en probetas de tamaño testigo (Zhu *et al.*, 2018). Estos requisitos incrementan sustancialmente la complejidad experimental y explican la escasez de datos fiables sobre tenacidad a la fractura a alta temperatura disponibles hasta la fecha en condiciones tan exigentes (Tomás *et al.*, 2025; Zhou *et al.*, 2024).

El método de ensayo de tensión pseudo-compacta (*p*CT) fue propuesto originalmente para determinar K_{IC} de rocas en condiciones ambientales mediante una probeta de geometría discoidal y mordazas de carga que generan una apertura por tracción en una entalla prefabricada (Muñoz-Ibáñez *et al.*, 2020). Gracias a su geometría compacta, a la menor exigencia de mecanizado y a su compatibilidad con sistemas de carga convencionales, el método *p*CT se ha consolidado como una alternativa prometedora frente a otras configuraciones de mecánica de la fractura empleadas habitualmente en el ensayo de rocas (Li *et al.*, 2026; Pérez-Rey *et al.*, 2023). No obstante, la extensión del método *p*CT a condiciones isotérmicas de alta temperatura requiere una plataforma de ensayo específica capaz de mantener la temperatura de la probeta, garantizando al mismo tiempo una aplicación fiable de la carga mecánica y unas condiciones de contorno reproducibles. Con el fin de responder a esta necesidad, en el presente estudio se presenta y valida un dispositivo pCT mejorado para ensayos a alta temperatura. Este nuevo sistema integra un calentador de banda cerámica de alta temperatura, elementos de refrigeración y aislamiento térmico, un sistema de carga controlado por desplazamiento y un módulo de adquisición de datos que permite registrar de forma sincronizada las señales de temperatura, desplazamiento y carga. En la exposición, se evalúan en primer lugar el equipo, el sistema de control de temperatura y la fricción dependiente de la temperatura de las partes

móviles. A continuación, el nuevo dispositivo se contrasta con el equipo *p*CT original mediante ensayos a temperatura ambiente realizados sobre tres litologías rocosas diferentes. Por último, se ilustra su funcionamiento mediante la evaluación de la tenacidad a la fractura en modo I de una caliza (Crema Palancar) a diferentes temperaturas, y se comparan los resultados obtenidos mediante ensayos isotérmicos a alta temperatura con los correspondientes a tratamientos térmicos con recocido realizados a las mismas temperaturas y sobre la misma roca.

2. METODOLOGÍA

2.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE ENSAYO A ALTA TEMPERATURA

Con el fin de hacer posible la realización de ensayos de tenacidad a la fractura bajo condiciones isotérmicas de alta temperatura mediante el método pCT, se ha diseñado y construido un banco de ensayo mejorado a partir del sistema original, desarrollado únicamente para experimentos a temperatura ambiente. El sistema mejorado se concibió para satisfacer tres requisitos principales: (1) proporcionar un calentamiento estable y uniforme de la probeta, es decir, en condiciones isotérmicas, hasta una temperatura constante predefinida dentro de un amplio intervalo térmico; (2) garantizar una transmisión fiable de la carga de apertura por tracción bajo condiciones de carga térmica; y (3) permitir la monitorización precisa y la adquisición de alta frecuencia de las variables relevantes durante todo el ensayo, al menos temperatura, desplazamiento y fuerza.

La Figura 1 ilustra el dispositivo de ensayo. Este consta de tres subsistemas principales: un sistema de adquisición de datos (Fig. 1a), un bastidor de carga (Fig. 1b) y un sistema de control de alta temperatura y refrigeración (Fig. 1c). El sistema de carga conserva la filosofía básica de aplicación de carga del dispositivo *p*CT original, en el que la probeta de roca se monta entre una mordaza fija y una mordaza móvil. El bastidor de carga aplica un desplazamiento controlado al dispositivo, que se transforma mecánicamente en una apertura por tracción en la entalla de la probeta *p*CT. Con el fin de monitorizar la respuesta termo-mecánica durante el ensayo, se instalan sensores de temperatura cerca de la probeta y en el interior de la zona de calentamiento, mientras que las señales de carga y desplazamiento se registran a una frecuencia predefinida y de forma sincronizada mediante un amplificador electrónico de alta precisión (QuantumX MX1615B; Fig. 1d). La arquitectura integrada de adquisición de datos permite el registro simultáneo de temperatura, desplazamiento y carga.

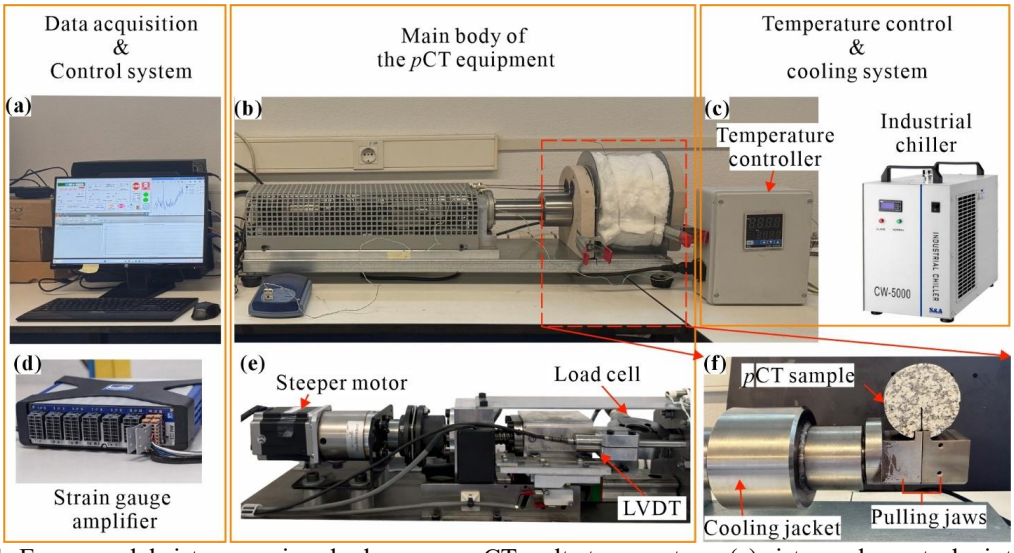


Figura 1. Esquema del sistema mejorado de ensayo *p*CT a alta temperatura: (a) sistema de control e interfaz de software; (b) vista general del equipo *p*CT con el calentador de banda, el aislamiento y los blindajes cerámicos en el lado derecho; (c) unidad de control de temperatura y sistema de refrigeración; (d) amplificador electrónico de alta precisión y unidad de adquisición de datos; (e) detalle del motor paso a paso conectado al reductor planetario; y (f) detalle de una probeta *p*CT y de las mordazas de tracción.

El dispositivo *p*CT mejorado emplea un motor paso a paso conectado a un reductor planetario de bajo juego mecánico, que acciona un husillo de bolas de precisión conectado a la mordaza móvil a velocidad constante (Fig. 1e). Ello proporciona una aplicación estable y controlable de carga y desplazamiento sobre la probeta ensayada. Para llevar a cabo los experimentos en condiciones de temperatura superiores a la ambiente, el sistema incorpora un calentador de banda cerámica de 2500 W (Herge), de 130 mm de diámetro y 150 mm

de longitud, protegido por dos placas refractarias de gran espesor. El calentador se regula mediante una unidad universal de control industrial de temperatura (CJD-9000P), programable con rampas térmicas y control PID a partir de un termopar tipo K (Fig. 1c). Los componentes del banco sometidos a altas temperaturas, concretamente la varilla de empuje y las mordazas de tracción, se fabricaron en aleación de acero *Inconel*® 600 (UNS N06600), la cual presenta un excelente comportamiento mecánico y una elevada resistencia térmica a altas temperaturas (límite elástico de ~90–120 MPa a ~600 ºC). Con el fin de reducir la transmisión de calor hacia las partes sensibles del dispositivo, tales como la célula de carga y el LVDT, la varilla de empuje de Inconel® está recubierta por una camisa de refrigeración externa de SS316, a través de la cual recircula de manera continua un fluido refrigerante con la ayuda de un enfriador industrial de 800 W (CW-5000). Esta disposición de refrigeración desempeña un papel crítico para garantizar tanto la seguridad operativa como la fiabilidad de las medidas durante los ensayos a alta temperatura.

La Fig. 1f muestra una probeta *p*CT de granito colocada en el interior del horno. En comparación con la disposición original del ensayo *p*CT descrita por Muñoz-Ibáñez *et al.* (2020), en este dispositivo mejorado la muestra queda autosustentada, apoyada por su propio peso sobre las mordazas de tracción. Ello permite que la probeta autoajuste su posición y mantenga un contacto estrecho con la ranura y las mordazas de tracción, incluso cuando la observación visual directa no es posible en el interior de la cámara del horno.

2.2. VALUACIÓN DEL SISTEMA DE ENSAYO

Antes de realizar los ensayos *p*CT propiamente dichos, se evaluaron el funcionamiento térmico adecuado del sistema *p*CT mejorado para alta temperatura, así como la fuerza de fricción que, en función de la temperatura, debe corregirse en cada ensayo de tenacidad a la fractura.

2.2.1. CONTROL Y ESTABILIDAD DE LA TEMPERATURA

Las condiciones isotérmicas dentro del volumen calentado del dispositivo mejorado, así como el funcionamiento estable del sistema de calentamiento, se comprobaron programando hasta cinco temperaturas objetivo (100, 200, 300, 400 y 500 °C), todas ellas alcanzadas mediante una rampa de calentamiento constante de ~2 °C/min. Este valor, que también se empleó en la realización de los experimentos a alta temperatura, se seleccionó con el fin de garantizar un aporte térmico gradual y controlado a la probeta y evitar el desarrollo de gradientes térmicos pronunciados que pudieran afectar tanto a los resultados como al propio equipo. Se registraron curvas temperatura-tiempo para evaluar la evolución de la velocidad de calentamiento programada, el tiempo necesario para alcanzar la estabilización térmica y las posibles fluctuaciones de temperatura que pudieran producirse durante un ensayo *p*CT. De manera simultánea, se monitorizó la temperatura en la superficie de la célula de carga con el fin de determinar si el calor procedente de la cámara de calentamiento se transmitía al sistema de medida y de evaluar la eficacia del sistema de refrigeración.

2.2.2. EVALUACIÓN DE LA FRICCIÓN Y DE LA COMPLIANCIA DE LOS ELEMENTOS MÓVILES

Los elementos móviles del nuevo dispositivo experimental están sometidos a fuerzas de fricción y a efectos de compliancia que afectan a las fuerzas y desplazamientos realmente aplicados durante el ensayo. Estos efectos se derivan de las distintas interacciones mecánicas existentes (husillo de bolas/tuerca, acoplamientos, sellado de la camisa de refrigeración, flexiones, etc.) y pueden presentar una dependencia con la temperatura. Con el fin de tenerlos en cuenta, se llevó a cabo una serie de ensayos a un desplazamiento nominal constante (0.1 mm/min), entre temperatura ambiente y 500 ºC, en los que no se cargó ninguna probeta y en los que las medidas de fuerza y desplazamiento únicamente podían verse afectadas por la combinación de los efectos anteriormente mencionados.

2.3. VERIFICACIÓN Y APLICACIÓN DEL DISPOSITIVO EXPERIMENTAL

Con el fin de verificar que el dispositivo *p*CT mejorado proporciona resultados comparables con los obtenidos mediante el equipo *p*CT original de Muñoz-Ibáñez *et al.* (2020), se preparó una serie de probetas de tres tipos de roca diferentes (9 de granito, 9 de caliza y 11 de arenisca), que posteriormente se dividieron en dos subconjuntos para su contraste en ambos dispositivos experimentales bajo las mismas condiciones de temperatura ambiente.Para evitar problemas asociados a la heterogeneidad de la roca, los materiales ensayados procedían del mismo lote y no se utilizaron datos obtenidos previamente en la comparación, la

cual se centró principalmente en la reproducibilidad de los valores medidos de K_{IC}.

Como caso de aplicación, se seleccionó la caliza Crema Palancar como material de ensayo. Para dicha roca, y para cada temperatura objetivo, las probetas correspondientes se calentaron dentro de la cámara y se mantuvieron durante aproximadamente 30 minutos, tiempo que, de acuerdo con la modelización térmica preliminar, resulta necesario para alcanzar condiciones estacionarias de temperatura en todo su volumen. Posteriormente, se realizó el ensayo *p*CT a una velocidad de desplazamiento constante de 0.1 mm/min, mientras se monitorizaban la temperatura, la carga aplicada y el desplazamiento.

La tenacidad a la fractura en modo I puede determinarse a partir de la carga máxima, P_{max} [N], mediante las ecuaciones publicadas aplicables al método *p*CT:

$$K_{IC} = Y' \frac{P_{max}}{Bb} \sqrt{\pi a} \quad (1)$$

donde B es el espesor de la probeta *p*CT [m], *b* es la distancia desde la base de la ranura hasta la parte inferior de la probeta [m], y a es la longitud de la entalla [m].

El factor adimensional de intensidad de tensiones (Y') de la ecuación 1 también puede calcularse mediante la expresión propuesta por Muñoz-Ibáñez *et al.* (2020) para una probeta de 50 mm de diámetro:

$$Y' = 12.651 - 47.054(\frac{a}{b}) + 157.72(\frac{a}{b})^2 - 247.17(\frac{a}{b})^3 + 296.33(\frac{a}{b})^4 \quad (2)$$

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. RESULTADOS DE LA CALIBRACIÓN

La Figura 2a muestra la evolución de la temperatura durante el calentamiento del dispositivo a una velocidad constante de 2 ºC/min hasta cinco temperaturas objetivo diferentes (100, 200, 300, 400 y 500 °C). Se observa que, en todos los casos, la temperatura de la cámara de ensayo aumentó de manera controlada y progresiva. Tras el régimen transitorio de calentamiento impuesto por la rampa seleccionada, las temperaturas se aproximaron a los valores objetivo y permanecieron prácticamente constantes con el tiempo. Ello sugiere que se alcanzaron condiciones estacionarias de temperatura. En el detalle, se observan pequeños sobreimpulsos de temperatura (<10 ºC, especialmente por encima de 400 °C) al aproximarse a la temperatura objetivo, que posteriormente se estabilizan de forma suave. Este efecto puede corregirse mediante un ajuste más fino de los parámetros proporcional, integral y derivativo (PID) del controlador de temperatura. No obstante, a efectos del presente estudio, dado que dicho sobreimpulso se produce a temperaturas inferiores a las temperaturas objetivo y que el estado estacionario se alcanza poco después de manera suave, no afecta a la ejecución de los ensayos *p*CT.

En la misma Figura 2a se presentan también las temperaturas registradas por un termopar instalado sobre la superficie de la célula de carga, la cual mantiene continuidad mecánica con el lado caliente del dispositivo. Puede observarse que, incluso a 500 ºC, la temperatura de la célula de carga no se aparta de la temperatura ambiente, lo que pone de manifiesto el buen funcionamiento del sistema de refrigeración.

La Figura 2b presenta los resultados de la evaluación de la fricción global asociada al desplazamiento de los elementos móviles y deformables del dispositivo *p*CT mejorado a diferentes temperaturas. En todos los casos, la forma de las curvas es similar, con una transición claramente identificable en torno a 0.75 mm de desplazamiento, que separa el régimen de fricción estática, en el que la fuerza aumenta progresivamente con el desplazamiento, del régimen de fricción dinámica o cinética, en el que la carga permanece constante con el desplazamiento. La pendiente intrínseca de la componente de fricción estática, así como las variaciones observadas, está probablemente relacionada con la holgura mecánica progresiva de los acoplamientos, el husillo de bolas, las roscas y otros elementos similares, todos ellos alejados de la zona caliente del dispositivo y, por tanto, con una dependencia mínima respecto de la temperatura. La transición entre la fricción estática y la dinámica requiere la aplicación de una carga máxima para alcanzar la fuerza constante de deslizamiento. De hecho, entre 25 °C y 500 °C, la componente de fricción estática fluctúa entre ~100 N y ~106 N, mientras que la componente de fricción de deslizamiento fluctúa entre ~97 N y ~99 N. Ello indica que la temperatura ejerce un efecto mínimo sobre las características de fricción de los elementos móviles.

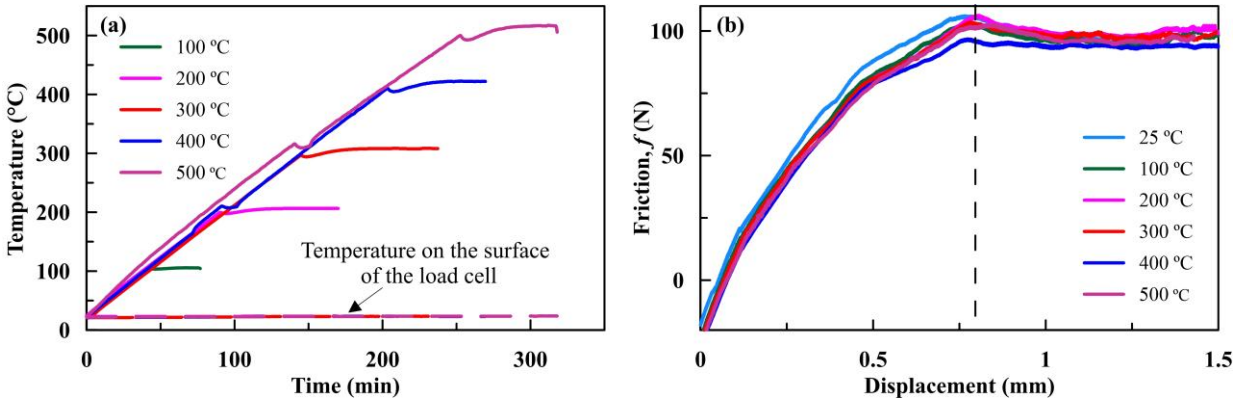


Figura 2. *Izquierda*: curvas temperatura-tiempo registradas en las proximidades del volumen de la probeta dentro del calentador y junto a la célula de carga. *Derecha*: fuerza de fricción global actuante sobre las partes móviles del dispositivo *p*CT mejorado a diferentes temperaturas.

Una visión complementaria de la respuesta mecánica del sistema de ensayo se ilustra mediante el registro completo de carga correspondiente a un ensayo *p*CT, mostrado en la figura 3a. En dicha figura, se compara la curva bruta de carga-desplazamiento de una roca (línea roja) con la curva obtenida con el mismo dispositivo, pero sin probeta de ensayo (línea azul). De acuerdo con las consideraciones anteriores, la curva completa puede dividirse en tres regiones. En la primera (I), la carga aumenta progresivamente con el desplazamiento, lo que corresponde a la componente de fricción estática. En la segunda (II), la curva de carga-desplazamiento presenta una meseta prácticamente horizontal, asociada a la fricción dinámica. En la tercera región (III) comienza la carga efectiva de la probeta. De hecho, durante las etapas I y II, la ranura principal de la probeta *p*CT aún no ha entrado en contacto con las mordazas de tracción y, por tanto, la probeta no está sometida a carga de tracción. Sin embargo, en la etapa III la ranura entra en interacción con las mordazas de tracción, y es en ese momento cuando la probeta comienza a experimentar la carga de tracción. Por consiguiente, para obtener la curva real de carga-desplazamiento de la probeta, los datos brutos deben corregirse mediante la siguiente ecuación 3:

$$F_{true} = F_{raw} - f(\mathrm{T}) \tag{3}$$

donde F_{true} s la carga de tracción real aplicada a la probeta *p*CT; F_{raw} es la carga bruta registrada por el sistema de adquisición de datos; y f(T) es la corrección de fricción dinámica del sistema de ensayo dependiente de la temperatura.

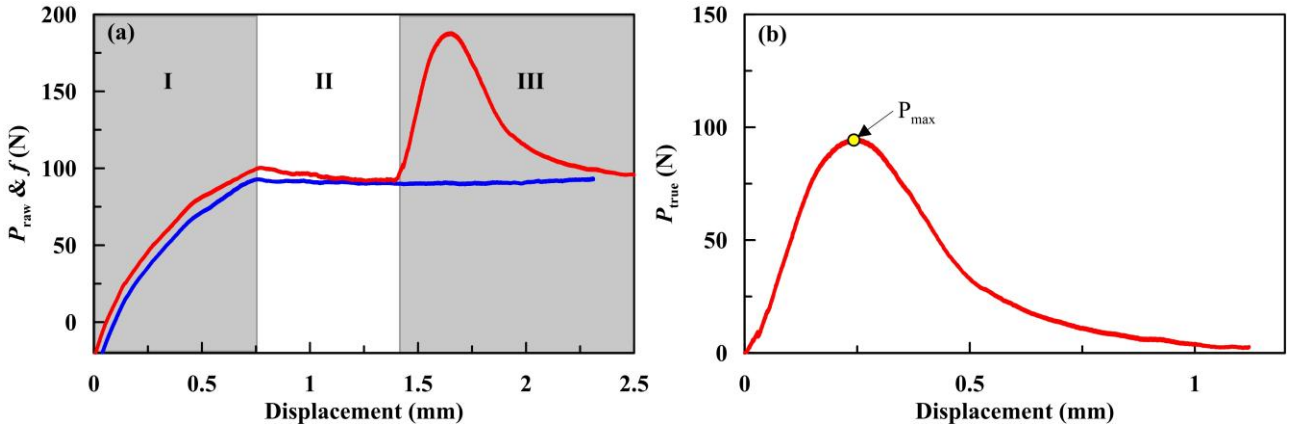


Figura 3. Resultados de un ensayo *p*CT completo: (a) comparación entre las cargas y desplazamientos brutos registrados en un ensayo sin probeta de roca (línea azul) y en un ensayo con probeta de roca (línea roja) a 400 °C; (b) curva de carga-desplazamiento corregida y carga máxima (P_{max}) correspondiente a la figura 3a, que ilustran los valores reales de ambas magnitudes actuando sobre la probeta ensayada. *Nota:* Las regiones I, II y III de la figura 3a corresponden, respectivamente, a fricción estática, fricción dinámica y ensayo efectivo de la probeta.

Tras aplicar la corrección por fricción, la respuesta real a tracción de la probeta *p*CT puede identificarse con claridad, y la carga máxima Pmax puede determinarse con precisión. Esta carga máxima corregida se empleó en todos los cálculos posteriores de la tenacidad a la fractura en modo I. A modo de ejemplo, la curva real de carga-desplazamiento correspondiente al experimento ilustrado en la figura 3a se presenta en la figura 3b.

3.2. CONTRASTE DEL DISPOSITIVO

La Tabla 1 compara los valores medios de K_{IC} de las tres rocas ensayadas, lo que confirma la validez del nuevo sistema.Puede observarse que, para las tres rocas consideradas, los valores de tenacidad a la fractura obtenidos con ambos dispositivos muestran una muy buena concordancia. Ello indica que la incorporación de los elementos de calentamiento, la camisa de refrigeración y el cambio en la orientación de las mordazas de carga no afectan de manera significativa a los resultados, lo que proporciona una base sólida para evaluar los efectos de la temperatura.

Tabla 1. Comparación de los valores medios de tenacidad a la fractura obtenidos con el dispositivo *p*CT mejorado ($K_{IC,enhanced}$) y con el dispositivo *p*CT original ($K_{IC,original}$).
Nota: El número de ensayos válidos se indica entre paréntesis.

Test material	$K_{Ic,enhanced}$ **(MPa·m $^{1/2}$)**	$K_{Ic,original}$ **(MPa·m$^{1/2}$)**	**Source**
Granite	1.17 (4)	1.09 (5)	Pérez-Rey *et al.* (2023)
Sandstone	0.13 (3)	0.10 (8)	Muñoz-Ibáñez *et al.* (2020)
Limestone	1.02 (4)	1.02 (5)	Li *et al.* (2026)

3.3. RESULTADOS EN CONDICIONES ISOTÉRMICAS DE ALTA TEMPERATURA

El dispositivo *p*CT mejorado para alta temperatura se ha utilizado para analizar el comportamiento de una muestra de caliza (Crema Palancar) cuando se expone a condiciones isotérmicas de alta temperatura (Li *et al.*, 2026). Se trata de una roca microcristalina a bioclástica, compuesta principalmente por calcita, con presencia minoritaria de dolomita y algunos filosilicatos dispersos. Los resultados de 13 ensayos se resumen en la figura 4, donde se presentan tanto las curvas reales de carga-desplazamiento (Fig. 4a) como los valores calculados de tenacidad a la fractura en modo I (Fig. 4b).

Con independencia de la temperatura, las curvas de carga-desplazamiento de todas las probetas ensayadas muestran una respuesta característica de fractura frágil, aunque las magnitudes de la carga máxima (P_{max}) y del desplazamiento en rotura (d_{fail}) varían significativamente con la temperatura. A 25 y 100 °C, las probetas fracturaron bajo cargas relativamente bajas y con desplazamientos pequeños. Ello sugiere una capacidad limitada de almacenamiento de energía elástica antes del crecimiento inestable de la grieta. A 200 y 300 °C, tanto P_{max} como d_{fail} aumentan, lo que indica que, a estas temperaturas, la caliza presenta una mayor resistencia al inicio y a la propagación de grietas. Para esta roca, el mayor valor de P_{max} se ha observado a 400 °C, temperatura a la que la probeta también alcanzó el mayor valor de d_{fail}. Sin embargo, a 500 °C tanto P_{max} como dfail disminuyeron nuevamente, lo que pone de manifiesto una reducción de la resistencia a la fractura.

Tendencias similares pueden observarse en la distribución de K_{IC} en función de la temperatura mostrada en la figura 4b. En comparación con los datos obtenidos a temperatura ambiente, K_{IC} disminuye primero ligeramente en el intervalo de bajas temperaturas, observándose el mínimo en torno a 100 °C, y posteriormente aumenta de manera progresiva entre ~100 y ~300–400 °C, intervalo en el que se registran los valores máximos de K_{IC}. A continuación, vuelve a disminuir en torno a 500 °C. Por tanto, la dependencia de K_{IC} con la temperatura en la caliza estudiada no puede describirse mediante un modelo monótono simple, ya sea creciente o decreciente, lo que sugiere que varios mecanismos termo-mecánicos en competencia pueden influir en la forma en que se producen el inicio y la propagación de grietas en esta roca a diferentes temperaturas elevadas. Por ejemplo, como hipótesis preliminar, la reducción de K_{IC} a temperaturas relativamente bajas (< 100 ºC) podría estar asociada al inicio de daño local inducido térmicamente. Incluso un calentamiento moderado puede generar esfuerzos diferenciales en la roca rica en calcita a lo largo de los bordes de grano, debido al marcado carácter anisótropo de la expansión térmica de este mineral, dando lugar a concentraciones de tensiones favorables para la iniciación de microgrietas.

Por otra parte, Moghrabi *et al.* (2025) han documentado un aumento progresivo de la resistencia a compresión simple y de la resistencia a tracción en una muestra de caliza ensayada hasta ~450 ºC, temperatura a la cual dichos valores alcanzaron un máximo. Por encima de ese umbral, ambas propiedades experimentaron una reducción significativa. Resulta interesante señalar que, aunque las rocas ensayadas son diferentes, si bien pertenecen a la misma litología, el umbral de incremento resistente identificado por dichos autores coincide con nuestras observaciones relativas al aumento de K_{IC} por encima de ~100 ºC y hasta ~400 ºC. Ello podría sugerir que, en las calizas, los mecanismos de refuerzo activados térmicamente a temperaturas intermedias pueden superar temporalmente al daño inducido por la temperatura, mientras que

un calentamiento adicional termina favoreciendo la acumulación de microgrietas, la degradación a escala cristalina y la consiguiente reducción de la resistencia y de la tenacidad. No obstante, debe subrayarse que el estudio de Moghrabi *et al.* (2025) se basa en ensayos realizados sobre probetas sometidas a tratamiento térmico previo, y no bajo condiciones verdaderamente isotérmicas de alta temperatura como las consideradas en el presente trabajo. Además, las variaciones en la composición química, la asociación mineralógica, el tamaño de grano, la estructura porosa, la velocidad de calentamiento, la cementación y otros factores pueden afectar a la respuesta termo-mecánica de la caliza. En consecuencia, la similitud en la temperatura umbral debe interpretarse como una referencia cualitativa, y no como una correspondencia cuantitativa estricta. Sin embargo, otros dos trabajos experimentales sobre ensayos a alta temperatura en calizas también respaldan la idea de que K_{IC} puede aumentar dentro del intervalo de temperaturas bajas a intermedias. Por ejemplo, Al-Shayea *et al.* (2000) investigaron la tenacidad a la fractura en modo I de una caliza a temperatura elevada y bajo presión de confinamiento. Estos autores observaron que el valor de K_{IC} a 116 °C, la temperatura máxima considerada en su estudio, era aproximadamente un 25 % superior al registrado a temperatura ambiente. De manera similar, Justo y Castro (2021) estudiaron el comportamiento a la fractura de cuatro rocas, entre ellas la caliza de Moleano, hasta 250 ºC. Sus resultados mostraron que la temperatura afecta de forma significativa a la tenacidad a la fractura y a otras propiedades mecánicas.

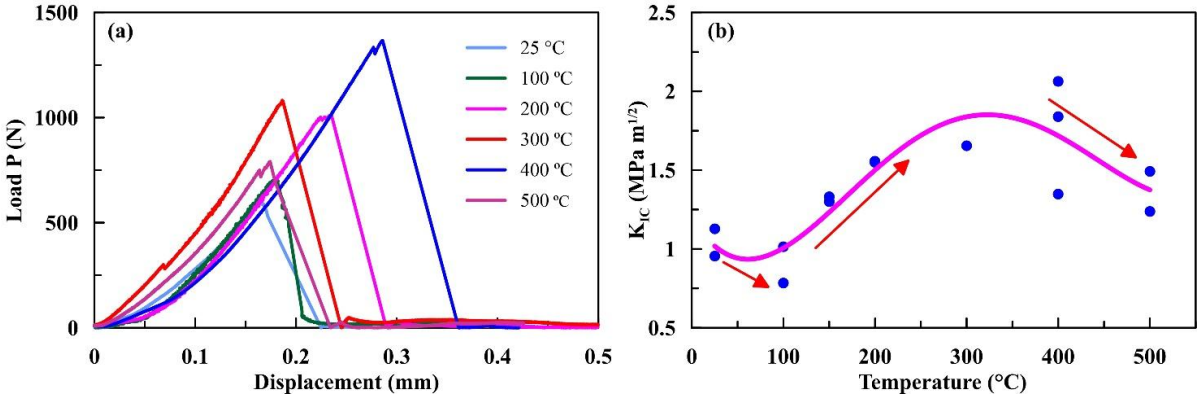


Figura 4. Resultados de los ensayos *p*CT isotérmicos a alta temperatura realizados sobre varias probetas de la caliza Crema Palancar, ensayadas entre temperatura ambiente y 500 ºC. (a) Curvas reales de carga-desplazamiento seleccionadas para las temperaturas indicadas; (b) valores calculados de K_{IC} a diferentes temperaturas.

La evaluación anterior pone de manifiesto las dificultades inherentes a la comparación directa de resultados experimentales termo-mecánicos, muchos de los cuales se basan en enfoques no comparables, por ejemplo, tratamiento térmico previo frente a ensayo isotérmico, lo que limita seriamente nuestra capacidad para elaborar modelos termo-mecánicos sólidos. Asimismo, subraya la necesidad de ampliar la base de datos experimental de ensayos mecánicos realizados bajo condiciones isotérmicas de alta temperatura. Esto resulta especialmente relevante cuando la caracterización de la tenacidad a la fractura debe proporcionar información precisa sobre las condiciones in situ para determinadas aplicaciones de ingeniería del subsuelo.

En conjunto, nuestros resultados muestran que el sistema *p*CT mejorado no solo es capaz de medir K_{IC} a temperatura ambiente, sino también en condiciones de temperatura elevada. La combinación de un control térmico estable, una protección eficaz de los sensores, una interferencia friccional limitada y una adquisición sincronizada de datos convierte al dispositivo en una plataforma robusta para el estudio sistemático de la fractura de rocas bajo condiciones termo-mecánicas acopladas.

4. CONCLUSIONES

En este estudio se presenta un dispositivo *p*CT mejorado para ensayos a alta temperatura, útil para determinar la tenacidad a la fractura en modo I (K_{IC}) bajo condiciones isotérmicas controladas. A partir de los resultados obtenidos en su calibración, validación y aplicación a un tipo particular de roca (una caliza), las principales conclusiones son las siguientes:

- El sistema de control de temperatura proporciona un calentamiento estable y reproducible hasta, al menos, 500 °C, mientras que la camisa de refrigeración y el enfriador industrial protegen eficazmente los elementos electrónicos críticos frente a perturbaciones térmicas. Los resultados de la calibración muestran que la temperatura en la superficie de la célula de carga se mantiene próxima a la temperatura ambiente incluso cuando la cámara de la probeta se calienta a alta temperatura.

- La fricción introducida por el sistema de carga modificado sigue un patrón consistente y reproducible, con una ligera dependencia respecto de la temperatura. En consecuencia, los datos brutos de carga registrados durante cada ensayo particular deben corregirse mediante la sustracción de una componente de fricción global, lo que permite determinar la curva real de carga de la probeta *p*CT e identificar la carga máxima efectiva para el cálculo de K_{IC}.
- La validación a temperatura ambiente demuestra que el dispositivo mejorado proporciona valores de K_{IC} en buena concordancia con los obtenidos mediante el sistema original utilizado como referencia. Esto confirma que la modificación para alta temperatura preserva la base de mecánica de la fractura del método *p*CT original.
- Los ensayos isotérmicos a alta temperatura realizados sobre probetas de caliza revelan una clara dependencia del comportamiento a la fractura con la temperatura. Tanto la curva de carga-desplazamiento como K_{IC} muestran una tendencia no monótona con la temperatura: una ligera disminución a bajas temperaturas, un incremento hasta un máximo a temperaturas intermedias y una disminución posterior a la temperatura más alta ensayada. Este comportamiento sugiere que el daño inducido térmicamente y los mecanismos de refuerzo asociados a la temperatura compiten durante la propagación de grietas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por el proyecto PID2021-126419NB-I00 (FEDER), financiado por MCIN/AEI/10.13039/501100011033 y por el FEDER, Una manera de hacer Europa. A.M.I. agradece el apoyo recibido del programa de investigación e innovación Horizon Europe de la Unión Europea, en el marco del acuerdo de subvención Marie Skłodowska-Curie n.º 101106038. Y.L. agradece asimismo el apoyo financiero del China Scholarship Council (n.º 202206560006).

REFERENCIAS

Al-Shayea NA, Khan K, y Abduljauwad SN (2000). Effects of confining pressure and temperature on mixed-mode (I-II) fracture toughness of a limestone rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 37*, 629–643.

Justo J, y Castro J (2021). Mechanical properties of 4 rocks at different temperatures and fracture assessment using the strain energy density criterion. *Geomechanics for Energy and the Environment 25*, 100212.

Li Y, Herbón-Penabad M, Muñoz-Ibáñez A, Alejano LR, Alvarellos-Iglesias J, Canal-Vila J, Segura-Serra JM y Delgado-Martin J (2026). Effects of confining pressure on mode I fracture toughness considering jacketed and unjacketed conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering 59*, 1393–1403.

Moghrabi R, Török Á, y Vásárhelyi B (2025). Comparative study of physical and mechanical properties of limestone and sandstone at varying temperature condition. *Rock Mechanics Letters 2*, 189–194.

Muñoz-Ibáñez A, Delgado-Martín J, Costas M, Rabuñal-Dopico J, Alvarellos-Iglesias J, y Canal-Vila J (2020). Pure mode I fracture toughness determination in rocks using a pseudo-compact tension (*p*CT) test approach. *Rock Mechanics and Rock Engineering 53*, 3267–3285.

Pérez-Rey I, Muñoz-Ibáñez A, González-Fernández MA, Muñiz-Menéndez M, Herbón-Penabad M, Estévez-Ventosa X, Delgado-Martin J y Alejano LR (2023). Size effects on the tensile strength and fracture toughness of granitic rock in different tests. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 15*, 2179–2192.

Tomás R, Benavente D, Martínez V, y Garrido ME (2025). How do high temperatures affect rock properties? A comprehensive review of experimental thermal effects and underlying mechanisms. *Engineering Geology 357, 108323*.

Wang C, Meng Q, Lv S, Xiao L, Shen T, y Luo L (2025). Research on the fracture characteristics and thermal-damage mechanisms of coral reef limestone after high-temperature treatment. *Marine Georesources and Geotechnology* , 1–19.

Zhao Z, Wang J, Zhao Y, Wang S, Zhou L, y Chen J (2026). Experimental and numerical simulations on coupled thermal-hydraulic-mechanical processes in fractured rocks. *International Journal of Heat and Mass Transfer 254, 127662*.

Zhou Q, Zhu Z, Zhang R, Fan Z, Nie X, Gao W, Li C, Wang J y Ren L (2024). Rock fracture initiation under deep extreme in situ conditions: A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 16*, 5297–5324.

Zhu Z Tian H, Jiang G, y Cheng W (2018). Effects of high temperature on the mechanical properties of chinese marble. *Rock Mechanics and Rock Engineering 51*, 1937–1942.

CARACTERIZACIÓN DE LA RUGOSIDAD EN JUNTAS DE ROCA A TRAVÉS DE LOS DESCRIPTORES DE LA TRANSFORMADA DISCRETA DE FOURIER

María Laura MONSALVE[(1)*], José GUTIÉRREZ-CH[(1)] y Salvador SENENT[(1)]

[(1)] Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
*marialaura.monsalve@alumnos.upm.es

RESUMEN

La rugosidad de juntas en roca influye de manera decisiva en la resistencia al corte de las discontinuidades de macizos rocosos. Tradicionalmente se ha caracterizado mediante el coeficiente de rugosidad JRC (Joint Roughness Coefficient), propuesto por Barton y Choubey (1977), el cual ha sido el modelo de referencia más empleado para establecer, a través de una comparación visual, la rugosidad de una junta en roca. Sin embargo, en los últimos años, diversos investigadores han buscado enfoques cuantitativos, empleando parámetros estadísticos, métodos fractales y técnicas de caracterización direccional, entre otros. Entre estos avances, los métodos funcionales permiten asociar la rugosidad con objetos matemáticos y analizar los perfiles de superficie como procesos aleatorios, interpretados como señales discretas dentro de un dominio finito y estudiados mediante la Transformada Discreta de Fourier (TDF). Esta investigación propone caracterizar la rugosidad de una junta inducida en el laboratorio en una muestra de caliza, empleando la TDF y sus descriptores asociados. En primer lugar, a partir del espectro de magnitud obtenido, se generan espectros complejos con ángulos de fase aleatorios. Posteriormente, con estos nuevos espectros, que conservan la magnitud para respetar la firma espectral de la superficie original y modifican la fase para aportar diversidad, se reconstruyen diferentes superficies sintéticas, rompiendo la correlación espacial.

ABSTRACT

The roughness of rock joints plays a decisive role in the shear strength of rock masses. Traditionally, it has been characterized by the Joint Roughness Coefficient (JRC), proposed by Barton and Choubey (1977), which has been the most widely used reference model for visually assessing the roughness of a rock joint. However, in recent years, several researchers have sought quantitative approaches, employing statistical parameters, fractal methods, and directional characterization techniques, among others. Within these advances, functional methods allow roughness to be associated with mathematical objects and enable surface profiles to be analyzed as random processes, interpreted as discrete signals within a finite domain and studied through the Discrete Fourier Transform (DFT). This study proposes the characterization of the roughness of a laboratory-induced joint in a limestone sample using the DFT and its associated descriptors. First, from the obtained magnitude spectrum, complex spectra with random phase angles are generated. Subsequently, these new spectra—preserving the magnitude to retain the spectral signature of the original surface while modifying the phase to introduce variability—are used to reconstruct different synthetic surfaces, thereby breaking the original spatial correlation.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Transformada discreta de Fourier (Discrete Fourier transform), Rugosidad (Roughness), Juntas de roca (Rock joints).*

1. INTRODUCCIÓN

Desde hace décadas, la caracterización de la rugosidad ha sido un tema de gran interés en el campo de la mecánica de rocas. Esto se debe a que posee un papel preponderante en el mecanismo de fallo y en la resistencia al corte de las discontinuidades presentes en los macizos rocosos. Barton (1973) propuso un criterio de rotura basado en la observación experimental de la rugosidad en fracturas inducidas artificialmente. Dentro de los factores más destacados de este criterio de rotura, se encuentra el coeficiente de rugosidad "*Joint Roughness Coefficient*" (JRC), el cual fue analizado más en detalle por Barton y Choubey (1977). Estos autores establecieron diez perfiles de rugosidad, de tal forma que el valor de JRC para una junta específica se determina mediante una comparación visual con los diez perfiles propuestos.

Dado el carácter apreciativo de los perfiles estandarizados de JRC, diversos investigadores han tratado de caracterizar la rugosidad de manera más cuantitativa empleando para ello diferentes enfoques. De este modo, Tse y Cruden (1979) propusieron una caracterización numérica basada en parámetros estadísticos, identificando que el valor cuadrático medio de la primera derivada del perfil (Z_2) mostraba una estrecha correlación con el JRC, proponiendo una correlación JRC-Z_2 para un intervalo de muestreo específico. Con los avances de la tecnología de escaneo láser, Tatone y Grasselli (2009, 2010) propusieron una metodología para estimar la rugosidad en perfiles y superficies, correlacionando también Z_2 y el JRC.

Otros investigadores han considerado las superficies de rugosidad como señales discretas, a las que se les puede aplicar teorías matemáticas como la Transformada Discreta de Fourier (TDF). Dentro de los precursores en este ámbito, se encuentran Ehrlich y Weingber (1970) y Meloy (1977) quienes emplearon la TDF para representar el contorno de un grano como una señal discreta en el espacio y reconstruir su forma según la discretización y la respuesta espectral. Mollon y Zhao (2014) utilizan la TDF para recrear la forma de partículas en 2D y 3D, analizando su espectro de frecuencias a través de los Descriptores de Fourier. Mollon (2015) emplea este mismo marco metodológico para construir la superficie rugosa de una junta en tres dimensiones a partir de amplitudes y frecuencia dadas. En el mismo contexto, García *et al*. (2020) digitalizaron la superficie de una junta de roca utilizando la técnica *Structure from Motion* (SfM), para posteriormente caracterizar su rugosidad mediante un análisis frecuencial con la TDF. Más recientemente, Zhou y Liu (2023) utilizaron la TDF para generar un modelo formado por una red de fracturas discretas sintéticas que comparten el mismo espectro estadístico de las juntas naturales tomadas en campo. En este último año, Dong *et al*. (2026a) han propuesto un enfoque multiescala en el dominio de la frecuencia, basado en la Densidad Espectral de Potencia (PSD, por sus siglas en inglés) y en propiedades fractales derivadas de la PSD, para simular morfologías naturales de juntas rocosas. Mientras, en Dong *et al*. (2026b) presentan un nuevo método de estimación de la rugosidad tridimensional que incorpora tres elementos clave: la heterogeneidad espacial en la distribución de asperidades; la dispersión espacial de las zonas potenciales de contacto; y la información del dominio de la frecuencia. En función de estos componentes, se desarrollan tres categorías de parámetros y se proponen modelos de estimación de JRC.

La caracterización tradicional de la rugosidad ha mostrado limitaciones por su dependencia direccional y la pérdida de información a diferentes escalas. Estas restricciones dificultan establecer correlaciones entre la geometría de la junta y la resistencia al corte. En contraste, los enfoques espectrales permiten descomponer la rugosidad en componentes de frecuencia, abarcando las diferentes escalas de rugosidad y pudiendo mejorar dichas correlaciones. Debido a esto, esta investigación analiza la rugosidad de una junta de caliza mediante la Transformada Discreta de Fourier (TDF) y sus descriptores asociados. Para ello, se aplica la TDF 2D a una nube de puntos digitalizada de una muestra de caliza, generando superficies sintéticas mediante el método de Mollon (2015) y la Transformada Inversa de Fourier (TIF 2D). Esta estrategia busca garantizar que las superficies sintéticas generadas preserven las características espectrales globales de la superficie original, al tiempo que rompe la correlación espacial inicial y se introduce la variabilidad necesaria para simular múltiples realizaciones de rugosidad. De este modo, se facilita la generación de diversas superficies sintéticas partiendo de juntas naturales, lo que constituye una herramienta que permite analizar la manera en que la geometría condiciona la resistencia al corte en distintas orientaciones, aportando una base más robusta que la caracterización tradicional.

2. METODOLOGÍA

Se presenta una metodología aplicada a una junta inducida de roca, obtenida a partir de un bloque extraído de una cantera. Las superficies rugosas se digitalizan mediante escaneo 3D, asegurando datos representativos para el análisis espectral.

2.1. DIGITALIZACIÓN DE UNA SUPERFICIE RUGOSA DE ROCA CALIZA

Para generar una junta rugosa sobre una roca, se emplea un bloque de roca caliza sobre el cual se predefinió un plano medio. Luego, se debilitó dicho plano mecánicamente mediante esmerilado para inducir una línea de fractura. Posteriormente, se aplicaron impactos controlados con martillo y cincel sobre dicho plano, generándose la rotura a lo largo de la zona preformada, obteniendo así la junta de roca (ver la Figura 1).

Se escogió uno de los dos sub-bloques generados, cuyas dimensiones son 22.6 centímetros (cm) de largo, 19.8 cm de ancho y altura de 7.5 cm (cara derecha) y 7.0 cm (cara izquierda). El escaneo digital de la superficie se realizó mediante la técnica de caracterización tridimensional *Structure from Motion* (SfM), siguiendo el procedimiento descrito por García *et al*. (2020), ver la Figura 1. Para ello, se empleó una cámara Nikon estándar modelo D5200, ubicada en un punto fijo. El bloque se colocó sobre una plataforma giratoria equipada con 36 puntos de referencia con coordenadas definidas, y se rotó en sentido horario cada 10°, capturando una serie de 36 fotografías para cada altura considerada. Se establecieron dos configuraciones de altura de la cámara (136.5 cm y 120 cm) para garantizar la cobertura completa de la superficie rugosa. Las imágenes fueron procesadas en el programa *Agisoft Metashape* (Agisoft Metashape, 2021) para generar una nube de puntos tridimensional con coordenadas (x, y, z). Posteriormente, las coordenadas se importaron en *Python* se centraron e interpolaron para construir una malla regular de la superficie rugosa tridimensional, la cual fue recortada en los bordes para eliminar las zonas planas inducidas por el esmerilado. La Figura 1, ilustra la secuencia metodológica empleada para la digitalización de la superficie rugosa de caliza.

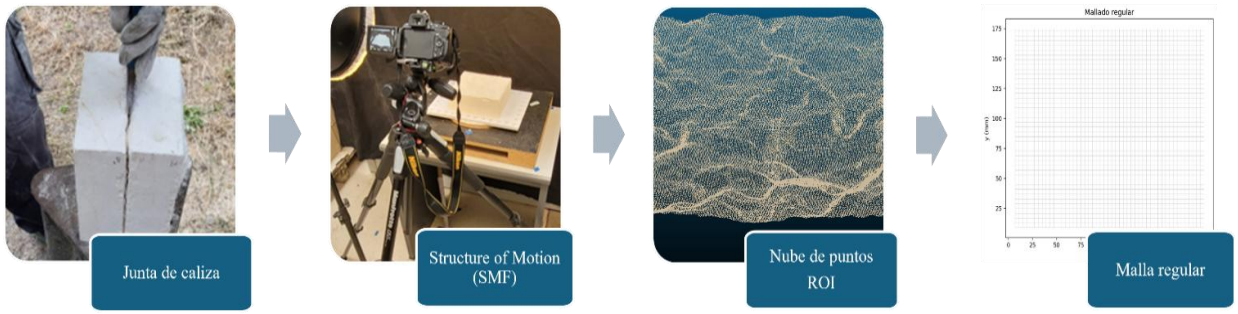


Figura 1. Secuencia metodológica para la digitalización de la superficie rugosa.

2.2. VALIDACIÓN DE LA NUBE DE PUNTOS GENERADA

Para validar la adquisición y el procesamiento de los datos derivados de la digitalización de la superficie, se obtuvieron dos perfiles de la superficie rugosa de caliza mediante el Peine de Barton. El primero corresponde a la dirección paralela a la cara B'-B', registrado a 8 cm del borde frontal de la muestra, mientras que el segundo perfil se obtuvo en dirección perpendicular a la misma cara, a 9.6 cm del borde derecho (ver la Figura 2). Seguidamente, el perfil paralelo a la línea B'-B', obtenido mediante el Peine de Barton, fue colocado sobre papel milimétrico y fotografiado para su posterior digitalización en el programa AutoCAD, donde se extrajeron las coordenadas (x, z). El mismo procedimiento se aplicó al perfil perpendicular a B'-B'. Posteriormente, se emplearon las distancias físicas registradas para ambos perfiles para ubicarlas sobre la malla de la superficie digital generada, a partir de la cual se extrajeron los perfiles en ambas direcciones. Estos perfiles, obtenidos de la superficie digital, se comparan con los obtenidos mediante el Peine de Barton de la muestra de roca. Los resultados de esta comparación se muestran en el Apdo. 3.

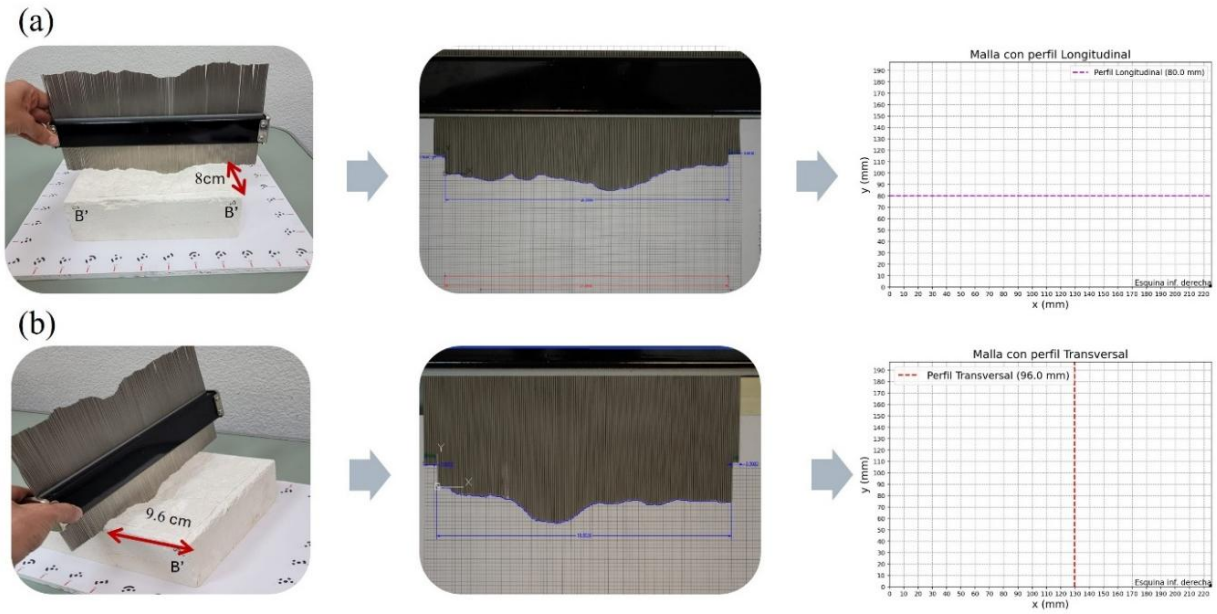


Figura 2. Secuencia metodológica para obtener los perfiles de la superficie rugosa:
(a) perfil longitudinal (b) perfil transversal.

2.3. ANÁLISIS FRECUENCIAL Y GENERACIÓN DE SUPERFICIES SINTÉTICAS

Una señal discreta puede entenderse como una secuencia de números o muestras definidas sobre un dominio discreto de tiempo o espacio. En este contexto, el perfil de rugosidad de una junta se representa gráficamente mediante una polilínea compuesta por N pares de valores (x, z) en un dominio espacial definido. Esta representación permite tratar el perfil como una señal discreta $f[x]$, a la cual se le puede aplicar la Transformada Discreta de Fourier (TDF). A partir de la señal en el dominio espacial $f[x]$, se obtiene su correspondiente representación en el dominio de la frecuencia $F[k_x]$ mediante la Ecuación 1, que expresa la TDF unidimensional en su forma compleja:

$$F[k_x] = \sum_{x=0}^{N-1} f[x] * e^{-i*\frac{2\pi}{N}*k_x*x} \quad (1)$$

Donde $F[k_x]$ representa la amplitud en el dominio de la frecuencia, $f[x]$ la amplitud en el dominio del espacio, N es el número total de puntos discretizados y finalmente i es la unidad imaginaria.

La TDF también puede expresarse en su forma polar unidimensional:

$$F[k_x] = |F[k_x]| * e^{i\theta_{k_x}} \quad (2)$$

Donde se distinguen dos términos de uso común que serán fundamentales en la generación de superficies sintéticas: a) la magnitud del espectro $|F[k_x]| = \sqrt{(Re^2[F(k_x)] + Im^2[F(k_x)])}$, que describe la amplitud de cada componente frecuencial; y b) el ángulo de fase $\theta_{k_x=}tan^{-1}(Im[F(k_x)]/Re[F(k_x)])$, que indica el desfase relativo de dichas componentes.

Es importante señalar que la TDF en una dimensión puede extenderse al caso bidimensional, lo que resulta especialmente útil para datos representados en forma de matrices $f[x, y]$. Asimismo, como toda transformada, la TDF posee una transformada inversa correspondiente, conocida como Transformada Inversa de Fourier (TIF), la cual puede aplicarse tanto en una como en dos dimensiones. Teniendo como base la señal original en el dominio del espacio de la superficie de la muestra de roca, se aplica la Transformada Discreta de Fourier bidimensional (TDF 2D) obteniendo la señal en el dominio de la frecuencia, a la que en lo sucesivo se denominará espectro original, el cual se centra para que la componente DC (valor promedio) quede en el centro de la matriz. A partir de este espectro original se generan superficies sintéticas, siguiendo el método propuesto por Mollon (2015). Este procedimiento utiliza la magnitud del espectro original $| F[k_x, k_y] |$ multiplicado por un ángulo de fase aleatorio φ, con valores distribuidos entre $-\pi$ y π, que varían para cada celda discretizada de la malla $\varphi_{(k_x,k_y)}$. El espectro sintético queda definido, entonces, por la expresión de la TDF en dos dimensiones:

$$F_{\varphi}[k_x, k_y] = | F[k_x, k_y] | \cdot e^{i\varphi_{(k_x,k_y)}} \quad (3)$$

En donde, $F_{\varphi}[k_x, k_y]$ es el espectro modificado, $| F[k_x, k_y] |$ es la magnitud del espectro original y $e^{i\varphi_{(k_x,k_y)}}$ es la fase aleatoria que varía para cada celda discretizada de la malla $\varphi_{(k_x,k_y)}$. Este espectro modificado $F_{\varphi}[k_x, k_y]$ se reconstruye mediante la Transformada Inversa de Fourier bidimensional (TIF 2D), lo que permite obtener la señal en el dominio espacial $f_{\varphi}[x, y]$ y obtener múltiples superficies rugosas distintas a la original con propiedades espectrales equivalentes.

En este trabajo se emplea la notación $f[x, y]$ para representar la señal discreta en el dominio espacial, donde x e y corresponden a los índices de muestreo en cada dirección de la superficie, siendo N_x y N_y el número total de muestras en cada eje. La transformada en el dominio de las frecuencias se denota como $F\ [k_x, k_y]$, donde k_x, k_y corresponden a los índices de frecuencia discreta asociados a cada eje. Cuando se requiere expresar las frecuencias espaciales, se utiliza la relación entre estos índices y los parámetros de muestreo. Así se obtienen las magnitudes f_x, f_y, que representan las frecuencias espaciales en ciclos por unidad de longitud y son las que se emplean en gráficos y descriptores.

En el espectro original y en los espectros aleatorios generados se extrajeron perfiles de frecuencias f_x y f_y, específicamente para $f_x = 0$ y $f_y = 0$, es decir, en la región central del espectro. En el dominio de las frecuencias, los perfiles del espectro magnitud-frecuencia permiten comparar el comportamiento espectral, mostrando la conservación de la magnitud del espectro y la variabilidad introducida por las fases aleatorias en la generación de espectros aleatorios. Cabe señalar que es común representar una sección del espectro bidimensional mediante un perfil, ya que esta simplificación facilita el análisis comparativo y la interpretación estadística de las variaciones espectrales. Estos perfiles de frecuencia están constituidos por coeficientes complejos $F[k_x]$, para $k_x = 0, 1, 2 \ldots N_{x-1}$, que representan las componentes de frecuencia espacial. A cada coeficiente le corresponde una magnitud $D_N = |F[k_x]|$, denominada Descriptor de Fourier y conforma una firma espectral.

A modo de ejemplo, en la Figura 3 se representa un espectro en dirección f_x (perfil $f_y = 0$) como un diagrama de barras. Cada barra corresponde a la magnitud de un coeficiente complejo del perfil de frecuencias o, como se ha indicado, de un Descriptor de Fourier. Estos descriptores, etiquetados en la vista ampliada como $D_1, D_2, D_3 \ldots D_N$, representan frecuencias espaciales crecientes que contribuyen de manera diferenciada a la forma global de la superficie en el dominio espacial. Los descriptores de bajas frecuencias capturan la geometría global, mientras que los de orden superior añaden progresivamente más detalle, de modo que las altas frecuencias concentran los rasgos finos y el ruido de la señal (Nixon y Aguado, 2012).

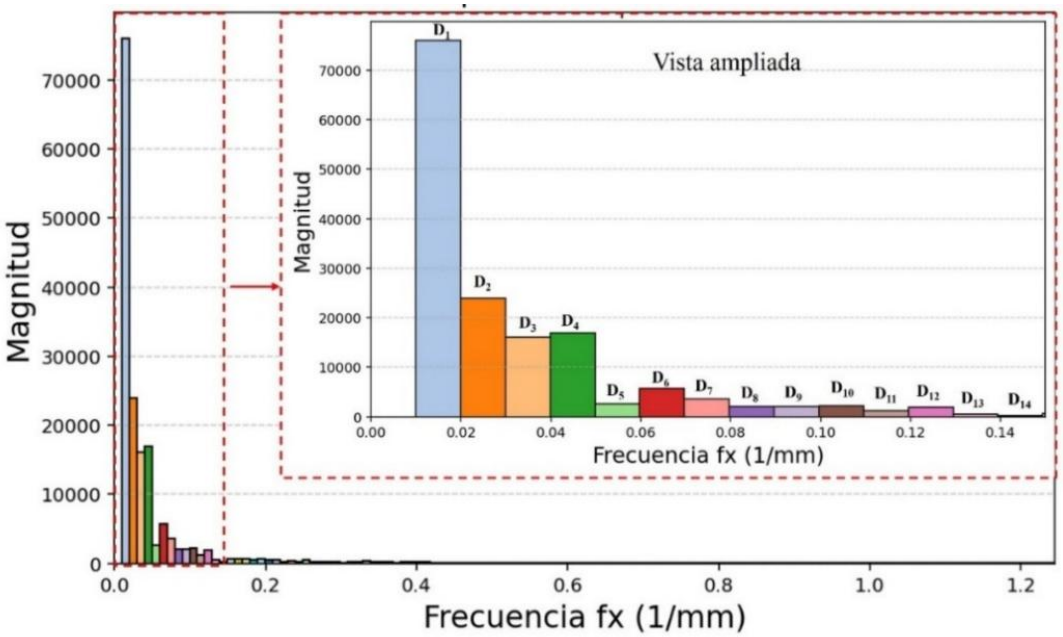


Figura 3. Descriptores de Fourier de la superficie rugosa original en dirección f_x (perfil $f_y = 0$), ubicado en la región central del plano de frecuencias.

3. EJEMPLO DE APLICACIÓN

El procedimiento descrito en el Apdo. 2.1 se aplicó a una junta rugosa de caliza, escaneada mediante SfM con cámara Nikon estándar y procesada en *Agisoft Metashape*, para generar la nube de puntos tridimensional. A partir de la nube recortada se realizó la validación de la misma según se describe en el Apdo. 2.2, extrayendo dos perfiles, un longitudinal y otro transversal, los cuales fueron comparados con los perfiles equivalentes tomados con el Peine de Barton, observando una correspondencia clara entre ambos conjuntos de perfiles. La Figura 4 ilustra la comparación gráfica entre perfiles físicos y digitales.

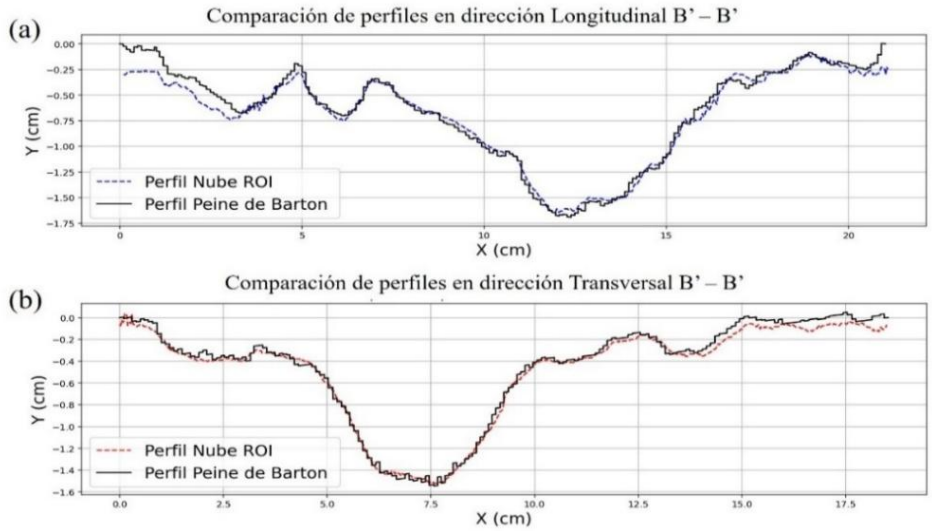


Figura 4. Comparación entre los perfiles obtenidos con el Peine de Barton y los de la nube de puntos: (a) perfil longitudinal; (b) perfil transversal.

Una vez validada la correspondencia entre la caracterización digital y la medición física, se procedió con el análisis espectral. Para ello, la nube fue previamente centrada, restando la media de cada coordenada, y posteriormente interpolada en una malla regular de 100 mm x 100 mm, discretizada cada 0.4 mm en ambas direcciones. A partir de esa malla se implementó una rutina en *Python* que aplicó la Transformada Rápida de Fourier bidimensional (FFT2D), obteniendo el espectro de frecuencias centrado de la muestra original. A partir de este espectro original se extrajeron perfiles de frecuencias en el centro del espectro, para $f_x = 0$ y $f_y = 0$, con el objetivo de analizar el comportamiento espectral de la superficie en esas direcciones. De manera independiente, el espectro original se utilizó como base para generar 50 espectros aleatorios mediante el método descrito en el Apdo. 2.3. Cada uno de ellos fue transformado nuevamente al dominio espacial mediante la Transformada Inversa bidimensional (IFFT2D), dando lugar a 50 superficies sintéticas. Finalmente, de cada espectro aleatorio se extrajeron perfiles centrales $f_x = 0$ y $f_y = 0$, siguiendo el mismo procedimiento aplicado a la superficie original. En estos perfiles, tanto del espectro original como de los aleatorios, la magnitud del espectro se representó como Descriptores de Fourier. Su propósito fue confirmar que las magnitudes espectrales se conservan entre el espectro original y los espectros aleatorios, mientras que las fases introducen la variabilidad en la geometría de las superficies en el dominio espacial.

La Figura 5 resume el procedimiento metodológico aplicado en este estudio. En ella se distinguen claramente las tres etapas principales: (a) captura y digitalización de la superficie original, (b) análisis espectral mediante la Transformada Rápida de Fourier bidimensional (FFT2D), y (c) generación de superficies sintéticas a partir de espectros aleatorios mediante la Transformada Inversa (IFFT2D). Este diagrama de flujo se incluye para facilitar la comprensión del proceso descrito en los apartados 2.1–2.3, mostrando de manera esquemática el proceso desde la muestra física hasta la obtención de superficies sintéticas con propiedades espectrales equivalentes.

4. RESULTADOS

En la Figura 6, se muestra de forma comparativa la superficie original y tres ejemplos de los espectros aleatorios generados (iteración 1, iteración 25, e iteración 30), así como sus correspondientes superficies sintéticas, tras aplicar la metodología descrita en el Apdo. 2.3. De este modo, la señal en el dominio espacial de la caliza constituye el punto de inicio del análisis, a la cual se aplica la Transformada Discreta de Fourier bidimensional (TDF, implementada mediante FFT2D). De este proceso se obtiene el espectro complejo

original conformado por magnitud y ángulo de fase, representados en el eje z en escala logarítmica y radianes, respectivamente.

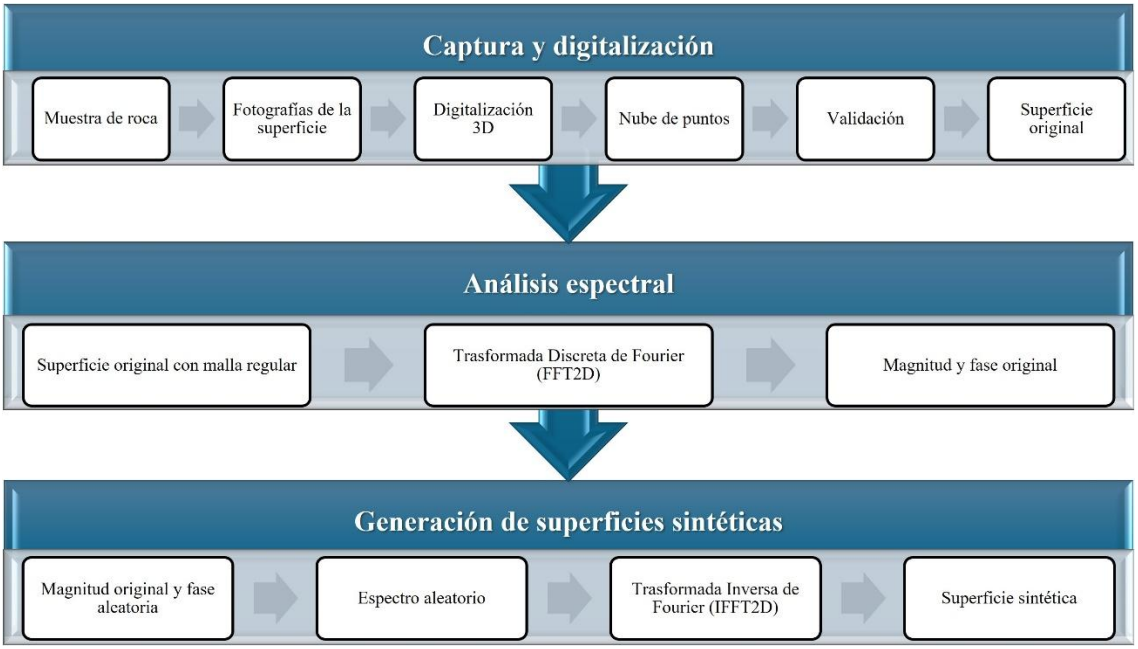


Figura 5. Diagrama de flujo del procedimiento aplicado para la caracterización espectral y la generación de superficies sintéticas.

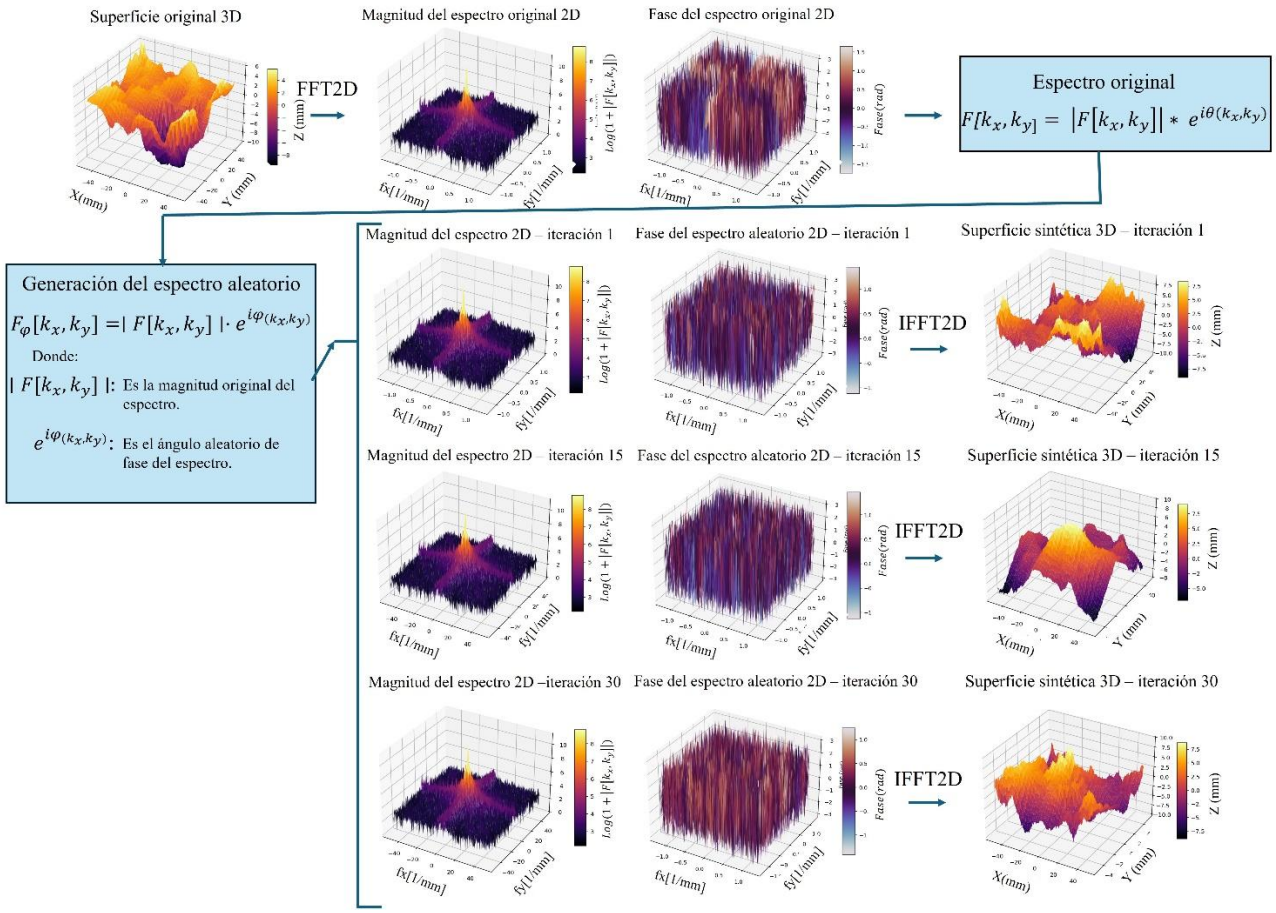


Figura 6. Generación de superficies sintéticas a partir de la señal original en el dominio espacial mediante espectros aleatorios en el dominio de Fourier.

La magnitud del espectro original se emplea como base para generar espectros aleatorios, al multiplicarla por un ángulo de fase aleatorio. En la Figura 6 se aprecia que la magnitud del espectro original se preserva en las cuatro iteraciones, mientras que la fase varía para cada una de ellas. El espectro aleatorio define únicamente

una distribución de amplitudes y fases en el dominio de la frecuencia. Para obtener una señal espacial concreta, es necesario aplicar la Transformada Inversa de Fourier bidimensional (TIF, implementada mediante IFFT2D) a cada espectro aleatorio; de esta forma se obtiene una superficie sintética espectralmente equivalente a la superficie original, aunque geométricamente diferente. La variabilidad del ángulo de fase introducido en el espectro aleatorio se hace evidente al reconstruir la señal en el dominio del espacio mediante la Transformada Inversa de Fourier.

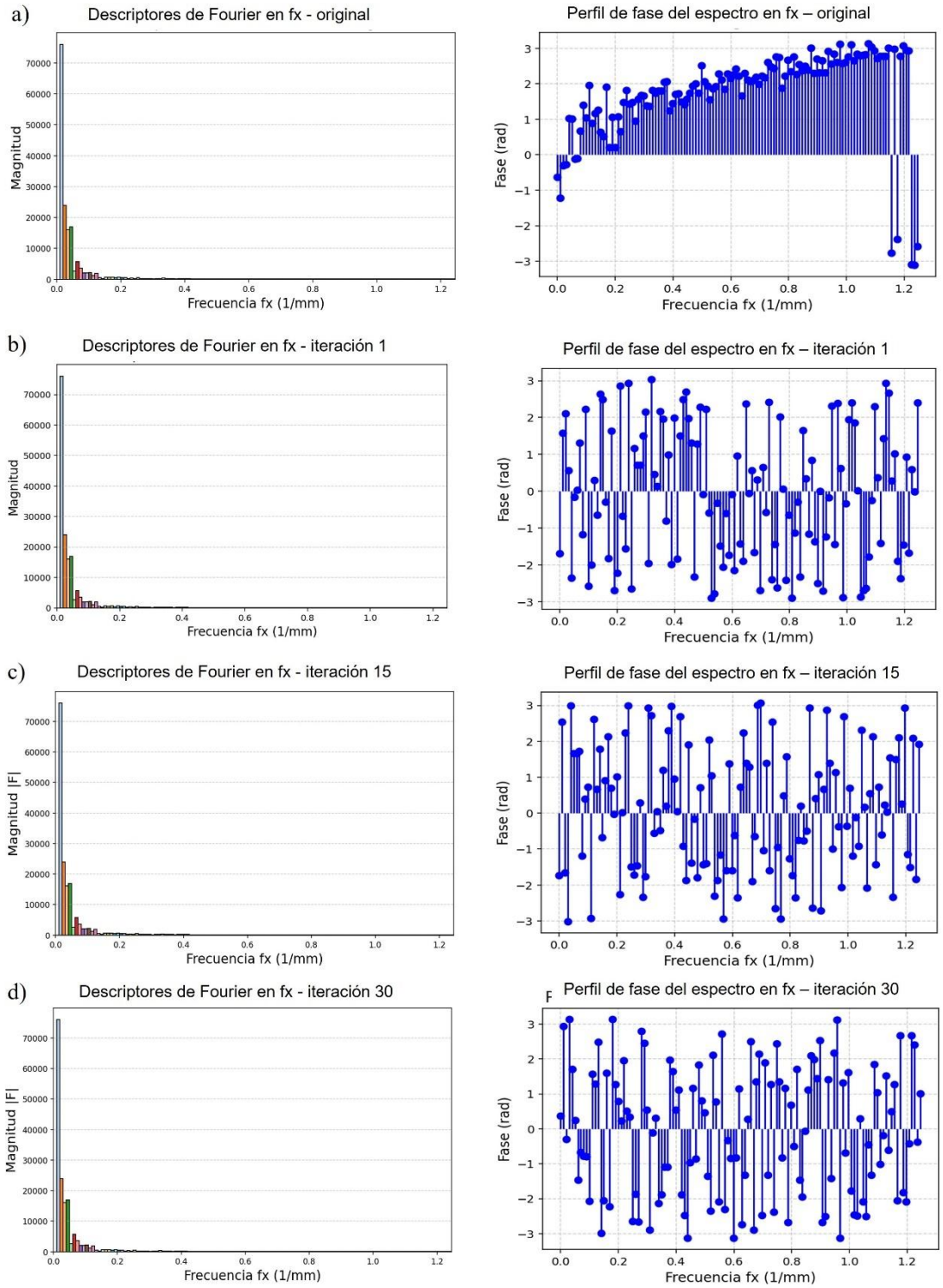


Figura 7. Comparación de los perfiles de frecuencias en dirección f_x (perfil correspondiente a $f_y = 0$, con la señal centrada). Se muestran: a) espectro original, b) iteración 1, c) iteración 15, y d) iteración 30.

La Figura 7 ilustra de modo comparativo la evolución de los Descriptores de Fourier y los perfiles de frecuencias (tanto su magnitud como su fase), obtenidos a partir del espectro original de la caliza y de los espectros sintéticos, en dirección f_x (perfil correspondiente a $f_y = 0$). En dicha figura, cada fila corresponde

a una iteración específica del espectro aleatorio (1, 15 y 30), mostrando de izquierda a derecha: los Descriptores de Fourier y el perfil de fase del espectro (original o espectro aleatorio). En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se observa que la magnitud del espectro se mantiene constante en todas las iteraciones, mientras que la fase varía, evidenciando la influencia de la fase aleatoria en la reconstrucción de las superficies sintéticas. (Notar que, esta misma respuesta se obtuvo para el perfil en dirección f_y).

5. CONCLUSIONES

El análisis frecuencial constituye una herramienta clave para interpretar la rugosidad en términos de sus escalas dominantes. Mediante la Transformada Discreta de Fourier (TDF) es posible identificar las frecuencias características que gobiernan la geometría de la superficie, donde los Descriptores de Fourier actúan como una firma espectral de la rugosidad.

La generación de superficies sintéticas mediante la aplicación del método de Mollon (2015) se llevó a cabo preservando la magnitud del espectro de Fourier de la superficie original, mientras que las fases fueron sustituidas por valores aleatorios. Las superficies sintéticas obtenidas, confirman que este procedimiento permite generar realizaciones con distribuciones espaciales diferentes a la original, manteniendo al mismo tiempo la coherencia espectral. Esto implica que dos superficies con idéntica firma espectral pueden presentar geometrías completamente distintas. El análisis comparativo del espectro de magnitud y de las fases, tanto en dos dimensiones como en perfiles unidimensionales, evidenció que las magnitudes espectrales se conservan entre el espectro original y los espectros aleatorios, mientras que las fases introducen la variabilidad responsable de las diferencias geométricas en el dominio espacial, variabilidad que solo se percibe al reconstruir la señal.

La generación sintética de superficies rugosas constituye una herramienta que permite una representación más completa de las irregularidades que condicionan la resistencia al corte, ya que la distribución espectral de la rugosidad está directamente vinculada con la anisotropía y la capacidad de la junta para movilizar resistencia en diferentes orientaciones de corte.

La metodología descrita ha sido aplicada a una junta inducida artificialmente a partir de un bloque extraído de una cantera. Teniendo en cuenta que la digitalización de la superficie se realizó mediante la técnica *Structure from Motion* (SfM), que parte de un conjunto de fotografías de la muestra, el procedimiento descrito es válido para su aplicación en campo y, por lo tanto, para juntas naturales.

Se considera la respuesta espectral de la caliza como una firma que permite identificar patrones característicos en su distribución de frecuencias, lo que abre la posibilidad a establecer comparaciones con otras litologías y evaluar la capacidad del método de Mollon (2015) para reproducir firmas espectrales específicas de distintos materiales rocosos. Pese a ello, el método muestra un comportamiento prometedor, aunque requiere refinarse y validarse con un mayor número de casos para confirmas su fiabilidad y robustez en aplicaciones comparativas.

AGRADECIMIENTOS

Queremos mostrar nuestro agradecimiento al apoyo proporcionado por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España en el marco del proyecto PID2024-161402OB-I00, mediante el cual se ha financiado parcialmente esta investigación.

REFERENCIAS

Agisoft Metashape. (2021). User Manual Professional Edition. Version 1.7.3

Barton, N. (1973). Review of a new shear – strength criterion for rock joints. *Engineering Geology,* Vol. 7: 287-332.

Barton, N. y Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice**.** *Rock Mechanics*, Vol 10 (1-2).

Dong, F., Wang, S., Matthai, S., Han, B., Zhang, R., Ma, S. (2026). A multiscale simulation method for natural rough rock joint morphologies using frequency domain analysis. *Engineering Geology*, 360: 108473.

Dong, F., Wang, S., Matthai, S., Zhang, R., Hou, Q., Han, B. (2026). A novel method for estimating rock joint roughness considering morphological spatial heterogeneity and shear contact characteristics. *Engineering Geology*, 108736.

Ehrlich, R. y Weingber, B. (1970). An exact method for characterization of grain shape. *Journal of Sedimentary Petrology*, Vol 40 (1): 205-212.

García, R., Senent, S., Jiménez, R. (2020). Characterization of joint roughness using spectral frequencies and photogrammetric techniques**.** *Boletín Geológico y Minero*, Vol. 131 (3): 445-458.

Li, Y. y Zhang, Y. (2015*).* Quantitative estimation of joint roughness coefficient using statistical parameters. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences,* Vol. 77: 27-35.

Meloy, T.P. (1977). Fast Fourier Transforms applied to shape analysis of particle silhouettes to obtain morphological data. *Powder Technology,* Vol. 17: 27-35.

Mollon, G. (2015). A numerical framework for discrete modelling of friction and wear using Voronoi polyhedrons. *Tribology International,* Vol. 90: 343-355.

Mollon, G. y Zhao J. (2014). 3D generation of realistic granular samples based on random fields theory and Fourier shape descriptors. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering,* Vol. 279: 46-65.

Nixon, M.S. y Aguado, A.S. (2012). *Feature Extraction & Image Processing for Computer Vision (3rd ed.).* Academic Press.

Tatone, B. y Grasselli, G. (2009). A method to evaluate the three-dimensional roughness of fracture surfaces in brittle geomaterials. *Review of Scientific Instruments,* Vol. 80: 125110.

Tatone, B. y Grasselli, G. (2010). A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with JRC. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences,* Vol. 47: 1391-1400.

Tse, R. y Cruden, D.M. (1979). Estimating joint roughness coefficients*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts,* Vol. 16 (5): 303-307.

Zhou, J., Liu, F., Fereshtenejad, S., Dai, F., Wei, J., Tang, Y. (2023). Fourier-based generation method of rough discrete fracture network. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 169: 105424.

CARACTERIZACIÓN ESTADÍSTICA Y GEOMÉTRICA DE DISCONTINUIDADES EN MACIZOS ROCOSOS MEDIANTE TÉCNICAS DE TELEDETECCIÓN: AVANCES RECIENTES Y APLICACIONES

Adrián RIQUELME[(1,2)*], Antonio ABELLÁN[(2)], José Luis PASTOR[(1,2)], Roberto TOMÁS[(1,2)] y Miguel CANO[(1,2)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica Superior
Universidad de Alicante (UA)
*ariquelme@ua.es

[(2)] Grupo de investigación INTERES. Ingeniería del Terreno y sus Estructuras
Universidad de Alicante (UA)

RESUMEN

La caracterización de las discontinuidades planas en macizos rocosos es un aspecto esencial en numerosos ámbitos de la ingeniería, como la estabilidad de taludes, el diseño de cimentaciones, presas, túneles y explotaciones mineras, así como en el modelado de redes de fracturas discretas (DFN). Tradicionalmente, esta caracterización se ha basado en levantamientos de campo, pero las limitaciones inherentes a zonas inaccesibles o peligrosas han impulsado el desarrollo de metodologías basadas en teledetección. Actualmente, es posible generar gemelos digitales de alta resolución mediante técnicas como la fotogrametría SfM (Structure from Motion) y el escaneado láser 3D (LiDAR), ya sea terrestre (TLS), aerotransportado mediante RPAS, montado sobre vehículos o incluso mediante sistemas portátiles tipo backpack. Estos modelos permiten extraer información geométrica detallada de las superficies rocosas, abriendo nuevas posibilidades para el análisis estructural. En este contexto, se presentan dos metodologías supervisadas para la identificación de familias de discontinuidades: el Discontinuity Set Extractor (DSE) y el Spherical Density Tool (SDT). Ambas herramientas se basan en el análisis de los vectores normales de las superficies mediante técnicas de estimación de densidad por núcleos (Kernel Density Estimation). El DSE emplea estereogramas rotados en espacios transformados, lo que permite separar la información de los polos del borde del estereograma y reducir el sesgo asociado a la orientación de la nube de puntos. Por su parte, el SDT introduce un enfoque innovador al prescindir completamente de proyecciones estereográficas, evitando distorsiones en orientaciones subverticales y eliminando el efecto borde, lo que mejora la precisión en la identificación de conjuntos estructurales. Estas metodologías permiten una caracterización estadística robusta y reproducible de las discontinuidades, facilitando su integración en modelos geomecánicos y en simulaciones numéricas. Además, su aplicación no se limita a contextos académicos, sino que ofrece soluciones prácticas para proyectos de ingeniería civil, minería y gestión de riesgos geológicos.El artículo aborda los fundamentos teóricos de estas técnicas, sus ventajas frente a métodos convencionales y ejemplos de aplicación en distintos entornos geotécnicos, destacando su potencial para transformar la forma en que se analiza la estructura interna de los macizos rocosos.

ABSTRACT

The characterization of planar discontinuities in rock masses is essential in various engineering applications, including slope stability analysis, foundation and dam design, tunneling, mining operations, and discrete fracture network (DFN) modeling. Traditionally, this characterization has relied on field surveys, but the limitations associated with inaccessible or hazardous areas have driven the development of remote-sensing-based approaches. High-resolution digital twins can now be generated using techniques such as Structure-from-Motion photogrammetry (SfM) and 3D laser scanning (LiDAR), whether terrestrial (TLS), UAV-based, vehicle-mounted, or even captured with portable backpack systems. These models enable the extraction of detailed geometric information from rock surfaces, opening new possibilities for structural analysis. In this context, two supervised methodologies for identifying discontinuity sets are presented: the Discontinuity Set Extractor (DSE) and the Spherical Density Tool (SDT). Both tools rely on analyzing surface normal vectors using kernel density estimation techniques. The DSE employs rotated stereonets in transformed spaces, allowing the separation of pole data from stereonet edges and reducing bias associated with point cloud orientation. In contrast, the SDT introduces an innovative approach by completely avoiding stereographic projections, thus eliminating distortions in subvertical orientations and removing edge effects, which enhances the accuracy of structural set identification. These methodologies enable a robust and reproducible statistical characterization of discontinuities, facilitating their integration into geomechanical models and numerical simulations. Moreover, their applicability extends beyond academic contexts, offering practical solutions for civil engineering, mining projects, and geological risk management. The article presents the theoretical foundations of these techniques, their advantages over conventional methods, and application examples in diverse geotechnical environments, highlighting their potential to transform the way rock mass internal structure is analyzed.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Discontinuidades estructurales (Structural discontinuities); Teledetección (Remote sensing); Estimación de densidad por núcleos (Kernel Density Estimation).*

1. INTRODUCCIÓN

La caracterización geométrica de las discontinuidades en macizos rocosos constituye un elemento esencial para el análisis y diseño de numerosas obras geotécnicas, como taludes, excavaciones, cimentaciones y túneles. La disposición espacial de las familias de discontinuidades controla la estabilidad potencial de los macizos y condiciona la definición de modelos deterministas o probabilistas de comportamiento. Tradicionalmente, esta caracterización se ha basado en mediciones de campo y en el uso de proyecciones estereográficas (Goodman, 1976; Lisle & Leyshon, 2004), procedimientos consolidados pero sujetos a limitaciones en zonas de difícil acceso y a problemas inherentes a la representación de superficies subverticales.

El desarrollo de técnicas de teledetección, como el escaneado láser terrestre (TLS) y la fotogrametría mediante Structure-from-Motion (SfM), ha permitido obtener modelos 3D de alta resolución con cobertura completa de taludes y cortes de carretera. Estos modelos facilitan la extracción masiva de vectores normales y abren la puerta a metodologías más robustas y reproducibles para la identificación automática de familias estructurales (Abellán, 2009; Abellán *et al.*, 2016; Lato & Vöge, 2012). No obstante, la transición desde mediciones puntuales a nubes de millones de puntos introduce nuevos retos: las distribuciones de polos tienden a dispersarse, las superficies subverticales se concentran en el borde del estereograma y los mapas de color basados en espacios cilíndricos pueden presentar discontinuidades cromáticas que dificultan la interpretación (Jaboyedoff *et al*., 2007; Riquelme *et al*., 2014).

En este contexto, se presentan dos metodologías complementarias orientadas a mejorar la identificación de familias de discontinuidades en nubes de puntos densas (Riquelme *et al*., 2026). La primera, integrada en el software Discontinuity Set Extractor (DSE) (Riquelme *et al*., 2014, 2016, 2025), aplica una rotación óptima del sistema de referencia mediante algoritmos genéticos con el objetivo de alejar los polos del borde del estereograma y mejorar la coherencia de los mapas de color basados en orientación. La segunda, implementada en el Spherical Density Tool (SDT) (Riquelme, 2025), evalúa las distribuciones de orientación directamente

sobre la superficie de una esfera unitaria mediante estimación de densidad por núcleos, lo que elimina los artefactos derivados de las proyecciones estereográficas y garantiza la continuidad de los contornos, incluso en configuraciones dominadas por superficies subverticales.

Ambas metodologías están concebidas para integrarse en flujos de trabajo geomecánicos y permiten obtener representaciones más consistentes, robustas y reproducibles de la estructura interna de los macizos rocosos. Su aplicación es especialmente relevante en escenarios donde las técnicas convencionales presentan dificultades, como taludes con múltiples familias orientadas, afloramientos con predominio de planos subverticales o modelos derivados de sensores móviles o aerotransportados.

2. METODOLOGÍA

2.1. ROTACIÓN ÓPTIMA DE EJES EN ESTEREOGRAFÍA (DSE)

La proyección estereográfica se emplea de forma amplia en análisis estructural y mecánica de rocas porque permite representar en 2D, de manera compacta y comparativa, la orientación espacial de planos a partir de sus vectores normales, preservando relaciones angulares o las superficies y facilitando la identificación de familias. En este enfoque, cada plano se representa mediante su polo, es decir, el extremo del vector normal proyectado, lo que proporciona una única entidad geométrica por superficie y evita ambigüedades. Esta representación permite visualizar conjuntamente un gran número de orientaciones, compararlas y analizarlas mediante densidades.

En nubes de puntos 3D adquiridas mediante TLS, SfM u otras técnicas de teledetección, es habitual trabajar con millones de puntos, lo que permite estimar millones de normales. Estas normales generan distribuciones de polos muy densas y, a menudo, complejas. Por ello, el análisis mediante polos es esencial para: (1) identificar el número de familias de discontinuidades presentes en un macizo rocoso y (2) obtener sus orientaciones representativas mediante técnicas estadísticas como la estimación de densidad de polos. Esta aproximación es mucho más robusta y reproducible que trabajar con orientaciones individuales sin procesar y constituye la base del análisis (semi) automático en nubes de puntos.

El objetivo es mitigar los efectos de borde que aparecen cuando los polos de planos subverticales se concentran en el borde del estereograma, lo que puede fragmentar un mismo conjunto en dos clústeres simétricos y degradar la continuidad cromática del mapeado por orientación (véase Figura 1). Para ello, se aplica una rotación rígida del sistema de referencia sobre los vectores normales (no sobre las coordenadas de la nube), con tres grados de libertad (ángulos de Euler) que permiten que en el espacio transformado los polos ocupen una nueva posición más alejada del borde antes del análisis de densidades y del coloreado por orientación.

La rotación $R(\alpha, \beta, \gamma)$ se optimiza mediante algoritmos genéticos (Golberg, 1989), explorando el espacio de soluciones a partir de estrategias de inicialización (identidad, ejes/bisectrices, autovectores de una PCA o entrada manual). Las cotas habituales son ±180° por eje (en configuración de 3 ángulos) y el número de iteraciones efectivo en geometrías simples se sitúa en torno a 50, sin ganancias significativas al aumentar hasta 500–5000. El uso de tres ángulos mejora sistemáticamente la separación de polos respecto al borde, aunque con ligero incremento del tiempo de cómputo y de la dispersión entre ejecuciones.

La función objetivo penaliza la proximidad al borde del estereograma. Se han contrastado (i) un potencial cuadrático en el buzamiento β_i, y (ii) una función racional con asíntota vertical en 91°, que intensifica la penalización en la vecindad del borde. En escenarios con múltiples familias próximas y predominio de subverticales, la formulación racional ofrece una separación más eficaz de los polos y patrones cromáticos más homogéneos en superficies casi verticales.

Para equilibrar precisión y coste computacional se contemplan tres estrategias de datos: (a) usar el 100 % de polos, (b) submuestreo aleatorio porcentual, y (c) optimización solo con máximos locales de densidad ponderados por su valor (muy eficiente cuando se conoce el número de orientaciones dominantes). El módulo devuelve la matriz de rotación óptima, el estereograma rotado con contornos de densidad y los mapas de color por orientación (HSV/CIELCH) con mejor continuidad (Figura 2). Antes de exportar resultados de las orientaciones de polos principales, se aplica la inversa de R para restaurar el marco geográfico original.

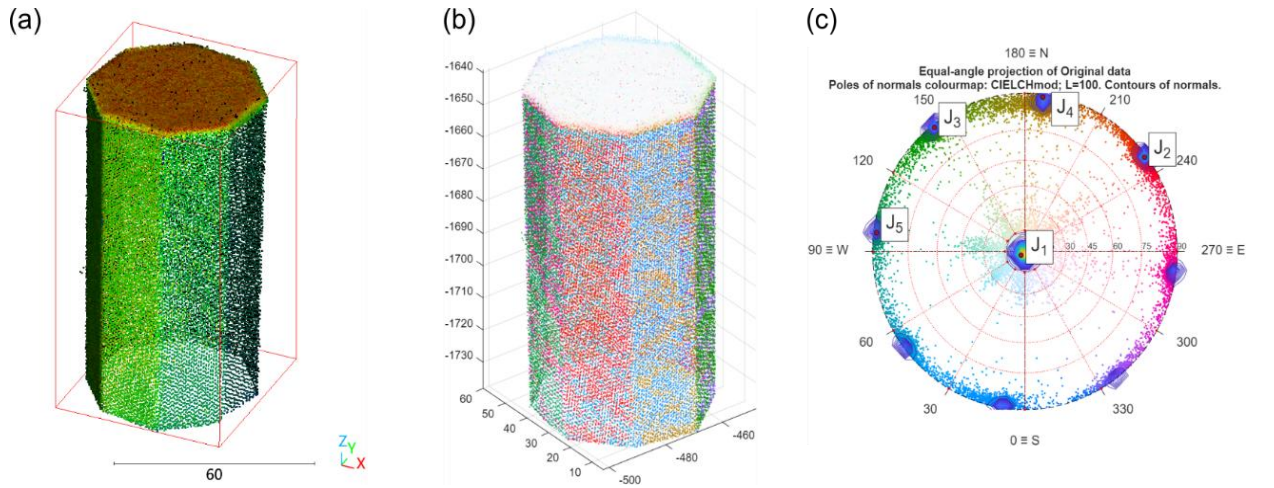


Figura 1. (a) Nube de puntos 3D en vista ortográfica; (b) misma nube coloreada según la posición del polo del vector normal usando el mapa CIELCH (modificado); (c) proyección estereográfica equiangular de los polos de las normales, coloreados con el mismo CIELCH, incluyendo contornos de densidad de polos y la identificación de máximos (J_1–J_5).

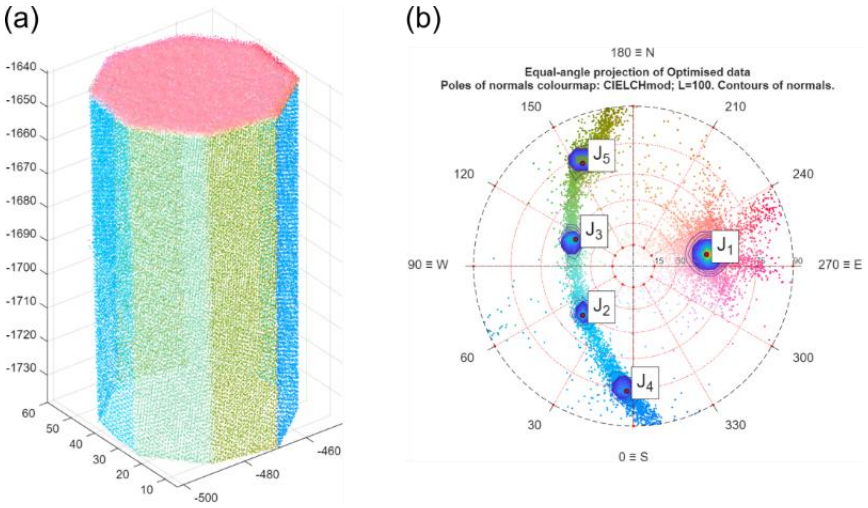


Figura 2. (a) Nube de puntos 3D en vista ortográfica, coloreada según el polo del vector normal utilizando el mapa CIELCH modificado; (b) Proyección estereográfica equiangular de los polos de las normales tras la optimización, con contornos de densidad y polos principales (J_1–J_5).

2.2. ANÁLISIS DE DENSIDAD ESFÉRICA (SDT)

Para evitar distorsiones y efectos de borde propios de la proyección estereográfica (equiangular o equiareal) (Priest, 1985), el programa Spherical Density Tool (SDT) representa y analiza la distribución de normales directamente sobre la esfera unitaria, de modo que la evaluación estadística se realiza sin proyección, y por lo tanto sin distorsiones.

El flujo de trabajo es: (1) depuración de la nube (eliminación de ruido/vegetación) y cálculo de normales; (2) proyección de las normales en la esfera, duplicando cada vector con su inversa para garantizar cobertura y continuidad; (3) definición de un mallado esférico (incrementos angulares uniformes) y aplicación de una estimación de densidad por núcleos (KDE gaussiana) (Silverman, 1986) en coordenadas cartesianas; (4) selección de ancho de banda con valor recomendado $sin1°$, verificado mediante análisis de sensibilidad como compromiso entre suavizado y resolución; (5) detección de máximos relativos con criterio de separación angular mínima para descartar redundancias por simetría; y (6) curvas y densidad sobre la esfera.

Este enfoque elimina los artefactos de borde y mantiene la continuidad de contornos en todas las orientaciones, con especial ventaja en planos subverticales (Figura 3). La comparación cruzada realizada en casos de estudio muestra consistencia entre orientaciones principales derivadas de estereografía tras rotación óptima y las obtenidas con SDT, con diferencias medias ≈ 1,5° y un 95 % de discrepancias por debajo de 3° (las mayores diferencias aparecen en clústeres de baja densidad cercanos al ecuador esférico). SDT está implementado como herramienta open-source (MATLAB), compatible con formato .ply (geometría + normales) y pensada para integrarse en flujos geomecánicos habituales.

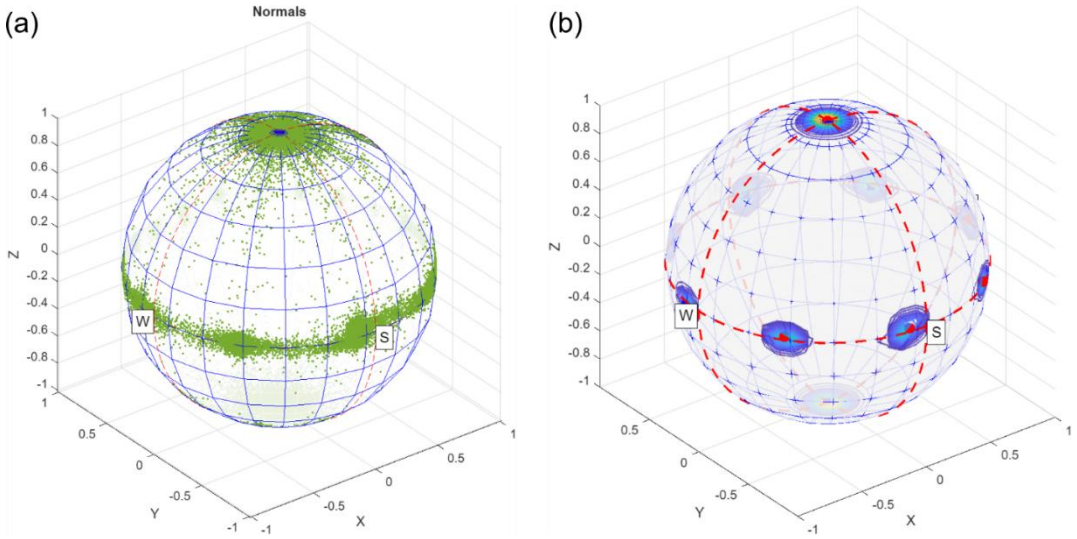


Figura 3. (a) Representación de los polos de las normales proyectados directamente sobre la esfera unitaria; (b) Estimación de densidad esférica calculada mediante KDE gaussiana sobre la malla esférica, incluyendo los contornos de densidad y la localización de máximos relativos.

3. CASO DE ESTUDIO: ROCKBENCH SITE 1 (ROADCUT GRANÍTICO, KINGSTON, CANADÁ)

El caso de estudio seleccionado corresponde al Site 1 de la base de datos Rockbench (Lato *et al*., 2015), un corte de carretera en granito situado en las proximidades de Kingston (Ontario, Canadá), con coordenadas 44° 24′ 04.41″ N, 76° 18′ 46.90″ W. El afloramiento granítico presenta un frente prácticamente vertical con superficies frescas de rotura y juntas bien desarrolladas, características idóneas para la evaluación de métodos de análisis de orientaciones a partir de nubes de puntos. La Figura 4 muestra una vista general del talud (Apple Maps), que permite apreciar la textura del macizo, la compartimentación por juntas y la presencia de vegetación dispersa en coronación y base.

El Site 1 de Rockbench dispone de un conjunto de datos multi-sensor que incluye escaneado láser terrestre con un Leica HDS6000 (tres estaciones, 2007), un levantamiento móvil Titan (2007) y un bloque fotogramétrico obtenido con una Nikon D300s (2011). En este estudio se ha utilizado únicamente la nube TLS, cuyo espaciamiento de punto < 1 cm garantiza la resolución necesaria para un cálculo robusto de normales y evita las variaciones de densidad y precisión propias de los datos móviles y fotogramétricos.

El preprocesado consistió en la depuración de la nube (eliminación de vegetación y ruido), la estimación de normales (Boulch & Marlet, 2016), y la evaluación de orientaciones mediante tres enfoques: (i) DSE sin rotación (estereografía directa), (ii) DSE con rotación óptima (algoritmo genético con tres ángulos de Euler) para alejar clústeres del borde del estereograma, y (iii) SDT, analizando la densidad directamente sobre la esfera unitaria mediante KDE gaussiana con duplicación de polos para garantizar continuidad. Los resultados visuales se organizan como sigue: Figura 5, talud coloreado por orientación (CIELCH modificado) y estereogramas sin y con rotación óptima; y Figura 6, densidad esférica SDT con máximos relativos.



Figura 4. *Vista general del talud del* Rockbench Site 1 *(roadcut granítico, Kingston, Canadá). Fuente: Apple Maps.*

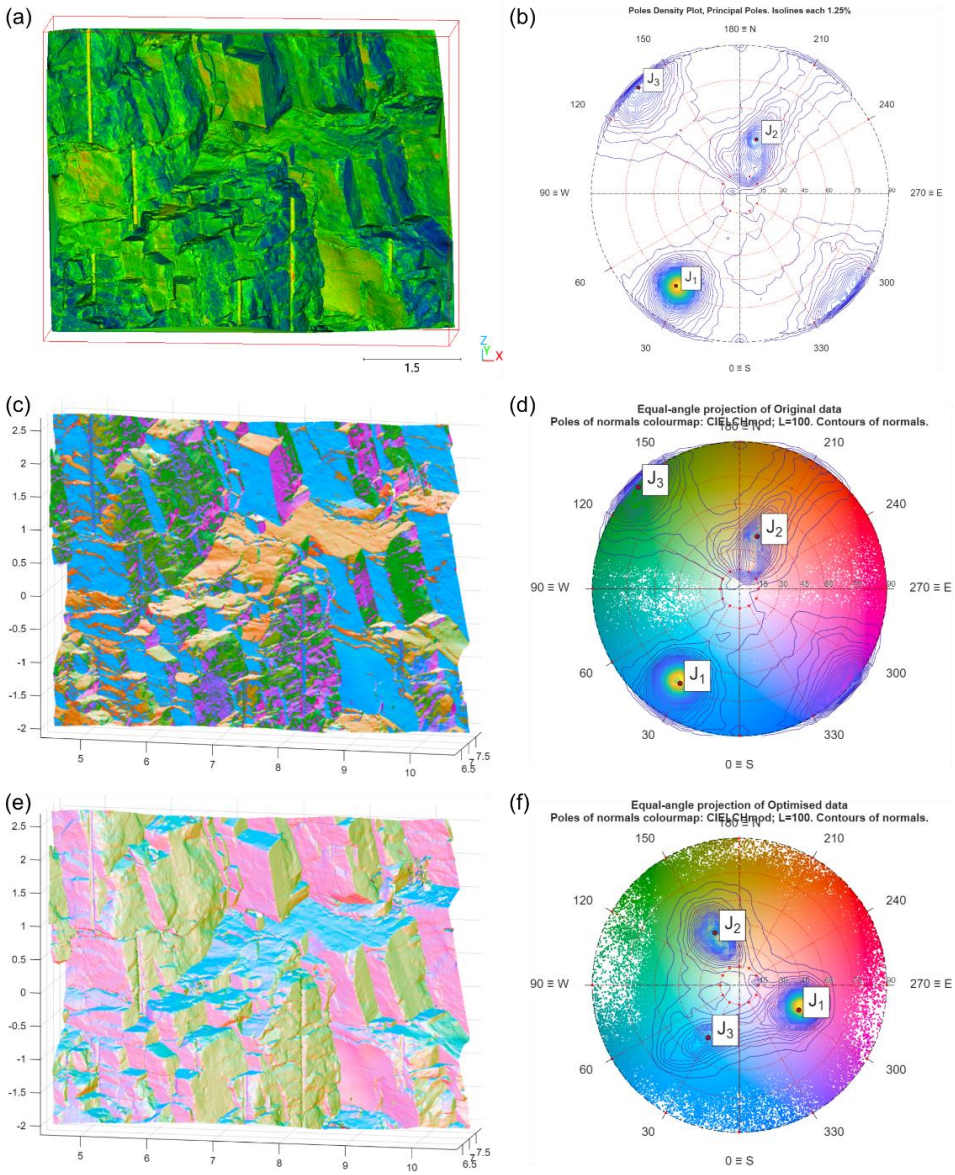


Figura 5. Nube de puntos del Rockbench Site 1 y análisis orientacional mediante DSE: (a) nube coloreada por intensidad láser; (b) estereograma de densidad de polos sin rotación, con efectos de borde; (c) nube coloreada por orientación (CIELCH modificado, sin rotación); (d) estereograma de polos originales coloreados; (e) nube coloreada tras la rotación óptima; y (f) estereograma optimizado, con eliminación de dobletes y concentración única de las familias principales (J_1–J_3).

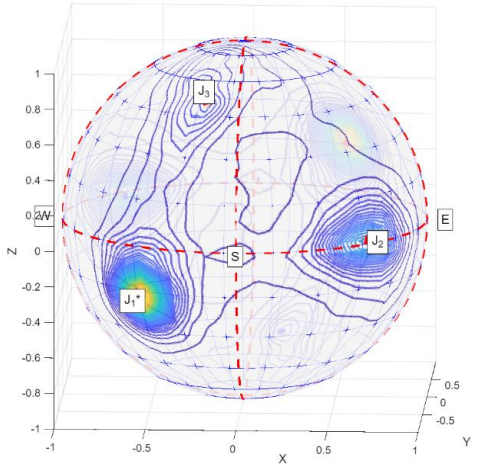


Figura 6. SDT: densidad sobre esfera unitaria y localización de polos principales. Densidad estimada mediante KDE gaussiana sobre mallado esférico, con duplicación de vectores para garantizar continuidad; máximos relativos identificados (J_1–J_3). La evaluación se realiza sin proyección, eliminando artefactos de borde y manteniendo contornos continuos.

En términos cuantitativos, se identificaron los tres polos principales (J_1–J_3) en cada método, reportados en formato dip-direction/dip (grados). Las Tablas 1 y 2 recogen las orientaciones y las discrepancias angulares entre polos equivalentes, calculadas como ángulo mínimo entre normales unitarias (considerando n y −n equivalentes).

Tabla 1. Orientaciones principales (dip-direction / dip, °).

Conjunto	DSE (sin rotación)	DSE optimizado	SDT
J1	34.70 / 73.95	34.76 / 72.18	32.9 / 74.3
J2	136.30 / 89.31	315.93 / 89.36	135.7 / 88.6
J3	196.93 / 41.77	196.78 / 41.27	195.7 / 40.0

Tabla 2. Discrepancias angulares entre polos (°).

Conjunto	Δ(DSE–SDT)	Δ(DSE–Optim.)	Δ(Optim.–SDT)
J1	0.60°	1.77°	2.19°
J2	0.71°	1.33°	2.04°
J3	2.00°	0.51°	1.51°
Media	1.10°	1.20°	1.91°
RMSE	1.38°	1.27°	1.97°
Máxima	2.00°	1.77°	2.19°

4. DISCUSIÓN

En enfoques estereográficos tradicionales, la forma de la función de densidad de polos está condicionada por la orientación de las familias de discontinuidades. Este efecto es especialmente notable cuando existen planos subverticales, cuyos polos se proyectan cerca del borde del estereograma, donde la geometría de proyección introduce asimetrías, dobletes e incluso divisiones artificiales de un mismo conjunto. Esta sensibilidad a la orientación implica que el aspecto de los contornos de densidad puede variar sin cambios reales en la distribución geométrica del macizo.

La problemática se acentúa cuando la nube de puntos se colorea con un mapa de color cilíndrico/polar (como HSV, CIELAB o CIELCH). Debido a la dualidad inherente de los polos verticales, los puntos de una misma familia pueden aparecer representada mediante dos colores distintos, diametralmente opuestos en el estereograma. El resultado es una interpretación errónea: visualmente pueden aparecer más "familias" de las que realmente existen.

La rotación óptima del sistema de referencia integrada en DSE permite mitigar ambos problemas simultáneamente. Al desplazar los polos subverticales hacia el interior del estereograma, se eliminan los dobletes y se restablece la coherencia cromática, ofreciendo una representación más estable de la distribución orientacional. De forma complementaria, el Spherical Density Tool (SDT) evita completamente los artefactos de borde al evaluar la densidad sobre la superficie esférica, sin convertir la distribución a un plano. La continuidad de contornos que proporciona SDT es especialmente valiosa en macizos donde predominan planos muy inclinados o verticales.

Más allá de su utilidad analítica, SDT posee también un claro valor pedagógico: al mostrar polos y densidades directamente en la superficie esférica, sin distorsión, facilita la comprensión de los conceptos de orientación, densidad y concentración, especialmente en etapas iniciales del aprendizaje de la proyección estereográfica. No obstante, la representación tridimensional del SDT no puede trasladarse objetivamente a 2D en un documento impreso o en PDF (en su versión 2D), por lo que la estereografía sigue siendo indispensable para la comunicación técnica. En este sentido, DSE optimizado y SDT son herramientas complementarias. SDT facilita el diagnóstico conceptual y la identificación de máximos en el espacio esférico, y DSE cristaliza esa información en estereogramas reproducibles y estandarizados.

Desde el punto de vista cuantitativo, los tres métodos (DSE sin rotación, DSE optimizado y SDT) convergen en orientaciones principales prácticamente equivalentes, con discrepancias angulares del orden de 1–2°, coherentes con la incertidumbre típica en la estimación de normales mediante TLS/SfM. El caso de J_2 ilustra un aspecto clave: aunque la dip-direction reportada por DSE optimizado (≈316°) difiere en ~180° respecto a DSE y SDT (≈136°), el vector normal subyacente apenas varía (~1–2°). Esta diferencia responde a la ambigüedad azimutal característica de los planos casi verticales, cuyo polo puede representarse en posiciones diametralmente opuestas del estereograma sin alterar su significado geométrico.

Otro aspecto relevante es la resolución del análisis, estrechamente ligada al ancho del núcleo utilizado en la estimación de densidad. En DSE, el empleo del ancho óptimo (Botev *et al*., 2010) proporciona resultados adecuados en la mayoría de los casos, pero un refinamiento excesivo del muestreo angular puede generar máximos locales espurios, dificultando la identificación de familias principales. En contraste, SDT permite fijar un ancho de núcleo constante —por ejemplo, sin(1°) o sin(2°)— que mantiene un equilibrio estable entre resolución y suavizado, incluso en distribuciones multimodales o altamente densas, evitando la proliferación de máximos no representativos.

En conjunto, la combinación de rotación óptima y densidad esférica constituye un marco metodológico sólido y complementario: DSE optimizado proporciona estereogramas más legibles, con contornos coherentes y codificación cromática acorde al número real de familias, mientras que SDT ofrece una evaluación independiente, libre de artefactos de proyección y especialmente robusta en configuraciones dominadas por subverticales.

5. CONCLUSIONES

La caracterización orientacional de discontinuidades a partir de nubes de puntos 3D sigue estando condicionada por las limitaciones inherentes a la proyección estereográfica, especialmente en macizos donde predominan planos subverticales. La rotación óptima del sistema de referencia permite reducir los efectos de borde, eliminando dobletes y mejorando la continuidad de los mapas de color basados en la posición del polo, lo que incrementa la legibilidad de los estereogramas y facilita la interpretación estructural. Complementariamente, el SDT proporciona una evaluación sin proyección, con contornos continuos sobre la esfera y ausencia de distorsiones geométricas, constituyendo una herramienta robusta tanto para el análisis como para la docencia.

Los tres enfoques comparados (DSE directo, DSE optimizado y SDT) convergen en orientaciones principales prácticamente equivalentes, con discrepancias angulares de 1–2°, valores coherentes con la tolerancia habitual en la estimación de normales y la rugosidad superficial de los taludes. Las diferencias aparentes en dirección de buzamiento para planos casi verticales reflejan la ambigüedad azimutal propia de este tipo de geometrías, sin impacto significativo en la orientación real del vector normal.

El estudio también pone de manifiesto la importancia de la resolución angular y del ancho del núcleo en los análisis de densidad. Mientras que el uso del ancho óptimo en DSE puede generar máximos locales espurios si la resolución es excesiva, SDT permite adoptar un ancho fijo y estable (por ejemplo, sin(1°)), que evita artefactos y estabiliza los contornos en distribuciones complejas.

En conjunto, la combinación de rotación óptima y densidad esférica constituye un marco metodológico complementario y eficaz para el análisis estructural basado en nubes de puntos. DSE optimizado ofrece estereogramas más claros y una codificación cromática coherente con el número real de familias, mientras que SDT proporciona una representación independiente, sin distorsión y especialmente adecuada para configuraciones con subverticales dominantes. La alta coherencia entre ambos métodos respalda su integración en flujos de trabajo de ingeniería de rocas, así como su aplicación en docencia, investigación y análisis geotécnicos avanzados.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte a través del proyecto CAS17/00392, y por la Conselleria de Innovación, Universidades, Ciencia y Sociedad Digital en el marco del proyecto CIAICO/2021/335. Asimismo, ha recibido apoyo del programa Marie Skłodowska-Curie Actions – Staff Exchange (SE) del Programa Horizonte 2020 de la Unión Europea, según el acuerdo de subvención No. 101131146 (UPGRADE). Adicionalmente, esta investigación ha contado con financiación del Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades mediante la solicitud PRX23/00228 del programa "Movilidad senior. Estancias de personal docente y/o investigador senior en centros extranjeros (Ministerio de Universidades)" correspondiente al año 2023, destinado a apoyar estancias de profesorado e investigadores sénior en centros internacionales.

REFERENCIAS

Abellán, A. (2009). *Improvements in Our Understanding of Rockfall Phenomenon by Terrestrial Laser Scanning: Emphasis on Change Detection and Its Application to Spatial Prediction.* University of Barcelona.

Abellán, A., Derron, M.-H., & Jaboyedoff, M. (2016). "Use of 3D Point Clouds in Geohazards" Special Issue: Current Challenges and Future Trends. *Remote Sensing*, *8*(2), 130. https://doi.org/10.3390/rs8020130

Botev, Z. I., Grotowski, J. F., & Kroese, D. P. (2010). Kernel density estimation via diffusion. *The Annals of Statistics*, *38*(5), 2916–2957. https://doi.org/10.1214/10-AOS799

Boulch, A., & Marlet, R. (2016). Deep Learning for Robust Normal Estimation in Unstructured Point Clouds. *Computer Graphics Forum*, *35*(5), 281–290. https://doi.org/https://doi.org/10.1111/cgf.12983

Golberg, D. E. (1989). Genetic algorithms in search, optimization, and machine learning. *Addison-Wesley*, *1989*(102), 36.

Goodman, R. E. (1976). Methods of geological engineering in discontinuous rocks. In *Methods of geological engineering in discontinuous rocks*. West Publishing Co.

Jaboyedoff, M., Metzger, R., Oppikofer, T., Couture, R., Derron, M.-. H., Locat, J., & Turmel, D. (2007). New insight techniques to analyze rock-slope relief using DEM and 3D-imaging cloud points: COLTOP-3D software. In T. & Francis (Ed.), *Rock mechanics: Meeting Society's challenges and demands. Proceedings of the 1st Canada - U.S. Rock Mechanics Symposium, Vancouver, Canada, May 27-31, 2007* (Vol. 1, pp. 61–68).

Lato, M. J., Kemeny, J., Harrap, R. M., & Bevan, G. (2015). *Rockbench, Sharing Geospatial Reference Datasets*.

Lato, M. J., & Vöge, M. (2012). Automated mapping of rock discontinuities in 3D lidar and photogrammetry models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, *54*, 150–158. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2012.06.003

Lisle, R. J., & Leyshon, P. R. (2004). *Stereographic projection techniques for geologists and civil engineers*. Cambridge University Press. http://personales.upv.es/lalonso/Traducciones/Tecnicas_proyeccion_estereog.pdf

Priest, S. D. (1985). *Hemispherical Projection Methods in Rock Mechanics* (Unwin Hyman, Ed.; 1st ed.). George Allen & Unwin.

Riquelme, A. (2025). *adririquelme/SDT: Spherical Density Tool 0.00* (V0,0). Zenodo. https://doi.org/10.5281/zenodo.15598957

Riquelme, A., Abellán, A., Tomás, R., & Jaboyedoff, M. (2014). A new approach for semi-automatic rock mass joints recognition from 3D point clouds. *Computers & Geosciences*, *68*, 38–52. https://doi.org/10.1016/J.CAGEO.2014.03.014

Riquelme, A., Abellán, A., Tomás, R., & Jaboyedoff, M. (2025). *Discontinuity Set Extractor version 4.00* (4.00). Institutional Repository of the University of Alicante. https://doi.org/10.5281/zenodo.15615285

Riquelme, A., Tomás, R., Cano González, M., & Abellán, A. (2016). Using open-source software for extracting geomechanical parameters of a rock mass from 3D point clouds: Discontinuity Set Extractor and SMRTool [Incollection]. In R. Ulusay, Ö. Aydan, H. Gerçek, M. Hindistan, & E. Tuncay (Eds.), *Rock Mechanics & Rock Engineering: From the Past to the Future* (Vol. 2, pp. 1091–1096). CRC Press. Taylor & Francies Group.

Riquelme, A., Tomás, R., Cano, M., Pastor, J. L., & Abellán, A. (2026). Orientation-Based Colour Mapping and Spherical Density Analysis for Rock Discontinuity Detection in 3D Point Clouds of Roadcut Slopes. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering (En Prensa)*.

Silverman, B. W. (1986). Density Estimation for Statistics and Data Analysis. In *Chapman and Hall* (Vol. 37, Number 1). Taylor & Francis. https://doi.org/10.2307/2347507

CARACTERIZACIÓN PETROFÍSICA Y MECÁNICA DE LITOTIPOS ANDESÍTICOS DE LA CORDILLERA DE LOS ANDES DE ECUADOR

Ángel TAMAYO[(1)*], Roberto TOMÁS[(1)] y Miguel CANO[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil
Escuela Politécnica Superior. Universidad de Alicante (UA)
*angelefrentj@gmail.com

RESUMEN

Las andesitas son rocas volcánicas que se encuentran ampliamente distribuidas sobre la superficie de la Tierra y están asociadas principalmente a procesos de subducción. En Ecuador, las andesitas conforman gran parte de la Cordillera de los Andes, y por sus características de resistencia y durabilidad, actualmente, son una de las rocas más utilizadas en el ámbito de la ingeniería civil y arquitectura. Además, por su capacidad de albergar depósitos minerales metálicos están íntimamente relacionadas con procesos y actividades mineras. Los litotipos andesíticos que componen la cordillera de los Andes en Ecuador, de acuerdo a su composición química son: andesitas basálticas, andesitas traquibasálticas, andesitas, traquiandesitas-traquidacitas, traquidacitas y dacitas. El objetivo de esta investigación es determinar la influencia de sus propiedades petrofísicas (i.e., composición mineralógica, composición química, textura y estructura, peso específico, porosidad y capacidad de absorción de agua) en las propiedades mecánicas (i.e., resistencia a compresión uniaxial, el módulo de elasticidad y resistencia a tracción indirecta). El análisis petrográfico demuestra que se trata de rocas de textura porfídica, compuestas por fenocristales de plagioclasa, feldespato, piroxeno, olivino, hornblenda y cuarzo, incrustados en una matriz de grano fino. La andesita basáltica posee una coloración gris verdoso a gris oscuro por su contenido mayoritario de minerales máficos, mientras que la dacita muestra una coloración gris claro por su contenido mayoritario de minerales félsicos. Texturalmente, a nivel macroscópico presentaron una elevada homogeneidad, sin embargo, a nivel micro-estructural poseen una variación mineralógica y petrográfica importante. La traquidacita, por ejemplo, se caracteriza por un mayor grado de alteración y microfisuras tanto en la matriz como en los fenocristales. Esta característica se vio reflejada en sus propiedades físicas como el bajo peso específico (25.21 kN/m^3) y la elevada porosidad (3.94 %), así como en los bajos valores de resistencia a compresión uniaxial (168.83 MPa) y módulo elástico (49.65 GPa). La heterogeneidad de la andesita, en cambio, está relacionada con la presencia de microfisuras generadas por efecto del enfriamiento rápido y de microporos localizados que condicionan sus propiedades mecánicas, como el comportamiento no lineal frente a esfuerzos axiales. La andesita basáltica resultó ser el litotipo andesítico con características petrofísicas más favorables. Su elevado peso específico (27.86 kN/m^3), baja porosidad total (1.02 %) y baja capacidad de absorción de agua (0.11 %) se vieron reflejadas en sus propiedades mecánicas, como su elevada resistencia a compresión uniaxial (361.79 MPa), módulo de elasticidad (87.07 GPa) y la resistencia a tracción indirecta (25.12 MPa).

ABSTRACT

Andesites are volcanic rocks widely distributed across the Earth's surface and are mainly associated with subduction-related tectonic processes. In Ecuador, andesitic rocks constitute a significant portion of the Andes Mountain Range and, due to their strength and durability, they

are currently among the most widely used rocks in civil engineering and architectural applications. Furthermore, their capacity to host metallic mineral deposits makes them closely related to mining processes and activities. Based on their chemical composition, the andesitic lithotypes that form the Ecuadorian Andes are classified as basaltic andesites, trachybasaltic andesites, andesites, trachyandesites–trachydacites, trachydacites, and dacites. The objective of this study is to determine the influence of their petrophysical properties (i.e., mineralogical composition, chemical composition, texture and structure, unit weight, porosity, and water absorption capacity) on their mechanical properties (i.e., uniaxial compressive strength, elastic modulus, and indirect tensile strength). Petrographic analysis indicates that these rocks exhibit a porphyritic texture composed of phenocrysts of plagioclase, feldspar, pyroxene, olivine, hornblende, and quartz embedded within a fine-grained matrix. Basaltic andesite displays a greenish-gray to dark-gray coloration due to the predominance of mafic minerals, whereas dacite shows a light-gray color as a result of its higher felsic mineral content. From a macroscopic perspective, the lithotypes exhibit a high degree of textural homogeneity; however, at the microstructural scale they present significant mineralogical and petrographic variability. Trachydacite, for instance, is characterized by a higher degree of alteration and the presence of microcracks both in the matrix and in the phenocrysts. This feature is reflected in its physical properties, including relatively low unit weight (25.21 kN/m^3) and high porosity (3.94%), as well as in its mechanical behavior, with lower uniaxial compressive strength (168.83 MPa) and elastic modulus (49.65 GPa). In contrast, the heterogeneity observed in andesite is mainly associated with the presence of microcracks generated by rapid cooling processes and localized micropores, which influence its mechanical response, particularly its non-linear behavior under axial loading. Basaltic andesite was identified as the andesitic lithotype with the most favorable petrophysical characteristics. Its high unit weight (27.86 kN/m^3), low total porosity (1.02%), and low water absorption capacity (0.11%) are reflected in its superior mechanical properties, including high uniaxial compressive strength (361.79 MPa), elastic modulus (87.07 GPa), and indirect tensile strength (25.12 MPa).

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Litotipos andesíticos (Andesitic lithotypes); Propiedades físicas (Physical properties); Propiedades mecánicas (Mechanical properties).*

1. INTRODUCCIÓN

Las andesitas se encuentran ampliamente distribuidas sobre la superficie de la tierra, cubriendo aproximadamente el 1.7 % de la misma (Hartmann y Moosdorf, 2012). Su amplia distribución y sus características de resistencia y durabilidad las convierten en un recurso geológico de alta importancia en el ámbito de la ingeniería civil, arquitectura e industria. La génesis de los litotipos andesíticos que componen la cordillera de los Andes en Ecuador, está asociada al proceso de subducción entre la placa oceánica de Nazca y la continental Sudamericana (Gill, 2012). En Ecuador, la andesita es una roca muy utilizada desde épocas precolombinas en la construcción de edificaciones como templos, monumentos, iglesias y monasterios, entre otros (Figura 1a-b). Actualmente, es muy utilizada como árido de hormigones y aglomerados bituminosos, como material de mampostería y revestimiento, y en muros de gaviones para obras viales (Figura 1c-d). Esta roca no solo se relaciona con las actividades de la ingeniería civil, sino que también forma parte de la actividad minera (Figura 1e) por su característica de almacenar depósitos de minerales metálicos de tipo pórfido, epitermal, sulfuro masivo volcanogénico (*SMV*) y metasomático (IIGE, 2019). Desde el punto de vista petrográfico, las andesitas en Ecuador han sido ampliamente estudiadas y se describen como rocas de textura porfídica con una variación en su estructura mineral que pueden incluir plagioclasa, clinopiroxeno, ortopiroxeno, hornblenda, olivino, anfíbol y abundante óxido de Fe-Ti, en una matriz microcristalina (Aspden y Litherland, 1992; Nauret et al., 2018).

Las propiedades físicas de las rocas, como el peso específico (γ), la porosidad total (p) y la absorción de agua (W_a) influyen en el comportamiento frente a estados tensionales o procesos de degradación (Přikryl, 2006), y pueden ser usadas para estimar de forma indirecta las propiedades mecánicas (Zhang, 2017). Las andesitas se caracterizan por ser rocas de baja porosidad, baja absorción de agua y elevado peso específico (Çelik y Sert,

2020; Fener y Ince, 2015; Heap et al., 2014). Estas propiedades físicas han sido poco exploradas en las andesitas de Ecuador. La resistencia a compresión uniaxial (UCS), la resistencia a tracción indirecta (BTS) y el módulo de deformación (*E*) son propiedades mecánicas cuya relación con las propiedades físicas ha sido estudiada con elevado interés. Estas propiedades son ampliamente usadas en el diseño y estabilidad de estructuras de ingeniería. Las andesitas, a pesar de ser consideradas como rocas de elevada competencia, a nivel bibliográfico se han encontrado valores de resistencia a compresión uniaxial de hasta 6.83 MPa, valores de resistencia a tracción indirecta de 3.37 MPa (Ladygin et al., 2023), y valores de módulo elástico de hasta 4.80 GPa (Ozsan et al., 2006). En su gran mayoría, los estudios sobre estas propiedades en andesitas, se concentran en localidades ajenas a la cordillera de los Andes. Los litotipos andesíticos que conforman la cordillera de los Andes, específicamente en Ecuador, a pesar de estar relacionados con numerosos proyectos de ingeniería civil y minería, en la actualidad poco se conoce sobre sus características petrofísicas y su relación con las propiedades mecánicas. El objetivo del presente estudio es determinar la influencia de las propiedades petrofísicas en las propiedades mecánicas tales como: la resistencia a compresión uniaxial, la resistencia a tracción indirecta y el módulo de deformación, de los principales litotipos que componen la cordillera de los Andes de Ecuador. Este conocimiento permitirá una aplicación más adecuada de las propiedades físico-mecánicas de las andesitas en los proyectos de ingeniería civil y de minería.



Figura 1. Ejemplos de usos de las andesitas en Ecuador. a) ruinas arqueológicas de Ingapirca (Cañar); b) Basílica del Voto Nacional (Quito); c) cantera de áridos para fabricación de hormigones y aglomerados bituminosos (Tungurahua); d) muro de gaviones en obras de carretera (Azuay); y e) material aurífero (El Oro).

2. METODOLOGÍA

2.1. RECOLECCIÓN Y PREPARACIÓN DE MUESTRAS

Los puntos de muestreo fueron localizados en formaciones geológicas que forman parte de los Andes ecuatorianos (Saraguro, Tarqui, Alausí, Macuchi y Pisayambo) estrechamente asociadas a rocas andesíticas. En Ecuador, las andesitas están íntimamente relacionadas a la actividad volcánica, por lo tanto, también se consideró una muestra representativa de estructuras volcánicas del Cuaternario, concretamente de la zona proximal del volcán Tungurahua (Figura 2a). Los bloques representativos de cada unidad fueron recolectados en afloramientos naturales, taludes o canteras y transportados al lugar de preparación. El grado de alteración de la matriz rocosa, la composición mineralógica, la textura y estructura fueron inspeccionados macroscópicamente y se seleccionaron muestras que no presentasen alteraciones ni discontinuidades visibles. La máquina utilizada para la extracción de probetas cilíndricas fue una perforadora a rotación TECHNOFLEX-

TH15 con un motor monofásico de 2 HP, 220V y dos velocidades (460 y 900 rpm), que fue instalada en condiciones adecuadas para una extracción vertical (Figura 2b). Para determinar la resistencia a compresión uniaxial y el módulo de elasticidad, se prepararon un total de 42 muestras de 55 mm de diámetro y una relación altura/diámetro de 2.5. Para el ensayo de tracción indirecta, se cortaron 77 muestras de 55 mm de diámetro con una relación altura/diámetro de 0.5. Todas las probetas fueron cuidadosamente codificadas considerando el sitio de muestreo y la formación geológica de origen.

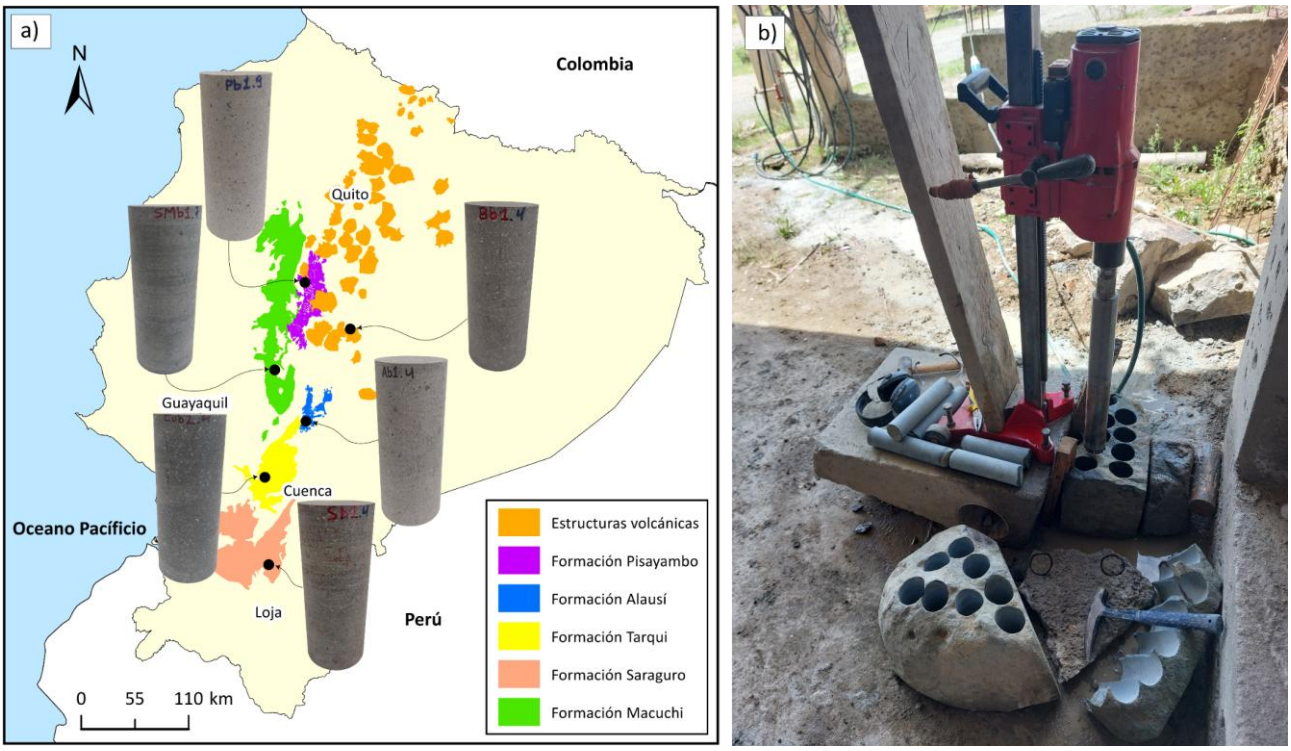


Figura 2. Puntos de muestreo y preparación de muestras para ensayos mecánicos.

2.2. CARACTERIZACIÓN PETROFÍSICA

Las características petrográficas como la textura, estructura y la composición mineral fueron observadas a partir de láminas delgadas que fueron analizadas en un microscopio petrográfico de polarización Nikon Eclipse E400 POL. La estructura mineral también fue analizada mediante el ensayo de microscopía electrónica de barrido (SEM). La composición química se obtuvo mediante ensayos de fluorescencia de rayos X (FRX), en un equipo denominado espectrómetro secuencial de rayos X (PHILIPS MAGIX PRO). Esta composición permitió clasificar los litotipos andesíticos por su contenido en sílice (SiO_2) y su contenido en álcalis total ($Na_2O + K_2O$), de acuerdo al diagrama propuesto por Le Bas et al. (1992). Los parámetros físicos como el peso específico (γ), la porosidad total (p) y la absorción de agua (W_a) fueron determinados mediante métodos convencionales basados en medición de la masa y volumen de muestras representativas.

2.3. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA

Para determinar las propiedades mecánicas se utilizó una prensa servo-controlada de cuatro columnas y de 3000 kN de capacidad de carga. Para determinar el módulo elástico, se utilizaron parejas de galgas extensométricas fijadas en el centro de la muestra y en dirección longitudinal a la carga. Seguidamente, las muestras fueron colocadas en la prensa, y el sistema de galgas fue configurado para obtener una medición continua de la deformación. Con esta configuración, las muestras fueron cargadas a una velocidad constante hasta provocar su rotura. El módulo elástico (E) y la resistencia a compresión uniaxial (UCS) fueron determinados a partir de la información registrada en el sistema de adquisición de datos y de acuerdo a la metodología propuesta por la ISRM (1979). La resistencia a tracción indirecta (BTS) fue determinada siguiendo la metodología establecida por la ISRM (1978a). En la Figura 3 se muestra el equipamiento utilizado y la configuración de los ensayos mecánicos previamente mencionados.

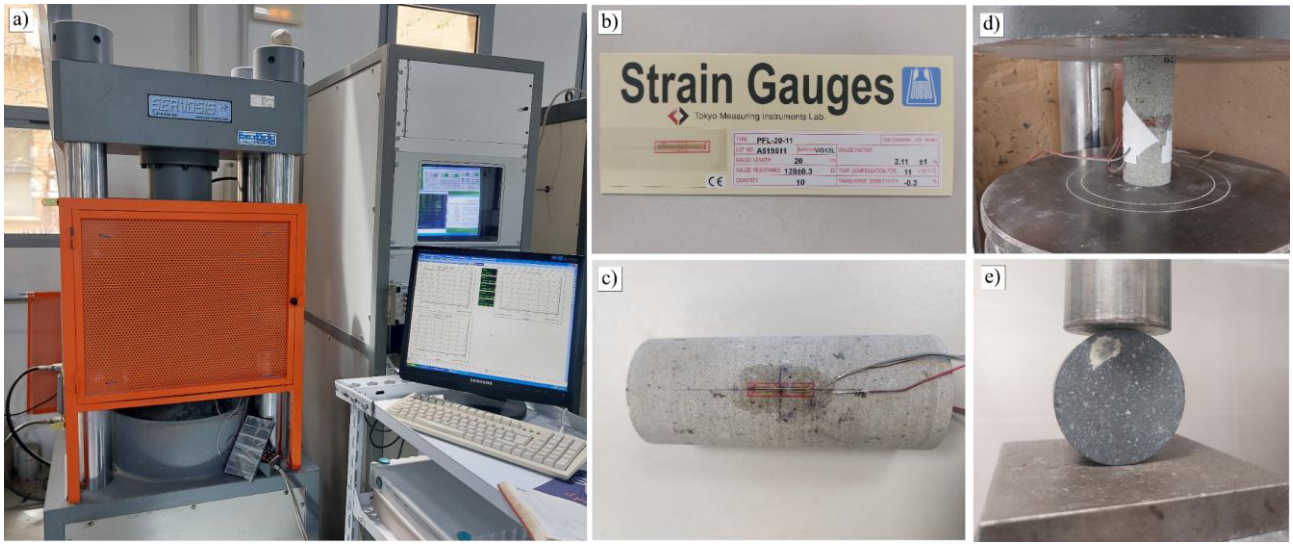


Figura 3. Instrumentación y montaje experimental de los ensayos mecánicos. a) prensa de compresión uniaxial; b) galgas extensométricas; c) disposición de galgas para medir la deformación axial; d) ensayo de compresión uniaxial; y e) ensayo de tracción indirecta.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. CARACTERIZACIÓN PETROFÍSICA

De acuerdo a la composición química, la cordillera de los Andes de Ecuador está constituida por una amplia variedad de litotipos andesíticos (Thorpe y Francis, 1979). Las muestras de las formaciones Macuchi y Alausí fueron las rocas con mayor predominancia en minerales máficos. Su contenido en sílice de 54.43 % y 55.20 %, las clasifica como andesita basáltica y andesita traquibasáltica, respectivamente. Su composición mineral comprende fenocristales de plagioclasa, feldespato, piroxeno y en menor cantidad olivino, incrustados en una matriz porfirítica, típica de rocas de enfriamiento rápido. Las muestras de la zona proximal del volcán Tungurahua (andesita) y la formación Tarqui (traquiandesita-traquidacita) son rocas de composición intermedia, con un contenido en sílice de 62.10 y 62.60 %, respectivamente. Estas rocas se componen mayoritariamente de plagioclasas, feldespatos y piroxenos en una matriz porfiritica-hialopilitica. Las muestras representativas de las formaciones Saraguro y Pisayambo son de coloración gris claro por su elevado contenido en minerales félsicos. La composición en sílice del 64.20 y 65.30 %, las clasifica como traquidacita y dacita, respectivamente. Los minerales de plagioclasa, feldespato y cuarzo son los que predominan en su composición. Esta variedad de litotipos son rocas químicamente equivalentes y están genéticamente relacionadas (Eichelberger, 1975), por lo tanto, sus propiedades petrofísicas y mecánicas pueden ser comparables.

En la Figura 4 se muestra la estructura macroscópica y microscópica de tres litotipos andesíticos representativos. A nivel macroscópico, todas las muestras presentan una elevada homogeneidad en su estructura, y están compuestas por fenocristales incrustados en una matriz de grano fino. Esta característica es propia de rocas ígneas extrusivas o volcánicas. La ausencia de discontinuidades visibles permite considerarlas como rocas intactas de estructura masiva. En litotipos como la andesita basáltica y la andesita traquibasáltica se observaron venas de cuarzo en su estructura. Las diferentes tonalidades de color debido a la predominancia en minerales félsicos o máficos demuestran que se trata de diferentes tipologías de rocas volcánicas. A partir de la interpretación en lámina delgada y en microscopia electrónica de barrido (SEM) se pudieron observar características microscópicas que condicionan la resistencia y el comportamiento elástico. En lámina delgada, los microfenocristales que componen la matriz pueden ser claramente observables en la mayoría de litotipos, lo cual demuestra una baja alteración. La andesita basáltica, por ejemplo, muestra una estructura masiva con fenocristales fuertemente soldados a la matriz de grano fino. La traquidacita se considera como el litotipo con un mayor grado de alteración, por la presencia de microfracturas que se propagan principalmente a través de la matriz. En las microfotografías SEM de la andesita del volcán Tungurahua que está principalmente compuesta por minerales inalterados, se observaron microfracturas por efecto de enfriamiento rápido. Estas microfracturas se presentan rodeando los fenocristales y a través de la matriz. En esta muestra, además, se observaron concentraciones de microporos asociados a la matriz. También fueron claramente observadas en los fenocristales y en la matriz de la traquidacita fracturas por efecto de alteración.

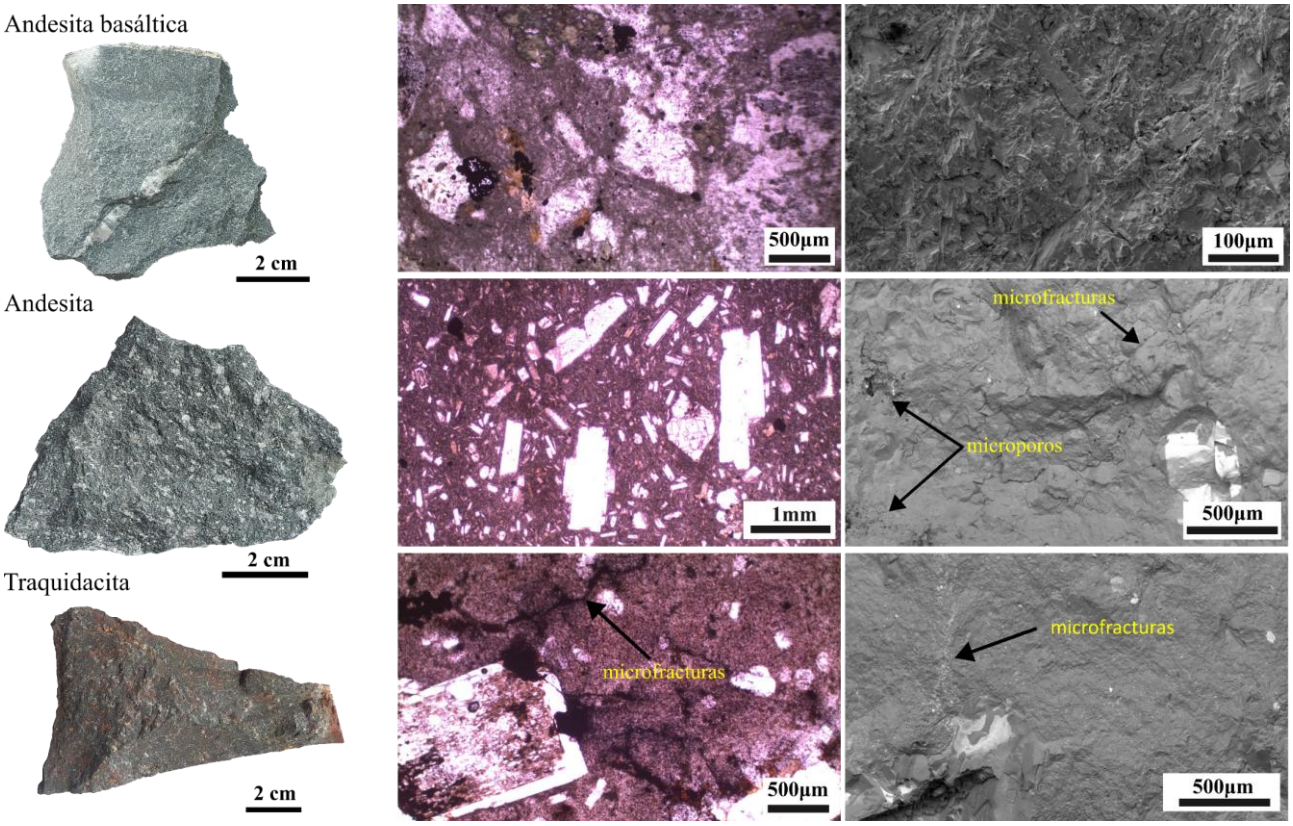


Figura 4. Características petrográficas de litotipos andesíticos representativos (de izquierda a derecha: vista macroscópica, láminas delgadas y microscopía electrónica de barrido SEM).

Los litototipos andesíticos de acuerdo a sus propiedades físicas mostraron ser rocas de elevado peso específico, baja porosidad y baja absorción de agua. Estas propiedades son congruentes con las propiedades petrográficas. Los litotipos andesíticos con mayor contenido en minerales máficos como la andesita basáltica, andesita traquibasáltica y andesita mostraron mayores valores de peso específico que los litotipos con predominancia en minerales félsicos como la dacita y traquidacita. En general, el peso específico osciló entre 25.21 y 27.86 kN/m^3 (Tabla 1), estos valores superan los determinados por autores como Çelik y Sert (2020) y Török y Czinder (2017) en andesitas de otras localidades. La porosidad es uno de los parámetros que controla la resistencia y el comportamiento elástico. A nivel bibliográfico se han determinado porosidades de hasta 29.80 % en andesitas (Heap et al., 2014). En las andesitas de Ecuador estudiadas en este trabajo, las porosidades oscilaron entre 1.02 y 4.25 %. Este parámetro puede ser relacionado con las características petrofísicas observadas en las microfotografías. La estructura masiva y compacta de la andesita basáltica está relacionada con el menor valor de porosidad, mientras que la levada alteración de la traquidacita condiciona un mayor valor de porosidad (Tabla 1). Los valores de absorción de agua oscilaron entre 0.11 y 0.61 %, siendo la andesita basáltica y la dacita las rocas de menor y mayor absorción de agua, respectivamente.

Tabla 1. Propiedades físicas y mecánicas. γ: peso específico; p: porosidad total; W_a: absorción de agua; UCS: resistencia a compresión uniaxial; E_t: módulo elástico tangente; y BTS: resistencia a tracción indirecta.

Propiedades físicas y mecánicas	**Litotipos andesíticos**					
	Andesita basáltica	**Andesita traquibasáltica**	**Andesita**	**Traquiandesita-traquidacita**	**Traquidacita**	**Dacita**
γ (kN/m^3)	27.86	26.29	26.39	26.00	25.21	25.21
p (%)	1.02	4.25	2.16	2.10	3.94	2.24
W_a (%)	0.11	0.18	0.31	0.16	0.22	0.61
UCS (MPa)	361.79	262.48	218.34	329.57	168.83	185.96
E_t (GPa)	87.07	59.75	56.11	73.64	49.65	55.61
BTS (MPa)	25.12	17.49	9.47	16.93	13.35	11.71

3.2. RELACIÓN ENTRE PROPIEDADES PETROFÍSICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS

La resistencia a compresión uniaxial depende del grado de alteración, meteorización y fisuración de los minerales (Sabatakakis et al., 2018). En los litotipos andesíticos se observa que las propiedades físicas junto con la composición mineralógica son las que determinan su resistencia. Las resistencias a compersión uniaxial (UCS) oscilaron en promedio entre 168.83 y 361.79 MPa. Estos valores las clasifican como rocas desde muy resistentes a extremadamente resistentes, de acuerdo a la ISRM (1978b). Los menores valores de resistencia a compresión uniaxial y menores valores de módulos de deformación (*E*) fueron determinados en la muestra con mayor alteración como la traquidacita. Esta baja resistencia se atribuye principalmente a la microfracturación de los minerales de feldespato y plagioclasa que resulta en un incremento de la matriz y una disminución del contenido de fenocristales. La propagación de las microfracturas previas (Figura 4) fueron observadas con posterioridad al ensayo UCS como planos de debilidad por donde se generaron la mayoría de roturas. La dacita de la formación Pisayambo, a pesar de ser una roca inalterada con baja porosidad y baja absorción de agua, la baja resistencia (185.96 MPa) respecto al resto de litotipos se atribuye a su alto contenido en minerales félsicos. La andesita del volcán Tungurahua, a pesar de tener una estructura mineral con microfracturas y microporosidades, alcanzó una resistencia a compresión uniaxial en promedio de 218.34 MPa. Esto significa que en este tipo de rocas no siempre un elevado grado de microfracturación condiciona bajos valores de resistencia. El parámetro mecánico que se vio influenciado por el grado de microfacturación en la andesita fue la resistencia a tracción indirecta (BTS). La andesita fue el litotipo con menor resistencia a tracción indirecta (9.47 MPa), a pesar de poseer una composición mineral exenta de alteraciones. El litotipo con mejores propiedades petrofísicas fue la andesita basáltica de la formación Macuchi. Este litotipo, en promedio alcanzó una resistencia a compresión uniaxial de 361.79 MPa, un módulo elástico de 87.07 GPa y una resistencia a tracción indirecta de 25.12 MPa. La traquiandesita-traquidacita mostró resistencias muy cercanas a la andesita basáltica (Tabla 1). Por lo tanto, las venas de cuarzo observadas en estos dos litotipos se encuentran fuertemente soldadas a su estructura mineral y no influyen significativamente en la resistencia. En general, la variedad de andesitas de la cordillera de los Andes de Ecuador, demostraron ser rocas de elevada resistencia, con valores en su mayoría superiores a los determinados por otros investigadores en otras ubicaciones (i.e., İnce y Bozdağ, 2021; Ulusay et al., 2025; Ündül y Er, 2017). Las propiedades físicas y petrográficas favorables de las andesitas justifican su uso como material de construcción en las principales ciudades de Ecuador desde tiempos precolombinos y en la actualidad en diferentes obras de ingeniería.

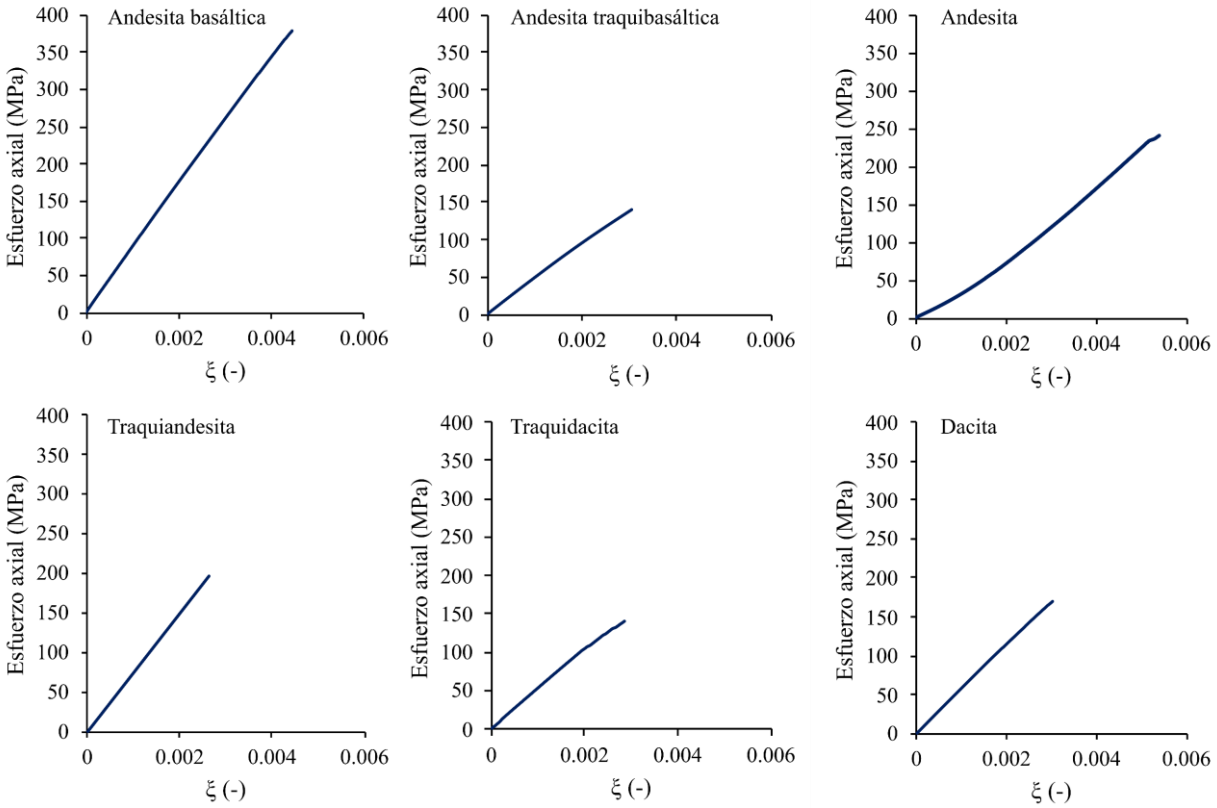


Figura 5. Curvas esfuerzo-deformación representativas de cada litotipo andesítico.

Las propiedades petrofísicas al igual que en la resistencia a compresión uniaxial tiene gran influencia en el comportamiento elástico. Varios investigadores han demostrado que el comportamiento desde el inicio de aplicación de la carga hasta la rotura en andesitas no se presenta como elástico lineal ideal. (i.e., Heap et al., 2014). En el presente estudio, la mayoría de litotipos presentaron un comportamiento elástico lineal durante el intervalo de aplicación de la carga (Figura 5), debido principalmente a la baja porosidad que confiere a las muestras un carácter de sólido masivo. En rocas volcánicas con un bajo grado de alteración, el comportamiento esfuerzo-deformación cambia en función de la porosidad (Siratovich et al., 2016). El litotipo que mostró un comportamiento no lineal hasta aproximadamente el 50 % de su resistencia máxima fue la andesita. Este comportamiento está directamente relacionado con la disminución de porosidades localizadas y el cierre de microfisuras. La traquidacita, a pesar de presentar un elevado grado de alteración, tuvo un comportamiento lineal en casi toda su trayectoria. Eso significa que cuando las fisuras por efecto de alteración a nivel microestructural se encuentran cerradas, mínimamente influyen en su comportamiento elástico.

La relación entre propiedades físicas y mecánicas descritas anteriormente, fueron analizadas mediante gráficos de dispersión (Figura 6). La relación entre estas variables está expresada numéricamente mediante el coeficiente de correlación de Pearson, que mide la fuerza de la relación lineal entre dos variables y puede estar entre valores de -1 y 1. Los valores positivos indican el incremento de una variable con el incremento de la otra, mientras que los valores negativos indican una relación inversa. Los resultados del análisis mostraron buenas correlaciones entre el peso específico y los parámetros mecánicos de resistencia a compresión uniaxial, resistencia a tracción indirecta y el módulo elástico, con coeficientes de correlación entre 0.76 y 0.83. Como era de esperarse, la porosidad y los parámetros mecánicos mostraron una relación inversa. El parámetro mecánico que mejor se relaciona con la porosidad es el módulo elástico, con un coeficiente de correlación de -0.71, mientras que la resistencia a tracción indirecta mostró una baja relación con la porosidad (-0.34). La absorción de agua se relaciona medianamente de forma inversa con las propiedades mecánicas, con coeficientes de relación entre -0.54 y -0.66. Las andesitas mostraron fuertes relaciones entre las propiedades mecánicas estudiadas, con valores de coeficientes de correlación entre 0.84 y 0.96.

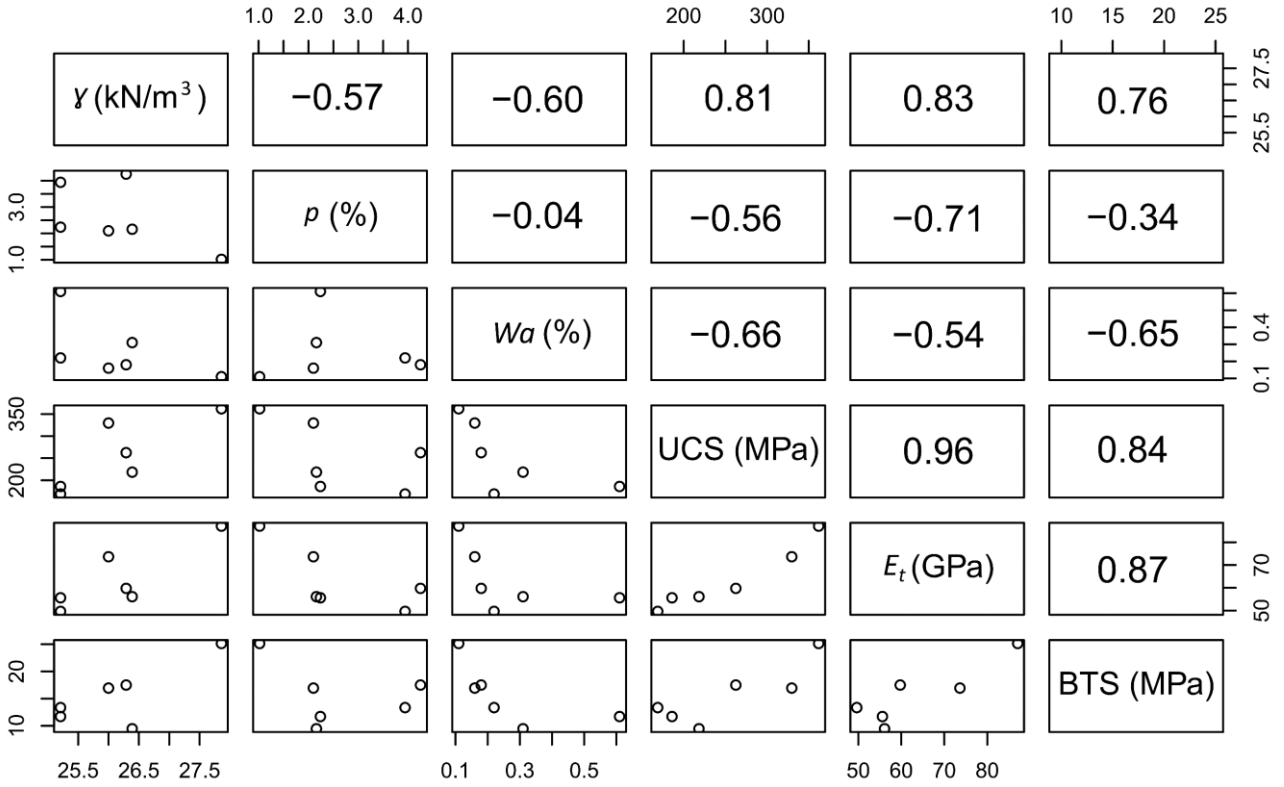


Figura 6. Gráficos de dispersión de las relaciones entre parámetros físicos y mecánicos.

4. CONCLUSIONES

Las andesitas al tratarse de rocas de gran competencia, tanto por su resistencia como por su durabilidad, son rocas muy empleadas en el ámbito de la ingeniería civil, la minería y la arquitectura en aquellos países donde existen numerosos afloramientos. Asimismo, están relacionadas con yacimientos minerales metálicos. Sin embargo, las propiedades físico-mecánicas de los litotipos andesíticos de Ecuador todavía no han sido suficientemente estudiadas.

De acuerdo con la composición química, las rocas estudiadas se clasifican como: andesita basáltica, andesita traquibasáltica, andesita, traquiandesita-traquidacita, traquidacita y dacita. Estos litotipos son rocas de estructura masiva y textura porfídica, compuestas de fenocristales como plagioclasa, feldespato, piroxeno y cuarzo, cementados en una matriz de grano fino.

Las propiedades petrofísicas están estrechamente relacionadas con las propiedades mecánicas. Los litotipos andesíticos con predominancia en minerales máficos mostraron menores valores de peso específico y porosidad, y consecuentemente mayores valores de resistencia, mientras que en litotipos con predominancia en minerales félsicos, los valores de resistencia fueron considerablemente menores.

Las propiedades petrofísicas están relacionadas con el comportamiento elástico. Los bajos valores de porosidad y altos valores de peso específico confieren un comportamiento elástico lineal en la mayoría de litotipos. El comportamiento no lineal fue observado en la andesita del volcán Tungurahua, debido al elevado grado de microfracturación.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado con el apoyo de la Fundación Carolina, que concedió una beca de cooperación internacional al primer autor en el marco de la convocatoria 2021-2022. La Universidad de Alicante y la Generalitat Valenciana, a través de los proyectos UASTI/2020 y CIACO/2021/335, respectivamente, también han prestado apoyo parcial a esta investigación.

REFERENCIAS

Aspden, J. A., y Litherland, M. (1992). *The geology and Mesozoic collisional history of the Cordillera Real, Ecuador.* Tectonophysics, 205(1–3), 187–204. https://doi.org/10.1016/0040-1951(92)90426-7

Çelik, M. Y., y Sert, M. (2020). *Accelerated aging laboratory tests for the evaluation of the durability of hydrophobic treated and untreated andesite with respect to salt crystallization, freezing–thawing, and thermal shock.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 79(7), 3751–3770. https://doi.org/10.1007/s10064-020-01776-0

Eichelberger, J. C. (1975). *Origin of andesite and dacite: Evidence of mixing at Glass Mountain in California and at other circum-Pacific volcanoes*. Bulletin of the Geological Society of America, 86(10), 1381–1391. https://doi.org/10.1130/0016-7606(1975)86<1381:OOAADE>2.0.CO;2

Fener, M., y Ince, I. (2015). *Effects of the freeze-thaw (F-T) cycle on the andesitic rocks (Sille-Konya/Turkey) used in construction building.* Journal of African Earth Sciences, 109, 96–106. https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2015.05.006

Gill, J. B. (2012). *Orogenic andesites and plate tectonics* (Vol. 16). Springer Science y Business Media.

Hartmann, J., y Moosdorf, N. (2012). *The new global lithological map database GLiM: A representation of rock properties at the Earth surface.* Geochemistry, Geophysics, Geosystems, 13(12), 1–37. https://doi.org/10.1029/2012GC004370

Heap, M. J., Lavallée, Y., Petrakova, L., Baud, P., Reuschlé, T., Varley, N. R., y Dingwell, D. B. (2014). *Microstructural controls on the physical and mechanical properties of edifice-forming andesites at Volcán de Colima, Mexico.* AGU: Journal of Geophysical Research, Solid Earth, 119(iv), 3076–3095. https://doi.org/10.1002/2013JB010521.Received

IIGE. (2019). *Mapa metalogenético de la república del Ecuador.* Instituto de Investigación Geológico y Energético.

İnce, İ., y Bozdağ, A. (2021). *An investigation on sample size in Leeb hardness test and prediction of some index properties of magmatic rocks.* Arabian Journal of Geosciences. https://doi.org/10.1007/s12517-021-06478-9/Published

ISRM. (1978a). *Suggested Methods for Determining Tensile Strength of Rock Materials. Part 2: Suggested Method for Determining Indirect Tensile Strength by the Brazil Test.* International Journal of Rock

Mechanics and Mining Sciences, 15(3), 99–103.
ISRM. (1978b). *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses.* International Society for Rock Mechanics, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., 15(6), 319–368.
ISRM. (1979). *Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 137–140.
Ladygin, V. M., Girina, O. A., y Frolova, Y. V. (2023). *The Petrophysical Properties and Strength of Extrusive Rocks Discharged by Bezymianny Volcano, Kamchatka.* Journal of Volcanology and Seismology, 17(3), 159–174. https://doi.org/10.1134/S0742046323700197
Le Bas, M. J., Le Maitre, R. W., y Woolley, A. R. (1992). *The Construction of the Total Alkali-Silica Chemical Classification of Volcanic Rocks*.* Mineralogy and Petrology, 46, 1–22.
Nauret, F., Samaniego, P., Ancellin, M. A., Tournigand, P. Y., Le Pennec, J. L., Vlastelic, I., Gannoun, A., Hidalgo, S., y Schiano, P. (2018). *The genetic relationship between andesites and dacites at Tungurahua volcano, Ecuador.* Journal of Volcanology and Geothermal Research, 349, 283–297. https://doi.org/10.1016/j.jvolgeores.2017.11.012
Ozsan, A., Basarir, H., y Cilsal, M. (2006). *Engineering geological investigations along the Ankara subway extension*.
Přikryl, R. (2006). *Assessment of rock geomechanical quality by quantitative rock fabric coefficients: Limitations and possible source of misinterpretations.* Engineering Geology, 87(3–4), 149–162. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.05.011
Sabatakakis, N., Tsiambaos, G., Ktena, S., y Bouboukas, S. (2018). *The effect of microstructure on mi strength parameter variation of common rock types.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 77(4), 1673–1688. https://doi.org/10.1007/s10064-017-1059-7
Siratovich, P. A., Heap, M. J., Villeneuve, M. C., Cole, J. W., Kennedy, B. M., Davidson, J., y Reuschlé, T. (2016). *Mechanical behaviour of the Rotokawa Andesites (New Zealand): Insight into permeability evolution and stress-induced behaviour in an actively utilised geothermal reservoir.* Geothermics, 64, 163–179. https://doi.org/10.1016/j.geothermics.2016.05.005
Thorpe, R. S., y Francis, P. W. (1979). *Variations in andean andesite compositions and their petrogenetic significance.* Tectonophysics, 57(1), 53–70. https://doi.org/10.1016/0040-1951(79)90101-X
Török, Á., y Czinder, B. (2017). *Relationship between density, compressive strength, tensile strength and aggregate properties of andesites from Hungary.* 76(18). https://doi.org/10.1007/s12665-017-6977-y
Ulusay, R., Ersoy, H., Sünnetci, M. O., y Karahan, M. (2025). *The Leeb (Equotip) hardness test for rock materials: An overview, assessments on the factors influencing test results, and prediction models based on a large database.* Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 84(3). https://doi.org/10.1007/s10064-025-04170-w
Ündül, Ö., y Er, S. (2017). *Investigating the effects of micro-texture and geo-mechanical properties on the abrasiveness of volcanic rocks.* Engineering Geology, 229, 85–94. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.09.022
Zhang, L. (2017). *Engineering Properties of Rocks. Chapter 3 - Intact Rock (Second Edition).* https://doi.org/10.1016/b978-0-12-802833-9.00003-1

LA UTILIDAD DEL ENSAYO HVSR EN LA DETERMINACIÓN DEL BASAMENTO ROCOSO. ANÁLISIS DE CASOS EN ECUADOR RELACIONADOS CON PRESAS DE TIERRA

Gabriela TORRES GALÁRRAGA[(1)*], Olegario ALONSO-PANDAVENES[(2)], Francisco Javier TORRIJO ECHARRI[(3)] y Mariela MACÍAS-PÁRRAGA[(4)]

[(1)] GEOTOP Equatorial Consulting
*gabbytorres90@gmail.com

[(2)] Universidad Central del Ecuador. Facultad de Geología, Minas, Petróleo y Ambiental (FIGEMPA)
Grupo de Investigación en Movimientos en Masa (GIMMA)

[(3)] Centro de Investigación en Arquitectura, Patrimonio y Gestión para el Desarrollo Sostenible (PEGASO). Departamento Ingeniería del Terreno
Universitat Politècnica de València (UPV)

[(4)] Universidad Central del Ecuador. Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas (FICA)

RESUMEN

En los últimos diez años, el uso del ensayo de sísmica pasiva HVSR, que emplea el ruido ambiental para analizar el terreno, se ha venido intensificando, con la aparición de nuevas aplicaciones. En Ecuador, los materiales geológicos recientes predominantes son los formados por la alteración del basamento rocoso (suelos tropicales y de alteración tipo saprolito) y los sedimentarios de origen volcánico (vulcanosedimentarios). Estos materiales presentan espesores y desarrollos que pueden superar los 40 m, lo que dificulta determinar la posición del sustrato rocoso y su cartografía. A partir de diferentes enfoques, se presentan los resultados y análisis de varios casos en los que el uso de esta técnica permitió establecer la configuración del basamento para el diseño. Los ensayos geofísicos realizados en las presas de tierra de San Marcos (Cayambe), Pampas de Salasaca (Tungurahua) y en una presa de relaves en el distrito minero de Zamora-Chinchipe permitieron establecer no solo la posición del sustrato rocoso, sino también su configuración geométrica, con base en la relación entre la frecuencia fundamental de vibración del terreno y el espesor de sedimentos depositados sobre la roca. En el primer caso, en la presa de San Marcos se ha podido determinar el espesor de distintas capas de sedimentos vulcano-sedimentarios depositadas sobre un basamento de lavas poco alterado. En el segundo caso, los resultados permitieron determinar el espesor de sedimentos volcánicos retrabajados por procesos fluvio-glaciares y depositados sobre un basamento dacítico, a fin de analizar y diseñar la cimentación de una nueva presa de tierra en las faldas del volcán Carihuairazo (Pampas de Salasaca). Por último, en el tercer caso, en el estudio de una presa de relaves mineros, se han podido definir la posición y los grados de alteración en un sustrato rocoso de tipo granítico (Batolito de Zamora) y el espesor de los sedimentos acumulados sobre él. Estos resultados permiten establecer que la técnica HVSR se configura como una herramienta fiable, sencilla de aplicar y económica en el estudio de espesores de sedimentos y características básicas de los mismos.

ABSTRACT

Over the past ten years, the use of passive high-voltage sounding (HVSR) seismic testing, which employs ambient noise to analyze the ground, has intensified, with the emergence of new applications. In Ecuador, the predominant recent geological materials are those formed by the alteration of bedrock (tropical soils and saprolite-type alteration) and volcanic sedimentary deposits (volcanic-sedimentary). These materials exhibit thicknesses and extents that can exceed 40 m, making it difficult to determine the bedrock's position and map it. Using different approaches, the results and analyses of several cases are presented, in which the use of this technique allowed for the establishment of the bedrock configuration for design purposes. Geophysical tests conducted on the earth dams of San Marcos (Cayambe), Pampas de Salasaca (Tungurahua), and a tailings dam in the Zamora-Chinchipe mining district allowed researchers to determine not only the position of the bedrock but also its geometric configuration, based on the relationship between the fundamental vibration frequency of the ground and the thickness of sediments deposited on the rock. In the first case, at the San Marcos dam, the thickness of different layers of volcano-sedimentary sediments deposited on a relatively unaltered lava basement was determined. In the second case, the results allowed researchers to determine the thickness of volcanic sediments reworked by fluvio-glacial processes and deposited on a dacitic basement, enabling the analysis and design of the foundation for a new earth dam on the slopes of the Carihuairazo volcano (Pampas de Salasaca). Finally, in the third case, the study of a mining tailings dam enabled the determination of the position and degree of alteration in a granitic bedrock (Zamora Batholith) and the thickness of the sediments deposited on it. These results establish that the HVSR technique is a reliable, easy-to-apply, and cost-effective tool for studying sediment thicknesses and their basic characteristics.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Presa de tierra (Earth dam), Geofísica HVSR (HVSR Geophysics), Espesor de sedimentos (Sediment thickness).*

1. INTRODUCCIÓN

La determinación de la profundidad y la geometría del basamento rocoso y, por lo tanto, la definición del espesor del suelo o de los sedimentos sobre él, es un aspecto importante en el estudio geotécnico de la zona de implantación de una presa de tierra. En regiones como Ecuador, donde los espesores de sedimentos poco compactos recientes, procedentes del vulcanismo activo cuaternario, o las potencias de horizontes de meteorización (suelos tropicales o saprolitos) disponen de secuencias estratigráficas que pueden superar los 100 m con materiales poco compactos y difíciles de perforar. En este contexto, los sondeos mecánicos son procedimientos costosos y pueden llegar a tener un alcande y aplicabilidad limitados.

La técnica pasiva del método sísmico *Horizontal to Vertical Spectral Ratio* (HVSR) es un procedimiento geofísico sencillo de aplicar, de costo reducido (en relación con otros), robusto y repetible y rápido, que, si bien dispone de aplicaciones limitadas o específicas, se ha venido usando en otros aspectos por diversos autores. Popularizada por Nakamura en 1989, basándose en los estudios de Aki (1957), consiste en la medida del ruido ambiental o microtremores en las tres componentes del espacio, de donde se obtiene la frecuencia fundamental de vibración del terreno (*fo*) y su cociente espectral o amplificación asociada (*Ao*). Estos parámetros se correlacionan con el espesor de los sedimentos depositados sobre un sustrato rocoso compacto (modelo de dos capas; Lermo y Chávez-García, 1993). Según se indica en Delgado *et al*. (2000), esta técnica se puede usar en la determinación de la posición en profuidad del sustrato rocoso o establecer el espesor de sedimentos sobre él (Ibs-von Seht y Wohlenberg, 1999), microonificación sísmica (Miezah-Adams *et al*., 2024), determinación de la superficie de ruptura en deslizamientos (Alonso-Pandavenes *et al*., 2023 a y b), estudio y monitoreo de presas de tierra (Torres Galárraga, 2022) o incluso en la caracterización del terreno al poderse determinar las velocidades de la onda de corte (*Vs*) de un terreno (Yaghmaei-Sabegh y Hassani, 2020).

El presente trabajo tiene como objetivo analizar y demostrar la utilidad de un ensayo sencillo, el HVSR, y su aplicabilidad al estudio de zonas amplias relacionadas con las presas de tierra, siendo una herramienta también útil en el estudio y monitoreo de las mismas. Se revisarán tres casos de proyectos de presas de este tipo

desarrolladas en Ecuador en materiales diferentes, como son la presa hidráulica de San Marcos (provincia de Cayambe), en un valle encajado con productos de avalanchas piroclásticas y sedimentos glaciares, la presa hidráulica de Pampas de Salasaca (provincia de Tungurahua), sobre materiales coluviales y sedimentos finos y la presa de relaves de Fruta del Norte (provincia de Zamora-Chinchipe) construida sobre un saprolito. Se evidencia la contribución de la técnica geofísica como complemento a las labores de investigación y prospección geotécnica para la caracterización del terreno, reduciendo costos y tiempo de estudio y aportando datos de amplificación de la onda sísmica (efecto sitio), indispensables en zonas de alta sismicidad como es Ecuador.

2. METODOLOGÍA DE LOS ENSAYOS HVSR

El ensayo HVSR, técnica pasiva del método sísmico, consiste en la medida del denominado ruido sísmico ambiental o microtremores (vibraciones del terreno procedentes de entornos naturales dinámicos como el mar, sismos o actividad magmática y artificiales como circulación de vehículos o actividad industrial) por un conjunto de tres geófonos que se orientan en las tres direcciones del espacio (N-S, E-O y vertical). El resultado es un par de parámetros (frecuencia y amplificación) que se relacionan directamente con los materiales presentes en la zona mediante el contraste de impedancias sísmicas.

2.1. ADQUISICIÓN Y PROCESAMIENTO DE DATOS

El equipo es sencillo, ligero y compacto, siendo necesario solamente el conjunto de los tres geófonos (normalmente en una caja aislada) y un sistema de control y almacenamiento de datos (ordenador portátil). El conjunto de geófonos se instala en el terreno (estación de medida) de manera solidaria a él para que no sufra alteraciones o vibraciones espúrias procedentes de viento o actividad cercana. Una vez instalado, se registra el ruido ambiental por espacio de 10 minutos (mínimo recomendado en el proyecto SESAME, 2004) o más tiempo, de manera que se disponga de una longitud de registro suficiente para ser filtrado y procesado y, con ello, se puedan reducir los efectos de ondas transitorias no deseadas en este tipo de ensayo.

La obtención de los parámetros indicados anteriormente se realiza por medio de un análisis espectral, pasando los registros del dominio espacio-tiempo a frecuencias (mediante la aplicación de una transformada rápida de Fourier). Este procesamiento se realiza seleccionando los tramos de registro de mejor calidad (ventaneo y filtrado) y componiendo o combinando las medidas en las dos direcciones horizontales (N-S y E-O) en una única componente horizontal (H). Por último, se realiza el cociente espectral de los resultados horizontales frente a los verticales (H/V) y se dibuja la curva de dispersión, o también llamada elipticidad (frecuencias *vs*. H/V; Delgado *et al*., 2000, Alonso-Pandavenes, 2024).

La curva de elipticidad presentará uno (lo más común) o varios picos máximos, de los cuales se extraen sus valores correspondientes de frecuencia y amplificación (H/V). Estos parámetros son los que definen las características del terreno en relación con el contraste de impedancia sísmica para un modelo de dos capas (sedimentos *vs*. roca; Nakamura, 1989).

2.2. MODELADO DE ESPESORES

El espesor de los sedimentos se relaciona con la frecuencia fundamental del terreno en un punto mediante la ecuación simplificada propuesta por Aki (1957) y Nakamura (1989):

$$H = \frac{V_s}{4\, f_o} \tag{1}$$

Donde H es el espesor en metros de los materiales depositados sobre un basamento rocoso o compacto, Vs es la velocidad de la onda de corte de estos sedimentos y fo es la frecuencia fundamental del terreno obtenida en el ensayo HVSR. Estos espesores también pueden ser determinados a partir de ecuaciones empíricas de correlación local cuando se dispone de sondeos u otros ensayos geofísicos (Alonso-Pandavenes, 2024).

2.3. VALIDACIÓN Y CORRELACIÓN

Los ensayos geofísicos se deben contrastar con otros datos, por ejemplo, sondeos o secciones geológicas disponibles, para definir el modelo final de interpretación, debido a que las soluciones a la inversión de sus datos ofrecen infinitas soluciones. Esta integración reduce la incertidumbre y ajusta el modelo de interpretación mediante la calibración de los resultados y en relación con el entorno eológico analizado.

3. CASOS DE ESTUDIO

3.1. ZONA 1: PRESA DE SAN MARCOS (CAYAMBE)

El embalse de la presa de San Marcos está situado en un valle glaciar al nordeste del volcán Cayambe, en la provincia del mismo nombre. Para la construcción de la presa se realizaron varios sondeos de investigación geológico-geotécnica, de los cuales solamente 4, realizados en los extremos, alcanzaron el sustrato rocoso (lavas), mientras que en su parte central (P-8 en la Figura 1) se llegó a perforar 80 m sin cortar estos materiales del basamento. Los rellenos superficiales del valle están constituidos por flujos piroclásticos sobre el basamento (que cerraron el valle y represaron hielo y agua) y secuencias fluvio-glaciares sobre estos materiales (Torres, 2018).

En esta zona se realizaron estudios geofísicos aplicando el método HVSR para determinar la forma del basamento y el espesor de los sedimentos depositados sobre el mismo, apoyándose en la correlación empírica entre la frecuencia fundamental de ensayos HVSR, realizados en la ubicación de los sondeos (análisis de tipo paramétrico) y la potencia de los sedimentos en aquellos que alcanzaron el basamento.

A partir de 20 estaciones de medida HVSR se obtuvo la sección transversal al valle interpretada (Figura 1), en la que se puede observar la definición de varias fallas que afectan al basamento (algunas identificadas en los sondeos; Alonso-Pandavenes *et al*., 2024).

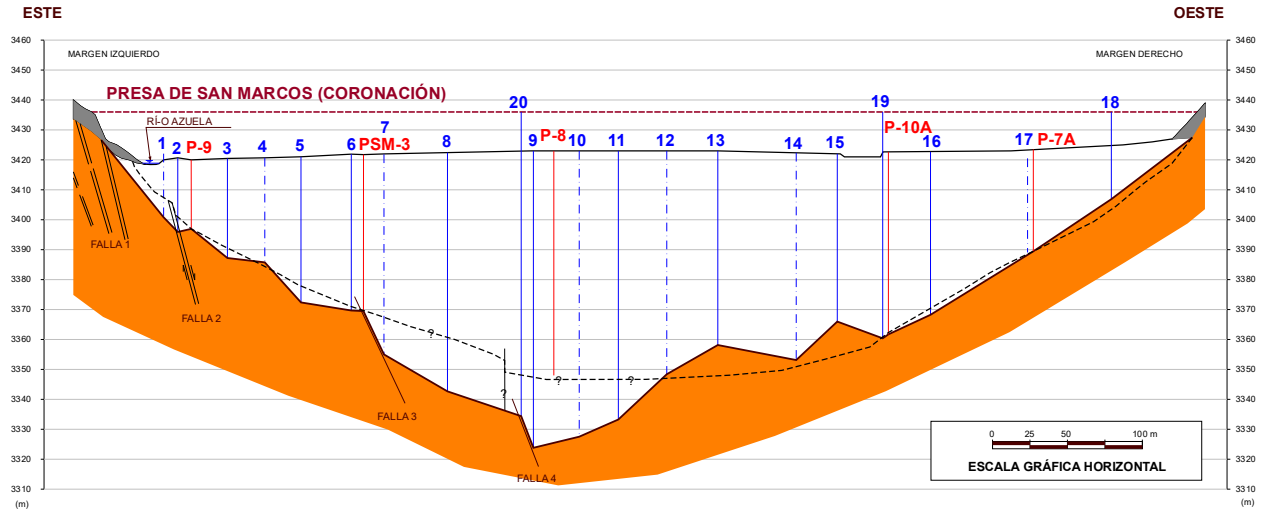


Figura 1. Sección transversal de la presa de San Marcos por su pie aguas abajo mostrando el basamento. En azul la posición de los ensayos HVSR realizados y, en rojo, los sondeos ejecutados (Alonso-Pandavenes *et al*., 2024).

En esta zona también se utilizó el ensayo HVSR para análizar el potencial de licuación del terreno ante solicitaciones dinámicas (sismos). Para ello se obtuvo el Índice de Vulnerabilidad (*Kg*) definido por Nakamura (1997) que relaciona la amplificación (*Ao*) con la frecuencia fundamental de vibración del terreno (*fo*) y, a su vez, está relacionado con la capacidad de deformarse el suelo o *Ground Shear Strength* (*GSS*; Ishihara, 1993).

En la Tabla 1 se muestran los resultados de los parámetros obtenidos en el ensayo HVSR, junto con el valor asociado del índice *Kg* y el de deformación *GSS* (adimensionales). Por último, en la columna de susceptibilidad se presenta la valoración de la potencialidad de que dispone el terreno o este presenta ante el fenómeno de licuación.

Estos resultados fueron contrastados con el análisis del Factor de Licuación (Youd e Idriss, 2001) obtenido a partir de la información de los sondeos realizados en la zona, concluyéndose que el ensayo HVSR es una herramienta confiable y correlacionable con estos estudios de licuación.

Tabla 1. Resultados de los ensayos HVSR, valor de *Kg* y *GSS* y análisis de la susceptibilidad a la licuación bajo cada punto de ensayo basándose en el valor del índice de vulnerabilidad *Kg*.
Modificado de Alonso-Pandavenes *et al*. (2024).

Estación	*fo* (Hz)	*Ao* (adim)	*Kg* (adim)	*GSS* (adim)	Susceptibilidad
1	61.26	1.90	0.1	$1.92\ 10^{-5}$	NO
2	33.05	3.45	0.4	$1.17\ 10^{-4}$	NO
3	10.01	4.94	2.4	$7.92\ 10^{-4}$	NO
4	7.36	0.95	0.1	$3.99\ 10^{-5}$	NO
5	1.51	4.92	16.0	$5.21\ 10^{-3}$	SI
6	1.61	3.70	8.5	$2.76\ 10^{-3}$	SI
7	0.18	1.45	11.7	$3.80\ 10^{-3}$	SI
8	0.29	3.36	38.9	$1.27\ 10^{-2}$	SI
9	0.12	3.10	80.1	$2.60\ 10^{-2}$	SI
10	0.14	3.31	78.3	$2.54\ 10^{-2}$	SI
11	0.18	2.14	25.4	$8.27\ 10^{-3}$	SI
12	0.38	2.81	20.8	$6.75\ 10^{-3}$	SI
13	0.67	8.74	114.0	$3.71\ 10^{-2}$	SI
14	0.27	9.33	322.4	$1.05\ 10^{-1}$	SI
15	1.21	5.35	23.7	$7.69\ 10^{-3}$	SI
16	1.36	5.17	19.7	$6.39\ 10^{-3}$	SI
17	12.58	4.49	1.6	$5.21\ 10^{-4}$	NO
18	17.11	7.42	3.2	$1.05\ 10^{-3}$	NO
19	0.36	2.37	15.6	$5.07\ 10^{-3}$	SI
20	0.19	3.61	68.6	$2.23\ 10^{-2}$	SI

3.2. ZONA 2: ÁREA DE CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA PAMPAS DE SALASACA (TUNGURAHUA)

El emplazamiento para la construcción de la presa de Pampas de Salasaca, en la provincia de Tungurahua, presenta una geomorfología de valle glaciar en U (Figura 2A) formado por un basamento de lavas (dacíticas y andesíticas) procedentes del cercano volcán Carihuayrazo. El proceso de colmatación a lo largo del tiempo (Llerena y Alonso-Pandavenes, 2024) presenta una secuencia de depósitos volcánicos (avalanchas de piroclastos) retrabajados por agentes galciares (gruesos y caóticos) y fluvio-glaciares (aluviales finos) de espesor indeterminado (las perforaciones realizadas alcanzaron entre 15 y 25 m de profundidad).

En este caso se empleó el valor de los ensayos SPT (*Standard Penetration Test*) realizados para la caracterización del terreno para obtener la velocidad de la onda de corte y aplicar la Ecuación 1, según la correlación para materiales genéricos de Ohta y Goto (1978), la cual representa bien la valoración de este tipo de materiales (Ecuación 2).

$$Vs = 69\ .\ 1{,}3\ .\ 1{,}09\ .\ z^{0,2}\ .\ N^{0,17} \qquad (2)$$

Donde *Vs* es la velocidad de la onda de corte (m/s) para un espesor de material *z* (m), siendo *N* el valor medio del golpeo del ensayo SPT para dicho espesor. La media obtenida de los 12 sondeos realizados en la zona de investigación fue de 370 m/s (que sería un perfil de suelos compactos).

Los ensayos HVSR que se realizaron a lo largo del eje de la presa (estación de medida, ver equipo de medida usado en la Figura 2B) ofrecieron, una vez procesados, los resultados que se muestran en la Tabla 2 y, aplicando la Ecuación 1 con los valores obtenidos en la Ecuación 2, se determinaron los espesores que se muestran en la misma tabla (Llerena y Alonso-Pandavenes, 2024).

Tabla 2. Resultados de los ensayos HVSR y espesores (m).
Modificado de Llerena y Alonso-Pandavenes, 2024.

Estación	*fo* (Hz)	*Ao* (adim)	Espesor (m)
H1	2.02	3.89	45.8
H2	2.78	3.53	33.3
H3	3.73	8.1	24.8
H4	3.19	8.46	29.0
H5	1.29	6.85	71.7
H6	1.72	7.76	53.8

Estación	*fo* (Hz)	*Ao* (adim)	Espesor (m)
H1	2.02	3.89	45.8
H2	2.78	3.53	33.3
H3	3.73	8.1	24.8
H7	1.58	5.23	58.5



Figura 2. (A)Vista general de la zona de implantación de la presa Pampas de Salasaca (provincia de Tungurahua). (B) Equipo de medida HVSR instalado en el terreno haciendo un registro.

En la Figura 3 se muestra la sección interpretada de la profundidad del basamento para el eje de construcción de la presa en la que se pueden observar dos ondulaciones que probablemente estén relacionadas con estructuras falladas del basamento o un paleorelieve glaciar del valle original (Llerena y Alonso-Pandavenes, 2024).

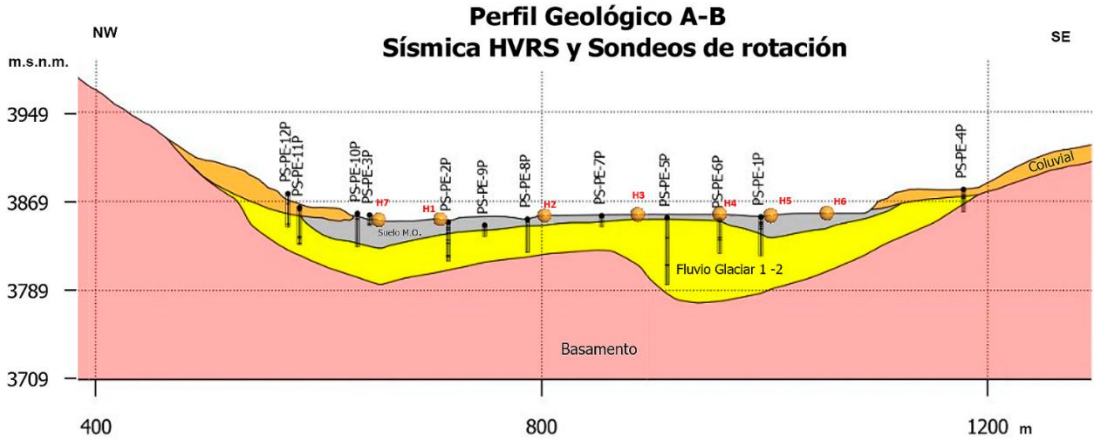


Figura 3. Sección geológica interpretada con trazado transversal al valle, combinando los resultados de los sondeos y los de los ensayos HVSR. Presa Pampas de Salasaca (Llerena y Alonso-Pandavenes, 2024).

3.3. ZONA 3: PRESA DE RELAVES (ZAMORA-CHINCHIPE)

La ubicación de la presa de relaves mineros de Fruta del Norte se encuentra en un saprolito derivado de la alteración severa del Batolito de Zamora, en la provincia de Zamora-Chinchipe. Presenta una composición granodiorítica con más de 40 m de espesor de materiales de tipo areno-arcillosos, producto de la meteorización y fracturación del basamento rocoso (Torres, 2022).

En esta zona se aplicaron un total de 25 ensayos HVSR, distribuidos en el cuerpo de la presa y sus alrededores. Para la determinación del basamento se empleó una técnica similar a la descrita para la presa de San Marcos, con una correlación empírica entre las frecuencias *fo* obtenidas en los ensayos HVSR y la correlación con el espesor de sedimentos determinado en los sondeos, usado así de forma paramétrica (Parolai *et al*., 2019). La fórmula obtenida (Torres *et al*., 2026) fue:

$$H = 212{,}45\, f_o^{-1.929} \quad (3)$$

Donde *H* es el espesor de sedimentos sobre el sustrato rocoso y *fo* la frecuencia obtenida en el ensayo (ver resultados en la Tabla 3).

Tabla 3. Resultados de los ensayos HVSR y espesor de sedimentos bajo el punto de ensayo con la determinación de la cota absoluta (m.s.n.m.) del basamento (Torres *et al*., 2026).

Estación	*fo* (Hz)	*Ao* (adim)	ESPESOR (m)	Cota del Basamento (msnm)
TSF-1	1.85	8.61	65	1402.1
TSF-2	1.72	7.05	74	1392.2
TSF-3	1.71	5.43	76	1391.7
TSF-4	1.57	5.26	89	1378.0
TSF-5	2.31	3.74	42	1417.0
TSF-6	1.98	3.65	57	1402.2
TSF-7	1.69	4.01	77	1382.3
TSF-8	1.79	6.05	69	1390.3
TSF-9	1.73	3.19	74	1385.5
TSF-10	1.71	6.20	75	1384.1
TSF-11	1.92	3.92	60	1380.6
TSF-12	2.05	3.98	53	1386.9
TSF-13	1.74	3.09	73	1379.3
TSF-14	2.07	8.75	52	1399.8
TSF-15	2.31	3.09	42	1400.5
TSF-16	1.34	4.74	121	1331.2
TSF-17	1.83	6.82	66	1385.6
TSF-18	2.57	9.16	35	1381.5
TSF-19	2.26	7.90	44	1373.8
TSF-20	2.54	8.93	35	1385.5
TSF-21	2.13	4.24	50	1415.1
TSF-22	1.38	32.96	115	1352.1
TSF-23	3.07	8.49	25	1439.4
TSF-24	1.94	8.14	59	1361.7
TSF-25	2.29	4.15	43	1385.0

Esta Ecuación 3 presentó un valor de R^2 de 0.958, según se muestra en la Figura 4.

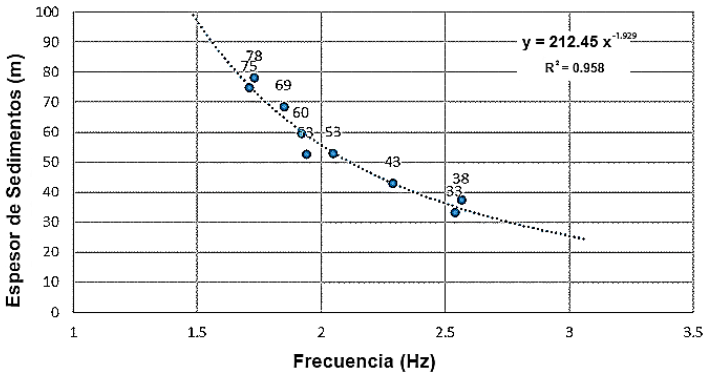


Figura 4. Interpolación de la relación empírica entre la frecuencia fundamental de vibración del terreno y los espesores de sedimentos en la zona de la presa de Zamora-Chinchipe (Torres *et al*., 2026).

Los espesores encontrados fueron de más de 100 m (entre 25 m y 121 m), configurando así el estudio de detalle de la posición y estado del basamento rocoso bajo la presa ya construida. Esto ha permitido también evidenciar las variaciones en las condiciones de alteración diferencial de la roca y fue información que permitió analizar el estado de la cimentación de la presa.

4. DISCUSIÓN

El uso y aplicación del ensayo de sísmica pasiva HVSR en los tres casos presentados y analizados permiten evaluar el uso de una técnica de aplicación sencilla y robusta en la adquisición e interpretación de los resultados obtenidos. Si bien presenta algunas limitaciones (Delgado *et al.,* 2000), como la modelación de un sistema de dos capas (sedimentos sobre basamento) o la dificultad de usarla en entornos muy ruidosos (de tipo industrial), la aplicación en contextos de suelos volcánicos y tropicales ha ofrecido excelentes resultados, con contraste de perforaciones u otros ensayos que permiten aplicarla en diferentes lugares (Alonso-Pandavenes, 2024).

Bien usando una correlación empírica, cuando se disponga de información mediante perforaciones de la

posición del sustrato rocoso (casos de las presas de San Marcos y Zamora-Chinchipe), o bien a partir del uso de ensayos SPT en sondeos para el cálculo de la velocidad de la onda de corte (*Vs*), la precisión de los resultados es confiable y elevada. En estos casos es necesario, como indica Alonso-Pandavenes (2024), que el contraste de impedancias sísmicas (relación entre la densidad y la velocidad de propagación de una onda elástica en el terreno) sea superior a 1,5 o 2,0 para que los resultados sean aceptables y válidos.

Las profundidades que se alcanzan mediante el ensayo (en función del tiempo de registro y del ruido ambiental de la zona) pueden ser superiores a los 100 m, lo que hace de la técnica una herramienta fundamental en la economía de un proyecto de investigación geotécnica, reduciendo el número de perforaciones necesarias para determinar la posición de un sustrato competente (SESAME Project, 2004).

Por otra parte, la aplicación de este ensayo HVSR, de bajo costo y fácil de aplicar, permite extender los datos obtenidos en campañas geotécnicas e incluso modelar zonas en tres dimensiones (Alonso-Pandavenes, 2024). La facilidad de su aplicación y las pocas necesidades del equipo para ser implantado en el terreno hace que sea una buena herramienta para modelizar un basamento rocoso complejo (Lermo y Chávez-García, 1993).

En otros aspectos, la relación del índice de vulnerabilidad (*Kg*), Nakamura (1993), con la capacidad de deformarse un terreno hace útil esta técnica en el análisis de deslizamientos (Alonso-Pandavenes *et al*., 2024) y en la valoración de la capacidad de licuación de materiales saturados (Alonso-Pandavenes *et al*., 2023 a y b)

Como cualquier método geofísico, la integración de sus datos con otros resultados bien de campañas geológicas, geotécnica o geofísicas permite construir modelos híbridos más ajustados y de mayor precisión lo que en campañas preliminares o avanzadas de investigación de presas de tierra pemite la optimización de tiempo y gastos y ofreciendo datos aplicables a la mitigación de las solicitaciones dinámicas (terremotos) al ser correlacionable con el periodo fundamental del vibración del terreno (inversa de la frecuencia obtendia en el ensayo) y su amplificación asociada o efecto sitio (Miezah-Adams *et al*., 2024).

5. CONCLUSIONES

La aplicación del ensayo sísmico pasivo HVSR en los estudios previos o avanzados de proyectos de presas de tierra en Ecuador ha demostrado que se trata de una técnica robusta y confiable a la vez que eficiente en la determinación del basamento rocoso, incluso en sitios geológicamente complejos. A través de los casos analizados en Zamora-Chinchipe, Cayambe y Tungurahua para investigación en presas de tierra, la metodología presentada permite:

- Ampliar el conocimiento geológico-goetécnico de las zonas y reducir la incertidumbre de los modelos obtenidos en investigaciones geotécnicas. Esto proporciona una idea de la geometría del basamento en zonas donde los sondeos mecánicos resultan limitados en su ejecución, económicamente inviables o de difícil instalación.
- Alcanzar profundidades de investigación superiores a los 100 m (mediante modelos de dos capas), lo que permite ampliar los rangos de exploración respecto a técnicas convencionales directas y reducir costos.
- Integrar parámetros dinámicos como el índice de vulnerabilidad (Kg) o el GSS, lo que aporta información adicional tanto en la respuesta dinámica del terreno frente a sísmos como en el análisis preliminar de la susceptibilidad a fenómenos de licuación.
- Optimizar la investigación de proyectos de infraestructura (por ejemplo, en presas de tierra u otros) ofreciendo una herramienta de rápida aplicación e interpretación y económica en relación con otras técnicas directas o indirectas, complementando las campañas de perforación, lo que permite extender la información geológica a áreas más extensas.

No obstante, se ha de reconocer que el ensayo HVSR presenta ciertas limitaciones que hay que considerar, como pueden ser las relacionadas con la variabilidad local de las velocidades sísmicas *Vs*, los entornos ruidosos de tipo industrial (ruido espúrio) o a la necesidad de calibración mediante correlaciones empíricas específicas y locales (sondeos). Hay que tener en cuenta que su aplicación debe de ser parte de un enfoque integrado en el que la información directa (en combinación con sondeos mecánicos) o indirecta (mediante la aplicación de otros ensayos geofísicos) permita un modelaje confiable del terreno.

En conclusión, el ensayo HVSR es un complemento de la investigación geotécnica de presas de tierra y los materiales sedimentarios que se encuentran en Ecuador, lo cual contribuye a mejorar los resultados de las investigaciones geológico-geotécnicas en zonas caracterizadas por su geología compleja y alta sismicidad.

REFERENCIAS

Aki, K. (1957) Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. *Bulletin of the Earthquake Research Institute*. Vol: 35:415-456.

Alonso-Pandavenes, O. (2024) Técnicas de Sísmica Pasiva HVSR Aplicadas a la Geotecnia. Aplicación al Estudio de Movimientos en Masa en la Planificación Territorial e Infraestructura Civil en Ecuador. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de València, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Alonso-Pandavenes, O., Torrijo, F.J., Garzón-Roca, J. y Gracia, A. (2023a) Early Investigation of a Landslide Sliding Surface by HVSR and VES Geophysical Techniques Combined, a Case Study in Guarumales (Ecuador). *Applied Sciences*. Vol. 13:1023. DOI10.3390/app13021023.

Alonso-Pandavenes, O., Bernal, D., Torrijo, F.J. y Garzón-Roca, J. (2023b) A Comparative Analysis for Defining the Sliding Surface and Internal Structure in an Active Landslide Using the HVSR Passive Geophysical Technique in Pujilí (Cotopaxi), Ecuador. *Land.* Vol. 12:961. DOI:10.3390/land12050961.

Alonso-Pandavenes, O., Torrijo, F.J. y Torres, G. (2024) Analysis of the Liquefaction Potential at the Base of the San Marcos Dam (Cayambe, Ecuador) - A Validation in the Use of the Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio. *Geosciences.* Vol. 14(11):306. DOI:10.3390/geosciences14110306.

Delgado, J., López Casado, C., Giner, J., Estévez, A., Cuenca, A. y Molina, A. (2000) Microtremors as a Geophysical Exploration Tool: Applications and Limitations. *Pure and Applied Geophysics*. Vol.: 157:1445–1462. DOI:10.1007/PL00001128.

Ibs-von Seht, M. y Wohlenberg, J. (1999) Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol: 89(1):250–259. DOI:10.1785/BSSA0890010250.

Ishihara, K. (1993) Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes. *Géotechnique* Vol. 43:351–451. DOI:10.1680/geot.1993.43.3.351.

Lermo, J., y Chávez-García, F. J. (1993). Site effect evaluation using spectral ratios with microtremors. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 83(5): 1574–1594.

Llerena Mena, R.S. y Alonso-Pandavenes, O. (2024) Análisis de la zona de implantación del embalse Pampas de Salasaca, provincia de Tungurahua, desde el enfoque geológico, geotécnico y de peligros por deslizamientos. Tesis de Grado. Universidad Central del Ecuador. Quito. Recuperado de https://www.dspace.uce.edu.ec/entities/publication/3c64c833-8b10-4d33-94b7-b4fe556f6aac.

Miezah-Adams, M., Torvor, F.K., Ansah, E., Boateng, E.K. y Ewusi, A. (2024) Microtremor HVSR Technique for Seismic Risk Vulnerability Studies and Microzonation of Site Materials. En: Exploring the Unseen Hazards of Our World. Editor: Mohammad Mokhtari. Editorial: IntechOpen. Londres. Reino Unido. DOI:10.5772/intechopen.1006526

Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Report of Railway Technical Research Institute*

Nakamura, Y. (1997) Seismic Vulnerability Indices for Ground and Structures Using Microtremor. In Proceedings of the World Congress. Florence. Italy. 17–19 September 1997. pgs. 7.

Ohta, Y. y Goto, N. (1978) Empirical shear wave velocityequations in terms of characteristics soil indexes. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* Vol. 6(2): 167 – 187. DOI:10.1002/eqe.4290060205

Parolai, S., Picozzi, M., Richwalski, S. M., y Milkereit, C. (2019). Joint application of HVSR and array techniques: An overview of recent developments. *Surveys in Geophysics*. Vol: 40:131–153.

SESAME Project (2004). *Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations*. European Commission Research Report.

Torres, G. (2018) La Amenaza Sísmica y Volcánica de la Presa de la Laguna San Marcos. Cayambe-Pichincha. Tesis de Grado. Universidad Central del Ecuador. Quito. Recuperado de: http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/16316.

Torres, G. (2022) Aplicación de Medidas del Ruido Sísmico Ambiental para definir la posición del Basamento Rocoso en una Presa de Relaves. Tesis de Máster. UNED-CEDEX. Madrid

Torres, G., Alonso-Pandavenes, O. y Torrijo Echarri, F.J. (2026) Horizontal to Vertical Spectral Ratio seismic noise measurements to determine the location of bedrock beneath a saprolite soil in Ecuador. Proceedings of the 21st International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vienna. (artículo admitido pendiente de presentación).

Yaghmaei-Sabegh, S. y Hassani. B. (2020) Investigation of the relation between Vs30 and site characteristics of Iran based on horizontal-to-vertical spectral ratios. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol.: 128:105899. DOI10.1016/j.soildyn.2019.105899.

Youd, T.L.e Idriss, I.M. (2001) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Work-shops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering.* Vol. 127:817–833. DOI:10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:10(817).

TEMA 4

TÚNELES Y EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS

ESTUDIOS DE AFECCIÓN A INFRAESTRUCTURAS DEL METRO DE MADRID

Gustavo ARMIJO PALACIO[(1)*] y Javier Alonso Vázquez[(1)]

[(1)] Drace Geocisa
*garmijop@Drace.com

RESUMEN

Cuando se construye o reforma un edificio de viviendas o de oficinas o una nave a menos de 20 m de estaciones, túneles o pozos de ventilación, Metro de Madrid exige que se realice un estudio del grado de afección que estas obras tendrán sobre su infraestructura. Esta afección se analiza desde el punto de vista de las tensiones y deformaciones, utilizando, en función de la complejidad del escenario, modelos 2D o 3D. Para ello, se emplean programas informáticos basados en las teorías de los elementos finitos o de las diferencias finitas. Para poder aplicar estos modelos se requiere contar con los correspondientes planos topográficos y conocer la estratigrafía y las propiedades geotécnicas del terreno, las características estructurales y la fecha de construcción tanto de la estación y/o túnel de Metro y como del edifico/nave a construir/reformar, junto con las fases de ejecución de la obra. Con el objeto de contrastar las predicciones de estos modelos con el comportamiento real, el estudio de afección se complementa con un plan de auscultación en el que se define el número, tipo y situación de los sensores a colocar, la frecuencia con que se hará la lectura de los mismos, los umbrales de alarma (verde, ámbar y rojo) a tener en cuenta y los protocolos de actuación que deben ir asociados a cada uno de ellos. Tomando como base la decena de estudios de afección realizados hasta la fecha por los autores de este artículo, en él se analizan los resultados de los mismos, teniendo en cuenta, entre otras cosas, las características del terreno en cada caso, la distancia y posición relativa de la infraestructura de Metro y de la estructura a construir/reformar, junto con las características estructurales de ambas. Finalmente, a partir de este análisis se dan recomendaciones para estudios futuros, tanto desde el punto de vista del propio estudio de afección como del plan de auscultación que debe ir siempre asociado a él.

ABSTRACT

When a residential or office building or warehouse is constructed or renovated within 20 meters of stations, tunnels, or ventilation shafts, Metro de Madrid requires a study of the impact these works will have on its infrastructure. This impact is analyzed from the perspective of stresses and deformations, using 2D or 3D models depending on the complexity of the scenario. This is done using computer programs based on finite element or finite difference theories. To apply these models, the corresponding topographic maps are required, as well as knowledge of the stratigraphy and geotechnical properties of the ground, the structural characteristics and construction date of both the Metro station and/or tunnel and the building/warehouse to be constructed/renovated, along with the phases of the construction works. In order to compare the predictions of these models with actual behavior, the impact study is complemented by a monitoring plan that defines the number, type, and location of the sensors to be installed, the frequency with which they will be read, the alarm thresholds (green, amber, and red) to be considered, and the action protocols that must be associated with each of them. Based on the more than ten impact studies carried out to date by the authors of this article, their results are

analyzed, taking into account, among other things, the characteristics of the ground in each case, the distance and relative position of the Metro infrastructure and the structure to be built/renovated, along with the structural characteristics of both. Finally, based on this analysis, recommendations are made for future studies, both from the perspective of the impact study itself and the monitoring plan that must always be associated with it.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Afección (Impact). Tensiones y deformaciones (Stresses and deformations). Auscultación (Monitoring).*

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

Cuando se construye o reforma un edificio de viviendas o de oficinas o una nave a menos de 20 m de estaciones, túneles o pozos de ventilación, tanto Metro de Madrid (METRO) como la Dirección General de Infraestructuras del Transporte Colectivo de la Consejería de Vivienda, Transportes e Infraestructuras de la Comunidad de Madrid (CAM), exigen que se realice un estudio del grado de afección que estas obras tendrán sobre su infraestructura. Esta exigencia está basada en lo previsto en la Ley 38/2015, de 29 de septiembre, del sector ferroviario, para parcelas que se encuentran en zona de protección de infraestructura ferroviaria.

En función de lo anterior, en el apartado 2 de este artículo se detalla la información necesaria para realizar este tipo de estudios de afección, en el apartado 3 se describen los modelos 2D y 3D que normalmente se utilizan para estos estudios, dependiendo de las condiciones de cada caso, en el apartado 4 se indica cómo se realiza el análisis de tensiones y deformaciones para determinar el grado de afección, en el apartado 5 se desarrolla el plan de auscultación necesario para contrastar las predicciones de estos modelos con el comportamiento real y, finalmente, en el apartado 6 se incluyen una serie de conclusiones y de recomendaciones para estudios futuros, tanto desde el punto de vista del propio estudio de afección como del plan de auscultación que debe ir siempre asociado a él.

2. INFORMACIÓN NECESARIA PARA LOS ESTUDIOS DE AFECCIÓN

Para la realización de estudio de afección a la infraestructura de METRO, los promotores del proyecto de construcción o reforma de un edificio de viviendas o de oficinas o de una nave cercana a estaciones, túneles y/o pozos de ventilación de Metro, deben remitir lo siguiente, a los técnicos que hagan dicho estudio:

- Información geotécnica del subsuelo en la zona objeto de estudio, en la que se detallen las diferentes capas de terreno con sus cotas, espesores y diferentes propiedades (densidad, cohesión, ángulo de rozamiento interno, módulo de deformación, coeficiente de Poisson, coeficiente de dilatancia, etc.). Además, se debe indicar la posición del nivel freático y sus posibles variaciones.
- Planos que definan la geometría y características constructivas de la infraestructura de Metro (estaciones, túneles y/o pozos de ventilación), en la zona de influencia del edificio o nave a construirse o reformarse.
- Levantamiento topográfico para confirmar la posición de la parcela donde se construirá o reformará el edificio o nave, con respecto a la infraestructura de METRO.
- Detalles del edificio a construir, incluyendo su estructura y cimentación (tipo de estructura y características de los materiales, módulos de deformación, resistencia característica, etc.), cargas transmitidas, etc.
- Fases constructivas de toda la actuación, cotas de la cimentación y de las diferentes plantas del edificio, incluyendo los sótanos y características de los apuntalamientos o anclajes previstos, etc.

En relación con propiedades geotécnicas de las diferentes capas de terreno identificadas en el estudio geotécnico, para determinar sus propiedades, además de los resultados de los ensayos in situ y de laboratorio realizados, se deben tener en cuenta, a modo de referencia, las propiedades adoptadas en trabajos previos, como las indicadas por Oteo *et al.* (2003). Estas propiedades se resumen en la tabla 1.

Adicionalmente, resulta muy útil la publicación de Melis (2102), por contener información sobre la fecha de construcción, método constructivo y características del revestimiento de diferentes tramos del Metro de Madrid.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos para los proyectos de ampliación del Metro de Madrid (1999-2003). (Oteo *et al.*, 2003)

Tipo de Suelo	γ_{ap} (t/m^3)	c (t/m^2)	Φ (º)	E (t/m^2)	ν	K (t/m^3)
Rellenos antrópicos	1,80	0,0	28,0	$0,8\text{-}1,0\cdot10^3$	0,35	$0,2\cdot10^4$
Rellenos compactados	2,00	1,0	33,0	$3,5\text{-}4,5\cdot10^3$	0,28	$08\text{-}1,0\cdot10^4$
Rellenos selec. bien compactados	2,10	2,0	34,0	$2\cdot10^4$	0,28	$2,0\cdot10^4$
Aluviales	2,00	0,0	32,0	$1,0\text{-}1,5\cdot10^3$	0,32	$0,5\cdot10^4$
Arenas de miga	2,00	0,5-1,0	35,0	$5,5\text{-}7,5\cdot10^3$	0,30	$1,5\text{-}2,0\cdot10^4$
Arenas tosquizas	2,05	1,0-1,5	33,0	$0,8\text{-}1,0\cdot10^4$	0,30	$1,5\text{-}2,0\cdot10^4$
Toscos arenosos	2,08	2,0-2,5	32,5	$1,3\cdot10^4$	0,30	$2,5\text{-}3,5\cdot10^4$
Toscos	2,10	3,0-4,0	30,0	$1,5\text{-}1,8\cdot10^4$	0,30	$3,0\text{-}4,0\cdot10^4$
Peñuelas verdes y grises	2,00	5,0-6,0	28,0	$2\cdot10^4$	0,28	$3,5\text{-}5,0\cdot10^4$
Peñuelas verdes o grises con yesos	2,10	5,0-8,0	30,0	$2,5\cdot10^4$	0,27	$4,0\text{-}5,5\cdot10^4$
Peñuelas reblandecidas con yesos	2,00	0,0-1,0	28,0	$1,0\cdot10^3$	0,35	$0,5\cdot10^4$
Sepiolitas	1,60	2,0	28,0	$0,5\text{-}1,0\cdot10^4$	0,28	$2,0\cdot10^4$
Caliches niveles litificados	2,20	1,5	32,0	$6,0\cdot10^4$	0,25	$08\text{-}1,0\cdot10^5$
Yesos	2,30	7,0-10,0	28,0	$4,0\cdot10^4$	0,26	$6,0\cdot10^4$
NOTA: Cuando aparecen dos valores, el superior es para niveles profundos (>10 m) o más consolidados o cementados						

En el caso de que para la construcción o reforma del edificio o nave cercano a la infraestructura de Metro sea necesaria la realización de excavaciones, deberá considerarse para las capas de terreno natural, un módulo de deformación en recarga, el cual será, aproximadamente, igual a 3 a 5 veces el módulo original, en carga.

A modo de ejemplo, en la tabla 2 se muestran las fases constructivas a considerar en el estudio de afección a un túnel de metro, por la construcción de un nuevo edificio, paralelo a él, cuya representación 2D aparece en la figura 1.

Tabla 2. Ejemplo de fases constructivas a considerar en un estudio de afección a un túnel de metro.

N.º	Fase Constructiva
1	Construcción Línea de Metro. Pantallas continuas
2	Construcción Línea de Metro. Losa de bóveda
3	Construcción Línea de Metro. Excavación entre pantallas
4	Construcción Línea de Metro. Losa de contra bóveda
5	Construcción Línea de Metro. Reposición calle
6	Reajuste de movimientos del terreno
7	Construcción del nuevo edificio. Excavación.
8	Construcción del nuevo edificio. Cimientos
9	Construcción del nuevo edificio. Estructura
10	Puesta en servicio del nuevo edificio

3. MODELOS 2D O 3D EMPLEADOS

En la docena de estudios de afección realizados por los autores de este artículo, hasta la fecha, se han empleado tanto modelos 2D como modelos 3D. Para los primeros se ha utilizado el programa PLAXIS 2D, basado en elementos finitos y para los segundos se ha utilizado el programa FLAC 3D, basado en diferencias finitas.

Si bien los modelos 2D son en general más sencillos de plantear y requieren un menor tiempo de cálculo, en los siguientes casos no resulta recomendable su aplicación:

- El túnel de metro cruza por debajo del edifico o nave, en forma diagonal (Figura 2)
- La distancia relativa entre túnel o estación y el edificio o nave, es variable (Figura 3)

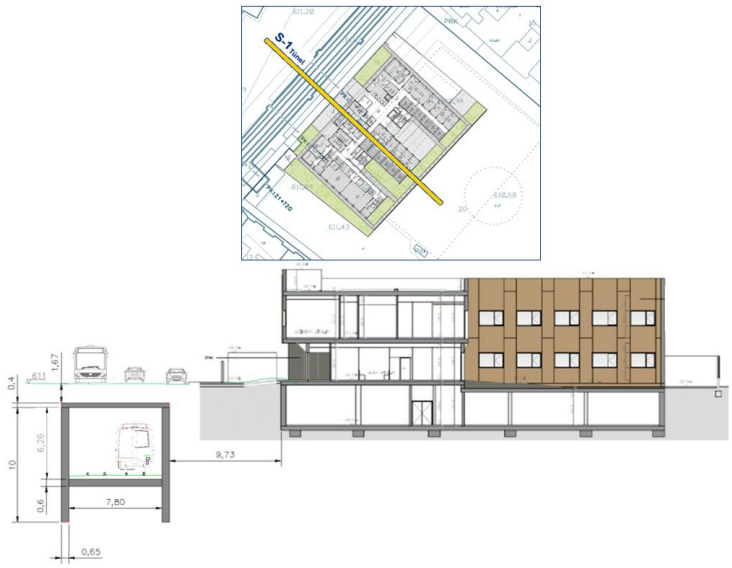


Figura 3. Sección transversal del nuevo edificio y del túnel de metro.

En ambos casos, la utilización de un modelo 2D llevaría a la consideración de un número importante de secciones transversales y esto lo haría inviable. En cambio, en casos como el que se ilustra en las figuras 1, 4 y 5, la utilización de un modelo 2D, en un número limitado de secciones, es posible porque el edifico de nueva construcción se mantiene paralelo a la estación y al túnel de metro, que sale de ella.

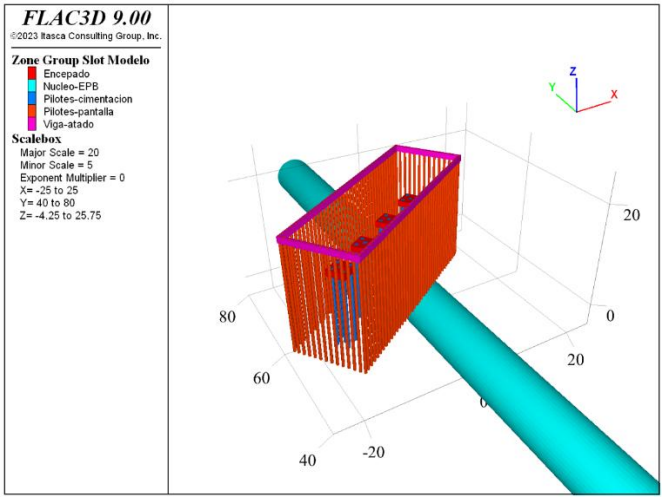


Figura 2. Modelo 3D de la cimentación de un edifico a construir con el túnel de metro cruzando por debajo en diagonal.

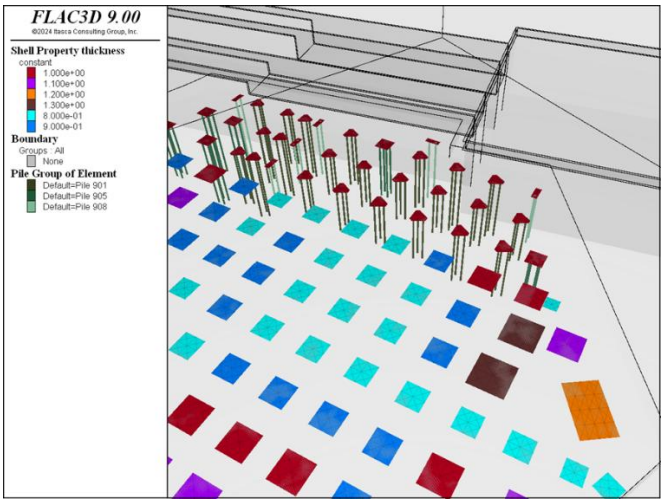


Figura 3. Modelo 3D de la cimentación de un edifico a construir a distancias variables a estación y s túneles de metro.

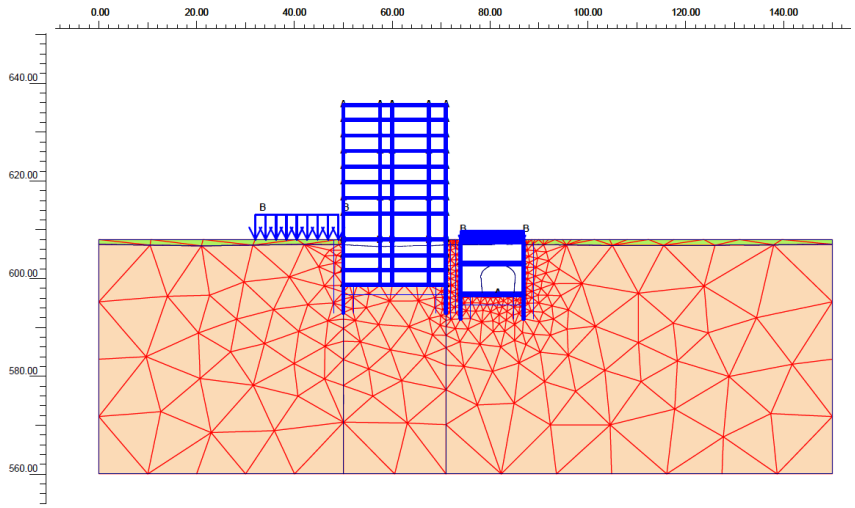


Figura 4. Modelo 2D mostrando las secciones transversales de la estación de metro y del edifico a construirse.

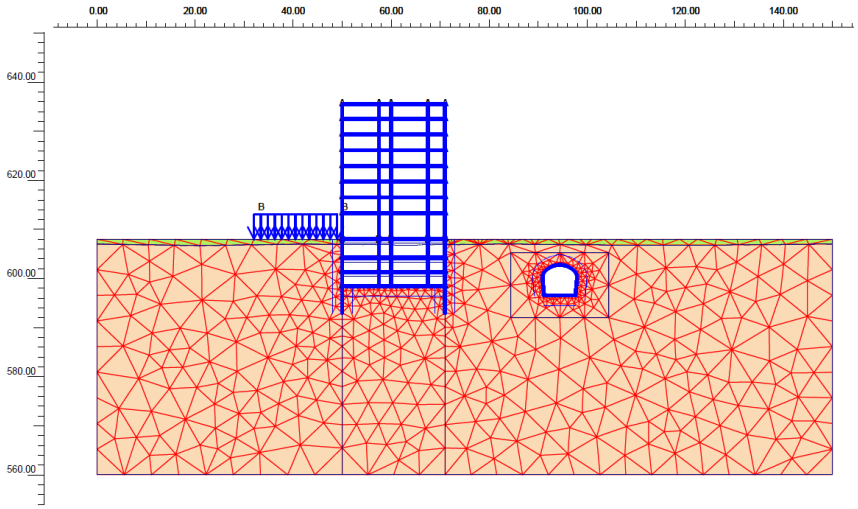


Figura 5. Modelo 2D mostrando las secciones transversales del túnel de metro y del edifico a construirse.

4. ANÁLISIS DE TENSIONES Y DEFORMACIONES

Las salidas del modelo de elementos finitos o de diferencias finitas, 2D o 3D, en lo relativo a tensiones y deformaciones, para todas las fases de construcción, se analizan a partir de la fase en la cual la infraestructura de Metro ya está construida y los movimientos se han puesto a cero (Fase 6 en la tabla 2).

Las fases anteriores representan la situación previa a la construcción del nuevo edificio y modelizan el estado tensional del terreno antes de la construcción del nuevo edificio o nave.

4.1. TENSIONES

Los resultados correspondientes al análisis de tensiones se resumen, normalmente, en tablas como la que se incluye a continuación (Tabla 3), a modo de ejemplo. En ellas se indican las tensiones efectivas medias máximas, en el contacto terreno-estructura, para cada una de las fases junto con el valor relativo a la situación inicial (Fase 6 en la tabla 2).

A partir de estas tablas se puede analizar el grado de influencia del nuevo edificio sobre el túnel. En el caso particular mostrado en la tabla 3, la afección será muy ligera tanto durante la construcción (Fases 7 a 9 en la tabla 2) como después de entrar en servicio (Fase 10 en la tabla 2).

En efecto, se produce en el túnel de metro un aumento máximo de las presiones efectivas del orden del 3%. Los rangos de variación son pequeños (influenciados principalmente por la sobrecarga de maquinaria considerada) y, por consiguiente, se puede considerar que son aceptables.

4.2. DEFORMACIONES

En el caso de las deformaciones, se estudian tanto los movimientos máximos producidos en la sección o tramo del túnel considerado, como también las convergencias (movimientos relativos entre dos puntos de la estructura).

Para el análisis de los desplazamientos por fases y acumulados, horizontales y verticales, generados en la estructura de la sección del túnel, se preparan tablas como la que se incluye a continuación (Tabla 4), para los puntos indicados en la figura 6.

A su vez, la evolución de los desplazamientos relativos entre dos puntos de una sección, es decir, las denominadas "convergencias", se analiza por medio de tablas resumen como la que se incluye a continuación (Tabla 5), para los puntos indicados en la figura 7.

Tabla 3. Tensiones efectivas medias máximas sobre la estructura del túnel que aparece en la figura 1.

Fase	Tensiones Efectivas Máximas sobre el Túnel (kN/m^2)	Valor Relativo Respecto a la Situación Inicial (%)
Fase 06 - Situación actual	585,82	100,0
Fase 07 - Construcción del nuevo edificio. Excavación	599,02	102,3
Fase 08 - Construcción del nuevo edificio. Cimientos	599,02	102,3
Fase 09 - Construcción del nuevo edificio. Estructura	604,10	103,1
Fase 10 - Puesta en servicio del nuevo edificio	597,36	101,9

Tabla 4. Movimientos horizontales y verticales por fases en la sección de túnel que aparece en las figuras 1 y 6.

Fase	N.º Nodo		Localización	Desplazamiento Horizontal* (mm)		Desplazamiento Vertical** (mm)	
				Por Fase	Acumulado	Por Fase	Acumulado
Fase 06 Situación actual	a	24405	Clave	-	-	-	-
	b	30645	Hastial izquierdo	-	-	-	-
	c	11872	Hastial derecho	-	-	-	-
	d	23554	Contrabóveda	-	-	-	-
Fase 07 Construcción del nuevo edificio. Excavación	a	24405	Clave	1,393	1,393	-1,496	-1,496
	b	30645	Hastial izquierdo	1,737	1,737	-0,819	-0,819
	c	11872	Hastial derecho	1,962	1,962	-0,024	-0,024
	d	23554	Contrabóveda	2,066	2,066	-0,395	-0,395
Fase 08 Construcción del nuevo edificio. Cimientos	a	24405	Clave	0,279	1,672	0,135	-1,360
	b	30645	Hastial izquierdo	0,057	1,794	0,103	-0,716
	c	11872	Hastial derecho	0,072	2,034	0,188	0,164
	d	23554	Contrabóveda	-0,005	2,062	0,121	-0,274
Fase 09 Construcción del nuevo edificio. Estructura	a	24405	Clave	-2,120	-0,448	-1,020	-2,380
	b	30645	Hastial izquierdo	-1,773	0,021	-0,511	-1,227
	c	11872	Hastial derecho	-1,834	0,200	-1,585	-1,421
	d	23554	Contrabóveda	-1,762	0,299	-0,783	-1,056
Fase 10 Puesta en servicio del nuevo edificio	a	24405	Clave	1,107	0,659	2,082	-0,298
	b	30645	Hastial izquierdo	0,507	0,528	1,074	-0,153
	c	11872	Hastial derecho	0,390	0,590	1,011	-0,410
	d	23554	Contrabóveda	0,207	0,506	0,899	-0,158

** Signo (-): Desplazamientos hacia la izquierda de la sección*
*** Signo (-): asientos: signo (+): ascensos*

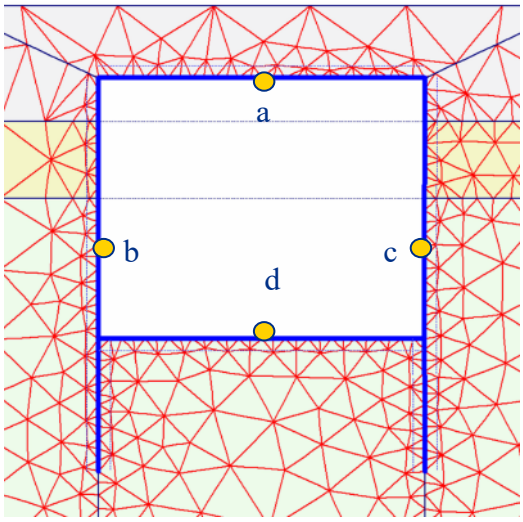


Figura 6. Puntos de control de movimientos en la sección de túnel (Figura 1).

Tabla 5. Movimientos relativos, por fases y acumulados, en la sección de túnel que aparece en las figuras 1 y 7.

Fase	ΔC1: a-b (mm)		ΔC2: a-c (mm)		ΔC3: b-c (mm)	
	Fase	Acu.	Fase	Acu.	Fase	Acu.
Fase 06 - Situación previa a la obra	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Fase 07 - Excavación	-0,725	-0,725	-0,658	-0,658	0,225	0,225
Fase 08 - Construcción de los cimientos del edificio	0,178	-0,547	-0,182	-0,840	0,015	0,240
Fase 09 - Construcción de la estructura del edificio	-0,607	-1,154	0,605	-0,235	-0,061	0,179
Fase 10 - Puesta en servicio del edificio	1,141	-0,013	0,267	0,032	-0,117	0,062

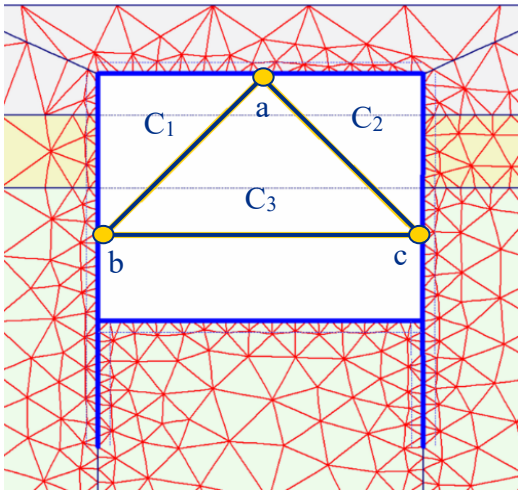


Figura 7. Puntos de control de convergencias en la sección del túnel (Figura 1).

5. PLAN DE AUSCULTACIÓN

Con el objeto de contrastar las predicciones de estos modelos con el comportamiento real, el estudio de afección se complementa con un plan de auscultación en el que se define el número, tipo y situación de los sensores a colocar, la frecuencia con que se hará la lectura de los mismos, los umbrales de alarma (verde, ámbar y rojo) a tener en cuenta y los protocolos de actuación que deben ir asociados a cada uno de ellos.

En general, se recomienda auscultar un mínimo de tres (3) secciones de control en la zona de influencia de la obra y dos (2) secciones adicionales fuera de dicha zona de influencia.

Básicamente, en cada sección se instalan al menos 4 puntos de control (uno en la clave, uno en cada hastial y uno en contra bóveda). En estos puntos se realizan medidas de deformación absoluta en X y Z (Figura 6) y de deformación relativa (Figura 7).

La frecuencia de lecturas depende de la fase de la obra considerada y del umbral de control establecido, y puede variar, durante la ejecución de las obras, entre un mínimo de 1 lectura semanal hasta 1 a 2 lecturas diarias.

Los umbrales de control normalmente utilizados son los que se presentan en la tabla 6, aunque pueden ser revisados para cada caso en particular. Estos umbrales de control están asociados a unos protocolos de actuación como los que se incluyen en la tabla 7.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los estudios de afección a infraestructuras del Metro de Madrid, por medio de modelos 2D o 3D, según el caso, basados en el método de elementos finitos o de diferencias finitas, permiten analizar el grado de influencia que la construcción o reforma de un edificio o de una nave, situados a menos de 20 m de la infraestructura de Metro (estación, túnel y/o pozo de ventilación), tendrá sobre ella.

Dicho análisis está basado en el estudio de las tensiones y deformaciones generadas por la construcción o reforma mencionadas, durante las distintas fases de la obra y después de ponerla en servicio.

En el caso de las tensiones, se comparan los valores alcanzados con los existentes en la situación previa a la construcción o reforma del edificio.

A su vez, en el caso de las deformaciones, tanto absolutas como relativas, se comparan los valores obtenidos (por fases y acumulados) con los admisibles por la infraestructura de Metro.

En todos los estudios de afección, se debe definir un plan de auscultación específico, que contemple la instrumentación de un número adecuado de puntos, con el fin de poder medir los movimientos totales y relativos reales en las estructuras del túnel, estación y/o pozo de ventilación, originados por la construcción o reforma del edificio, en las distintas fases de la obra y después de ponerlo en servicio. Estos movimientos se deben comparar con los anticipados por el modelo numérico, para poder hacer ajustes en dicho modelo, en caso de ser necesarios.

Tabla 6. Valores orientativos de umbrales de control para parámetros medidos en el túnel.

Parámetro a Controlar		**Umbrales**		
		Verde	**Ámbar**	**Rojo**
Túnel	Convergencias clave- hastiales	< 3,5 mm	3,5 – 7,0 mm	> 7,0 mm
	Convergencias entre hastiales	< 2,5 mm	2,5 – 5,0 mm	> 5,0 mm
	Movimientos X y Z en clave y hastiales	< 5 mm	5 - 10 mm	> 10 mm

Tabla 7. Valores orientativos de umbrales de control para parámetros medidos en el túnel.

Umbral		**Medidas de Actuación**
Ámbar	Si se supera el umbral ámbar, pero no el umbral rojo se establecerá un nivel de alerta temprana, cuyas medidas de actuación serán:	- Análisis específico para determinar las causas y evolución. - Incremento frecuencia de lecturas. - Inspección visual exhaustiva, con fotos, del estado del túnel. - Continuar con el proceso constructivo previsto. - Establecer un plan de actuación con las actuaciones a realizar si se alcanzase el umbral rojo.

Umbral		Medidas de Actuación
Rojo	Si se supera el umbral rojo se establece el nivel de alerta propiamente dicho, cuyas medidas de actuación serán:	- Análisis específico de la situación (causas y back análisis). - Colocación de instrumentación complementaria. - Revisión del proceso constructivo. - Estudio de medidas correctoras, de refuerzo o de protección. - Análisis de la posible suspensión temporal de las actividades que afecten al estado tenso deformacional del túnel.

REFERENCIAS

Melis, M. (2012). "*Apuntes de introducción al proyecto y construcción de túneles y metros en suelos y rocas blandas o muy rotas. La construcción del Metro de Madrid y la M-30*." Editado por la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid.

Oteo, C., Rodriguez Ortiz, J.M., Mendaña, F. (2003). "*Sobre los sistemas y parámetros geotécnicos de diseño en la ampliación del Metro de Madrid. Revista de Obras Públicas*", Nº. 3429, págs. 49-67.

ENERGÍA DE DISTORSIÓN BASADA EN CRITERIOS DE ROTURA Y SU APLICACIÓN EN EXCAVACIÓN DE TÚNELES CIRCULARES

Norly BELANDRIA[(1)*], Fco. Javier TORRIJO[(2)], Luis ARLEGUI[(1)] y Roberto ÚCAR[(3)]

[(1)] Departamento de Ciencias de la Tierra
Universidad de Zaragoza (UZ)
*norlyb@gmail.com

[(2)] Centro de Investigación en Arquitectura, Patrimonio y Gestión para el Desarrollo Sostenible (PEGASO). Universitat Politècnica de València (UPV)

[(3)] Departamento de Geomecánica
Universidad de Los Andes, Venezuela

RESUMEN

Esta investigación permite obtener la energía de distorsión en función del criterio de rotura lineal (Mohr-Coulomb) y no lineal (Hoek & Brown) mediante la metodología desarrollada por Matsumoto. El objetivo es definir el estado tensional que produce la rotura alrededor de los límites de la excavación hasta la relación (r/a) donde la resistencia del macizo se iguale o supere la del terreno excavado logrando el equilibrio. Esto facilita el conocimiento de la altura de la zona plastificada lo cual permite proponer un soporte adecuado con sostenimiento elástico-flexible, en túneles de sección circular. Para ello se considera la energía de distorsión almacenada en el terreno tanto en las tensiones naturales aplicando la Ley de Hooke como las inducidas (en coordenadas polares) producto de la excavación subterránea luego se compara el potencial que aporta resistencia del terreno según el criterio de rotura desde los límites de excavación hasta que el potencial del terreno se encuentre en equilibrio. Esto permite analizar si el terreno antes de la excavación, y luego de excavado permanece en estado elástico o se plastifica, así como, alrededor de la periferia de la excavación. Por consiguiente, se determina la máxima energía de distorsión antes de la excavación para conocer la capacidad portante del terreno, la máxima energía de distorsión después de excavado el túnel, el potencial resistente del terreno y la energía de distorsión que debe ser compensada por los elementos estructurales de sostenimiento para la estabilidad de la excavación. Finalmente se aplica a un caso simplificado de una excavación circular de roca fracturada en un medio elástico, isótropo y homogéneo.

ABSTRACT

This research determines the distortion energy based on both linear (Mohr-Coulomb) and non-linear (Hoek & Brown) failure criteria using the methodology developed by Matsumoto. The objective is to define the stress state that induces failure around the excavation boundaries up to the radius ratio (r/a) where the rock mass strength equals or exceeds that of the excavated ground, thereby achieving equilibrium. This facilitates the determination of the plastic zone height, which allows for the proposal of adequate flexible-elastic support systems in circular tunnels. To achieve this, the distortion energy stored in the ground is considered under both in-situ stresses—applying Hooke's Law—and induced stresses (in polar coordinates) resulting from the underground excavation. Subsequently, the ground's strength potential according to the failure criterion is compared from the excavation boundaries until the ground potential reaches equilibrium. This approach allows for the analysis of whether the ground remains in an elastic

state or undergoes plastic deformation before, during, and around the periphery of the excavation. Consequently, the maximum distortion energy prior to excavation is determined to assess the ground's bearing capacity, alongside the maximum distortion energy after tunnel excavation, the ground's shear strength potential, and the distortion energy that must be compensated for by structural support elements to ensure excavation stability. Finally, the method is applied to a simplified case study of a circular excavation in fractured rock within an elastic, isotropic, and homogeneous medium.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Túnel circular (Circular tunnel), Energía de distorsión (Distortional strain energy), Criterios de rotura (Failure Criteria), Zona Plastificada (plastic zone).*

1. INTRODUCCIÓN

La presente investigación propone utilizar el criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb (Coulomb,1776; Mohr, 1882, 1914) y el no lineal de Hoek y Brown (Hoek y Brown, 1980, 2019) como una primera aproximación para un caso particular de un túnel circular, el potencial resistente del terreno en la periferia y en su entorno. Luego compararlo con la máxima energía de distorsión después de excavado el túnel siguiendo la metodología desarrollada por Matsumoto, (1991), que aplica los conceptos de energía interna. Esto permite determinar la zonaque tiende a deformarse o plastificarse y los esfuerzos a lo largo de la periferia y en su entorno cercano de la excavación que puede ser utilizado en el cálculo del sostenimiento estructurales flexibles junto al conocimiento de la calidad de la roca, de las dimensiones del túnel.

La energía interna de distorsión toma en cuenta la energía almacenada en el terreno considerando tanto el estado natural de tensiones como el que se desarrolla, después de la excavación alrededor de la excavación subterránea. Estas condiciones permiten establecer si el terreno permanece elástico o se plastifica alrededor de la periferia del túnel. Adicionalmente, materiales heterogéneos en macizos rocosos presentan una marcada dificultad, lo que exigiría conocer diferentes parámetros que son difíciles de cuantificar a una obra de ingeniería como un túnel. Esto se puede referenciar con un clásico de la mecánica de rocas en Jaeger y Cook (1969).

Por tanto, se propone la aplicación de esta metodología a un caso particular y simplificado de un túnel circular, homogéneo, elástico e isótropo para la obtención de la máxima energía de distorsión del terreno y la resistencia mediante el criterio de rotura no lineal de Hoek y Brown, porque explica el comportamiento a la rotura de la roca en un intervalo amplio de tensiones tanto en roca sana como diaclasada y meteorizada, y con el criterio lineal de Mohr-Coulomb, por ser el más ampliamente conocido en el campo de la geotecnia, siendo además, el primer criterio que toma en cuenta el efecto de las presiones hidrostáticas a través de la invariante de tensiones I_1, el potencial del terreno antes y después de excavado el túnel. La metodología mediante los criterios de rotura permite la determinación de la máxima resistencia de la roca y del macizo aplicando la teoría de la energía de distorsión y el conocimiento del potencial del terreno antes de excavado el túnel, y luego después de excavado definiendo el límite del estado tensional que produce la rotura de la roca alrededor de la estructura subterránea la zona de roca que plastifica. De esta manera se puede proponer un sostenimiento adecuado para garantizar la estabilidad y la seguridad de la excavación subterránea.

2. ENERGÍA INTERNA DE DISTORSIÓN

La energía interna de distorsión, es la parte de la energía de deformación elástica asociada al cambio de forma (distorsión) de un material, excluyendo el cambio de volumen. La energía potencial elástica por unidad de volumen, en un punto de la masa de suelo o roca sujeto a un estado tensional cualquiera, es una función tanto del estado tensional en dicho punto como al correspondiente campo de distorsión. Su relación se expresa de manera general:

$$U = \int_{\varepsilon_{ij}} \sigma_{ij} d\,\varepsilon_{ij} \tag{1}$$

Por otra parte, la energía total en términos de esfuerzos principales y deformaciones se muestra:

$$U = \int \sigma_1 \, d\varepsilon_1 + \int \sigma_2 \, d\varepsilon_2 + \int \sigma_3 \, d\varepsilon_3 \quad (2)$$

De un modo más amplio, y considerando la Ley de Hooke la energía total de distorsión puede ser expresada de la siguiente manera:

$$U = \frac{3(1-2v)}{2E}\sigma_m^2 + \frac{(1+v)}{6E}[(\sigma_1-\sigma_2)^2 + (\sigma_2-\sigma_3)^2 + (\sigma_3-\sigma_1)^2] = U_v + U_d \quad (3)$$

Siendo:

σ_m= tensión normal media $= \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$

U_v= energía volumétrica $= \frac{3(1-2v)}{2E}\sigma_m^2$

U_d = energía de distorsión o de cambio de forma $= \frac{(1+v)}{6E}[(\sigma_1-\sigma_2)^2 + (\sigma_2-\sigma_3)^2 + (\sigma_3-\sigma_1)^2]$

La tensión normal media, σ_m, tiene un efecto despreciable en la plastificación del material, ya que el tensor esférico induce cambios volumétricos sin alterar la forma del elemento. Mientras que, el tensor desviador produce distorsión o cambio de forma, pero no de volumen, por lo que esta distorsión es la causante de la plastificación del material.

Por otra parte, el estado tensional en un punto del sólido está definido por el tensor de esfuerzos σ_{ij}. Un criterio de plastificación corresponde a una ley que defina el límite del comportamiento elástico de la masa de suelo o roca. La forma más conveniente de expresar dicha función es a través de los esfuerzos principales (Ec.4), y por ende en términos de la invariante de esfuerzos (Ec.5). El procedimiento más conveniente para describir la rotura se basa en considerar diferentes combinaciones de las invariantes de esfuerzos con la ventaja que permiten interpretar geométrica y físicamente el criterio de rotura utilizado. Siendo:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = C \quad (4)$$

Expresado en términos de invariante de esfuerzos,

$$f(I_1, J_2, J_3) = C \quad (5)$$

Donde:

$I_1 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$= primera invariante de esfuerzos del tensor σ_{ij}

J_2= segunda invariante de esfuerzos del tensor desviador S_{ij}

J_3= tercera invariante de esfuerzos del tensor desviador S_{ij}

Por tanto, es conveniente descomponer el tensor de esfuerzos S_{ij} en dos partes:

a) Tensor de esfuerzo hidrostático o esférico: es el tensor cuyos elementos son $\sigma_m \delta_{ij}$, donde, δ_{ij} es el delta de Kroncker y σ_m es el esfuerzo medio en términos de esfuerzos principales esta dado por:

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \frac{1}{3}I_1 \quad (6)$$

b) Tensor desviador S_{ij}: se define restando el estado esférico de esfuerzo, del estado real o actual de esfuerzo:

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij} \quad (7)$$

Por tanto, el tensor desviador en función de los esfuerzos principales viene dado por:

$$S_{ij} = \begin{bmatrix} (\sigma_{11} - \sigma_m) & 0 & 0 \\ 0 & (\sigma_{22} - \sigma_m) & 0 \\ 0 & 0 & (\sigma_{33} - \sigma_m) \end{bmatrix} \quad (8)$$

Para obtener las invariantes del tensor de esfuerzo desviador S_{ij} es a través del determinante $\det|S_{ij} - S\delta_{ij}| = 0$, o:

$$S^3 - J_1 S^2 - J_2 S - J_3 = 0 \quad (9)$$

Siendo J_1, J_2, J_3 son las invariantes del esfuerzo del tensor desviador. Del mismo modo:

$J_1 =$ suma de los términos de la diagonal de S_{ij}, es decir; $J_1 = S_{ii} = S_1 + S_2 + S_3 = 0$

$J_2 =$ suma de los cofactores de la diagonal de S_{ij}, por lo que; $J_2 = \frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_m)^2 + (\sigma_2 - \sigma_m)^2 + (\sigma_3 - \sigma_m)^2]$

$J_3 =$ determinante de S_{ij}, de esta manera, $J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m)(\sigma_2 - \sigma_m)(\sigma_3 - \sigma_m)$

La ecuación cúbica presentada en la ecuación (9), puede resolverse sin dificultad con la ayuda de la expresión trigonométrica:

$$\cos^3\Theta - \frac{3}{4}\cos\Theta - \frac{1}{4}\cos 3\,\Theta = 0 \tag{10}$$

La ecuación (10) se define mediante el ángulo de similitud o ángulo de Lode (Θ), el cual correlaciona las invariantes de esfuerzos J_2 y J_3 (Chen, 1997 y 2007). Se asume un intervalo de $0 \leq \Theta \leq \frac{\pi}{3}$ para la solución de los esfuerzos principales desviadores. Al utilizar el cambio de variable $S = R\cos\Theta$, la solución a la ecuación (9), es presentada como:

$$\cos^3\Theta - \frac{J_2}{R^2}\cos\Theta - \frac{J_3}{R^3} = 0 \tag{11}$$

Al comparar la ecuación (10) con la ecuación (11), resulta que, $R = \frac{2}{\sqrt{3}}\left(\sqrt{J_2}\right)$ y $\cos 3\,\Theta = \frac{3\sqrt{3}}{2}\left(\frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}}\right)$. Por lo tanto, los esfuerzos principales desviadores quedan representados de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2}\cos\Theta \\ S_2 &= \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2}\cos\left(\Theta - \frac{2}{3}\pi\right) \\ S_3 &= \frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2}\cos\left(\Theta + \frac{2}{3}\pi\right) \end{aligned} \tag{12}$$

Por lo cual, la energía de distorsión o cambio de forma U_d considerando la ecuación (3) y la ecuación (12), se expresa:

$$U_d = \left[\frac{3}{8G}\right]R^2 \tag{13}$$

3. ENERGÍA DE DISTORSIÓN ALMACENADA EN EL TERRENO Y DE RESISTENCIA (CRITERIOS DE ROTURA) PREVIA A LA EXCAVACIÓN

3.1 ENERGÍA ALMACENADA EN EL TERRENO

La energía de distorsión almacenada en el terreno se obtiene a través de las tensiones naturales en las que, por lo general, el esfuerzo principal mayor es vertical, y función del peso específico promedio de la roca suprayacente. Las otras tensiones principales se encuentran en un plano horizontal y se determinan considerando el efecto del confinamiento lateral.

La relación k existente entre las componentes horizontales σ_h y la vertical σ_v de las tensiones naturales gravitatorias, en ausencia de distorsión lateral, viene dada por:

$$k = k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right) \tag{14}$$

El coeficiente de Poisson, ν, normalmente varía entre (1/4) a (1/3) para la mayoría de las rocas, por tanto, el coeficiente k_0 corresponde al caso de medios homogéneos o isótropos, sin presiones tectónicas residuales ni la existencia de procesos erosivos.

si $\sigma_1 = \sigma_v$ es la tensión vertical a la profundidad H (previa a la excavación del túnel) y $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_h = k\sigma_v$, resulta por tanto la siguiente tensión normal media u octaédrica.

$$\sigma_m = \left(\frac{\sigma_v + 2k\sigma_v}{3}\right) = \frac{\sigma_v}{3}(1 + 2k) \tag{15}$$

Además, la energía previa a la excavación viene dada por $U_{d,prev} = \frac{J_2}{2G}$, sustituyendo (13) y (15):

$$U_{d,prev} = \frac{\sigma_v^2}{6G}(1-k)^2 \tag{16}$$

3.2 CRITERIO DE ROTURA LINEAL DE MOHR COULOMB

En la condición de rotura del criterio de Mohr-Coulomb, la resistencia al corte, τ_f , puede expresarse (línea de resistencia intrínseca) mediante la ecuación:

$$\tau_f = C + \sigma_n \tan\phi \tag{17}$$

Los parámetros de corte correspondientes a la cohesión (C) y ángulo de fricción interna (ϕ) "equivalentes" son determinados en función de los coeficientes m y s de Hoek y Brown obtenidos a través de los gráficos recomendados por Hoek y Brown (1998).

Sustituyendo el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal σ_n, en función de los esfuerzos principales $(\sigma_1\ y\ \sigma_3)$ queda:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi + C\cos\phi \tag{18}$$

Sustituyendo, $\sigma_1 = S_1 + \sigma_m$ y $\sigma_3 = S_3 + \sigma_m$, en los esfuerzos principales de la ecuación (18). Además, considerando que, los esfuerzos principales desviadores corresponden a, $S_1 = R\cos\Theta$ y $S_3 = R\cos\left(\Theta + \frac{2\pi}{3}\right)$ y despejando R, se obtiene la siguiente expresión:

$$R = \left[\frac{4(C\cos\phi + \sigma_m \sin\phi)}{\cos\Theta\,(3-\sin\phi) + \sqrt{3}\sin\Theta\,(1+\sin\phi)}\right] \tag{19}$$

La energía de distorsión mediante el criterio de Mohr-Coulomb, sustituyendo en la ecuación (13) queda,

$$U_{d(MC)} = \left(\frac{3}{8G}\right)\left[\frac{4(C\cos\phi + \sigma_m \sin\phi)}{\cos\Theta\,(3-\sin\phi) + \sqrt{3}\sin\Theta\,(1+\sin\phi)}\right]^2 \tag{20}$$

3.3 CRITERIO DE ROTURA NO LINEAL DE HOEK Y BROWN

La ecuación de Hoek y Brown expresada de manera adimensional, donde $\overline{\sigma}_1 = \sigma_1/\sigma_c$ y $\overline{\sigma}_3 = \sigma_3/\sigma_c$ es la siguiente:

$$(\overline{\sigma}_1 - \overline{\sigma}_3) = (m\overline{\sigma}_3 + s)^a \tag{21}$$

A su vez, $\overline{\sigma}_1 = \overline{S}_1 + \overline{\sigma}_m$ y $\overline{\sigma}_3 = \overline{S}_3 + \overline{\sigma}_m$, siendo, $\overline{S}_1 = S_1/\sigma_c$, $\overline{S}_3 = S_3/\sigma_c$, y $\overline{\sigma}_m = \sigma_m/\sigma_c$. Por lo que, al considerar adicionalmente, $\overline{R} = R/\sigma_c$,por lo tanto, $\overline{S}_1 = \overline{R}\cos\Theta$ y $\overline{S}_3 = \overline{R}\cos\left(\Theta + \frac{2}{3}\pi\right)$, resulta:

$$\left[\overline{R}\cos\Theta - \overline{R}\cos\left(\Theta + \frac{2}{3}\pi\right)\right]\left[m\overline{R}\cos\left(\Theta + \frac{2}{3}\pi\right) + m\overline{\sigma}_m + s\right]^a = 0 \tag{22}$$

Una manera simplificada clásica del criterio de rotura es asumir $a = (1/2)$, además llamando $\Theta_1 = \left(\Theta + \frac{2}{3}\pi\right)$ y elevando la expresión anterior al cuadrado, se obtiene,

$$\left[\overline{R}^2(\cos\Theta - \cos\Theta_1)^2\right] - m\overline{R}\cos\Theta_1 - (m\overline{\sigma}_m + s) = 0 \tag{23}$$

Obteniendo el valor de R y sustituyendo en la ecuación de energía de distorsión, queda finalmente:

$$U_{d(HB)} = \left[\frac{3\sigma_c^2}{8G}\right]\left(\frac{m\cos\Theta_1 + \sqrt{(m\cos\Theta_1)^2 + 4(\cos\Theta - \cos\Theta_1)^2(m\overline{\sigma}_m + s)}}{2(\cos\Theta - \cos\Theta_1)^2}\right)^2 \tag{24}$$

3.4 POTENCIAL DEL TERRENO

El potencial del terreno, $\left(U_{d(HB)\ ó\ (MC)} - U_{d,prev}\right)$ dependerá del criterio de rotura utilizado, además dicha diferencia permite conocer si la masa de suelo o de roca se encuentra en el rango elástico $\left(U_{d(HB)\ ó\ (MC)} - U_{d,prev}\right) > 0$, o por el contrario el terreno se ha plastificado.

4. ENERGIA DE DISTORSIÓN ALMACENADA EN EL TERRENO DESPUÉS DE LA EXCAVACION

4.1 EXCAVACIÓN CIRCULAR EN UN MEDIO ELÁSTICO

La distribución de tensiones en un túnel de sección circular en un macizo rocoso sujeto a tensiones verticales y horizontales iniciales (σ_v y σ_h) puede representarse según Obert & Duvall (1967) y Jaeger y Cook (1969)., derivado de las ecuaciones de Kirsch (1898), (Ec. 25).

El reparto de tensiones $k = \sigma_h/\sigma_v$ relaciona el esfuerzo vertical y el esfuerzo horizontal. A su vez, considerando $X = (a/r)$, el esfuerzo radial (σ_r), tangencial (σ_θ) y de corte ($\tau_{r\theta}$), quedan expresados:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\sigma_v}{2}[(1+k)(1-X^2) - (1-k)(1-4X^2+3X^4)\cos 2\,\theta] \\ \sigma_\theta &= \frac{\sigma_v}{2}[(1+k)(1+X^2) + (1-k)(1+3X^4)\cos 2\,\theta] \\ \tau_{r\theta} &= \frac{\sigma_v}{2}[(1-k)(1+2X^2-3X^4)\sin 2\,\theta] \end{aligned} \tag{25}$$

La tensión normal media al excavar el terreno se obtiene a través de $\sigma_{m,exc} = \frac{1}{3}(2\sigma_r + \sigma_\theta)$, siendo

$$\begin{aligned} \sigma_{m,exc} = \frac{2}{3}\left[\frac{\sigma_v}{2}[(1+k)(1-X^2) - (1-k)(1-4X^2+3X^4)\cos 2\,\theta]\right] \\ + \frac{1}{3}\left[\frac{\sigma_v}{2}[(1+k)(1+X^2) + (1-k)(1+3X^4)\cos 2\,\theta]\right] \end{aligned} \tag{26}$$

4.2 POTENCIAL DEL TERRENO LUEGO DE LA EXCAVACIÓN

La energía de distorsión por cambio de forma que se genera en el terreno como resultado de la excavación subterránea: $U_{d,exc} = \frac{J_2}{2G}$. Se obtiene reemplazando el esfuerzo tangencial y radial.

$$U_{d,exc} = \frac{[(\sigma_\theta - \sigma_{m-exc})^2 + 2(\sigma_r - \sigma_{m-exc})^2]}{4G} \tag{27}$$

4.3 CRITERIO ROTURA LINEAL DE MOHR-COULOMB

La energía máxima de distorsión (cambio de forma) que puede almacenar el terreno, según el criterio de Mohr-Coulomb en la periferia de la excavación:

$$U_{d,exc(MC)} = \left(\frac{3}{8G}\right)\left[\frac{4(c\cos\phi + \sigma_{m-exc}\sin\phi)}{\cos\Theta\,(3-\sin\phi) + \sqrt{3}\sin\Theta\,(1+\sin\phi)}\right]^2 \tag{28}$$

4.4 CRITERIO DE ROTURA NO LINEAL DE HOEK Y BROWN

La energía máxima de distorsión (cambio de forma) que puede almacenar el terreno, según el criterio de Hoek y Brown en la periferia de la excavación:

$$U_{d,exc(HB)} = \left[\frac{3\sigma_c^2}{8G}\right]\left(\frac{m\cos\Theta_1 + \sqrt{(m\cos\Theta_1)^2 + 4(\cos\Theta - \cos\Theta_1)^2(m\bar{\sigma}_{m-exc} + s)}}{2(\cos\Theta - \cos\Theta_1)^2}\right)^2 \tag{29}$$

5. RESULTADOS

5.1. CASO DE ESTUDIO: TÚNEL EN UN CASO PARTICULAR DE ROCA FRACTURADA

Para validar la metodología propuesta, se analizó un túnel circular con roca fracturada. El estudio se sitúa a 400 metros del portal de entrada de un túnel, a una profundidad de 150.00 m. El macizo rocoso está compuesto por una roca fracturada caracterizada por un índice de calidad GSI = 40. Asumimos para efectos de simplificación que se trata de un medio isótropo, elástico y homogéneo.

Los parámetros geotécnicos y de diseño utilizados se resumen a continuación (ver Tabla 1):

- Geometría: Sección circular con radio a = 2.00 m.
- Propiedades de la roca: Peso unitario γ = 24.00 *kN/m³*, compresión simple σ_c = 12.00 *MPa* y constante de roca intacta m_i= 10.00.
- Comportamiento elástico: Coeficiente de Poisson ν = 0.25 (por tanto, k = 1/3).

Tabla 1. Parámetros de entrada para la aplicación de la metodología de la energía de distorsión.

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Radio del túnel	a	2.00	*m*
Profundidad de la excavación	H	150.00	*m*
Peso unitario de la roca	γ	24.00	*kN/m³*
Geological Strength Index	GSI	40	-
Resistencia compresión simple	σ_c	12.00	*MPa*
Parámetro de roca intacta	m_i	10.00	-
Coeficiente de Poisson	ν	0.25	-
Coeficiente de empuje lateral	k	0.33	-

5.2. ANÁLISIS DEL POTENCIAL DEL TERRENO

La evaluación se realizó en dos fases. Primero, se calculó la energía de distorsión y el potencial del terreno en la periferia antes de la excavación (pre-excavación). Segundo, se extendió el análisis desde la periferia $(r = a)$ hasta un entorno de seis veces el radio del túnel $(r = 6a)$ para cuantificar la extensión de la zona plastificada.

Como se observa en la Tabla 2, el potencial del terreno en la periferia es positivo y estable previo a la excavación. Sin embargo, tras la apertura de la cavidad (post-excavación), el potencial del terreno se vuelve negativo. Este cambio de signo es un indicador crítico que justifica técnicamente la necesidad de un sistema de sostenimiento estructural para compensar el déficit del potencial del terreno y estabilizar la periferia y su entorno.

Tabla 2. Valores de energía de distorsión del terreno, resistencia y potencial del terreno en la periferia de la excavación (*r=a*) previa y después de la excavación.

Condición	Criterio	Energía Terreno [J/m³]	Energía Resistencia [J/m³]	Potencial del Terreno [J/m³]	Estado
Pre-excavación	Mohr-Coulomb	1232.03	1450.80	+218.77	Estable
	Hoek-Brown	1232.03	1432.28	+200.25	Estable
Post-excavación	Mohr-Coulomb	19712.53	2399.36	-17313.17	Inestable
	Hoek-Brown	19712.53	2749.52	-16963.01	Inestable

5.3. DETERMINACIÓN DE LA ZONA PLASTIFICADA

La Figura 1 muestra la manera estándar de los esfuerzos inducidos $(\sigma_r \; y \; \sigma_t)$ de un túnel de radio = 2 m. El esfuerzo σ_r en la periferia de la excavación es 2.5 el valor de σ_v mientras que σ_r suele ser cero. Cuando se aleja de la periferia, para *r/a* = 3 se observa que el esfuerzo inducido tiende a el esfuerzo natural, es decir, $\sigma_r = \sigma_v$.

La Figura 2 muestra la evolución de la energía de distorsión adimensional en función del radio relativo (r=a). La intersección de la curva de energía inducida $(U_{d,exc})$ con las curvas de resistencia $(U_{d,exc(MC)}$ y $U_{d,exc(HB)})$ define el límite de la zona plastificada:

- Criterio de Hoek-Brown (HB): Predice una altura de plastificación entre 1.70 y 1.75 *r/a*.
- Criterio de Mohr-Coulomb (MC): Arroja una zona de influencia mayor, entre 1.90 y 1.95 *r/a*.

Esta discrepancia demuestra que el criterio no lineal de Hoek-Brown, al considerar la degradación del macizo mediante el GSI, ofrece una estimación más ajustada y potencialmente menos conservadora que el modelo lineal de Mohr-Coulomb, lo cual tiene un impacto directo en la optimización de la longitud de los pernos anclados y el espesor del hormigón proyectado (una variación de aproximadamente el 10% en el radio relativo). Basar el diseño únicamente en MC podría llevar a un sobre-diseño de los elementos de soporte, incrementando los costos innecesariamente, mientras que HB permite un diseño más optimizado.

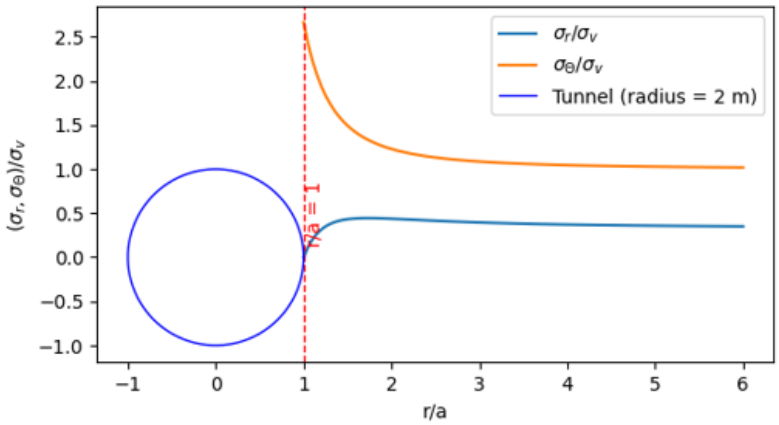


Figura 1. Representación de los esfuerzos inducidos $(\sigma_r\ y\ \sigma_t)$ de un túnel de radio = 2 m. Nótese que el esfuerzo σ_r en la periferia de la excavación es 2.5 el valor de σ_v mientras que σ_r suele ser cero. Cuando se aleja de la periferia, para *r/a* = 3 se observa que el esfuerzo inducido tiende a el esfuerzo natural, es decir, $\sigma_r = \sigma_v$.

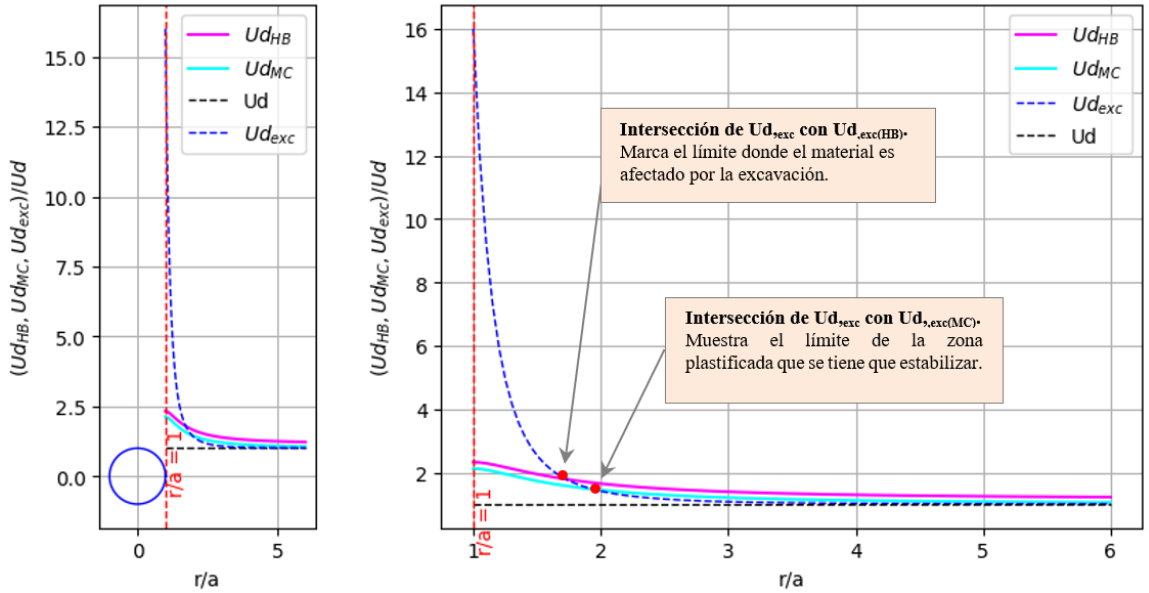


Figura 2. Muestra la variación de la energía de distorsión (pre-excavación línea discontinua negra y post-excavacion línea discontinua azul), y la resistencia después de la excavación. (a) Muestra el túnel y la variación de la energía de distorsión después de excavado el túnel y la energía de distorsión de la resistencia mediante los criterios de MC y HB. (b) Detalla la altura de la zona plastificada. El Criterio de HB se encuentra entre 1.7 a 1.75 *r/a*, mientras que el Criterio de MC se ubica entre 1.9 a 1.95 *r/a*.

6. CONCLUSIONES

Se aplicó con éxito la metodología de Matsumoto basada en los conceptos de energía de distorsión o de cambio de forma para evaluar la estabilidad de túneles para el caso particular asumido de sección circular, en un material de roca fracturada, medio elástico, isótropo y homogéneo.

La energía de distorsión actúa como un índice de estabilidad eficaz que, al contrastarse con criterios de rotura, permite cuantificar el potencial del terreno antes y después de la excavación.

Se determinó que, si bien el terreno presenta un potencial positivo y estable en condiciones naturales previas a la excavación (218.77 J/m^3 para MC y 200.25 J/m^3 para HB), este valor se torna negativo tras la ejecución del túnel en la periferia de la sección ($r=a$).

Este déficit en el potencial del terreno resultante —con valores de -17313.17 J/m^3 para Mohr-Coulomb y -16963.01 J/m^3 para Hoek-Brown— constituye la justificación técnica fundamental para la implementación de sistemas de sostenimiento.

Los resultados muestran que la energía inducida supera la capacidad resistente del macizo, generando una zona plastificada cuya extensión estimada se sitúa entre 1.70 y 1.95 r/a, dependiendo del criterio de rotura aplicado.

La identificación precisa de este límite permite la optimización del sostenimiento al proponer sostenimientos elásticos-flexibles capaces de compensar la energía de distorsión excedente y garantizar la estabilidad de la excavación.

Aunque el estudio actual se centra en un caso particular limitado a una sección circular con medio elástico e isótropo, la metodología es escalable a métodos numéricos para analizar túneles con geometrías complejas, materiales heterogéneos, diversos sistemas de soporte y simulaciones elastoplásticas.

Esta metodología, demuestra ser versátil para otras aplicaciones geotécnicas, tales como el análisis de estabilidad de taludes y el diseño de estabilización mediante tirantes anclados. Se puede aumentar la complejidad del modelo pero se requiere el conocimiento de mayor cantidad de parámetros debido a la heterogeneidad de los materiales.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo es una contribución de Grupo de Investigación Geotransfer, financiado por el Gobierno de Aragón.

REFERENCIAS

Chen, W.F. (2007). *Plasticity in reinforced concrete*. J. Ross Publishing.

Chen, W.F. (1997). Constitutive equations for engineering materials. *Plasticity and modeling*, *2*, 865-868.

Coulomb, C.A. (1776). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mem. Roy. Ac. des Sciences, Paris, 7 (38), 343-387.

Herget, G. (1988). *Stresses in rock* (p. 179). Rotterdam: Balkema.

Hoek, E. y Brown, E.T. (2019). The Hoek–Brown failure criterion and GSI–2018 edition. *Journal of rock mechanics and geotechnical engineering*, *11*(3), 445-463.

Hoek, E. y Brown, E.T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, *34*(8), 1165-1186.

Hoek, E. y Brown, E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the geotechnical engineering division*, *106*(9), 1013-1035.

Jaeger, J.C. y Cook, N.G. (1969). *Fundamentals of rock mechanics*, Methuen & Co. Ltd., London, 513.

Kirsch, E.G. (1898). La teoría de la elasticidad y los requisitos de resistencia de los materiales. Revista de la Asociación de Ingenieros Alemanes, 42, 797-807.

Lode, W. (1926). Versuche über den Einfluß der mittleren Hauptspannung auf das Fließen der Metalle Eisen, Kupfer und Nickel. Zeitschrift für Physik, 36(11), 913-939.

Matsumoto, Y. (1991). *Theoretical tunnel mechanics*. University of Tokyo press.

Mohr, C.O. (1882). Über die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformationszustandes eines Körperelementes und über die Anwendung derselben in der Festigkeitslehre. Der Civilingenieur, 28 (2), 113-156.

Mohr, C.O. (1914). Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik (2ª ed.). Wilhelm Ernst & Sohn.

Obert, L. y Duvall, W.I. (1967). Rock mechanics and the design of structures in rock. *(No Title)*.

Úcar, R. (1986). Determination of shear failure envelope in rock masses. *Journal of geotechnical engineering*, 112(3), 303-315.

EXCAVACIÓN EN CUARCITAS DURAS, CON UN PLAN ESPECIAL DE VOLADURAS Y MEDIDAS ADICIONALES DE MITIGACIÓN, DE LA GALERÍA PARA INTERCONECTAR AMBOS TUBOS DEL TÚNEL EL FABAR, EN LA AUTOVÍA A-8 EN ASTURIAS

Juan BLANCO[(1)*], Pedro R. SOLA[(2)] y Raúl GUTIÉRREZ[(3)]

[(1)] Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias

[(2)] Ingeniería de Infraestructuras y Túneles, S.L.

[(3)] UTE COLLOSA-SICE. Adecuación Túneles Tezangos y El Fabar

RESUMEN

La nueva galería entre tubos del túnel El Fabar en Asturias, con sección de 33 m^2 y 25 m de longitud, atraviesa cuarcitas, se proyectó excavarla a sección completa y con medios mecánicos a ritmo de 8 m^3/h. No obstante, esta roca con resistencia a compresión y RMR de 151 MPa y 69, mucho mayores que los 85 MPa y 42 adoptados por el Proyecto, supondría un ritmo más lento, que excediera el tiempo de "autoportabilidad" de la roca; y al finalizar más tarde el sostenimiento, los empujes podían aumentar con riesgo para la seguridad de los trabajos. Para no dañar los tubos debían limitarse las vibraciones causadas al excavar, que aumentarían cerca de los entronques, incrementando los esfuerzos sobre su revestimiento. Aunque excavar mecánicamente produce menores vibraciones que con voladuras, éstas últimas pueden ser viables, diseñando un plan especial con disposiciones mitigadoras, y auscultando las vibraciones y deformaciones en el revestimiento de los tubos. Como la escasa sección de la galería hacía inviable emplear rozadora, según Bilgin et al (2014) se evaluó el rendimiento de excavar con martillo hidráulico en 3,7 m^3/h; lo que, para el avance previsto de 3 m por pase, suponía un día de excavación que era igual al tiempo de "autoportabilidad" de la cuarcita según Bieniawski (1989. Como según Ramamurthy (2007) ese rendimiento podía reducirse con las filtraciones de agua, esa tardanza excesiva, ponía en peligro la estabilidad de la excavación; y fue necesario modificar el Proyecto para excavar con voladuras ejecutadas con disposiciones especiales. Como en obra el rendimiento con martillo hidraúlico fue 0,73 m^3/h, aún menor, se definió un Plan especial de voladuras con Estudio Preliminar de vibraciones, fijando en 20 mm según la norma UNE 22-381/93, la máxima velocidad admisible en los revestimientos; variando los siguientes parámetros: pantalla de reflexión perimetral a la galería con corona de taladros vacíos; en cada barreno de voladura, pequeña carga total de explosivo, minimizándola por unidad de microrretardo, y longitud vacía en su extremo; y desmontando las instalaciones del túnel, reforzando sus revestimientos con bulones, y colocando mantas antiproyecciones. Las vibraciones se midieron en vertical y horizontal con geófonos a distintas separaciones; y el comportamiento del revestimiento, además de su inspección visual, se auscultó con secciones de convergencias en el tubo y la galería.Aplicado el Plan especial de voladuras, optimizando sus parámetros, la excavación de la galería fue exitosa.

ABSTRACT

The new 33 m2, 25 m long cross-passage between the twin tubes of the El Fabar tunnel (Asturias) drives through quartzites. The original design specified full-face mechanical excavation at a target rate of 8 m3/h. However, the encountered rock mass exhibited a uniaxial compressive strength (UCS) of 151 MPa and an RMR of 69, significantly exceeding the 85 MPa and 42 assumed in the design. This discrepancy led to lower advance rates that exceeded the unsupported stand-up time of the rock. The resulting delay in installing primary support threatened to increase ground pressures and compromise safety. To protect the main tubes, excavation-induced vibrations had to be strictly limited, particularly near the junctions where stresses on the lining would increase. Although mechanical excavation generates lower vibrations than drilling and blasting (D&B), the latter remains viable through a bespoke blasting plan with mitigation measures and structural monitoring. Since the small cross-section precluded roadheader use, hydraulic breaker performance was evaluated at 3.7 m3/h based on Bilgin et al. (2014). For the planned 3 m advance per round, excavation would take a full day, matching the maximum stand-up time calculated via Bieniawski (1989). Because water ingress could further reduce this rate (Ramamurthy, 2007), the resulting delays threatened stability, necessitating a design modification to controlled D&B. As the actual on-site breaker production rate dropped to 0.73 m3/h, a bespoke blasting plan was implemented following a preliminary vibration assessment. Compliant with UNE 22-381/93, the maximum allowable peak particle velocity (PPV) for the linings was set at 20 mm/s. Optimised blast parameters included: a perimeter screening profile of uncharged relief holes; a minimized explosive charge per delay interval; and uncharged stemming at the hole collars. Tunnel services were decommissioned, linings reinforced with rockbolts, and blast mats deployed. Vibrations were monitored using multi-axial geophones, while lining performance was assessed via visual inspections and convergence arrays. Following this optimised plan, excavation was successfully completed.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Voladuras (Blasting), Galería (Gallery), Interconexión (Cross-passage), Túnel (Tunnel).*

1. INTRODUCCIÓN. PROBLEMÁTICA EXISTENTE

La nueva galería vehicular conectando ambos tubos del túnel El Fabar, está dentro del Proyecto de su adaptación a los requerimientos mínimos del R.D. 635/2006 sobre Seguridad en Túneles; y tiene unos 33 m^2 y 25 m de sección y longitud, atravesando un macizo rocoso competente, con posibles filtraciones importantes de agua subálvea, donde predominan las cuarcitas de la unidad Los Barrios (O_B) del Ordovícico, mucho más duras y abrasivas que las pizarras. Los valores del índice RMR en la construcción de los tubos y adoptados por el Proyecto se recogen en la Tabla 1; y los parámetros geomecánicos de la matriz rocosa en la Tabla 2.

Tabla 1. RMR en la construcción de los tubos, y en Proyecto para ejecutar de la galería de El Fabar.

Unidad	Tubo	Intervalo RMR	RMR/GSI Adoptado
Cuarcitas (Ob)	Sentido Santander	42-64	42
	Sentido Gijón	52-69	
Pizarras (Ol)	Sentido Santander	39-53	41
	Sentido Gijón	53-48	

Tabla 2. Parámetros geotécnicos en el Proyecto para la matriz de las rocas en la galería de El Fabar.

Unidad	γ (kN/m³)	m_i	σ_{ci} (MPa)	MR	Ei (MPa)	ν
Cuarcitas	26	20	85	625	53.000	0,2
Pizarras	27	7	23	400	11.000	0,2

Con ellos, el Proyecto definía excavar a sección completa, con el pase de 1,25 y 2,50 m en los enfilajes de los entronques con los tubos y el resto de la galería; un sostenimiento SG-I, compuesto de hormigón proyectado de 30 MPa, con espesor de 10 cm tras 5 cm de sellado inicial, y reforzado con 35 kg/m^3 de fibra de acero; junto con bulones pasivos de acero corrugado, de 1,25 m y 25 mm de longitud y diámetro, y malla de 1,25 m (L) y 2 m (T); un sostenimiento SG-II en entronques, con hormigón proyectado de 30 MPa, con espesor de 15 cm tras 5 cm de sellado, y reforzado con cercha TH-21 en cada pase de 1,25 m; y finalmente un revestimiento con 20 cm de hormigón proyectado. El enfilaje de cada entronque se resolvía con una fila de bulones de 32 mm y longitud de 6 m, inyectados con lechada de cemento, y arriostrados con un zuncho perimetral en su cabeza.

Así mismo, adoptando los valores de 42 para el RMR y 85 MPa de resistencia a compresión en la roca, claramente inferior al mínimo de los ensayos disponibles, e inferior a su media de 151 MPa, el Proyecto especificaba excavarla con *medios mecánicos* y un rendimiento de *8 m^3/h*, igual que en las pizarras mucho menos competentes. Sin embargo, el adoptar esos valores tan bajos para los parámetros geomecánicos de la roca, muy inferiores a los 69 de RMR y 151 MPa de resistencia a compresión obtenidos al ejecutar los tubos, aunque explicable para definir un soporte del lado conservador en la galería, suponía, por contra, una importante infravaloración de la dificultad para excavar esa roca, y daba lugar a una evaluación rendimientos excesivamente optimistas al ejecutarla; y lo que era peor, la elevada tardanza por excavar con medios mecánicos y finalizar el sostenimiento en la longitud del pase previsto en el Proyecto, podría disminuir, de modo inaceptable, la seguridad de los trabajos y de la propia sección excavada.

En efecto, empleando la clasificación de Deere y Miller (1966) para la resistencia de cada tipo de roca, que caracteriza a las cuarcitas con las clases B y A de resistencia alta a muy alta frente a la baja a media de las pizarras, véase Figura 1, se observa que tomar 151 MPa de resistencia a compresión, como media de los ensayos de laboratorio, y 53.000 MPa de la Tabla 2 para el módulo de deformación, supone un módulo relativo de 5E^3 que clasifica a estas cuarcitas en el extremo inferior, de clase B de resistencia alta en el área 1 característica para este tipo de roca en ese gráfico; y por tanto, califica a estos últimos parámetros, siendo aún conservadores, como más representativos del comportamiento de las cuarcitas que los del Proyecto.

Así pues, como la escasa sección de la galería hacía inviable emplear una rozadora para excavarla, se evaluó el rendimiento de hacerlo con martillo hidráulico mediante la formulación de Bilgin et al (2014), recomendada por la ITA, resultando tan sólo 3,7 m^3/h, el 46% de la prevista en el Proyecto, lo que, para los avance previsto de 2,5 m por pase, suponía unas 22 horas sólo excavando; y una duración total de 30 horas para acabar el soporte, similar al tiempo de "autoportabilidad" de ese avance según Bieniawski (1989). Dado que ese rendimiento podía ser aún menor con las filtraciones de agua según Ramamurthy (2007), resultó confirmado, pues, que esa tardanza excesiva sin el sostenimiento, ponía en peligro la estabilidad de la excavación y la seguridad de los trabajos; y fue necesario modificar el Proyecto para excavar con voladuras ejecutadas con disposiciones especiales y limitando las vibraciones inducidas, auscultadas mediante sismógrafo.

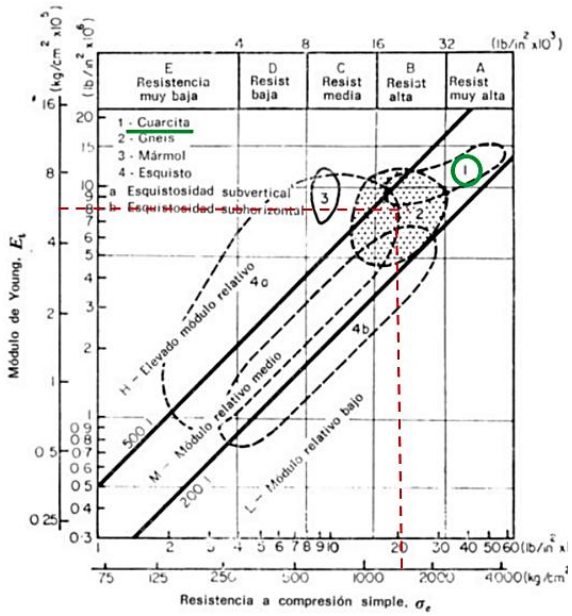


Figura 1. Clasificación de las cuarcitas con 150 MPa de resistencia a compresión y 50.000 MPa de módulo de deformación, en el Gráfico para caracterizar la resistencia de cada tipo de roca, según Deere y Miller (1966).

2. DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN CON VOLADURAS

La modificación venía también avalada por las siguientes premisas de las experiencias nacional e internacional existentes al respecto:

- En los tubos en roca competente, la lámina de PVC y geotextil entre su sostenimiento y revestimiento amortigua, cerca del 50%, las vibraciones sobre ellos, como corrobora la excavación con voladuras de las interconexiones ya existentes en El Fabar, y la nueva ejecutada en el túnel de Miravete en la A-5. En el hormigón endurecido de 30 MPa de los tubos, la velocidad admisible supera los 70 mm/s; es decir, es más del triple que cuando está fraguando.
- En la galería en El Fabar, y quedando del lado conservador, los dos tubos principales corresponden, en la norma UNE 22-381-93 "Control de vibraciones producidas por voladuras", al Grupo I dado que es un túnel revestido de hormigón en roca competente, y sus principales equipos instalados, son las parejas de ventiladores, que están alejadas de la nueva galería a distancias no inferiores a 28 y 110 m en el tubo sentido Santander, y de 17 y 133 m en el tubo sentido Gijón/Oviedo; y sus líneas de alimentación con las demás instalaciones se desmontarán durante las voladuras. Por tanto, según esa norma los valores máximos admisibles, véase Tabla 3, son 20 mm/s de velocidad para las frecuencias dominantes bajo 15 Hz, desplazamiento de 0,212 mm y velocidad creciente de 20 a 100 m/s para frecuencias también crecientes de 15 a 75 Hz, y 100 m/s de velocidad para las frecuencias mayores de 75 Hz; con lo que los 20 mm/s, mínima velocidad para los tubos, resultaban más críticos para la fase de fraguado, del hormigón proyectado del soporte al excavar la galería, y era el umbral a no sobrepasar.

Tabla 3. Valores admisibles de vibraciones temporales para estructuras, según UNE 22-381-93.

Tipo de Estructura	**Frecuencias Principales (Hz)**		
	02-15	**15-75**	**>75**
	Velocidad (mm/s)	**Desplazamiento (mm)**	**Velocidad (mm/s)**
I	20	0,212	100
II	9	0,095	45
III	4	0,042	20

En todo caso, el Proyecto de voladuras con el Estudio preliminar de vibraciones, requeridos por esa norma, debía atenerse a las siguientes especificaciones técnicas adicionales:

- Limitar la carga máxima operante empleando microrretardos para atenuar las vibraciones producidas por las pegas, de modo que la carga instantánea sea menor en cada secuencia; y realizar las voladuras a sección completa de la galería, según la experiencia los túneles de El Corno, Padornelo, La Canda y Hedroso en la L.A.V. Madrid-Galicia, mostrando que mayor sección de voladura produce menor vibración, debido al mayor espacio físico para que se dispersen los gases y productos de la voladura.
- Ejecutar el sellado del frente de excavación, con hormigón proyectado, para evitar desprendimientos de material suelto del frente de excavación en el momento de la carga de los barrenos; además, esta medida facilita en gran medida el replanteo de los taladros de voladura y precorte. Así mismo, se instalaría una cortina metálica en los entronques con los tubos, como tope frente a la proyección indeseada de escombro.
- Emplear, especialmente en las voladuras iniciales más cercanas a los tubos, los métodos disponibles para reducir las vibraciones: en dirección transversal, como las pantallas perimetrales con taladros vacíos o de precorte con carga limitada de explosivo; y en dirección longitudinal, como los barrenos con espacio vacío en su extremo. Estos métodos, corroborados por los estudios teóricos y en campo real de Park (2017), pueden reducir las vibraciones hasta el 20 y 25 % respectivamente cada uno, si bien reducen significativamente la eficacia de la longitud fragmentada por la voladura, hasta el 15% de la longitud de los barrenos en cada avance.
- Y efectuar medidas, en cada voladura, mediante sismógrafo para comprobar que las vibraciones no superan el límite admisible establecido. La cuantía de la velocidad de estas últimas, inducida en función de carga de explosivo empleada en cada avance, se analizaría con la siguiente formulación propuesta por Park (2017):

$$V = a\,(SD)^{-b} \qquad (1)$$

en donde:

- V es la velocidad de pico del vector de las componentes, en las tres direcciones de las vibraciones;
- SD es la distancia reducida entre el foco y el lugar de medida de las vibraciones, igual al cociente entre la distancia (m) y el peso del explosivo (kg);
- y “a” y “b” parámetros correspondientes a la roca y al tipo de voladura realizada.

3. DESARROLLO DE LA EXCAVACIÓN CON VOLADURAS Y RESULTADOS

La excavación de la galería comenzó el 11 de marzo de 2025 por su boca en el tubo sentido Oviedo, con la ejecución del enfilaje de bulones, y la demolición de la parte afectada del sostenimiento y revestimiento del tubo; la cual mostró el frente a excavar de roca, véase Figura 2, compuesto por ortocuarcita beige a blanca, con una gran fractura subvertical delimitando el tercio derecho de la sección, más fracturado y con salidas de agua. Su levantamiento geomecánico registró una resistencia a compresión de 225 MPa con el martillo Schmidt; y valores de RMR básico 71 y 52, y corregido de 50 y 40, para las zonas derecha e izquierda.



Figura 2. Frente de cuarcitas en boca del tubo sentido Oviedo, con su tercio dcho más fracturado y con salidas de agua**.**

Se inició la excavación, con martillo hidráulico, de la cuarcita en el trasdós del tubo para el zuncho de atado del enfilaje con bulones; y el rendimiento obtenido fue tan sólo de 0,73 m^3/hora, cifra todavía mucho menor que los 3,7 m^3/hora de la modificación del Proyecto, y 10 veces inferior a la prevista en el Proyecto inicial.

En consecuencia, se decidió efectuar la primera voladura con 1,6 m de longitud de avance, con el siguiente diseño especial y la auscultación de las vibraciones inducidas en el revestimiento del tubo, véase Figura 3:

- Pantalla de reflexión, perimetral a la galería, con dos filas de taladros vacíos, separadas 200 mm entre ejes, y taladros con 63 mm de diámetro y 1,2 m de longitud, y distanciados “al tresbolillo” 150 mm entre filas.
- Barrenos para la voladura de 1,6 m de longitud total con: 0,7 m iniciales de retacado; 0,4 m siguientes con 0,476 Kg de explosivo gelatinoso, suponiendo una carga total de 25 Kg equivalentes a 0.43 Kg/m3 de roca; y 0,5 m vacíos en el extremo final, también para reducción de vibraciones.
- Reforzando el revestimiento del tubo, una fila perimetral de bulones corrugados de 25 mm, separados 1,5 m, con 3 m de longitud e inyectados con lechada de cemento.
- Y la medida de vibraciones realizada con dos sismógrafos a 1, 20 y 30 m de la boca de la galería; y la medida de las deformaciones en el tubo mediante tres secciones, en PKs en el eje de la galería y anteriores y posteriores al mismo, cada una con tres dianas para medida topográfica óptica.

Ejecutada el 17 de marzo esa voladura incial, la velocidad de las vibraciones, medida en sus tres componentes vertical, longitudinal y transversal, registraron valores para su vector resultante y distancias de 1 y 30 m en el tubo, de 14,33 y 8,14 mm/s, con frecuencias muy elevadas entre 83 y 108 Hz; mientras que las medidas de convergencias en el tubo registraron valores poco significativos entre -0,005 y -0,021 mm, siendo todas de cierre en la sección, y con su mayor cuantía en la cuerda correspondiente a las claves del tubo y de la galería, como era de esperar.

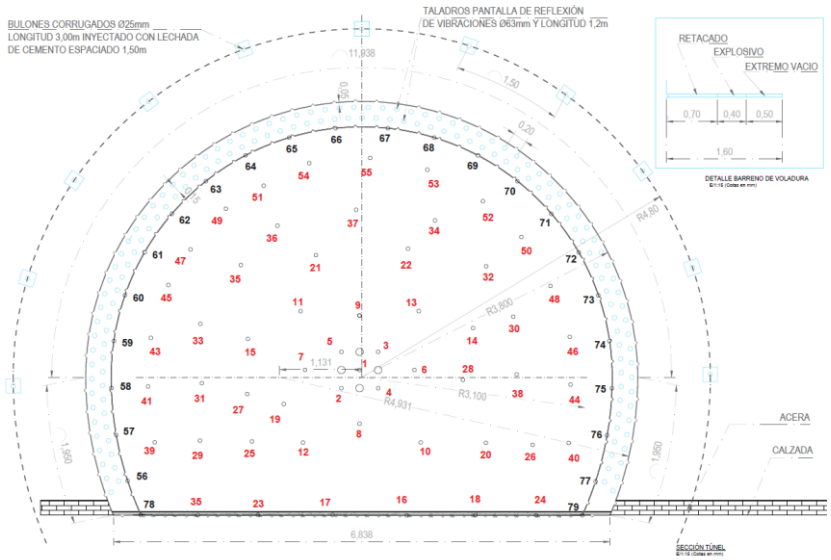


Figura 3. Voladura inicial con 0,476 Kg de explosivo por barreno y 25 Kg totales, pantalla perimetral con taladros vacíos, y espacio vacío en cada barreno.

Así mismo, se constató que la fragmentación de la roca en el avance tuvo poca eficacia, véase Figura 4, sin conseguir un avance significativo respecto a la longitud teórica de 1,6 m; aunque se logró separar el frente de la roca en la galería del revestimiento del tubo. No se apreciaron desperfectos en las protecciones instaladas con lonas y chapones.



Figura 4. Resultado de la voladura inicial, con fragmentación poco significativa de la roca y separación de ésta del hormigón del sostenimiento-revestimiento del tubo sentido Oviedo.

Ante la escasa cuantía de las velocidades de la vibraciones inducidas, en todos los avances siguientes hacia el tubo sentido Santander se optó por: incrementar la carga de explosivo en cada barreno, a fin de conseguir una mayor fragmentación en la roca, más cercana a la longitud teórica de 1,6 m; sustituir la pantalla perimetral de reflexión por una pantalla de precorte con un cordón detonante de explosivo; y suprimir el espacio vacío en los barrenos, véase Figura 5.

El esquema de tiro fue con barrenos paralelos y cuele con cuatro secciones. La secuencia de encendido era para ir generando, progresivamente, caras libres para facilitar la detonación de los siguientes barrenos; de esta forma se iniciaban de forma progresiva los barrenos de cuele, los cuales tenían ayuda de la cara libre creada artificialmente mediante los barrenos vacíos. Después, se iniciaban los barrenos de contracuele, destroza y zapateras; y por último, los de recorte que definían el perímetro de la sección de la galería. En todos los avances restantes se aumentó la carga de explosivo a 1,19 Kg por barreno, sin espacio vacío en su extremo, y 8,536 Kg en el cordón detonante de la pantalla de taladros para precorte perimetral, con un total de 75 Kg en el avance. Con ello se conseguía una buena eficacia en la fragmentación de la roca que permitió finalizar la excavación, de los 28 m de longitud de la galería, el 3 de abril siguiente.

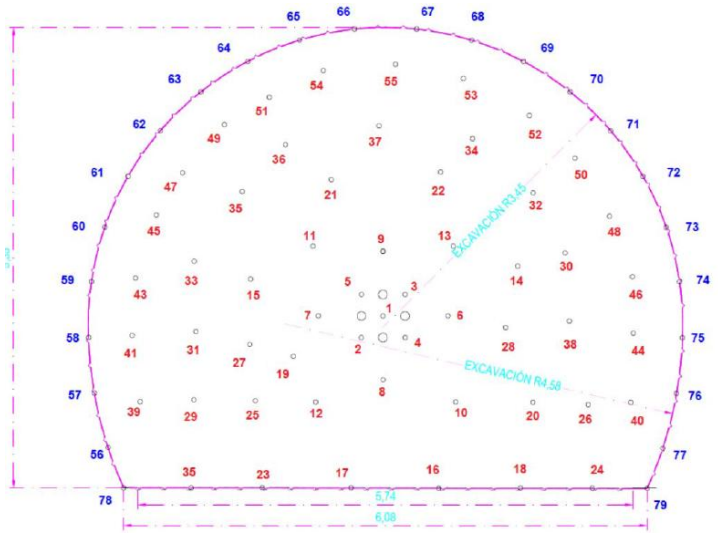


Figura 5. Esquema de tiro para los siguientes avances, con barrenos paralelos y cuele con cuatro secciones, y pantalla perimetral de precorte con cordón detonante.

Las mayores velocidades de las vibraciones medidas registraron valores, para su vector resultante y distancias de 1 y 30 m en el tubo, respectivamente de 30,46 a 39,36 y 6,17 a 7,27 mm/s, con frecuencias elevadas entre 47 y 219 Hz, véase figura 6. El análisis de las medidas de la velocidad de las vibraciones, con la formulación de Park (2014) anterior, mostró los valores de 35,8 y -0,545 para sus parámetros “a” y “b”, para este Plan de las voladuras.

Por otra parte, las medidas de convergencias en el tubo continuaron siendo poco significativas entre -0,012 y -0,057 mm, siendo todas ellas de cierre en la sección, y con su mayor cuantía en la cuerda entre las claves del tubo y de la galería. Las convergencias en la galería, también de cierre en las tres cuerdas de la sección, estuvieron entre -0,095 y -0,132 mm; y el 11 de abril se estabilizaron con velocidad menor de 0,003 mm/día, véase Figura 7.

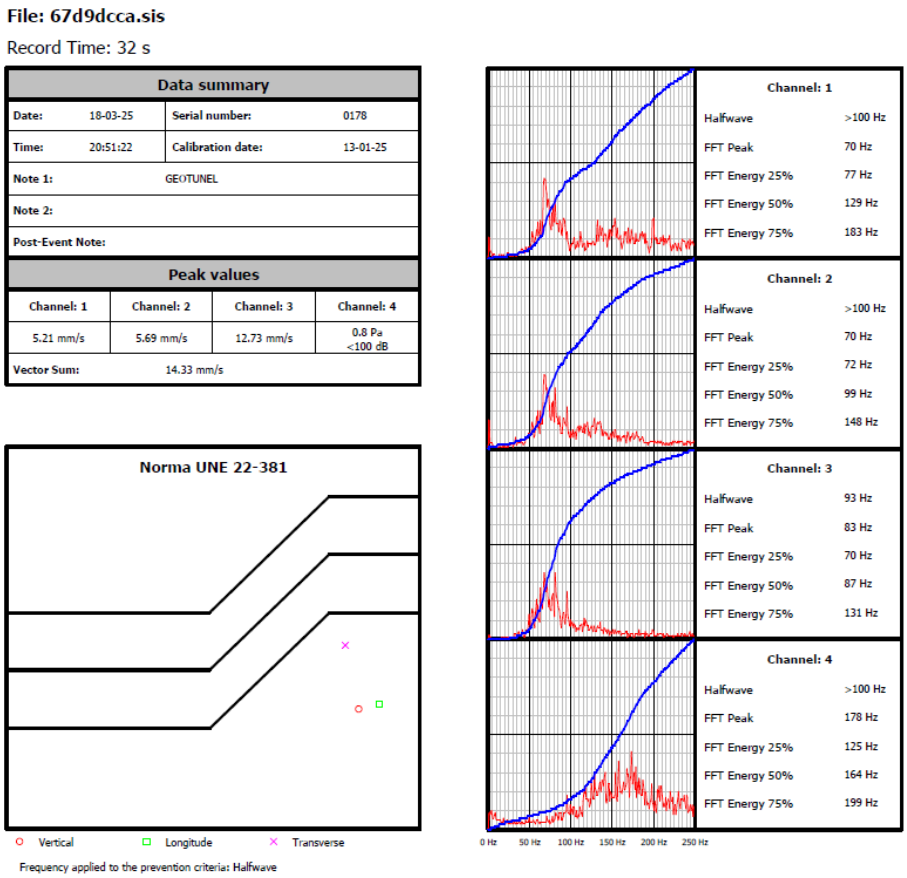


Figura 6. Registros de las tres componentes de la velocidad de las vibraciones en el tubo, a 20 m de la galería y en el avance del 18 marzo, con 1,19 Kg de explosivo por barreno y 75 Kg de carga total.



Figura 7. Vista de la nueva galería para vehículos en el túnel El Fabar, ya en servicio.

4. CONCLUSIONES

La ejecución de galerías, para conectar los tubos de un túnel en roca, sin dañar su sistema de sostenimiento-revestimiento, requiere emplear un método de excavación que limite las vibraciones inducidas a valores admisibles para el mismo. Excavar con medios mecánicos, como con martillo neumático o rozadora puede ser la solución, pues provocan vibraciones de cuantía inferior a las voladuras con explosivos. No obstante, como el empleo de rozadora puede ser inviable por las escasas sección y longitud de la galería, excavar rocas duras como las cuarcitas, con martillo neumático puede resultar problemático, debido a que el reducido rendimiento o velocidad de este método puede llevar a una duración en el ciclo total de cada avance que, además de ser muy costosa, puede resultar mayor que el tiempo de "autoestabilidad" ("stand-up time") de la roca para la longitud de pase definida; y por tanto, reducir hasta niveles inadmisibles la seguridad de la ejecución.

A este respecto, el cálculo del rendimiento de excavar con martillo neumático, para obtener la duración total del ciclo para ejecutar la longitud del pase en cada avance, no debe realizarse con los mismos parámetros geomecánicos de la roca empleados para diseñar el sostenimiento de la galería; puesto que, al ser conservadores para ello, pueden dar lugar a elevados rendimientos o velocidades de excavación, demasiado optimistas y muy superiores a los obtenidos en obra. En ese cálculo, además de una buena caracterización representativa de las discontinuidades de la roca, es determinante hacerlo también con las resistencias a compresión y tracción de la matriz rocosa; pues de no ser así, incluso las formulaciones más recientes, como la de Bilgin et al (2014) recomendad por la ITA, pueden dar resultados claramente erróneos.

La experiencia nacional e internacional indica que el método de voladuras con explosivos puede emplearse para resolver esta problemática, con un Plan o Proyecto de voladuras especial y un Estudio Preliminar de Vibraciones, como el estipulado por la norma UNE 22-381-93 que, además de cargas de explosivo reducidas, incorporen los métodos disponibles para limitar las vibraciones a valores admisibles para los tubos del túnel.

En estos últimos en roca competente, la lámina de PVC y geotextil entre sostenimiento y revestimiento amortigua, cerca del 50%, las vibraciones sobre ellos, como corroboró la excavación con voladuras de las interconexiones ya existentes en El Fabar, y la nueva en el túnel de Miravete en la A-5. En el hormigón endurecido de los tubos, la velocidad admisible de las vibraciones supera 70 mm/s; es decir, es más del triple que cuando está fraguando, como sucede con el hormigón proyectado del sostenimiento de la nueva galería.

En este caso, y quedando del lado conservador, los tubos se clasifican, según la norma UNE 22-381-93 en el Grupo I, dado que es un túnel revestido de hormigón en roca competente; y sus principales equipos instalados están alejados o serán desmontados y/o protegidos. Por tanto, según esa norma, los valores máximos admisibles para las vibraciones son 20 mm/s de velocidad para las frecuencias dominantes bajo 15 Hz, desplazamiento de 0,212 mm y velocidad creciente de 20 a 100 m/s para frecuencias también crecientes de 15 a 75 Hz, y 100 m/s de velocidad para las frecuencias mayores de 75 Hz; con lo que los 20 mm/s, mínima velocidad para los tubos, resultaban más críticos para la fase de fraguado, del hormigón proyectado del soporte al excavar la galería.

Hoy día, en el Plan o Proyecto de voladuras a emplear, especialmente en los avances iniciales más cercanos a los tubos, los métodos disponibles para reducir las vibraciones son: en dirección transversal, las pantallas perimetrales con taladros vacíos o de precorte con carga limitada de explosivo; y en dirección longitudinal, los barrenos con espacio vacío en su extremo. Estos métodos según Park (2017) pueden reducir las vibraciones hasta el 20 y 25%, cada uno de ellos, frente a las inducidas con el mismo Plan de voladuras sin ellos.

El 17 de marzo de 2025 se realizó la primera voladura, habiendo limitado la carga de explosivo a 0,476 Kg en los barrenos y a 25 Kg en el total de ese avance inicial de 1,6 m en la boca sentido Oviedo, y disponiendo una pantalla perimetral con dos filas de taladros vacíos y un espacio vacío de 0,5 m en el extremo de cada barreno. La fragmentación obtenida tuvo poca eficacia, aunque se logró separar el frente de roca en la galería del revestimiento del tubo. Las velocidades de las vibraciones, medidas en sus tres componentes, registraron valores claramente admisibles según la norma UNE 22-381-93; mientras que las medidas de convergencias en el tubo registraron valores poco significativos, siendo todas de cierre en la sección y con su mayor cuantía en la cuerda entre las claves del tubo y de la galería.

En los avances siguientes también de 1,6 m y hacia el tubo sentido Santander, se aumentó la carga de explosivo a 1,19 Kg en cada barreno, sin espacio vacío en su extremo, y 8,536 Kg en el cordón detonante de la pantalla de taladros para precorte perimetral, con un total de 75 Kg en el avance, obteniéndose una buena eficacia en la fragmentación de la roca que permitió finalizar la excavación, de los 28 m de longitud de la galería, en un total de 17 días. Las mayores velocidades de las vibraciones medidas registraron valores admisibles, cercanos al 50% del límite de la norma UNE 22-381-93; mientras que las medidas de convergencias en el tubo continuaron siendo poco significativas, inferiores a 0,06 mm, siendo todas de cierre en la sección y con su mayor cuantía en la cuerda entre las claves del tubo y de la galería. Las convergencias en la galería, también de cierre en sus tres cuerdas, estuvieron bajo 0,132 mm, quedando estabilizadas una semana tras finalizar la excavación, con velocidad menor de 0.003 mm/día.

En definitiva, con el éxito final obtenido por no haber afectado significativamente a los tubos del túnel, al excavar la galería con voladuras en este macizo de cuarcitas duras y abrasivas, queda corroborada la metodología, sustentada en la experiencia nacional e internacional, de emplear un Plan de voladuras con los métodos actualmente disponibles para reducir las vibraciones inducidas; y un Estudio Preliminar de éstas, con su auscultación continuada, para ir comprobando la eficacia de esos métodos en mantener las vibraciones medidas bajo sus máximos valores admisibles, y poder, por tanto, aumentar la carga total de explosivo en cada avance, mejorando la eficacia en la fragmentación de la roca.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer la relevante colaboración, durante la ejecución de las obras, de Juan A. Barata Vélez como Gerente de la UTE Túneles Asturias de SICE y COLLOSA; y de Juan González Ferrero, Jefe de la ACO por INECO.

Asímismo, agradecen el apoyo de la Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias, de la Dirección General de Carreteras del MITMA, en la redacción y para hacer público el contenido de este artículo.

REFERENCIAS

AENOR UNE 22-381 (1993). *Control de Vibraciones por Voladuras*. pp 12.

Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications.* John Willey & Sons. New York. pp 251.

Bilgin, N. et al. (2014). *Mechanical Excavation in Mining and Civil Industries.* CRC Press Taylor & Francis Group. London. New York. pp 355.

Deere, D.U. y Miller, R-P. (1966). *Engineering classification and index properties for intact rock.* Technical Report AFWL-TR-65-116. Air Force Weapons Laboratory, Kirland Air Force Base. NM.

Design Manuals DM – 7.02 (1986). *Foundations and Earth Structures.* USA Naval Facilities Engineering Command. pp 21-26.

DIN 4140 – 3. (1999). *Effects of vibration on structures.*

Lauffer, H. (1958). *Gebirgsklassifizierung fur den stollenbaun.* Geologic und Bauwesand. 24, pp 46 – 51.

Lunardi, G. et al (2017). *Drill&Blast Vibration Monitoring: Overpass of A10 Motorway*. Proceedings of the World Tunnel Congress 2017 – Surface challenges – Underground solutions. Bergen, Norway. pp 10.

Park, D. (2017). *Reducción de las vibraciones generadas por las voladuras en túneles mediante pantallas de barrenos y espaciamientos de aire.* Ingeniería de túneles. Libro 25. Editor López Jimeno, C. Madrid. pp 325-354.

Ramamurthy, T. (2007). *A realistic approach to estimate stand-up time.* 11th Congress of International Society of Rockmechanics. Lisbon.Taylor & Francis Group. London. pp 757-760.

Sola, P.R. y Vélez, H. (2021). *Informe sobre la construcción de las galerías de conexión, en los túneles de Tezangos y El Fabar de la Atovía A-8*. Ingeniería de Infraestructuras y túneles, Madrid, pp 94.

EXCAVACIÓN Y REVESTIMIENTO DEFINITIVO, CON MEMBRANA SINTÉTICA Y HORMIGÓN PROYECTADO, DEL TÚNEL EL JORADO EN TERRENOS VOLCÁNICOS MUY POCO COMPETENTES

Desiderio David CAMPOS RECIO[(1)], Rafael NAVAS RODRÍGUEZ[(2)], Jorge Antonio CAFFER CAVAGLIA[(3)*] y Antonio MACHUCA NAVAS[(4)]

[(1)] Dirección General de Infraestructura Viaria del Gobierno de Canarias

[(2)] SACYR Construcción, S.A.

[(3)] UTE LP-1 Prointec - Giur
*jcaffer@ciccp.es

[(4)] CAVOSA Obras y Proyectos, S.A.

RESUMEN

El túnel de El Jorado forma parte de la obra "Acondicionamiento LP-1, Los Llanos–Tijarafe", en la isla de La Palma. Con una longitud de 496 metros, fue excavado en un macizo volcánico heterogéneo caracterizado por alternancias irregulares de basaltos, escorias, piroclastos y cenizas con cementación muy variable. Al inicio de las obras se realizó una campaña geotécnica complementaria que evidenció diferencias sustanciales respecto al proyecto original, mostrando un comportamiento geomecánico más desfavorable del previsto. Se identificaron capas de basalto vacuolar y escoriáceo, junto con niveles de escorias sueltas o poco cementadas, lo que implicaba riesgos inadmisibles para el entorno, especialmente en el emboquille suroeste, próximo a una vivienda. Como consecuencia, se rediseñó la geometría de la sección y se adaptaron los sostenimientos a las condiciones reales del terreno. Durante la excavación se confirmó la baja competencia del macizo, lo que obligó a emplear sostenimientos más pesados mediante enfilajes y hormigón proyectado reforzado con cerchas. Aunque la auscultación mostró una tendencia inicial a la estabilización, la experiencia en terrenos volcánicos degradables indica posibles incrementos de empujes a largo plazo. Siguiendo las recomendaciones de las Guías ITA-AITES, se sustituyó el revestimiento previsto de hormigón en masa por un revestimiento definitivo de hormigón proyectado reforzado con fibras sintéticas y contrabóveda. Esta solución trabaja solidariamente con el sostenimiento mediante una membrana sintética proyectada, formando una estructura continua de tres capas. El sistema supone una mejora estructural del comportamiento a largo plazo y contribuye a la sostenibilidad del proyecto al reducir espesores, consumo de hormigón y huella de carbono de la infraestructura.

ABSTRACT

The El Jorado tunnel forms part of the "LP-1 Road Improvement Project, Los Llanos–Tijarafe", on the island of La Palma. With a length of 496 m, it was excavated within a heterogeneous volcanic massif characterised by irregular alternations of basalts, scoria, pyroclasts and volcanic ash with highly variable cementation. At the start of construction, a complementary geotechnical investigation revealed substantial differences with respect to the original design, indicating more unfavourable geomechanical behaviour than initially expected. Layers of vesicular and scoriaceous basalt were identified together with loose or poorly cemented scoria

levels, posing unacceptable risks to the surrounding environment, particularly near the southwest portal, where a residential building is located nearby. Consequently, the tunnel cross-section geometry was redesigned and the support system was adapted to the actual ground conditions. During excavation, the low competence of the volcanic massif was confirmed, requiring heavier support measures including forepoling and shotcrete reinforced with steel ribs. Although monitoring initially indicated a tendency towards convergence stabilisation, experience in degradable volcanic ground suggests the possibility of significant long-term load increases. Following the recommendations of the ITA-AITES Guidelines, the originally planned mass concrete lining was replaced by a final lining consisting of synthetic fibre-reinforced shotcrete and an invert. The system works compositely with the initial support through a sprayed synthetic membrane, forming a continuous three-layer structure. This solution improves long-term structural performance while reducing lining thickness, concrete consumption and the overall carbon footprint of the infrastructure.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Terrenos volcánicos heterogéneos (Heterogeneous volcanic ground), Revestimiento definitivo en túneles con hormigón proyectado (Permanent shotcrete lining in tunnels, Experiencia práctica (Case study).*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. MARCO DEL PROYECTO Y LOCALIZACIÓN

El túnel de El Jorado constituye una de las infraestructuras clave dentro de las obras de "Acondicionamiento de la carretera LP-1, tramo: Los Llanos de Aridane – Tijarafe", situada en la isla de La Palma (Islas Canarias). Este proyecto, promovido por la Dirección General de Infraestructura Viaria del Gobierno de Canarias, tiene como objetivo mejorar la seguridad y conectividad de la red viaria insular en un entorno geográficamente complejo.

1.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL TÚNEL

El túnel consta de un único tubo diseñado para circulación bidireccional. Las principales características métricas y funcionales del tramo en mina son las siguientes:

- Longitud en mina: 491,18 m, comprendidos entre el PK 3+926,40 (emboquille suroeste) y el PK 4+417,60 (emboquille norte).
- Recubrimiento: El túnel alcanza un recubrimiento máximo sobre clave cercano a los 65 m.
- Sección funcional: La plataforma cuenta con dos carriles de 3,80 m (incluyendo sobreancho), una banda de separación de sentidos de 1,50 m, arcenes de 1,00 a 1,10 m y aceras de ancho variable (0,98 a 1,19 m) para compensar los cambios de peralte.
- Trazado: Presenta una pendiente longitudinal constante del 2,43% y un gálibo vertical mínimo de 5,30 m en toda la calzada.

1.3. ANTECEDENTES Y OBJETIVO DEL TRABAJO

Durante el desarrollo de las obras, el Proyecto Modificado nº1 introdujo cambios significativos respecto al diseño original del Proyecto Constructivo, motivados principalmente por dos factores:

- **Campaña Geotécnica Complementaria**: Los resultados de nuevas prospecciones geofísicas y sondeos mecánicos, realizados al inicio de la obra, evidenciaron propiedades geomecánicas del terreno notablemente más desfavorables que las supuestas inicialmente.
- **Riesgos en el Entorno**: La detección de niveles de escorias sueltas y basaltos muy fracturados cerca del emboquille suroeste supuso un riesgo potencial para la integridad de una vivienda cercana, obligando a replantear los métodos de excavación y sostenimiento para minimizar asientos.

Como consecuencia, se rediseñó el sistema estructural del túnel y de los emboquilles suroeste y norte.

En este contexto, este trabajo presenta la experiencia práctica en la aplicación del sistema de capa única o "Single Shell" en terrenos volcánicos heterogéneos. Los objetivos principales son demostrar la eficacia de esta solución para:

- Optimizar la seguridad estructural y acelerar el cierre del anillo del túnel en terrenos poco competentes.
- Mejorar la sostenibilidad del proyecto, reduciendo el espesor del revestimiento, el volumen de hormigón consumido y, por ende, la huella de carbono de la infraestructura.
- Conseguir la estanqueidad y durabilidad a largo plazo frente a procesos de degradación del terreno y posibles acciones sísmicas o térmicas.

1.4. INNOVACIÓN TÉCNICA: EL CONCEPTO DE REVESTIMIENTO SOLIDARIO

El núcleo del trabajo que se presenta en este 12SNIG es la sustitución del revestimiento convencional de hormigón en masa por una solución de revestimiento definitivo con hormigón proyectado reforzado con fibras sintéticas.

Esta solución, alineada con las recomendaciones de la ITA-AITES y las guías de AETOS, se basa en la creación de una estructura continua de tres capas (ITAtech, 2013; Jiménez Rodríguez, 2025):

- Sostenimiento inicial: Hormigón proyectado reforzado.
- Membrana sintética proyectada (EVA): Actúa como puente de unión, aportando adherencia, estanqueidad e integridad estructural.
- Nuevo hormigón proyectado: Capa final que trabaja de forma solidaria con la anterior.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO. REVISIÓN DEL DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO

2.1. CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA

La necesidad de una campaña geotécnica complementaria (Proyecto Modificado nº1) surgió al detectarse que el Proyecto de Construcción se basaba exclusivamente en información geológica superficial y en la extrapolación de experiencias regionales, como la del túnel de La Cumbre. Para reducir la incertidumbre, el contratista encargó a la empresa IIT el diseño de los nuevos reconocimientos y su informe final.

Esta campaña incluyó prospecciones geofísicas eléctrica y sísmica (tipo MASW), el sondeo mecánico S-1 de 25 m, ensayos SPT y de penetración dinámica superpesada (DPSH). Los resultados evidenciaron discrepancias significativas: el terreno presentaba propiedades geomecánicas mucho más desfavorables que las supuestas, con un predominio de basaltos muy fracturados y niveles de escorias sueltas o poco cementadas.

A partir de estos datos, se parametrizó el macizo en cinco unidades (Basaltos I, II, Vacuolares, Escorias Cementadas y No Cementadas). Esta nueva caracterización puso de manifiesto riesgos inadmisibles de subsidencia para una vivienda situada a escasos 10-15 m del emboquille suroeste, lo que obligó a rediseñar la solución de entrada y los tratamientos de pre-sostenimiento (Sola Casado, 2022; Castro López y Silva Espiña, 2023).

2.2. DISEÑO DE LOS SOSTENIMIENTOS Y TRATAMIENTOS ESPECIALES

El diseño original de los sostenimientos seguía la filosofía del Nuevo Método Austriaco (NATM), adaptando el soporte a la calidad del macizo (RMR). Se previeron cinco tipologías (ST-1 a ST-5):

- **Sostenimientos Ligeros (ST-1 y ST-2)**: Para basaltos de calidad media-buena (RMR > 50), con 5-10 cm de hormigón proyectado y bulonado Swellex.
- **Sostenimiento Semipesado (ST-3)**: Para basaltos vacuolares (RMR 40-50), con 15 cm de hormigón y bulones inyectados.
- **Sostenimientos Pesados Cerchados (ST-4 y ST-5)**: Para calidades inferiores (RMR < 40), basados en hormigón proyectado (20-25 cm) y cerchas metálicas THN-29 o HEB-180.

Como innovación en el diseño, se decidió la exclusión del bulonado sistemático en escorias sueltas (ST-4 y ST-5), ya que la perforación degradaba el material. En su lugar, se apostó por la rigidez de las cerchas y tratamientos de pre-sostenimiento como el empiquetado de barras huecas (ST-4b), o paraguas de micropilotes (ST-5b). Estos diseños incluían una sección cerrada mediante contrabóveda o losa plana para lograr la estabilidad frente a la degradación del terreno a largo plazo (Fernández Gutiérrez, 2024).

3. PROPUESTA DE NUEVO REVESTIMIENTO E IMPERMEABILIZACIÓN DEL TÚNEL. JUSTIFICACIÓN

La decisión de modificar el sistema de revestimiento e impermeabilización original se fundamenta en que las condiciones geotécnicas reales encontradas durante la excavación resultaron sensiblemente más desfavorables que las estimadas en la campaña complementaria, obligando a una solución estructural más robusta y de rápida ejecución.

3.1. CONDICIONES REALES DEL MACIZO Y NECESIDAD DEL CIERRE ESTRUCTURAL TEMPRANO

Durante la excavación, el seguimiento sistemático del macizo reveló una heterogeneidad extrema. En la mayor parte del trazado, los frentes presentaban basaltos fracturados con niveles de escorias no cementadas en clave, lo que situó el índice RMR de forma constante entre 30 y 40. Esta degradación de la calidad del macizo respecto a lo previsto obligó a la aplicación casi sistemática del sostenimiento pesado tipo SC-IVab (cerchas THN-29 y hormigón proyectado) en lugar de las secciones más ligeras proyectadas inicialmente.

La realidad de la excavación confirmó parámetros geomecánicos muy degradados para las unidades de escorias no cementadas, con módulos de deformación de apenas 300 MPa y un comportamiento similar al de suelos granulares sin cohesión. Este comportamiento del macizo invalidaba la filosofía de un revestimiento de hormigón en masa convencional, que no garantiza un contacto íntimo y continuo con el terreno en la zona de clave.

Los datos de auscultación, especialmente en secciones críticas como el PK 4+057, mostraron una tendencia a la estabilización tras el cierre de la destroza, con acortamientos de cuerdas de unos 12 mm. Sin embargo, la experiencia en terrenos volcánicos poco competentes indica que esta estabilidad inicial puede ser transitoria. La baja competencia del terreno genera un riesgo de incremento notable de empujes a largo plazo debido a la degradación progresiva de la rigidez del conjunto terreno-sostenimiento, lo que podría comprometer la integridad estructural si no se rigidiza la sección de forma temprana.

Ante la mala calidad del macizo, se consideró imperativo completar el "cierre" estructural de la sección transversal lo antes posible para reducir las deformaciones a corte de los niveles sueltos. A diferencia del revestimiento convencional de hormigón en masa encofrado, el hormigón proyectado reforzado con fibras permite completar el anillo resistente de manera más ágil, limitando las deformaciones diferidas del macizo y justificando la solución adoptada.

3.2. LA MEMBRANA EVA COMO PUENTE DE UNIÓN ESTRUCTURAL

El cambio de una lámina de PVC convencional a una membrana sintética proyectada copolímero tipo etileno-vinil-acetato (EVA) responde a la necesidad de crear una estructura monolítica (Figura 1).

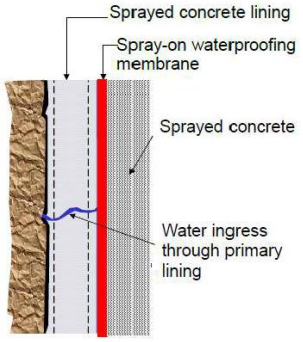


Figura 1. Esquema de revestimiento con hormigón proyectado y membrana de adherencia y estanqueidad sobre sostenimiento según ITAtech Design guidance for spray applied waterproofing membranas (Fuente: Report nº2, 2013).

- Efecto "Single Shell": La membrana EVA actúa como un puente de unión con una adherencia de 1,2 MPa, permitiendo que el sostenimiento inicial y el nuevo revestimiento trabajen de forma solidaria frente a esfuerzos normales y cortantes.
- Integridad estructural: Este sistema permite que el revestimiento definitivo asuma las cargas de forma inmediata, garantizando la seguridad funcional frente a empujes diferidos, humedad por capilaridad y posibles acciones sísmicas.

Esta modificación no solo adecúa la estructura a la realidad geotécnica, sino que mejora la sostenibilidad al permitir un menor espesor final del revestimiento, reduciendo el volumen de hormigón y la huella de carbono de la obra. Igualmente, la escasez de flujos o caudales de infiltración notables en el túnel de El Jorado, hacía que la membrana proyectada, sea apta para su empleo, correcta proyección y trabajo a largo plazo y durabilidad (ITAtech, 2013).

4. DESCRIPCIÓN DEL REVESTIMIENTO-IMPERMEABILIZACIÓN

4.1. SOLUCIÓN DE REVESTIMIENTO ADOPTADA

En base a la información de convergencias y tramificación real de sostenimientos se propuso la modificación del revestimiento a disponer en los tramos del sostenimiento SC-IVa, SC-IVb, SC-Va (todo el túnel, excepto los emboquilles) (Figura 2).

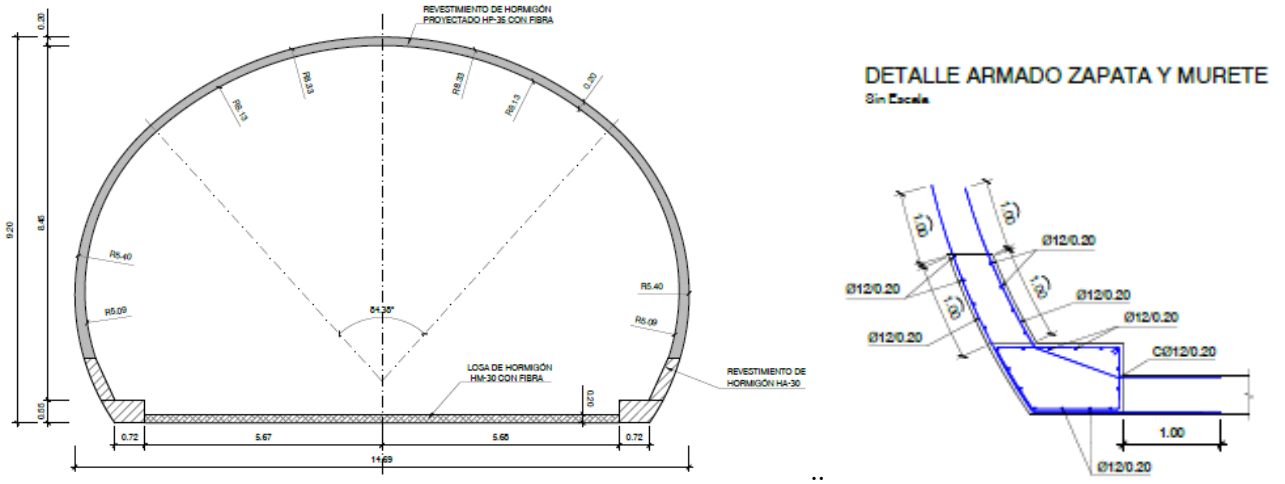


Figura 2. Sección tipo de losa plana (izquierda) y detalle de armado de muretes y conexión con la losa (derecha) (Fuente: Geoconsult 2025).

En estos tramos se propuso el empleo del revestimiento en base a hormigón proyectado reforzado con fibras HRP-35 con un espesor mínimo de 20 cm en bóveda y hastiales. La losa plana está formada por hormigón en masa HM-30, reforzado con fibras poliméricas con una cuantía de 4 kg/m3, formando un espesor de 20cm de zapata a zapata, y ajustada a la sección tipo correspondiente. Esta losa se conecta con los muretes/zapata mediante armaduras pasantes de Ø12mm en una longitud de 0,75 a 1,00 m (Fernández Gutiérrez, 2025). La sección en los emboquilles es la siguiente (Figura 3) y su armado (Figura 4).

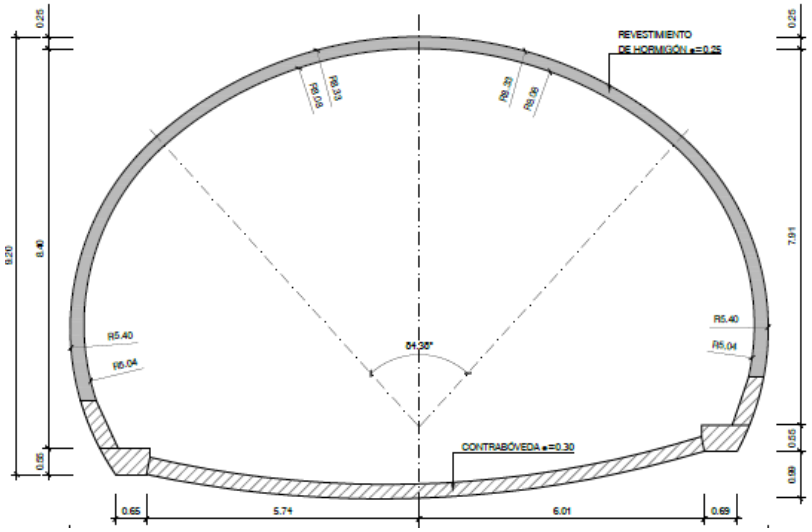


Figura 3. Sección tipo con contrabóveda (Fuente: Geoconsult 2025).

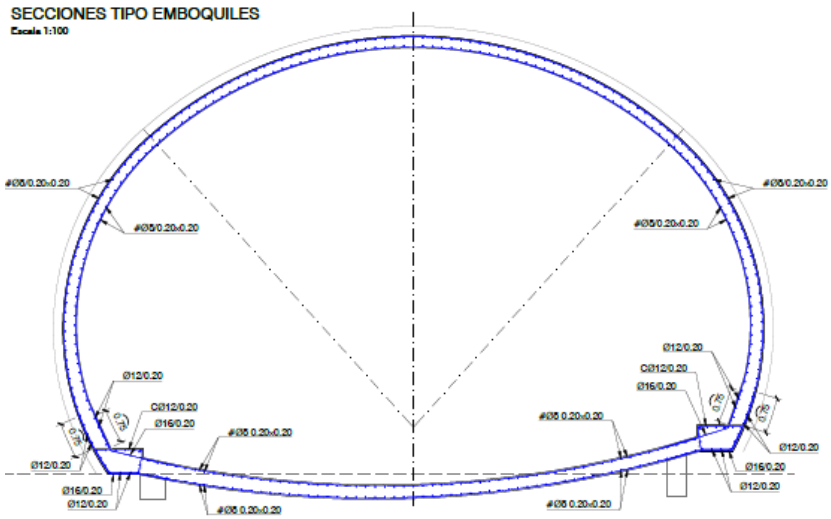


Figura 4. Armado sección tipo con contrabóveda (Fuente: Geoconsult 2025).

4.2. SOLUCIÓN DE IMPERMEABILIZACIÓN ADOPTADA

El sistema de impermeabilización Single Shell, se aplicó en la bóveda hasta el encuentro con el murete que se realizó con hormigón armado e impermeabilizado con lámina PVC y geotextil, ejecutado en primer lugar.

Se evita la filosofía de túnel estanco asumiendo cargas no deseables, con un drenaje de alivio de carga hidrostáticas en el hastial bajo. Esta solución de drenaje longitudinal y/o alivio de las presiones a alturas bajas de la bóveda, se realiza mediante la captación de las aguas mediante lámina de PVC y geotextil, que envuelve un dren longitudinal bajo y que de salida a las aguas a las arquetas-conexiones cada 25 m de longitud de túnel vertiendo las aguas al drenaje de calzada longitudinal (Figuras 5, 6 y 7).

La altura de la lámina de PVC es únicamente la del murete de hormigón armado más 10 cm por encima de la cota rasante superior de murete.

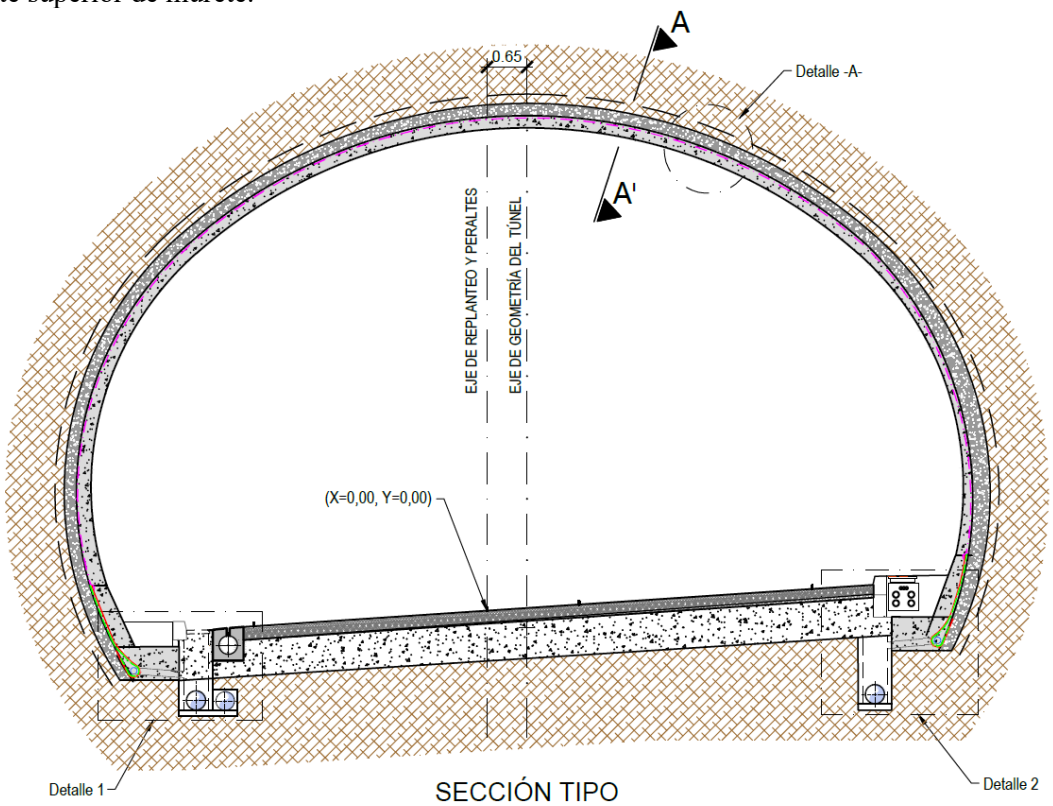


Figura 5. Sección tipo de la impermeabilización y sistema de drenaje (Fuente: Geoconsult 2025).

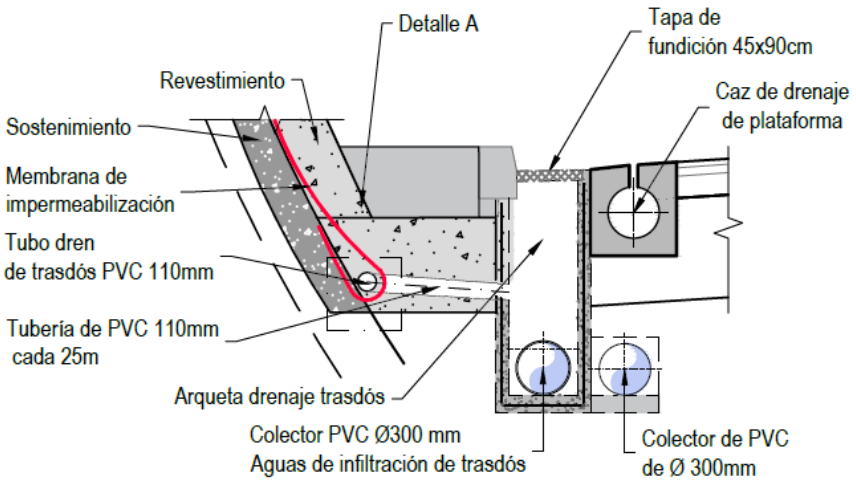


Figura 6. Detalle de la impermeabilización y el drenaje en hastial izquierdo (Fuente: Geoconsult 2025).

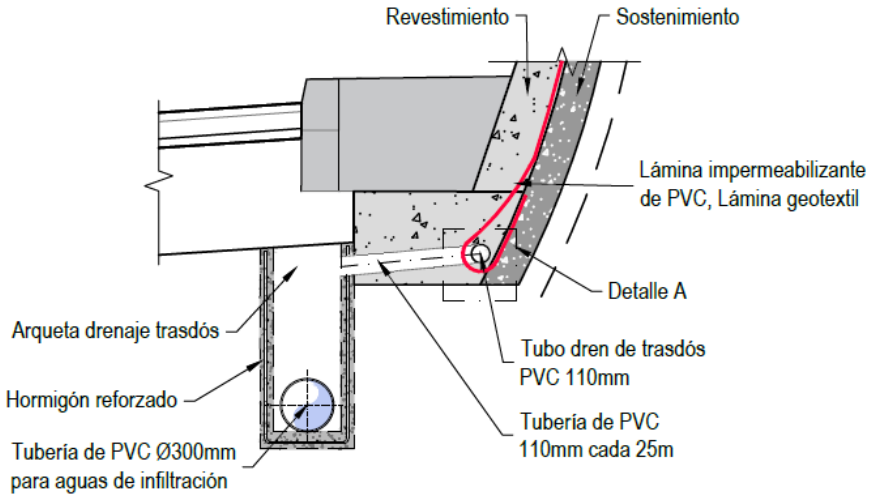


Figura 7. Detalle de la impermeabilización y el drenaje en hastial derecho (Fuente: Geoconsult 2025).

5. EJECUCIÓN DE LA IMPERMEABILIZACIÓN Y REVESTIMIENTO

La membrana utilizada fue Mapelastic TU System. Es una membrana mono-componente proyectable de base acuosa, con resistencia a la tracción y propiedades adhesivas sobre soportes cementosos. El material se provee en dos colores: blanco y verde para un control visual de la cobertura de la superficie.

Tras el sostenimiento completo del túnel, la impermeabilización se realizó acorde al proceso de ejecución descrito a continuación:

- Ejecución de los colectores de drenaje enterrados. Regularización y hormigón de limpieza del hastial bajo.
- Extensión de lámina de PVC más geotextil en la zona de hastial bajo, sujetando con clavos spits al sostenimiento ambos materiales. La altura era de 20 cm por encima de la cota de tubo.
- Colocación de dren longitudinal sujetando el mismo y la lámina y PVC. El tubo dren se colocó levemente encima de la superficie inferior de la zapata.
- Envoltura del dren longitudinal y sujeción de la lámina al sostenimiento a una altura de 10 cm por encima de la superficie superior del murete, de tal forma que tenga un solape con el revestimiento proyectado.
- Hormigonado de zapata y murete.
- Proyección de membrana sobre sostenimiento regularizado.
- Proyección de hormigón reforzado con fibras HP-35, e ≥ 20 cm.

5.1. DETALLES DURANTE LA EJECUCIÓN DE LA IMPERMEABILIZACIÓN

5.1.1. REGULARIZACIÓN DEL SOSTENIMIENTO

Para la aplicación del producto, fue necesario la regularización de la superficie del sostenimiento con un hormigón proyectado de granulometría menor con el fin de cumplir con el requerimiento del fabricante de la membrana. En un principio, solo fue necesaria la limpieza con aire dado que la regularización se realizó poco tiempo antes de comenzar los trabajos de impermeabilización.

5.1.2. APLICACIÓN DE LA MEMBRANA

El equipo utilizado en la aplicación por proyección fue con bombas mono-componentes de alta presión tipo Airless que se instalan directamente en el bidón. El producto se aplica por presión con ausencia de aire en el difusor, por lo que se reduce la nebulización (UTT Mapei).

Esta membrana es un producto listo al uso, no se diluye con agua ni con ningún otro tipo de disolvente, excepto para las operaciones propias de limpieza de los equipos.

La proyección de la membrana es lo más perpendicular a la superficie y en movimientos perpendiculares; en zonas con mayor irregularidad se proyecta a 45º para facilitar la cubrición.

Aunque las características del producto permiten la aplicación de la dotación requerida de 4-5 kg/m^2 en una sola pasada, dada la rugosidad del soporte se realiza la aplicación en dos fases: una primera capa empleando la versión en color blanco y una segunda capa, empleando el color verde, focalizando en la segunda fase, la cubrición de los poros o zonas de menor espesor que hayan podido quedar en la primera capa (Figuras 8 y 9). La segunda capa se aplica cuando la primera está seca al tacto (de 8 a 10 hs).



Figura 8. Bomba para proyección (izquierda), proyección de la primera y segunda capa (centro e derecha).



Figura 9. Vista general del túnel (izquierda) y solape de la lámina de PVC sobre la membrana proyectada (derecha).

El control visual en la aplicación de las capas, se complementa con el seguimiento del consumo por metro lineal de avance por bidón empleado.

El control de calidad en la ejecución se centra en:

- Inspección de la rugosidad del soporte: luego de la regularización de la superficie del sostenimiento y previo al inicio de los trabajos, se inspeccionó el tajo con el personal encargado de la aplicación, quedando a satisfacción de los mismos.
- Espesores en fresco: se realizaba el seguimiento por el personal de calidad y laboratorio de la empresa contratista mediante la utilización de galgas y controlando el consumo por metro lineal de avance y bidón consumido.
- Control visual de cubrición: se realizaba luego del extendido de cada capa.
- Tiempos de secado de la membrana entre primera y segunda fase: resultó del orden de lo previsto de 10 a 12 hs.
- Dureza Shore (A): se realizaba con un durómetro manual y se controló antes de proceder a la proyección del revestimiento.
- Adherencia al soporte (ensayo Pull-Out).

5.2. REVESTIMIENTO

Luego de verificar la dureza Shore (A), se procedió a la ejecución del hormigón reforzado con fibras HP-35 en dos capas hasta alcanzar un espesor mínimo de 20 cm en la bóveda. Posteriormente se procedió a cerrar la sección con la losa o contrabóveda (Figura 10).

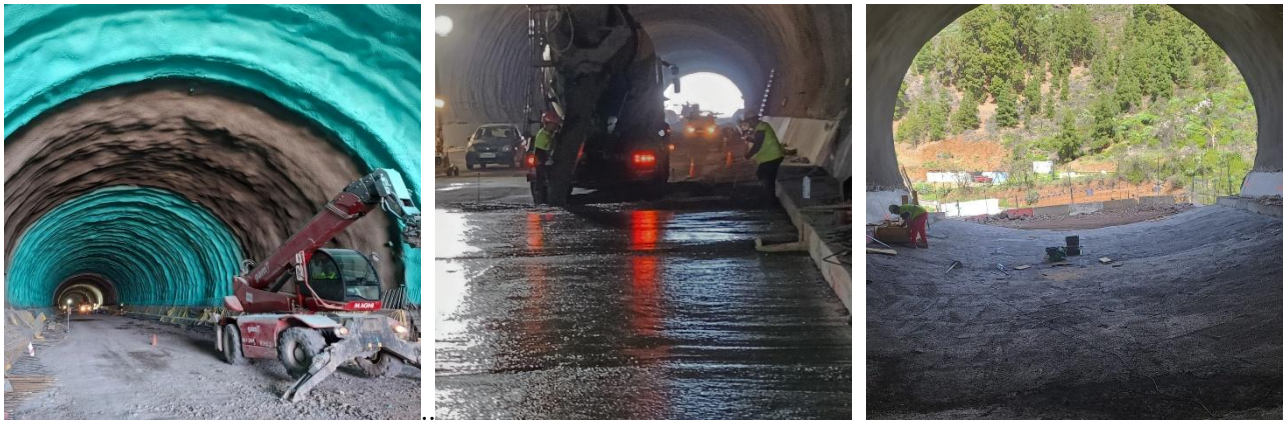


Figura 10. Revestimiento proyectado en la bóveda (izquierda), losa (centro) y contrabóveda (derecha).

6. CONCLUSIONES

La excavación del túnel de El Jorado ha evidenciado las limitaciones de los diseños basados exclusivamente en información geológica superficial en entornos volcánicos altamente heterogéneos. Tanto la campaña complementaria como la observación directa revelaron un macizo sensiblemente más desfavorable de lo previsto, con predominio de basaltos fracturados y escorias no cementadas de comportamiento granular.

Mediante la auscultación se ha constatado una tendencia a la estabilización inicial de las convergencias tras el cierre de la sección. No obstante, la experiencia técnica en estos terrenos degradables advierte y estima que dicha estabilidad a corto plazo no supone la seguridad funcional futura. Se prevé un riesgo elevado de incremento progresivo de empujes a largo plazo debido a la pérdida de rigidez del conjunto terreno-sostenimiento, lo que obliga a un cierre temprano del anillo resistente.

La aplicación sistemática de sostenimientos pesados cerchados (Tipologías IV y V) en el 100% del túnel resultó un imperativo técnico-legal para garantizar la seguridad. En particular, la exclusión del bulonado en escorias sueltas fue una decisión acertada para evitar la degradación mecánica del material.

La innovación fundamental ha sido el sistema "Single Shell", empleando una membrana sintética proyectada (EVA) como puente de unión. Esta solución permite que el sostenimiento inicial y el revestimiento final trabajen de forma monolítica y solidaria frente a esfuerzos normales y cortantes (ITAtech, 2013; Jiménez Rodríguez, 2025; Sola Casado, 2025).

Finalmente, esta experiencia confirma que el sistema Single Shell es una alternativa segura y sostenible en terrenos volcánicos de baja competencia, permitiendo optimizar el cierre estructural, reducir espesores y disminuir la huella de carbono de la infraestructura.

REFERENCIAS

Castro López, D. y Silva Espiña, E.V. (2023). *Estudio del Sostenimiento y Revestimiento del túnel El Jorado*. Geoconsult.

Fernández Gutiérrez, J.D. (2024). *Justificación Sostenimiento IV.AB del túnel El Jorado*. Geoconsult.

Fernández Gutiérrez, J.D. (2025). *Propuesta de Impermeabilización y Revestimiento del túnel El Jorado*. Geoconsult.

Fernández Gutiérrez, J.D. (2025). *Modificación del Revestimiento. Túnel El Jorado*. Geoconsult.

ITAtech (2013). *Design Guidance For Spray Applied Waterproofing Membranes*. *ITAtech report N°2*.

Jiménez Rodríguez, R. (2025). *Hormigón proyectado como revestimiento definitivo*. *Jornadas Técnicas «Canarias Subterránea: Innovación y Desafíos en Túneles*». AETOS – Gobierno de Canarias. Santa Cruz de Tenerife, 7 de noviembre de 2025.

Silva Espiña, E.V. (2022). *Emboquille Suroeste del túnel de El Jorado*. Geoconsult.

Sola Casado, P. (2022). *Informe Inicial sobre la Solución del Proyecto y sus Posibles Alternancias para el Emboquille Suroeste del túnel de El Jorado*. Ingeniería de Infraestructuras y Túneles, S.L.

Sola Casado, P. (2023). *Informe Geotécnico-Estructural sobre la Sección Transversal, los Sostenimientos, las Sobrexcavaciones y la Tipología Estructural de la Contrabóveda en el túnel de El Jorado*. Ingeniería de Infraestructuras y Túneles, S.L

Sola Casado, P. (2025). *Informe Geotécnico-Estructural sobre la Solución Alternativa con Hormigón Proyectado y su Puente de Unión con el Sostenimiento Previo, para el Revestimiento Definitivo, en el túnel de El Jorado*. Ingeniería de Infraestructuras y Túneles, S.L

UTT Mapei (s.f.). *Mapelastic TU System. Membrana Proyectada para Impermeabilización. Descripción y Método Aplicativo*.

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UNA CAVERNA DE 30m DE ANCHURA EN GRAVAS ALUVIALES Y EN UN AMBIENTE URBANO, MEDIANTE EL MÉTODO ALEMÁN MODIFICADO

Jose Miguel GALERA[(1)]* y Manuel DE CABO[(1)]

[(1)] SYSTRA Subterra Ingeniería
*jmgalera@systra.com

RESUMEN

La concesión AVO 2 "Américo Vespucio Oriente", promovida por el Ministerio de Obras Públicas de Chile, convertirá la circunvalación exterior de Santiago de Chile en una autopista. AVO 2 contempla la construcción de una concesión de autopista urbana de 5,2 km, que consta de dos túneles gemelos, de tres carriles en cada sentido, bajo la avenida Américo Vespucio/Ossa y bajo la Línea 4 del Metro, entre las estaciones Príncipe de Gales y Grecia. El proyecto incluye tres ramales de salida y tres de entrada, totalizando aproximadamente 12,5 km de longitud de túnel. Los túneles se excavarán en tres escenarios geotécnicos diferentes. El norte, en gravas aluviales del río Mapocho; el sur, en arcillas aluviales; y un tercero en la zona media, donde las facies cambian de grava a arcilla. La ciudad de Santiago se encuentra en una de las zonas más sísmicas del planeta, por lo que la sismicidad ha sido un factor clave en el diseño de los túneles. Se prevé la construcción de los túneles mediante técnicas SEM, NATM, alemanas, híbridas y C&C, y se han diseñado seis grandes cavernas en las uniones existentes. El artículo describe la metodología de diseño empleada para el soporte primario, la impermeabilización y el revestimiento secundario o definitivo. La construcción del túnel se inició en enero de 2024 y se prevé que finalice en 2028.

ABSTRACT

The "Américo Vespucio Oriente" AVO 2 Concession promoted by the Chil-ean Ministry of Public Works will close the external Ring Road of Santiago de Chile to highway standard. AVO 2 considers the construction of an urban highway concession of 5.2 km, consisting of two twin tunnels, three lanes in each direction, under the existing avenue Américo Vespucio/Ossa and under the existing Metro Line 4 between the Prince of Wales and Grecia stations. The project includes three exit branches and three entrances, totalizing app. 12.5 km of tunnel length. The tunnels will be excavated in three different geotechnical scenarios. The northern one, in alluvial gravels of the Mapocho river, the southern one in alluvial clays, and a third one in the medium part, in which facies change from gravel to clay. The city of Santiago is in one of the most seismic areas in the earth, so seismicity has been a major issue in tunnel design. The construction of the tunnels is fore seen to be done using SEM, NATM, German, Hybrid and C&C techniques, while six large caverns, in the existing junctions, have been designed. The paper describes the design methodology used for the primary support, the waterproofing solution and the secondary or definitive lining. The construction of the tunnel has been initiated in January 2024, and it is foreseen to be finished in 2028.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Caverna subterránea (Underground cavern), Métodos constructivos, (Constructive methods), Túnel urbano (Urban tunnel), Túnel en suelos (Tunnel in soils).*

1. INTRODUCCIÓN

La Concesión "Americo Vespucio Oriente, Sección Príncipe de Gales – Los Presidentes", conocida por el acrónimo AVO 2, forma parte del ambicioso programa de colaboración público-privada impulsado por el Gobierno chileno, a través de su Ministerio de Obras Públicas, para convertir la circunvalación Americo Vespucio, que rodea la ciudad de Santiago, en una autopista. La Figura 1 muestra un plano general del proyecto AVO 2.

AVO 2 contempla la construcción de una concesión de autopista urbana de 5,2 km, compuesta por dos túneles gemelos, de tres carriles en cada sentido, que discurren bajo la avenida Américo Vespucio/Ossa y bajo la línea 4 del metro entre las estaciones Prince de Gales y Grecia. El proyecto incluye tres ramales de salida y tres entradas, con una longitud total aproximada de 12,5 km de túnel. Para su construcción se han previsto los siguientes métodos constructivos, de norte a sur:

- Túnel híbrido: como prolongación del túnel existente de la concesión AVO1, construido mediante una solución innovadora bajo el parque del bulevar central de la avenida, el nivel -1 del túnel (dirección norte) se construyó utilizando el método NATM y SEM, mientras que el nivel -2, situado debajo, se excavó mediante un muro pantalla de pilotes. En esta sección hay dos ramales de salida y cinco ramales de entrada, construidos mediante el método NATM (Galera *et al.,* 2024).

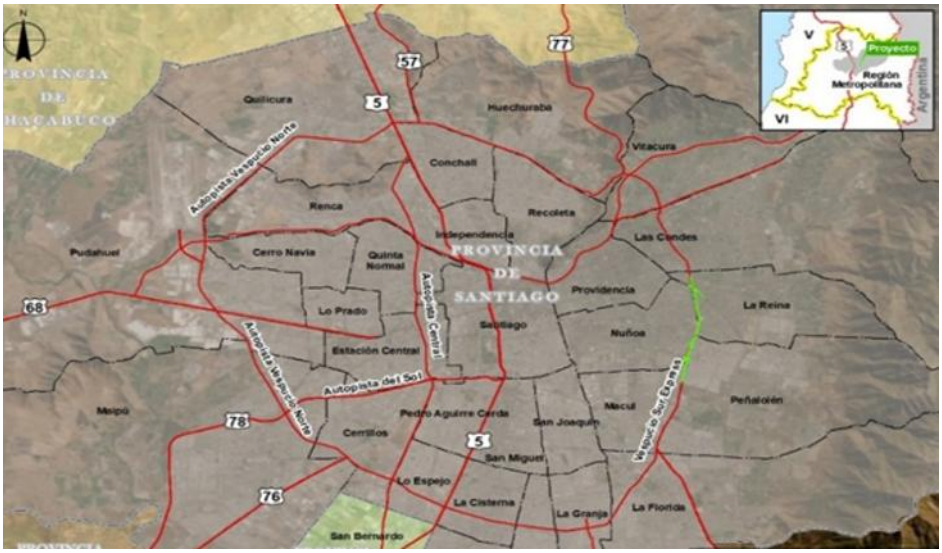


Figura 1. Ubicación de la concesión AVO2 en Santiago de Chile.

- Método alemán: para la transición entre el túnel "híbrido" anterior y los dos túneles principales normales a la misma altura. En esta sección se alcanza un ancho de excavación de 30 m.
- Túnel convencional NATM y SEM: para los dos túneles principales y sus ramales. Las fases de excavación dependen del tipo de terreno (grava o arcilla) y de la sección interior. Hay seis cavernas de unión en cada ramificación de entrada/salida.
- Túnel de excavación y recubrimiento: para los seis portales correspondientes a los ramales y dos más en el sur, para los dos túneles principales.

2. DESCRIPCIÓN DE LA CAVERNA Y LA SECUENCIA CONSTRUCTIVA

Como ya se ha descrito, existen tres tipos principales de túneles excavados, de norte a sur: túnel "híbrido": como prolongación del túnel existente de la concesión AVO1, la caverna de bifurcación, construida utilizando el método alemán, y los dos túneles exprés principales, que incluyen los seis ramales y las seis cavernas de unión, que se construyen utilizando los métodos convencionales NATM y SEM.

Este artículo se centra únicamente en la caverna de bifurcación, diseñada y construida mediante un método alemán modificado para permitir la transición del túnel híbrido anterior (túneles superpuestos) a dos túneles gemelos principales de alta velocidad situados a la misma altura. La caverna posee una longitud de 85 m y un ancho que oscila entre 22 y 30 m. La Figura 2 muestra una imagen de esta transición.

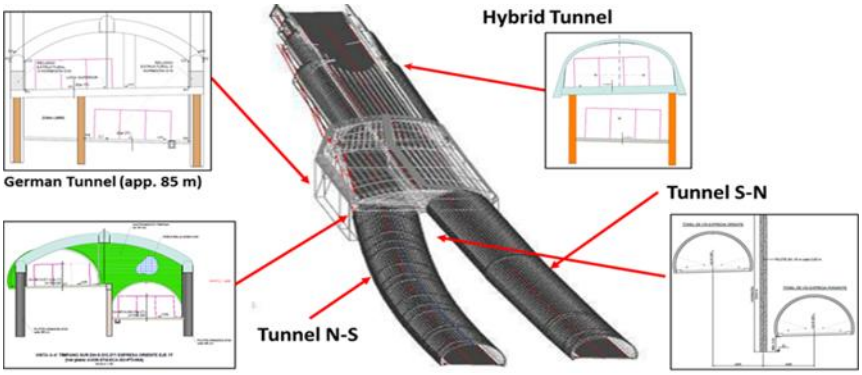


Figura 2. Vista isométrica de la caverna de transición construida u.

El diseño del método de construcción es una variación del método alemán original de construcción de túneles, ya que las galerías laterales inferiores se han sustituido por pilotes cuadrados de 1,8 x 1,8 m cada 3,6 m. La sección máxima excavada en este sector es de 545 m², distribuidos de la siguiente manera: 333 m² para la zona superior y 221 m² para la zona inferior. La Figura 3 muestra la definición geométrica.

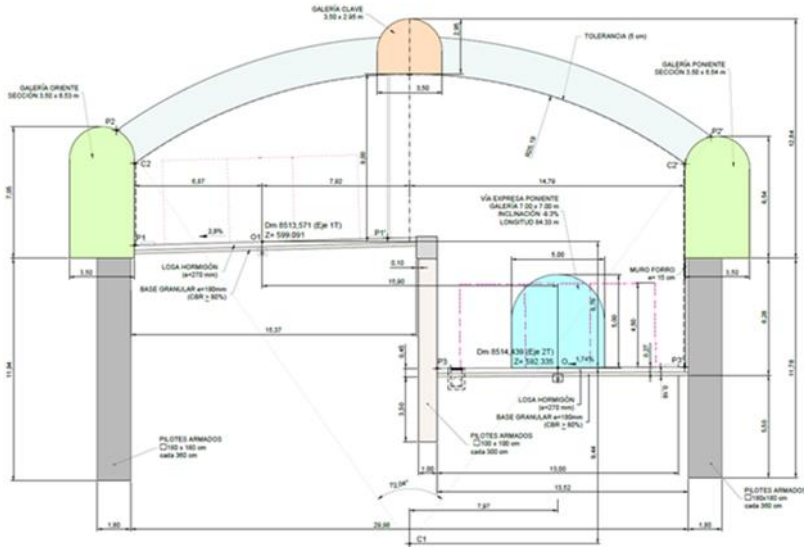


Figura 3. Definición geométrica de la sección de la caverna ww=30 m y 545 m².

La secuencia de construcción seguida se presenta en la Figura 4.

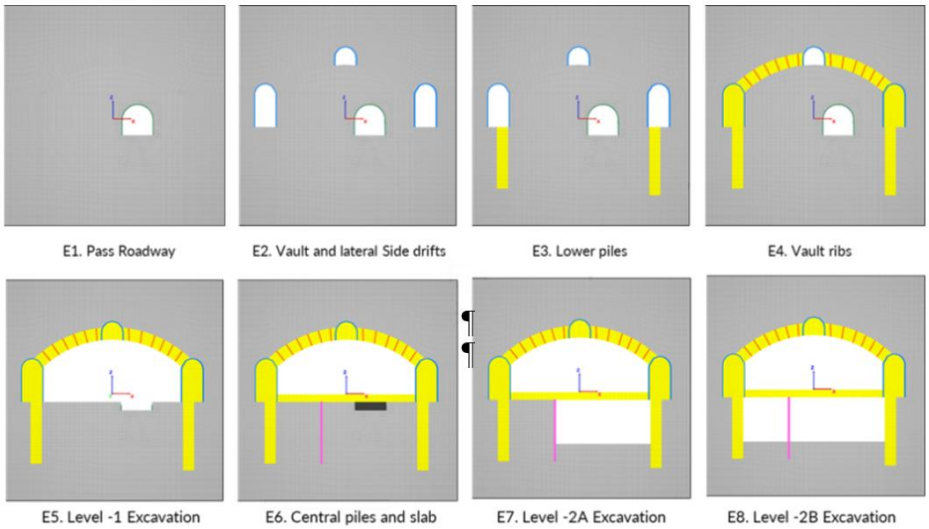


Figura 4. Secuencia de construcción de la caverna de bifurcación.

Las dimensiones de esta caverna superan las realizadas en el suelo de Santiago que había alcanzado los 23,5 m (Galera *et al*.2017 y Galera *et al*. 2019).

3. GEOLOGÍA, HIDROGEOLOGÍA Y GEOTECNOLOGÍA

Santiago de Chile se ubica en una llanura conocida como la "cuenca de Santiago", perteneciente a la Depresión Intermedia Chilena (Vergara y Verdugo, 2015). Esta depresión limita al norte con la Sierra de Chacabuco, al este con la Cordillera de los Andes, al sur con el Estrecho de Paine y al oeste con la Cordillera de la Costa. La cuenca de Santiago está compuesta por materiales aluviales reciéntes, conocidos como el sistema Maipo, en el sur de la ciudad, y el sistema Mapocho, hacia el norte. Entre ambos sistemas se encuentran depósitos finos que corresponden a facies de inundación (Selles y Gana, 2001).

AVO 2 se ubica en el límite sur de la Unidad de Gravas del Río Mapocho. Esta unidad se ha dividido tradicionalmente en dos formaciones: la "Segunda Depositación", el más reciente, y la "Primera Depositación", más antiguo y, por lo tanto, más profunda. Hacia el sur, se observa una transición a los "depósitos finos", constituidos por arcillas y limos. Esta transición entre las gravas (en verde) y el material fino (en naranja) se aprecia claramente en la Figura 5.

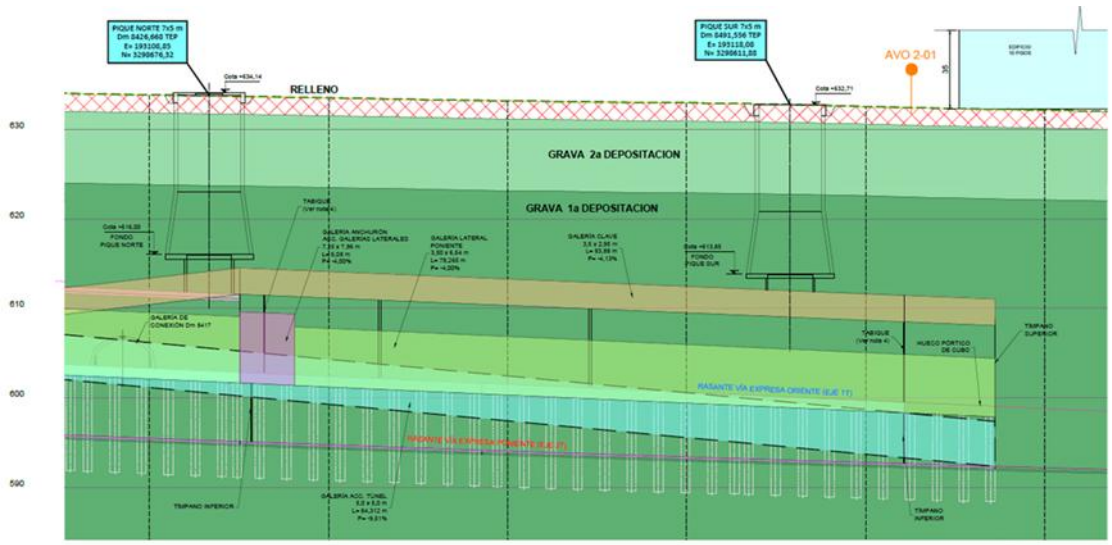


Figura 5. Sección geológica del túnel principal (dos columnas).

El nivel inferior del túnel se ubicará al menos 50 metros por encima del nivel freático del Acuífero Central de Santiago, por lo que se encontrará en la zona no saturada de este acuífero. La profundidad del nivel piezométrico se estima entre unos 85 m en el extremo norte del proyecto y unos 105 m en su extremo sur, según la información integrada de niveles en diferentes pozos de la zona. Con base en lo anterior, el diseño del proyecto no considera la presión del agua.

Desde el punto de vista geotécnico, la tabla 1 muestra los principales datos geotécnicos de todas las unidades involucradas en la construcción del túnel.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos del terreno.

Unidad	Relación K0	Densidad kN/m^3	Módulo MPa	Cohesión kPa	Ángulo de fricción º
Rellenos antrópicos	0,5	17,0	20	10	33
2.º Depósito	0,65	22,5	100 (Z ≤ 5 m) 42 x Z$^{0.55}$ (5 < Z < 17 m) 55 x Z^{0,53} (Z ≥ 17 m)	25	45
1er Depósito	0,65	22,5		35	48

Chile es uno de los países con mayor sismicidad debido a su contexto tectónico en una zona de subducción (Fernández, 2003). Para la cuantificación de las acciones sísmicas, se han considerado las normas NCh 433-Of-96 y NCh 2475, así como el Manual de Carreteras, Volumen 3 (Dirección de Carreteras, Ministerio de Obras Públicas). La aceleración máxima del terreno obtenida es Ao = 0,4 g y se ha considerado una desangulación de diseño sísmico para las obras subterráneas de θs = 3,5E-04 para la sección alemana, de corte y cobertura e híbrida.

4. CRITERIOS DE DISEÑO Y MODELADO

El diseño y análisis estructural del Túnel-Caverna alemán se basaron en una rigurosa selección de códigos normativos y bibliografía técnica, lo que garantizó el cumplimiento de los requisitos específicos del proyecto. Los principales documentos de referencia para la verificación estructural fueron el Manual de Carreteras de Chile (2020) y la norma AASHTO LRFD 2017, 7.ª edición, sobre especificaciones de diseño de puentes. Para complementar este marco principal, se incorporaron especificaciones europeas reconocidas, como EFNARC, EHE-08 y Eurocódigo 2.

Para abordar los desafíos de la interacción suelo-estructura y la respuesta de las estructuras superficiales a los asentamientos inducidos por la excavación, se utilizaron criterios fundamentales de ingeniería geotécnica, en particular las contribuciones de Burland *et al*. (1977) como las de Boscardin y Cording (1989). Además, para la evaluación del impacto potencial en las infraestructuras subterráneas, se consideraron las recomendaciones del SEMSIG (1999). La complejidad del diseño y su interacción con el entorno se abordaron mediante una simulación numérica tridimensional (3D). Este modelado se realizó con el software FLAC3D v7.0. Para representar el comportamiento mecánico de los estratos geológicos presentes (relleno y gravas de primera y segunda deposición), se adoptó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. La simulación se llevó a cabo de forma secuencial, replicando rigurosamente las fases de construcción previas para garantizar la fiabilidad de los resultados.

El modelo numérico, véase la Figura 6, considera un sistema de soporte compuesto por elementos estructurales de hormigón que confinan la caverna:

- Una galería de acceso central con una sección en forma de herradura y un arco semicircular de 2,50 m de radio.
- Una galería superior con una sección en forma de herradura y un arco semicircular de 1,75 m de radio.
- Dos galerías laterales en los hombros con una sección en forma de herradura y un arco semicircular de 1,75 m de radio.

Posteriormente, todas estas galerías se rellenan con hormigón armado G-35.

Las costillas conectan las galerías laterales con la galería superior, también rellenas de hormigón armado G-35, formando así una bóveda continua para la futura caverna.

Los pilotes son de 1,8 m x 1,8 m espaciados a 3,6 m entre centros, y están construidos con hormigón G-40.

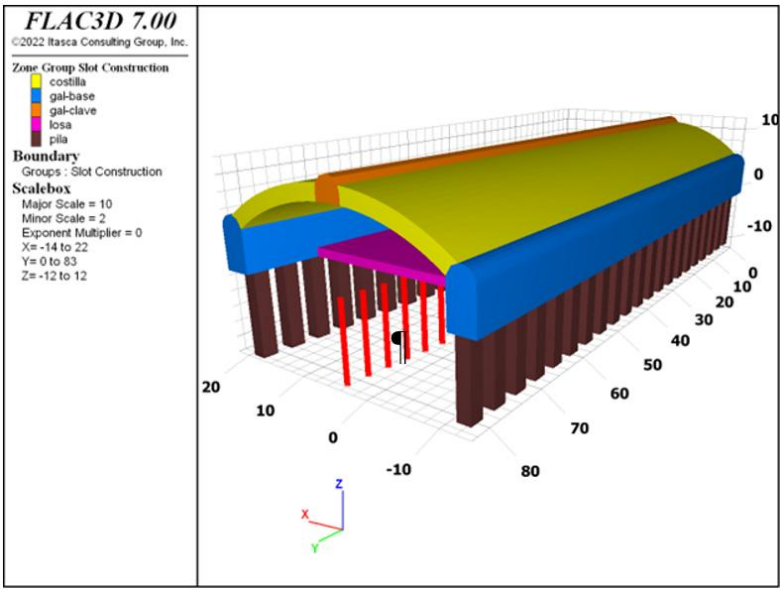


Figura 6. Vista del túnel alemán en el modelo de cálculo.

El análisis estructural considera las cargas permanentes y de uso, además de las tensiones impuestas por la excavación. Por ello, se ha incluido una carga de tráfico de 10 kPa, aplicada uniformemente sobre toda la superficie del modelo numérico. Además de ello se consideró el peso de los edificios adyacentes existentes en la superficie, si bien el análisis determinó que su influencia en comparación con las tensiones y deformaciones inducidas por la excavación de la caverna, no son significativas.

La capacidad de la estructura del Túnel Alemán para resistir eventos sísmicos se basó en el método de deformación cortante de campo libre impuesta (γmax), de acuerdo con las directrices establecidas en el Manual de Carreteras de Chile para estructuras enterradas. Esta metodología conceptualiza el terremoto como una deformación angular del suelo circundante. La magnitud de esta deformación se determina en función de la aceleración máxima del terreno (a0). Para el área de estudio, clasificada como Zona Sísmica 2 en Santiago, se estableció un valor de a0 = 0,4g. La deformación cortante crítica (γmax) adoptada para el análisis de la fase de operación (túneles finalizados) en los estratos de grava fue de 3,5E-04. Este parámetro es esencial para verificar la integridad estructural y la estabilidad del revestimiento del túnel bajo cargas sísmicas extremas. La Figura 7 muestra dos ejemplos de la distorsión sísmica considerada.

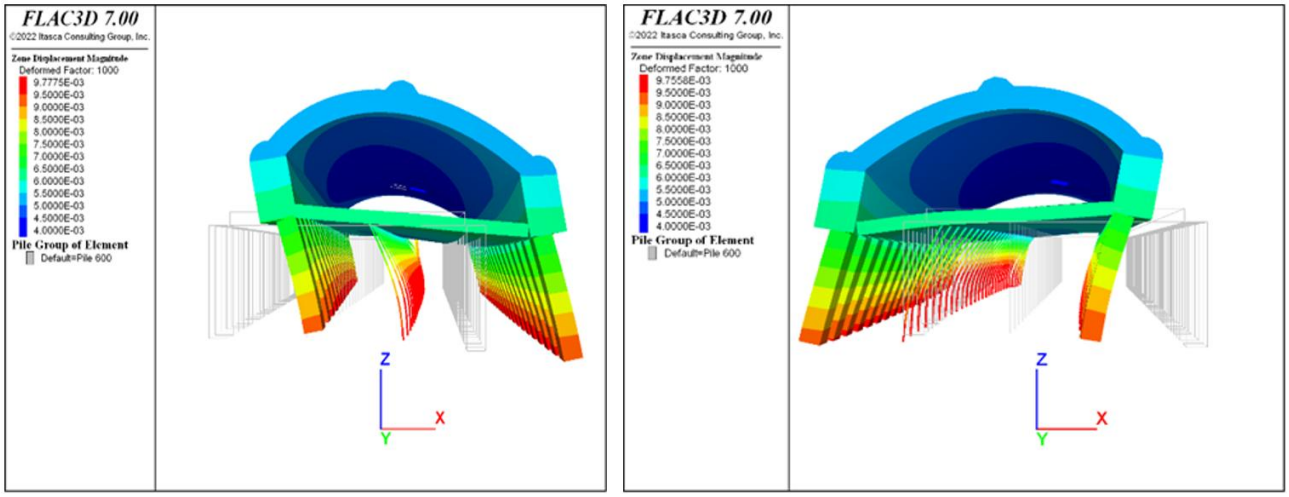


Figura 7. Distorsión sísmica en el modelo de cálculo.

La evaluación del impacto potencial en los edificios que rodean el proyecto se llevó a cabo utilizando criterios reconocidos en ingeniería geotécnica, centrándose en el Criterio de Boscardin y Cording (1989) para determinar la admisibilidad de los movimientos inducidos por la excavación. Los parámetros de entrada esenciales para esta evaluación se obtuvieron directamente del modelo geomecánico tridimensional (FLAC3D). En concreto, se extrajeron los perfiles de asentamientos verticales y movimientos horizontales.

A partir de estos movimientos del terreno, se calcularon las magnitudes de la deformación angular y la tensión horizontal en la base de los cimientos. Estos dos valores son fundamentales para la aplicación directa del criterio de Boscardin y Cording, que relaciona las deformaciones con el nivel esperado de daño estructural. Se realizó un análisis detallado de tres edificios singulares de 10 plantas con un sótano (ubicados en la Avenida Ossa 1870, 1872 y 1874), así como de edificios menos importantes, incluido el complejo comercial Autos Salfa (edificios Norte, Central y Sur, y nave trasera). La conclusión del análisis fue que el potencial de daño estructural en todos los edificios evaluados se sitúa por debajo del umbral de "daño muy leve". Este nivel de impacto se considera admisible, según el Criterio de Boscardin y Cording y las recomendaciones proporcionadas por la ITA (2017). La evaluación de daños realizada para el edificio Avenida Ossa 1870 se presenta en la Figura 8.

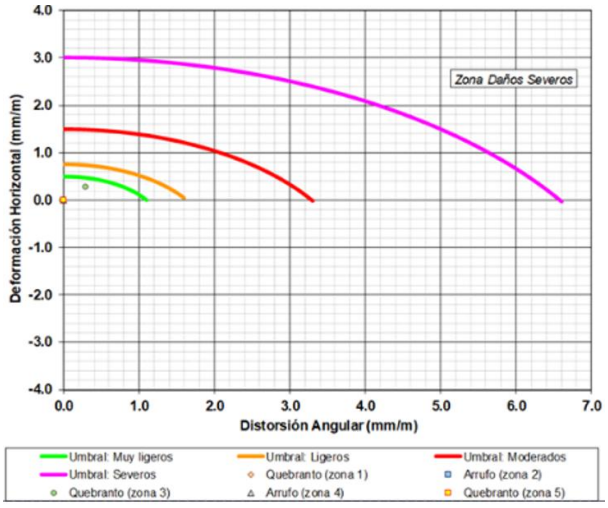


Figura 8. Evaluación de daños en el edificio de la Avenida Ossa 1870.

Además de los edificios situados a lo largo del trazado del proyecto, la zona incluye servicios públicos esenciales:

- Una tubería de agua potable (red de acero, D=400 mm).
- Dos tuberías de desagüe (red de HDPE 100PN6, D=225 mm).

La evaluación de la posible afección a estas tuberías se realizó a partir de los perfiles de asentamiento proporcionados por el modelo numérico. Posteriormente, se verificó que las deformaciones angulares en dichas tuberías eran inferiores a 1/500. Este criterio de aceptación se basa en las recomendaciones de SEMSIG (1999). Las Figuras 9 y 10 muestran estos análisis.

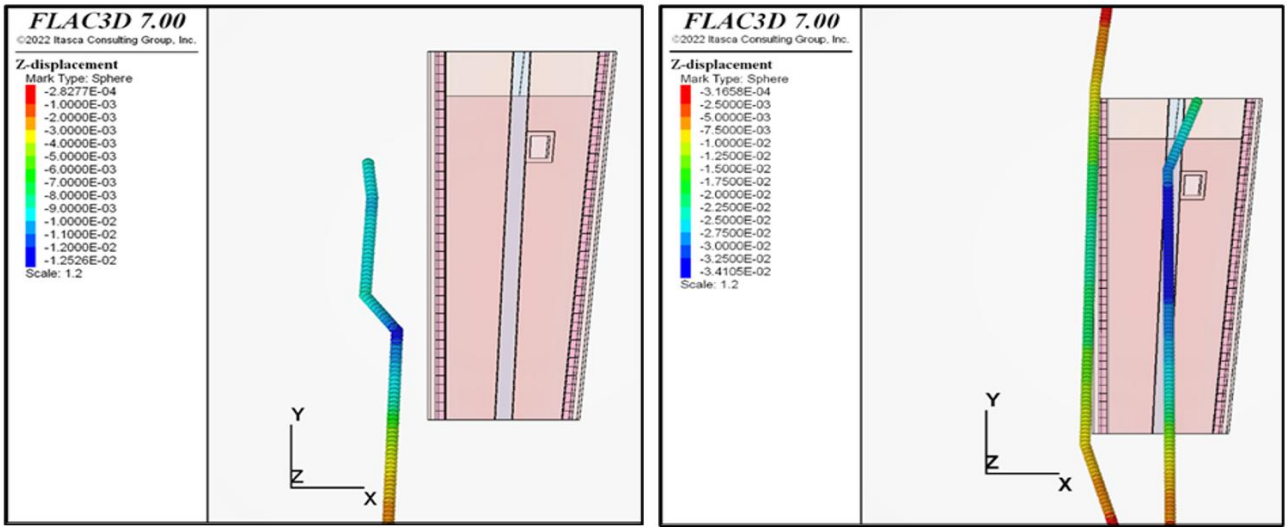


Figura 9. Desplazamientos verticales sufridos por la tubería de agua potable (a) y las tuberías de alcantarillado (b).

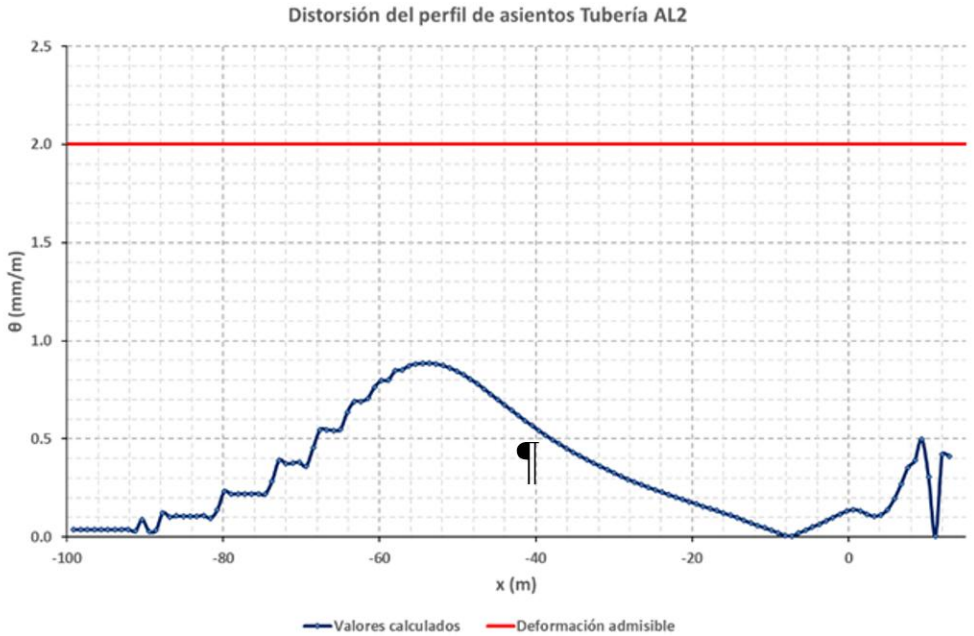


Figura 10. Deformación angular en la tubería de alcantarillado sobre la galería superior del Túnel Alemán.

5. CONSTRUCCIÓN

La construcción de AVO 2 comenzó en enero de 2024 y está previsto que finalice en un plazo de 46 meses, con un presupuesto total de 800 millones de dólares estadounidenses (MUSD). La Figura 11 muestra la sección inicial para la construcción del Túnel Alemán, en la que se abrieron tres galerías desde el frente del Túnel Híbrido, facilitando el acceso a su bóveda (2) y a sus dos galerías laterales (1 y 4). La figura también muestra una cuarta galería temporal (3), que permite el acceso anticipado a los túneles del carril exprés, posibilitando la ejecución simultánea de ambas obras.



Figura 11. Frente de excavación en el Túnel Híbrido, desde donde comienzan las galerías para la excavación del Túnel Alemán.

La figura 12 muestra las galerías laterales (b, c y d), la galería de la bóveda (e) y los detalles de la excavación de una de las costillas de la bóveda (f) y después rellena con hormigón (g).



Figura 12. Galerías laterales (b, c y d), la galería de la bóveda (e) y detalles de la excavación de una de las costillas de la bóveda (f) y después rellena con hormigón (g).

Finalmente, la Figura 13 muestra la excavación de la galería de la corona (a), las galerías laterales (b), las costillas (c) y los pilotes manuales (d).



Figura 13. Excavación de la galería de la corona (a), galerías laterales (b), costillas (c) y pilotes manuales (d).

Cabe destacar que, para el control de las deformaciones del terreno, se ha implementado un plan de monitoreo intensivo en superficie, edificios y dentro de los propios túneles. Esto ha permitido comparar las deformaciones reales con las previstas en los modelos numéricos, así como asegurar que estas se mantengan dentro de los límites admisibles, anticipando posibles desviaciones. La figura 14 muestra uno de los perfiles de subsidencia superficial. Durante la excavación y el relleno de las costillas del Túnel Alemán, el descenso máximo registrado fue de 6,4 mm (curva azul claro). La comparación con la simulación numérica (curva naranja) demuestra que el comportamiento real se ha ajustado al rango de deformaciones previsto en los cálculos.

Al cierre de este artículo se ha completado la construcción de la bóveda del túnel y la excavación del Nivel -1 está finalizada. Actualmente se están construyendo los pilotes centrales, que posteriormente sostendrán la losa del Nivel -1. Esta acción allanará el camino para la fase final de excavación, que consiste en la excavación y el vaciado del Nivel -2. Con esto, se completará la excavación del primer túnel alemán construido en Chile, con una sección transversal aproximada de 545 m² a una profundidad media de 20 m bajo la superficie.

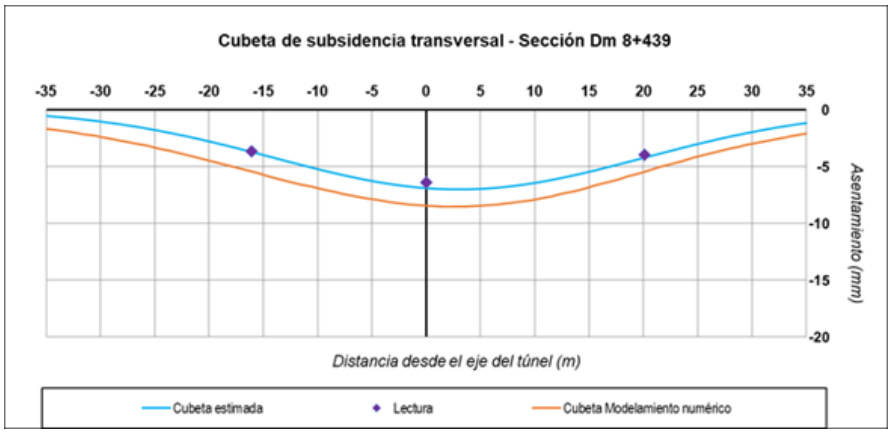


Figura 14. Comparación entre la depresión de asentamiento medida durante la excavación y el relleno de las costillas y la depresión obtenida a partir del modelado numérico.

La Figura 15 muestra el aspecto de la excavación de la caverna en febrero de 2026.



Figura 15. Aspecto de la excavación de la caverna en febrero de 2026.

6. CONCLUSIONES

La concesión "Américo Vespucio Oriente", AVO 2, transformará la circunvalación exterior de Santiago de Chile en una autopista urbana de 5,2 km, que consta de dos túneles gemelos de tres carriles en cada sentido, situados bajo la avenida Américo Vespucio/Ossa y bajo la Línea 4 del Metro, entre las estaciones Príncipe de Gales y Grecia. El proyecto incluye seis ramales de entrada/salida, con una longitud total de túnel de aproximadamente 12,5 km.

Los túneles se excavarán en tres escenarios geotécnicos diferentes. El norte, en gravas aluviales del río Mapocho; el sur, en arcillas aluviales; y un tercero, ubicado en la parte central, en una zona de transición entre ambas facies.

El proyecto incluye una caverna de bifurcación, diseñada y construida mediante un método alemán modificado para permitir la transición de túneles superpuestos (túnel híbrido) a dos túneles gemelos principales de alta velocidad situados a la misma altura. Para ello, se requiere una caverna de 30 m de ancho y una sección excavada máxima de 545 m².

La construcción del proyecto se inició en enero de 2024 y se prevé que finalice en diciembre de 2028, con un presupuesto total de 800 millones de dólares estadounidenses.

REFERENCIAS

AASHTO LRFD (2017) 7th. *Bridge Design Specifications.Boscardin, M.D. & Cording, E.G*. 1989. Building response to excavation-induced settlement. *Jnl Geo Engrg*, ASCE, 115;1;1-21.

Burland, J.B., Broms, B.B, de Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures—SOA report, *9thInt. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Tokyo, vol. 2, 495–546

Fernández, J.C. (2003). Respuesta sísmica de la cuenca de Santiago. Servicio Nacional de Geología y Minería. *Carta Geológica de Chile. Serie Geología Ambiental N°1*.

Galera, J.M., De Cabo, M. & Ibarra G. (2024). The "hybrid" tunnel. An innovative solution for urban tunnel in soils. The case of Américo Vespucio Oriente AVO1, in Santiago de Chile. Tunnelling for a Better Life; *Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress 2024 (WTC 2024),* Shenzhen, 19-25 April 2024. CRC Press London

Gomes, A, González, E y Herrera, J. (2019). Experiences with the use of the conventional mined excavation method in the Santiago metro. Chile 2019. *Symp. Tunnelling under Adelaide, South Australia AGS and ATS.*

ITA (2017) Settlements induced by tunneling in Soft Ground (ITA, 2017).

Kuster, J., Nuñez, R., Chavez, E., Galera, J.M. & Santos, D. (2017). Santiago Expressway. *Tunnel & Tunnelling.* April. 2017.

Kuster, J., Nuñez, R., Chavez, E., Galera, J.M., Santos, D. (2019). The construction of the tunnel Kennedy in Santiago de Chile. A major challenge of an urban tunnel in soil. Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation. *Proceedings of the ITA-AITES World Tunnel Congress 2019* (WTC 2019).Naples, 3-9 May 2019..CRC Press: London

Manual de Carreteras, Volumen 3. Instrucciones y criterios de diseño. Junio 2020. *Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad de Chile. Volume No. 3,* Chapters 3.800 Tunnels and 3.1000 Bridges and Related Structures.

NCh 433-Of-96. *Diseño sísmico de edificios*. Instituto Nacional de Normalización.

Sellés, D y Gana, P. (2001). Geología del área de Talagante-San Francisco de Mostazal, regiones Metropolitana de Santiago y del Libertador General Bernardo O'Higgins. Servicio Nacional de Geología y Minería. *Carta Geológica de Chile. Serie Geológica Básica, N°74*

SEMSIG (1999). *Conferences on Geotechnical Works of Interest carried out by Spanish Builders* (SEMSIG, 1999)

Vergara, L y Verdugo, R. (2015). Condiciones geológicas-geotécnicas de la cuenca de Santiago y su relación con la distribución de daños del terremoto del 27F. *Obras y Proyectos*, No.17.

EJECUCIÓN DE PANTALLAS ATRAVESANDO COSTRA ROCOSA CUATERNARIA, CON MÉTODOS ESPECIALES DE EXCAVACIÓN Y AUSCULTACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS Y VIBRACIONES ORIGINADOS, EN EL TÚNEL DEL TRAMO GUADALMEDINA – HILERA DE LÍNEA 2 A HOSPITAL DEL METRO DE MÁLAGA

Mario GARCÍA RAMIREZ[(1)], Pedro SOLA CASADO[(2)*], Javier SOLANA MORENO[(3)] y Alejandro VILLALBA GONZÁLEZ[(4)]

[(1)] Agencia de Obra Pública. Junta de Andalucía

[(2)] Ingeniería de Infraestructuras y Túneles S.L.
*psolac@ingenieriadeinfraestructuras.com

[(3)] UTE Metro Hilera - Sando Construcción

[(4)] UTE Typsa - Arcs

RESUMEN

Este túnel es excavado con pantallas laterales de 3 a 10 m de separación mínima de los edificios; las cuales con 18 m de profundidad se empotran, a través de suelos cuaternarios, en marga impermeable. En las pantallas, encima de esta última, ha aparecido en unos 270 m del túnel con espesor irregular y profundidad de 5 a 12 m, inclusiones rocosas ("costra") formadas por bloques rocosos y lentejones de gravas, cementado todo ello por carbonatos, que impedían excavar los paneles con cuchara bivalva pesada; pues además de detener el avance provocando desprendimientos en sus paredes y gran deterioro con roturas en ella, impedían el uso de trépano, al originar vibraciones inadmisibles para los edificios y la percepción del vecindario. La ubicación y elevada resistencia de la "costra", que no fue detectada por los sondeos mecánicos del Proyecto, lo fue después por la sísmica MASW 2D que, con sus medidas de la velocidad de las ondas de corte de 350 a 850 m/s, la clasifica como suelo muy consolidado (tipo C) y roca (tipo B) según el IBC. Como los desprendimientos e impactos, al excavar la costra en los paneles, podían causar movimientos en los edificios y vibraciones inaceptables, fue obligado hacerlo con un método especial, e implantar una auscultación adicional en el entorno que, además de los movimientos originados, permitía un seguimiento continuado e instantáneo de la cuantía admisible de las vibraciones. Constatada la ineficacia de taladros con pequeño diámetro, ese método comprendió taladros de diámetro igual al espesor de la pantalla, para romper la continuidad de la "costra" y extraer gran parte de su volumen en cada panel; y propiciar después la rotura y demolición de los trozos restantes con impactos de trépano con menor energía, antes de excavarlos con la cuchara. Además de la medida topográfica de movimientos, la auscultación de vibraciones se efectuó con sensores inalámbricos de monitorización remota, continua e instantánea, colocados en edificio a distancias variables del túnel; cuyas lecturas registradas digitalmente eran comparadas, en tiempo real, con los umbrales establecidos según la UNE 22-381/93 para los edificios, y con las recomendaciones del manual NAVFAC DM 7-02 para la percepción por el vecindario. Con estas actuaciones adicionales, la excavación de las pantallas atravesando "costra" rocosa se culminó con éxito en este tramo de la Línea 2 del Metro de Málaga.

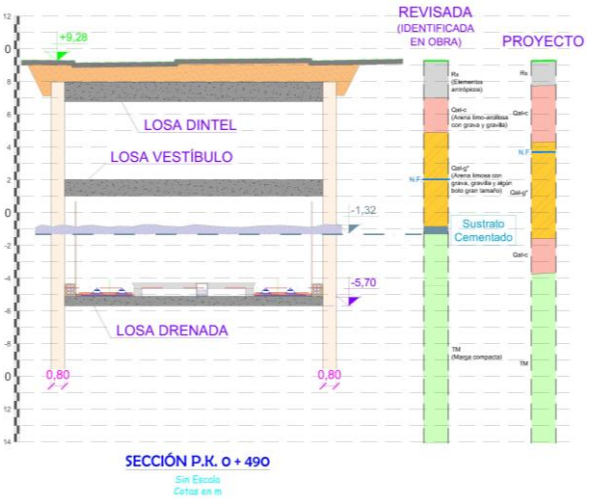
ABSTRACT

The tunnel for this section of the Málaga Metro is excavated under the protection of diaphragm walls (slurry walls) with a minimum separation of 3 to 10 m from nearby buildings. These walls, reaching a depth of 18 m, are embedded through quaternary soils into the impermeable marl. Along approximately 270 m of the tunnel, rocky inclusions known as "crust" appeared on both walls just above the marl layer. With irregular thickness and depths ranging from 5 to 12 m, this "crust" consists of rocky blocks and gravel lenses, all cemented by carbonates. This formation prevented the excavation of the panels using a heavy clamshell grab; not only did it halt progress and cause trench wall collapses and significant equipment damage, but it also precluded the use of a gravity chisel due to vibrations that would be unacceptable for the buildings and the residents' perception. The location and high resistance of this "crust" were not detected by initial mechanical reconnaissance boreholes. They were later identified using MASW 2D seismic testing. Based on measured shear wave velocities of 350 to 850 m/s, the "crust" was classified as a combination of very consolidated soils (Type C) and rock (Type B) after the IBC. Since instabilities during panel excavation could cause excessive movement in buildings and unacceptable vibrations, it became mandatory to use a special method within the "crust" and implement additional monitoring in the surrounding area. This included intense and continuous tracking of movements and verification of admissible vibration levels. After small-diameter drilling proved ineffective, the chosen method involved drilling holes with a diameter equal to the thickness of the walls. This was done to break the continuity of the "crust" and extract a large portion of its volume at each panel without causing significant movement or vibration. This facilitated the fracturing and demolition of the remaining fragments using lower-energy chisel impacts before final excavation with the grab. In addition to topographic surveys of induced movements, the vibration monitoring consisted of sections equipped with wireless sensors for remote, continuous monitoring. These were placed in buildings on both sides of the tunnel at various distances from the walls. The digitally recorded readings were compared in real-time against thresholds established by standard UNE 22-381/93 for buildings and the recommendations of the NAVFAC DM 7-02 manual for neighborhood perception. Through these additional measures, the excavation of the diaphragm walls through the rocky "crust" was successfully completed in this section of the Málaga Metro.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Trépano (Gravity chisel), Costra (Crust), Auscultación (Monitoring).*

1. INTRODUCCIÓN. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

Al excavar los muros-pantalla para el túnel de la Ampliación de Línea 2 del Metro de Málaga al Hospital Civil, véase Figura 1, en unos 270 m entre las estaciones Guadalmedina e Hilera y en el recubrimiento cuaternario, se hallaron justo encima de la marga terciaria, intrusiones con consistencia de roca dura (“costra”), compuestas de grava cementada por carbonatos y/o por grandes bloques calcáreos; las cuales no habían sido detectadas por el reconocimiento geotécnico del Proyecto constructivo. Los paneles con 0,8 m de ancho, longitud excavada de 3,4 a 5,2 m y unos 18 m de longitud con unos 2 a 3 m empotrados en la marga, estaban separados de 3 a 10 m de los edificios más cercanos; y sus paredes se estabilizaban con lodos bentoníticos al excavarlos.



	Densidad saturada (kN/m3)	Ángulo de rozamiento (º)	Cohesión efectiva (kPa)	Coeficiente de balasto (kN/m3)	Resistencia fuste (kN/m2)	Resistencia punta (kN/m2)
Rellenos antrópicos(Rx)	20	29	0	7000	20	-
Aluvial cohesivo(Qal-c*)	21	29	30	40500	50-60	-
Aluvial granular(Qal-g)	21	33	0	45000	50-60	-
Aluvial granular flojo(Qal-g*)	18,5	29	0	8000	20	-
Aluvial cohesivo denso(Qal-c) Marga alterada.	21	29	30	125000	70	-
Terciario(Tm). Margas arcillosas duras.	21	30	60	250000	80	450-500

Figura 1. Sección tipo del túnel con perfiles geotécnicos del Proyecto y Revisado con sus parámetros geomecánicos, en la zona afectada de PKs 0+370 a 0+640.

Esta costra calcárea no fue posible excavarla con la cuchara bivalva pesada (15 t) del Proyecto constructivo; pues, además del deterioro con incluso rotura de la cuchara, véase Figura 2, se tenía muy bajo rendimiento en el avance, mucho menor de los 3 m/hora obtenidos en la marga terciaria compacta, apareciendo inestabilidades en los paneles, que necesitaban sucesivos rellenos de mortero y reexcavaciones para evitar movimientos inadmisibles en su entorno; así como por las vibraciones y ruido asociados al trépano, excesivos para los edificios y el vecindario.



Figura 2. Daños en la cuchara bivalva pesada y restos extraídos de la costra calcárea.

Al no ser viable el empleo de una hidrofresa, por el retraso de 8 meses para tenerla en obra y su excesivo coste económico para atravesar tan poco espesor y escasa profundidad, siguiendo las recomendaciones de AETOS y AETESS se optó por debilitar la costra con pretaladros para excavarla después con el equipo convencional.

Comprobada la ineficacia de taladros con unos 150 mm de diámetro, fue necesario recurrir a un nuevo método de excavación en cada panel, con taladros de diámetro igual a su ancho y trépano con impactos de baja energía, para la retirada parcial y rotura de la costra, previas a la excavación final de sus trozos restantes con la cuchara bivalva. Además, la influencia de ello en el entorno se auscultaba con medidas topográficas para los movimientos en los edificios y terreno; y sobre todo, mediante sensores inalámbricos, de monitorización remota, continua y en tiempo real, instalados en los edificios colindantes para las vibraciones producidas.

A fin de delimitar el tramo de túnel afectado por la costra, y conocer la variación de sus espesores y resistencia, se realizó una nueva investigación del terreno con sondeos mecánicos, perforados lentamente y casi en seco, y un perfil sísmico MASW con medida de la velocidad de las ondas de corte, véanse Figuras 3, 4 y 5; la cual fue seguida, en lugares con distintas características de la costra según sus resultados, con pruebas del avance en paneles excavados registrando la eficacia del trépano y la cuantía de sus vibraciones asociadas.

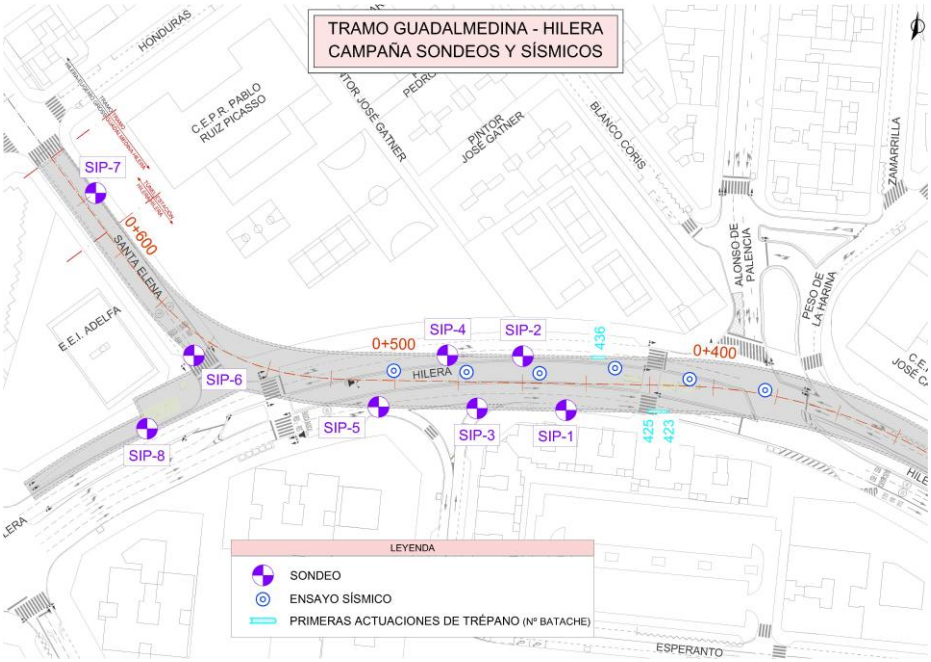


Figura 3. Ubicación de sondeos mecánicos adicionales, perfil sísmico MASW y paneles con ensayos de uso del trépano.



Figura 4. Testigos obtenidos en sondeos del Proyecto y nuevo cercano; y trozos de costra extraídos de la excavación.

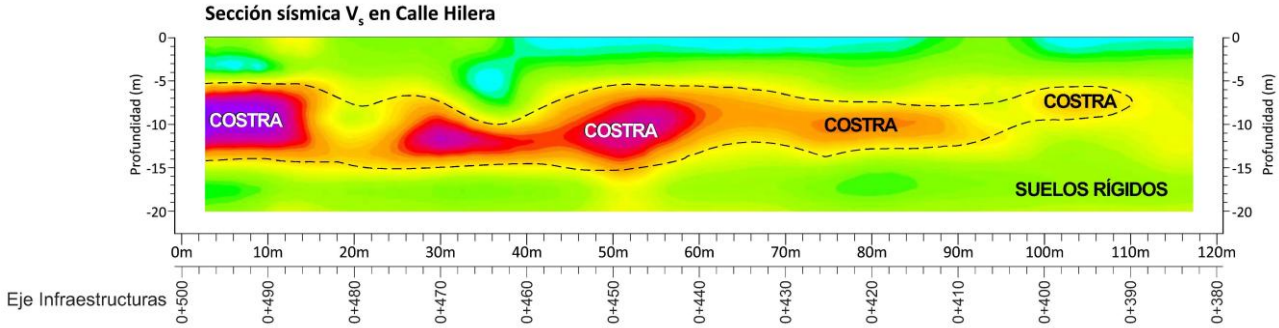


Figura 5. Velocidades de las ondas de corte de 400 a 850 m/s, obtenidas para la costra en el perfil símico MASW.

Con la nueva campaña, la costra se detectó ubicada irregularmente de PKs 0+370 a 0+640, entre 5 y 12 m de profundidad dentro de las gravas cuaternarias encima de la marga terciaria, con un espesor total muy variable hasta 3 a 8 m; y compuesta por inclusiones irregulares y discontinuas de 2 a 4 m con consistencia rocosa, con velocidades de ondas de corte de 750 a 850 m/s y resistencia a compresión mayor de 2 MPa, que estaban englobadas dentro suelos muy consolidados según el IBC, con velocidades menores de 350 a 750 m/s y SPT mayor de 50 y rechazo. Todo ello confirmó la necesidad de un nuevo método específico para excavar la costra, definido con fases a ser aplicadas según la variación de su espesor y resistencia en cada panel, véase Figura 6; y dotado tanto de los equipos y útiles requeridos para excavarla en cada lugar, como para medir las vibraciones provocadas, además de la auscultación convencional de los movimientos.

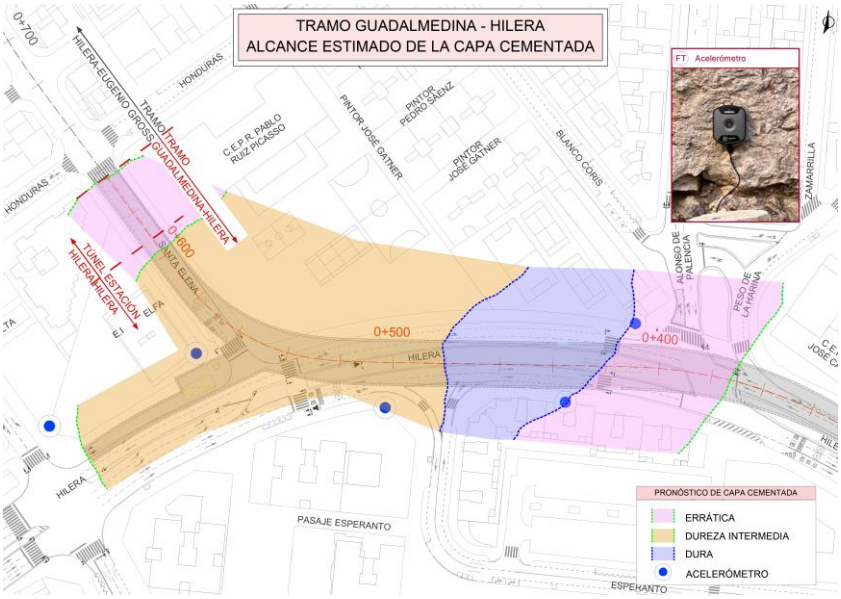


Figura 6. Planta con extensión y características estimadas en la costra, según la nueva campaña geotécnica; y sensor inalámbrico para medir las vibraciones y ruido, originados por los impactos del trépano.

2. MÉTODO ESPECIAL PARA EXCAVAR LA COSTRA ROCOSA

Con base en los resultados de las pruebas en paneles para excavar la costra en distintos lugares, el nuevo método se definió con cuatro fases consecutivas de ejecución a ser aplicadas, parcial o totalmente en cada panel, según que en el desarrollo de la excavación se tuviera: un deterioro inadmisible en la cuchara bivalva del Proyecto constructivo, un rendimiento mínimo de avance de 3 m/hora igual al del empotramiento en la marga compacta, el logro de la rotura con un descenso mínimo de 0,3 m en la costra y una cuantía admisible de las vibraciones para los edificios y la percepción del vecindario. Los medios y útiles adicionales para excavar fueron perforadora rotativa pesada de pilotes con útil provisto de corona de widia y trépano de 8 t con sección prismática; mientras que la medida de las vibraciones se efectuó con los ya citados sensores inalámbricos, instalados en los edificios cercanos a las pantallas, cuyas lecturas registradas digitalmente, eran comparadas en tiempo real con los umbrales admisibles establecidos, enviando los correspondientes avisos de alerta al equipo técnico, encargado de gestionar el uso del trépano.

Como criterio de prevención de los posibles daños provocados por las vibraciones en los edificios, la norma UNE 22-381/93, aplicable en España para las vibraciones temporales y no de larga duración, clasifica a los edificios del entorno del túnel dentro del Grupo II, y limita el valor máximo admisible de su velocidad y desplazamiento, según la frecuencia dominante en ellas, a 9 y 45 mm para la velocidad y/o 0,095 mm para el desplazamiento, según indica la Tabla 1; con lo que para los edificios las situaciones de riesgo se establecieron, respecto a esos máximos valores admisibles, con los niveles de alerta verde, ámbar y rojo para las medidas menores del 75%, del 75 al 100% y mayores 100%. Además, según el manual NAVFAC DM 7-02 la sensibilidad humana percibe vibraciones significativas con velocidades de sólo 1 mm/s, y en un grado severo de alteración cuando, asociadas al ruido, alcanzan hasta 5 mm/s; por ello, este último fue el máximo valor admitido al excavar, para no alarmar al vecindario.

Tabla 1. Valores admisibles de vibraciones temporales para estructuras, según UNE 22-381-93.

TIPO DE ESTRUCTURA	FRECUENCIAS PRINCIPALES (Hz)		
	02-15	15-75	>75
	Velocidad (mm/s)	Desplazamiento (mm)	Velocidad (mm/s)
I	20	0,212	100
II	9	0,095	45
III	4	0,042	20

Así pues, en la aplicación del nuevo método se definieron las posibles fases consecutivas, a ser aplicadas en función de la dificultad para excavar la costra, siendo de menor a mayor grado las cuatro siguientes:

- Fase 1ª: la rotura y excavación se realiza con el método convencional, sin uso del trépano e insistiendo

con la cuchara bivalva, y asumiendo una posible pérdida de velocidad de avance, por reparación y mantenimiento de los dientes y portadientes de la cuchara, sin roturas con paradas al excavar; y consiguiendo el avance mínimo de 3 m/hora.

- Fase 2ª: La excavación se efectúa con el método convencional, empleando trépano con alturas de caída crecientes desde 0,5 a 4 m, para lograr la rotura de la costra con un descenso mínimo de 0,3 m en su cota, e insistencia de la cuchara para extraer sus restos.
- Fase 3ª: Tras no lograr la rotura de la costra con el trépano, se ejecutan 3 taladros de 0,8 m de diámetro, separados unos 1,3 m entre sí dentro del panel, para debilitarla y romper su continuidad; y se usa el trépano, con 4 m de altura de caída máxima, en sus impactos sobre los tacones restantes, para alojar las valvas de la cuchara en los huecos de los taladros y facilitar la excavación final.
- Fase 4ª: Cuando el empleo del trépano no disgregaba los tacones restantes entre los 3 taladros ni un descenso mínimo de 0,3 m en la cota de la costra, esos taladros se rellenaban con mortero magro y se ejecutaban otros nuevos, secantes con ellos, véase Figura 7; a fin de excavar el conjunto con la cuchara bivalva, pudiendo usar trépano en el resto de costra fuera de los nuevos taladros.

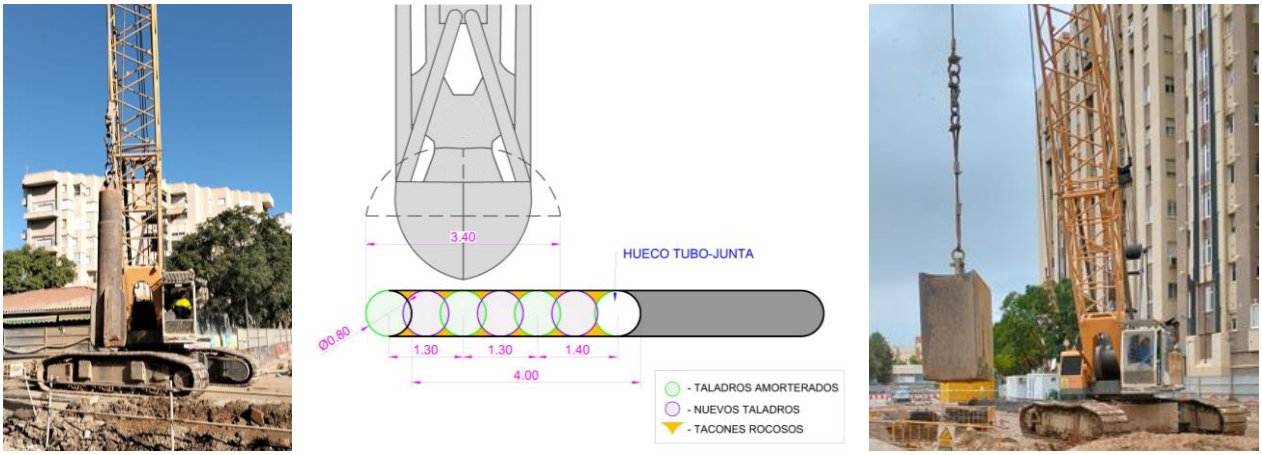


Figura 7. Taladros previos en un panel para uso de trépano en los tacones entre ellos.

En el empleo del trépano, tras comprobar la mayor eficacia de su geometría prismática y con mayor sección, para demoler los tacones entre los taladros, véase derecha de Figura 7, se establecieron las siguientes especificaciones generales:

- Energía de impacto incrementando la altura de caída de forma escalonada, desde 0,5 m altura mínima hasta un máximo de 4 m, auscultando las vibraciones producidas y comprobando sus valores admisibles según los umbrales establecidos. Con independencia de la energía total aplicada, pudo observarse que había una "altura crítica" mínima en cada panel, bajo la cual, como consecuencia de la disipación de la energía del impacto en la propia costra y en su entorno, el incremento del número de golpes, con valores menores de esa altura crítica, no tenía efecto significativo para romperla y disgregarla; y se requería aumentar la altura de caída del trépano por encima de ella.
- Cuando las vibraciones fueran admisibles, se continuaba con nuevas tandas de golpes, comprobando después de cada una de ellas, el grado de eficacia de los impactos.
- Cuando el efecto sobre la costra no fuera suficiente, se aumentaba la altura hasta el máximo de 4 m y el número de golpes en cada tanda, hasta conseguir su rotura y/o un descenso mínimo de 0,3 m en la cota de ella.
- Y el desarrollo del golpeo con el trépano en cada panel excavado, junto con los resultados de las medidas de las vibraciones originadas, se recogerían en el parte de ejecución, véase Figura 8, que relacionaba el número y altura de los golpes con su grado de eficacia; de modo que su análisis permitiría la toma de decisiones en cada panel, principalmente donde se generaban vibraciones no admisibles sobre el entorno; y/o el grado de eficacia al disgregar la costra era insuficiente, haciendo necesaria la siguiente fase para excavar la costra.

CONTROL DEL EMPLEO DE TREPANO EN EXCAVACION DE PANTALLAS

						Sensor Vértice			Sensor Esperanto			Sensor Telepizza		
Golpeo Nº	Prof Excavación	Tacón	Golpeos Consecutivos	Altura Caída (m)	Hora Golpeo	PPV (mm/s)	Desplazamiento (mm)	Fdom (Hz)	PPV Sensor Vértice (mm/s)	Desplazamiento (mm)	Fdom Sensor Vértice (Hz)	PPV Sensor Telepizza (mm/s)	Desplazamiento (mm)	Fdom Sensor Telepizza (Hz)
1	10,5	p.k.+	1	0,50	11:32:12	0,6432	0,0068	15,0	2,18	0,0239	14,5	0,8768	0,0082	17,0
2	10,5	p.k.+	2	0,50	11:32:24	0,9953	0,0151	10,5	3,09	0,0409	12,0	1,4239	0,0113	20,0
3	10,5	p.k.+	3	0,50	11:32:38	0,5350	0,0057	15,0	1,71	0,0187	14,5	0,7745	0,0060	20,5
4	10,5	p.k.+	4	0,50	11:32:56	0,6376	0,0068	15,0	3,06	0,0336	14,5	0,9223	0,0072	20,5
5	10,5	p.k.+	5	0,50	11:33:04	0,5931	0,0090	10,5	2,32	0,0295	12,5	0,8211	0,0064	20,5
6	10,5	p.k.+	1	1,00	11:33:16	0,5450	0,0083	10,5	2,62	0,0333	12,5	0,7206	0,0056	20,5
7	10,5	p.k.+	2	1,00	11:33:26	0,5578	0,0059	15,0	2,40	0,0263	14,5	0,7545	0,0059	20,5
8	10,5	p.k.+	3	1,00	11:33:34	0,3963	0,0060	10,5	1,95	0,0214	14,5	0,5574	0,0043	20,5
9	10,5	p.k.+	4	1,00	11:33:42	0,6862	0,0104	10,5	2,13	0,0234	14,5	0,9106	0,0071	20,5
10	10,5	p.k.+	5	1,00	11:33:54	0,4080	0,0062	10,5	1,47	0,0196	12,0	0,4700	0,0094	8,0
11	10,5	p.k.-	1	0,50	11:34:10	0,5671	0,0095	9,5	1,98	0,0197	16,0	0,7863	0,0061	20,5
12	10,5	p.k.-	2	0,50	11:35:04	0,3531	0,0037	15,0	1,19	0,0130	14,5	0,5030	0,0040	20,0
13	10,5	p.k.-	3	0,50	11:35:22	0,4852	0,0051	15,0	2,03	0,0223	14,5	0,6543	0,0051	20,5
14	10,5	p.k.-	4	0,50	11:35:30	0,4559	0,0048	15,0	1,56	0,0172	14,5	0,5998	0,0047	20,5
15	10,5	p.k.-	5	0,50	11:35:46	0,5478	0,0083	10,5	1,72	0,0182	15,0	0,6625	0,0051	20,5
16	10,5	p.k.-	1	1,00	11:35:58	0,5562	0,0084	10,5	1,36	0,0145	15,0	0,6301	0,0134	7,5
17	10,5	p.k.-	2	1,00	11:36:12	0,6150	0,0065	15,0	2,53	0,0268	15,0	0,7910	0,0061	20,5
18	10,5	p.k.-	3	1,00	11:36:24	0,6096	0,0065	15,0	2,21	0,0242	14,5	0,7653	0,0059	20,5
19	10,5	p.k.-	4	1,00	11:36:34	0,5784	0,0102	9,0	1,79	0,0237	12,0	0,6635	0,0052	20,5
20	10,5	p.k.-	5	1,00	11:36:46	0,5334	0,0081	10,5	1,57	0,0209	12,0	0,5975	0,0127	7,5
21	10,5	tacon	1	0,50	13:43:02	0,4012	0,0071	9,0	0,8810	0,0280	5,0	0,2856	0,0053	8,5
22	10,5	tacon	2	0,50	13:43:06	0,3130	0,0052	9,5	0,7233	0,0209	5,5	0,1763	0,0035	8,0
23	10,5	tacon	3	0,50	13:43:12	0,6538	0,0074	14,0	1,25	0,0159	12,5	0,3755	0,0070	8,5
24	10,5	tacon	4	0,50	13:43:20	0,7425	0,0079	15,0	1,62	0,0215	12,0	0,4828	0,0096	8,0
25	10,5	tacon	5	0,50	13:43:28	0,6702	0,0052	20,5	1,64	0,0209	12,5	0,5717	0,0107	8,5
26	10,5	tacon	1	1,00	13:43:34	0,1368	0,0145	1,5	1,57	0,0208	12,0	0,1220	0,0023	8,5
27	10,5	tacon	2	1,00	13:43:36	0,7803	0,0083	15,0	0,8206	0,0109	12,0	0,5821	0,0109	8,5

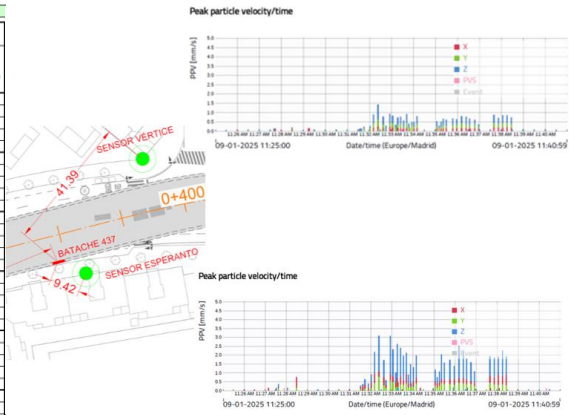


Figura 8. Uso del trépano en panel 437 para avanzar 0,30 m, y velocidad de las vibraciones en sus tres sensores de control.

3. ANÁLISIS DEL EMPLEO Y DESARROLLO DEL NUEVO MÉTODO

Al aplicar este método especial definido para excavar las intrusiones rocosas, se han registrado los resultados del desarrollo del empleo del trépano y de las vibraciones originadas, en cada uno de los paneles ejecutados con él, disponiendo así, con esos partes de ejecución, de la información cuyo análisis ha permitido:

- Definir y caracterizar el espesor y grado de dureza de la costra rocosa hallada en los paneles, véase Figura 9, según la energía total de los golpeos con el trépano y el descenso logrado en la cota de la costra disgregada; así como la Fase de método especial finalmente aplicada para excavarla con unas vibraciones admisibles. Se observó que, según las direcciones, la costra rocosa tenía gran continuidad y muy escaso amortiguamiento, pues la percepción humana significativa de las vibraciones llegó a alcanzar a un edificio, separado unos 60 m de los paneles excavados, y se midieron velocidades de 2 a 4 mm/s en edificios a distancias entre 50 y 150 m del túnel.
- Establecer una correspondencia aceptable entre la caracterización de la costra al excavar los paneles, reflejada en la Figura 9, y la previsión de la Figura 6 anterior, obtenida a partir de los nuevos reconocimientos, ya en obra, con la sísmica tipo MASW que, al medir la variación con la profundidad de la velocidad de las ondas de corte, ha permitido conocer la variación, a lo largo del túnel, del espesor y rigidez de la costra, clasificándola como suelos muy consolidados (tipo C) y roca blanda (tipo B), según el International Building Code (IBC).
- Constatar la efectividad del nuevo método de excavar los paneles donde había intrusión rocosa, poniendo de manifiesto la aplicación adecuada sus Fases previstas. La Fase 1 se aplicó en un 22% de estos paneles, con ritmo promedio de excavación de 3 m/hora y un total de 6 horas por panel; la Fase 2 en un 21% y promedio de 2 m/hora, incluido el empleo del trépano, con 9 horas totales por panel; la Fase 3 en un 42% y tiempo excavando con los taladros iniciales, de 16 horas totales; y la Fase 4 en un 15% de paneles y tiempo total de 22 horas, incluido el "amorterado" de los taladros iniciales intermedios y la perforación de los taladros secantes adicionales.
- Y todo ello ha permitido un retraso aceptable en la ejecución de las pantallas, con la velocidad de las vibraciones, salvo caso aislado, bajo los 5 mm/s que alarma al vecindario, y aún más por debajo de los umbrales de afección a los edificios cercanos, véanse Tablas 1 anterior y 2.

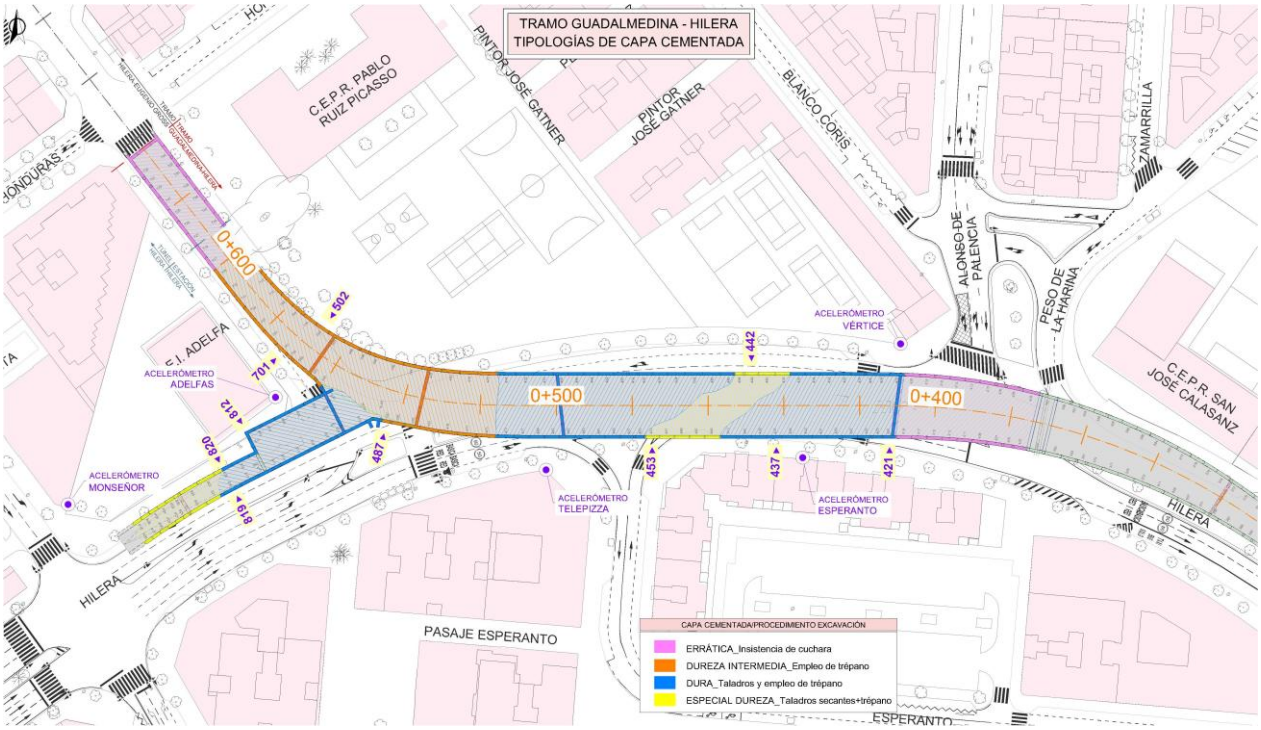


Figura 9. Sectores del túnel con el grado de dureza en la costra rocosa hallada, y el método especial para excavarla.

Tabla 2. Velocidad máxima de las vibraciones en paneles representativos, medidas durante la fase de aplicación del nuevo método especial, y acordes al grado de dureza en la costra rocosa atravesada, según Figura 9.

Nº Batache	Tiempo Trépano (Horas)	Valores máximos registrados									
		Vértice		Esperanto		Telepizza		Adelfa		Monseñor	
		VPP (mm/s)	Distancia (m)	VPP (mm/s)	Distancia (m)	VPP (mm/s)	Distancia (m)	VPP (mm/s)	Distancia (m)	VPP (mm/s)	Distancia (m)
421	0:52	0,69	< 50	0,43	< 50	0,46	< 100	0,55	< 150		
437	0:57	0,99	< 50	3,08	< 20	1,42	< 100				
442	7:18	2,03	< 50	1,52	< 50	1,16	< 100				
453	5:39	1,12	< 100	1,24	< 50	2,2	< 50				
487	0:25			0,08	< 150	1,07	< 50	3,44	< 50		
502	0:25			0,1	< 150			2,2	< 50	1,14	< 100
701	0:20			0,07	< 150			6,88	< 20	1,14	< 100
812	0:40			3,79	< 150			4,54	< 20	1,7	< 50
819	2:35			0,17	< 200	0,79	< 100	4,22	< 20		
820	0:40							1,34	< 50	0,65	< 50

4. CONCLUSIONES

El método convencional con cuchara bivalva pesada (15 t) y trépano (8 t), para excavar los muros-pantalla del túnel ejecutado “cut and cover” en la Línea 2 del Metro de Málaga, no permitió atravesar las intrusiones rocosas (“costra”) no detectadas en el Proyecto constructivo, compuestas por gravas cementadas por carbonatos y grandes bloques, y englobadas en los suelos cuaternarios justo encima de la marga terciaria; pues, además del deterioro de la cuchara bivalva, desprendimientos en los paneles, y vibraciones por el empleo del trépano inadmisibles para el entorno urbano, se tenía un avance muy inferior a los 3 m/hora obtenidos en el empotramiento en marga compacta.

A fin de delimitar el tramo de túnel afectado por esta costra calcárea, y caracterizar sus espesores y consistencia, se realizaron nuevos sondeos mecánicos, perforados lentamente y casi en seco, junto con un perfil sísmico tipo MASW con medida de la velocidad de las ondas de corte según la profundidad. Sus resultados mostraron la costra con gran continuidad en 270 m del túnel y de 5 a 12 m de profundidad dentro del cuaternario sobre la marga terciaria, formada por espesores irregulares y discontinuos de 2 a 4 m con consistencia rocosa, velocidad de ondas de corte de 750 a 850 m/s y más de 2 MPa de resistencia a compresión, englobados por suelos muy consolidados, con velocidad de corte de 350 a 750 m/s y SPT mayor de 50 a rechazo, hasta unos 3 a 8 m de espesor total.

Como los pretaladros de pequeño diámetro recomendados por la experiencia de AETOS y AETESS no permitieron excavar esa costra rocosa, y no era viable recurrir a una hidrofresa, al suponer un retraso de unos 8 meses para disponer de ella y su coste económico era excesivo, se optó por un nuevo método específico para excavarla.

A partir de las pruebas de excavación de paneles, realizadas en zonas con distintas características de la costra según los resultados de la nueva campaña geotécnica efectuada, el nuevo método se definió con cuatro fases consecutivas de ejecución a ser aplicadas, parcial o totalmente en cada panel, según que en el desarrollo de la excavación se tuviera: un deterioro inadmisible en la cuchara bivalva del Proyecto constructivo, un rendimiento mínimo de avance de 3 m/hora igual al del empotramiento en la marga compacta, el logro de la rotura con un descenso mínimo de 0,3 m en la costra y una cuantía admisible de las vibraciones para los edificios y la percepción del vecindario. Los medios y útiles adicionales para excavar fueron perforadora rotativa pesada de pilotes con útil provisto de corona de widia y trépano de 8 t con sección prismática; mientras que la medida de las vibraciones se efectuó con sensores inalámbricos, instalados en los edificios cercanos a las pantallas, cuyas lecturas registradas digitalmente, eran comparadas en tiempo real con los umbrales admisibles establecidos, enviando los correspondientes avisos de alerta al equipo técnico, encargado de gestionar el uso del trépano.

Este método especial fue aplicado con las siguientes cuatro posibles Fases consecutivas: empleo de cuchara bivalva pesada sin trépano, admitiendo su deterioro y paradas de mantenimiento hasta el avance mínimo de los 3 m/hora (Fase 1ª); empleo de cuchara y trépano con alturas de caída de 0,5 a 4 m, hasta conseguir la rotura de la costra y del descenso mínimo de 0,3 m en su cota (Fase 2ª); la perforación y retirada parcial de la costra con taladros separados 1,3 m y de 0,8 m de diámetro igual a su ancho, y el empleo del trépano para romper los trozos restantes y lograr 0,3 m de descenso mínimo en la cota de la costra, previamente a la excavación final con la cuchara bivalva (Fase 3ª); y cuando no se conseguía disgregar lo suficiente los tacones entre los taladros discontinuos, "amorterar" éstos y ejecutar nuevos taladros secantes con ellos, para excavar el conjunto con la cuchara bivalva, pudiendo usar trépano en el resto de costra fuera de los nuevos taladros (Fase 4ª).

El plan de auscultación complementario comprendió la medida, tanto de los movimientos producidos en el entorno cercano, como de las vibraciones, asociadas a los impactos del trépano, mediante sensores inalámbricos de monitorización remota, continua y en tiempo real, instalados en los edificios colindantes. Como criterio de prevención de los posibles daños provocados por las vibraciones en los edificios, se tomó la norma UNE 22-381/93, aplicable en España para las vibraciones temporales y no de larga duración; no obstante, según el manual NAVFAC DM 7-02, la sensibilidad humana las percibe antes con velocidades de sólo 1 mm/s, y lo hace en un grado severo de alteración cuando, asociadas al ruido, aumentan hasta 5 mm/s, este último fue el máximo valor admitido para no alarmar al vecindario.

Además de constatar una correspondencia aceptable entre la caracterización del espesor y resistencia de la costra al excavar los paneles, y la previsión obtenida con los nuevos reconocimientos ya en obra, el análisis de los registros, para cada panel, permitió comprobar la efectividad del nuevo método en el logro de un rendimiento aceptable en la excavación, poniendo de manifiesto la elección adecuada de sus Fases sucesivas previstas, a fin de limitar las vibraciones generadas. Se observó que, según las direcciones, la costra rocosa tenía gran continuidad y muy escaso amortiguamiento, pues la percepción humana significativa de las vibraciones llegó a alcanzar a un edificio, separado unos 60 m de los paneles excavados, y se midieron velocidades de 2 a 4 mm/s en edificios a distancias entre 50 y 150 m del túnel. En todo caso, además de los movimientos provocados, la velocidad de las vibraciones fue admisible, pues sus valores medidos, salvo algún caso aislado, estuvo bajo los 5 mm/s de la percepción humana que alarma al vecindario, y aún más por debajo de los umbrales de afección a los edificios cercanos.

Todo ello ha permitido el cumplimiento, con un retraso aceptable, del programa de ejecución de las pantallas, consiguiendo también una reducción de los sobrecostes atribuibles a esta costra no prevista en el Proyecto

constructivo, al permitir seguir ejecutando el resto de los trabajos con los equipos programados, evitando paradas y el empleo de equipos especiales más costosos, como la hidrofresa.

Esta experiencia, con las prospecciones in situ de investigación geotécnica para detectar la ubicación y las variaciones de espesor y resistencia de las intrusiones rocosas; así como con el método especial para excavar las pantallas, con fases consecutivas en su aplicación según el grado de dificultad hallado en cada panel, y el plan de auscultación complementario, para conocer la cuantía de las vibraciones provocadas por los impactos del trépano, estableciendo sus valores admisibles para los edificios y para la percepción humana en un entorno urbano, constituye un ejemplo de éxito para problemáticas semejantes en el futuro, que pueden tener lugar, especialmente, a lo largo de los materiales cuaternarios de la costa mediterránea española.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer la relevante colaboración, tanto durante la ejecución de las obras, como en la redacción de este artículo a Cristina Mª. García Vargas, Hugo Martínez Soto, Juan David Asensio Martínez, Javier Ponce Ruiz componentes por SANDO Construcción, del equipo en obra de la UTE METRO HILERA. Asimismo, agradecen el apoyo de la AGENCIA DE OBRA PÚBLICA DE LA JUNTA DE ANDALUCÍA (AOPJA), en la redacción y para hacer público el contenido de este artículo.

REFERENCIAS

AENOR UNE 22-381 (1993). Control de Vibraciones por Voladuras. pp 12.

Design Manuals DM – 7.02 (1986). *Foundations and Earth Structures.* USA Naval Facilities Engineering Command. pp 21-26.

Jiménez, J.A., Justo, J.L. y Serrano, A. (1981). *Geotecnia y Cimientos II*. Editorial Rueda, Madrid, 562 pp.

Hall, L. (2003). *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23 (5): 403-413

Hendron, R.J. (1976). *Engineering of Rockblasting on Civil Projects.* Rock Excavation Seminar. Lectures ASCE New York, USA.

Sola, P. R. (2006). *Pantallas en medio urbano para estructuras subterráneas*. Jornada Técnica AETOS-AETESS. Pantallas en medio urbano para estructuras subterráneas. Madrid. pp 15-25.

INTEGRACIÓN GEOTÉCNICA E HIDROGEOLÓGICA EN EL DISEÑO SOSTENIBLE DE UN FALSO TÚNEL EN DEPÓSITOS LACUSTRES DE ORIGEN VOLCÁNICO (LES PRESES – OLOT, GIRONA)

Xavier GOST[(1)*] y Laura BARÓ[(2)]

[(1)] División de Carreteras y Urbanismo de Cataluña y Baleares
Técnica y Proyectos, S.A.
xgost@typsa.es

[(2)] Departamento de Geotecnia de Cataluña y Baleares
Técnica y Proyectos, S.A.

RESUMEN

En el marco del proyecto constructivo de la variante de Les Preses y Olot (provincia de Girona), se plantea el diseño de un falso túnel de 890 m de longitud y 15 m de ancho, situado en depósitos lacustres de origen volcánico recientes. La actuación se desarrolla en un entorno de elevada sensibilidad ambiental, con fuertes condicionantes paisajísticos y agrarios, dentro del Parque Natural de la Zona Volcánica de la Garrotxa. Además, la zona se ve afectada por la presencia de un acuífero fluviovolcánico y por el riesgo de inundación asociado a periodos de retorno de 10 años. Las particularidades geotécnicas del emplazamiento, con presencia de suelos limo-arcillosos no consolidados, con muy bajas resistencias al corte sin drenaje y elevada compresibilidad, condicionaron de forma determinante el diseño. La campaña geotécnica, y consideraciones particulares para este tipo de formaciones, permitieron su caracterización, así como establecer la variabilidad espacial de las propiedades del terreno. Su interpretación resultó clave para optimizar la tipología estructural y la configuración de las pantallas, considerando los distintos estados de carga: situación provisional durante la construcción, situación definitiva y situación accidental por inundación. Paralelamente, se desarrolló un estudio hidrogeológico orientado a caracterizar la interacción entre la infraestructura y el acuífero subyacente. A través de modelos numéricos tridimensionales, se evaluaron las necesidades de drenaje para favorecer la ejecución en condiciones seguras, y se estimaron los posibles impactos en el régimen hidrogeológico tanto durante la fase constructiva, como a largo plazo. El diseño resultante, basado en un falso túnel somero con aperturas parciales y soluciones de drenaje controladas, contribuye a la sostenibilidad de la actuación, minimizando la afección al acuífero y al entorno natural, y facilitando al mismo tiempo la viabilidad constructiva en suelos de muy baja resistencia y elevada deformabilidad. Este caso constituye un ejemplo representativo de integración entre ingeniería geotécnica, hidrogeología y sostenibilidad en obras singulares en ambientes fluviovolcánicos.

ABSTRACT

As part of the construction project for the Les Preses–Olot bypass (Girona province, Spain), the design of an 890-m-long and 15-m-wide cut-and-cover tunnel is proposed. The structure is located within recent volcanic lacustrine deposits. The project is developed in a highly sensitive environmental setting, subject to significant landscape and agricultural constraints, within the Parque Natural de la Zona Volcánica de la Garrotxa. The area is also influenced by the presence of a fluviovolcanic aquifer and by flood risk associated with a 10-year return period. The

geotechnical conditions of the site, characterised by unconsolidated silty-clayey soils with extremely low undrained shear strength and high compressibility, strongly influenced the design approach. The geotechnical investigation programme, together with specific considerations related to this type of geological formation, enabled a detailed characterisation of the ground and the assessment of the spatial variability of its properties. The interpretation of these data proved essential for optimising the structural solution and the configuration of the retaining walls, considering the different loading scenarios: temporary conditions during construction, permanent service conditions and accidental conditions associated with flooding. In parallel, a hydrogeological study was conducted to analyse the interaction between the infrastructure and the underlying aquifer system. Three-dimensional numerical modelling was used to evaluate the drainage requirements necessary to ensure safe construction conditions and to assess potential impacts on the hydrogeological regime during both the construction phase and long-term operation. The resulting design, based on a shallow cut-and-cover tunnel incorporating partial openings and controlled drainage solutions, contributes to the overall sustainability of the project by minimising impacts on the aquifer and the surrounding natural environment while ensuring construction feasibility in soils characterised by extremely low strength and high deformability. This case study illustrates the effective integration of geotechnical engineering, hydrogeology, and sustainability in the design of complex infrastructure within fluviovolcanic environments.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Depósitos Lacustres volcánicos (Volcanic lacustrine deposits), Falso túnel (Cut-and-cover tunnel), Suelos blandos (Soft soils).*

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto constructivo de la variante de Les Preses y Olot (provincia de Girona) concluye un periodo de más de 30 años des de los primeros informes redactados para la construcción de la carretera de conexión entre Olot (Garrotxa) y Vic (Osona). En 2009 finalizaron las obras que permitían conectar Vic -Manlleu – Torelló con la Vall d'en Bas mediante el túnel de Bracons. La variante de Les Preses y Olot permite terminar la conexión entre las dos capitales de comarca, liberando los núcleos urbanos de Les Preses y Olot del tráfico de vehículos pesados y ligeros en más del 60%, con una IMD de más de 18.000 veh/día.

El primer tramo de la variante circunvale el núcleo urbano de Les Preses con una calzada de 2 carriles (1+1), dando nombre el primer tramo del proyecto constructivo, con una longitud de 3.692 m, el 90% de los cuales discurren por el municipio de la Vall d'en Bas, por la llanura del margen derecho del río Fluvià, en una zona de notable actividad agraria, asociada principalmente a usos ganaderos, prados de siega y cultivos de secano y regadío, con una estructura parcelaria consolidada y de alto valor productivo y paisajístico.

Con la finalidad de preservar la actividad agraria y paisajística, se proyecta el soterramiento de la carretera a lo largo de 885 m, mediante 3 túneles sucesivos de 149 m, 496 m y 184 m, con 2 ventanas entre ellos de 28 m, y con una profundidad máxima de 10 m.

El trazado del tramo discurre en zona inundable, con una superficie del terreno completamente plana. El soterramiento se realiza mediante un falso túnel ejecutado al abrigo de muros pantalla, losa de fondo no drenada, y cubierta. Los muros de las rampas de acceso, así como las dos ventanas (necesarias por ventilación) entre túneles se elevan 1m por encima de la superficie del terreno actual para evitar la entrada de agua al túnel en caso de inundación.

El subsuelo de caracteriza por materiales de muy bajas prestaciones (limos, arcillas y turbas hasta 18m de profundidad), y la presencia de un acuífero protegido fluvio-volcánico que forman las gravas y arenas por debajo de la capa de limos, arcillas y turbas.

Con la finalidad de preservar la actividad agraria y paisajística del entorno, así como el acuífero protegido, se proyecta el soterramiento en falso túnel minimizando la cobertura de tierras (entre 1 y 2 m), y minimizando el efecto de intrusión de las pantallas dentro del acuífero.

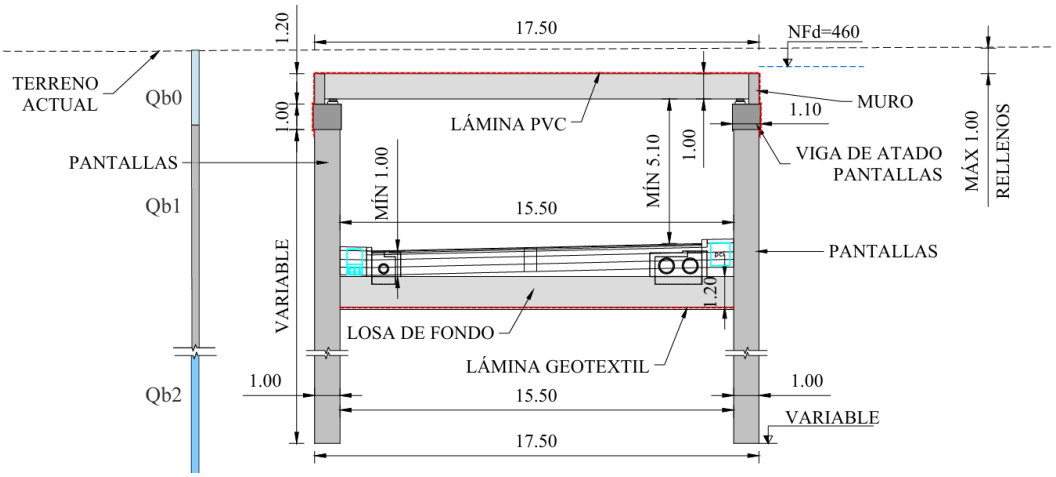


Figura 1.Sección tipo.

El nivel freático presenta un rango de variaciones estacionales muy significativo asociado al régimen de extracciones de los diversos pozos existentes en la zona. Se disponen de series históricas de datos de nivel freático por tratarse de un acuífero protegido y monitorizado en diversos puntos por la autoridad ambiental competente, y puede oscilar entre 2 y 10 m de profundidad, en función de la estacionalidad.

Por la presencia de nivel freático somero, juntamente con la baja calidad de los materiales del subsuelo, se proyecta el falso túnel con el gálibo mínimo necesario para paso de vehículos (5,00 m) y el espacio requerido para la instalación de la señalización prescriptiva según RD 635/2006. La presencia de 2 ventanas de aproximadamente 28 m, responde a la necesidad de extracción de humos sin ventilación mecánica, por lo que permite minimizar la excavación necesaria y reducir las presiones de agua al falso túnel.

Por sus condicionantes particulares, este proyecto supone un caso representativo de integración entre ingeniería geotécnica, hidrogeología y sostenibilidad en obras singulares en ambientes fluvio volcánicos.

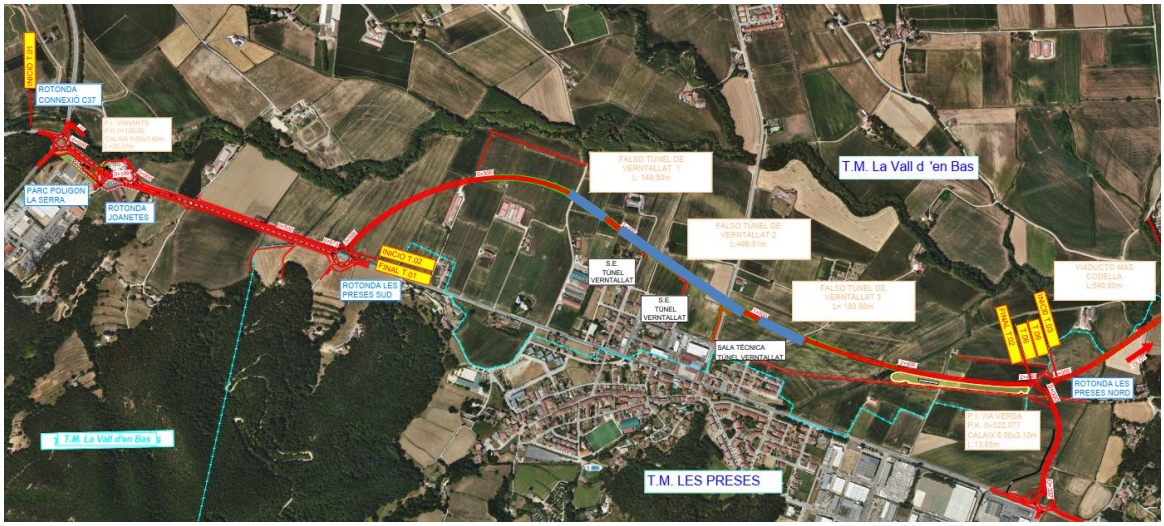


Figura 2. Trazado carretera tramo Les Preses.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

A nivel geológico regional, el tramo se desarrolla sobre el sustrato Terciario (Eoceno) que forma parte de dos grandes unidades geológicas: al sur, la “Cuenca de Avantpaís Sub-pirenaico” y al norte “Manto del Cadí”, ambas unidades separadas por el “cabalgamiento de la Vallfogona”, en dirección este-oeste.

Sobre el sustrato Eoceno se formó la subunidad morfoestructural denominada “Fossa d’Olot”, que corresponde a un bloque relativamente hundido del basamento rocoso que se encuentra envuelto por colinas de materiales Eocenos que dan resaltos importantes.

La Fossa d’Olot presenta un recubrimiento de depósitos cuaternarios de orígenes diversos. En la zona concreta del soterramiento de la variante en el tramo de Les Preses, el material cuaternario es de origen lacustre y está asociado a episodios volcánicos sucedidos en las proximidades del ámbito de estudio de edad Pleistocena.

Estos materiales volcánicos son de tipo alcalino y su origen se asocia a las fracturas distensivas que generaron la Fossa d´Olot. Este proceso originó numerosas erupciones volcánicas con emisiones de productos diversos: gases, piroclastos y coladas de lava de basaltos en la zona de estudio. Los piroclastos conformaron edificios volcánicos de geometría cónica que no se verán afectados por el proyecto mientras que las coladas de basaltos circularon por los cursos fluviales existentes hasta acumularse en las zonas más deprimidas. En estos puntos, se superponen coladas de lava de varios períodos eruptivos. En la figura 3, se indica la localización aproximada las de las distintas erupciones volcánicas identificadas, así como la situación aproximada del falso túnel.

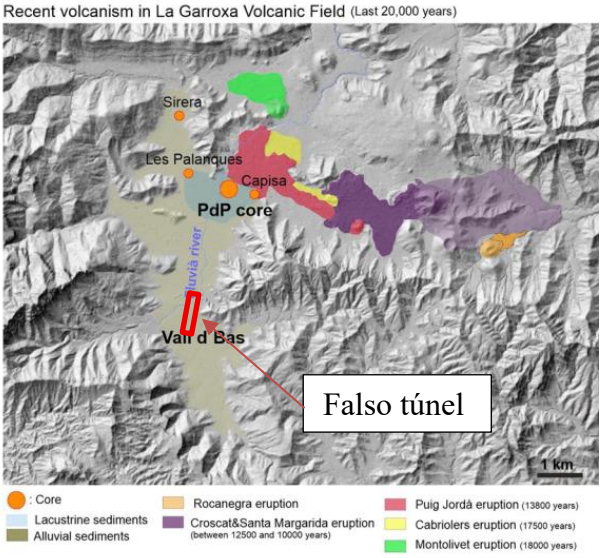


Figura 3. Localización de las erupciones volcánicas en la zona de estudio. Fuente: Youngest Iberian Holocene volcanic eruptions and paleoenvironmental evolution of a barrier-paleolake in the Garrotxa Volcanic Field (NE Spain).

Los depósitos de origen lacustre existentes en la zona de estudio se han formado a causa del embalse natural de río Fluvià. La erupción generó el cierre del valle justo en la zona inicial del tramo por la colada volcánica llamada "Bosque de la Tosca" hace 15.000-20.000 años (en la figura anterior llamada Puig Jordà eruption). Este cierre originó la formación de un gran lago en toda la Vall d'en Bas, que se colmató completamente de depósitos lacustres. Estos depósitos tienen un espesor de más de 80 m en la zona de proyecto y su naturaleza corresponde fundamentalmente a arcillas y limos de alta y baja plasticidad con un contenido variable de arena. Se localizan niveles lenticulares ocasionales de hasta 1-2 metros de espesor de gravas y arenas o turbas y niveles menores de cineritas con un alto contenido de materia orgánica.

En la figura 3 se muestra un esquema geológico explicativo de la formación de este depósito lacustre elaborado por F. Llorenç, especialista vulcanólogo del Parque Natural de la Zona volcánica de la Garrotxa:

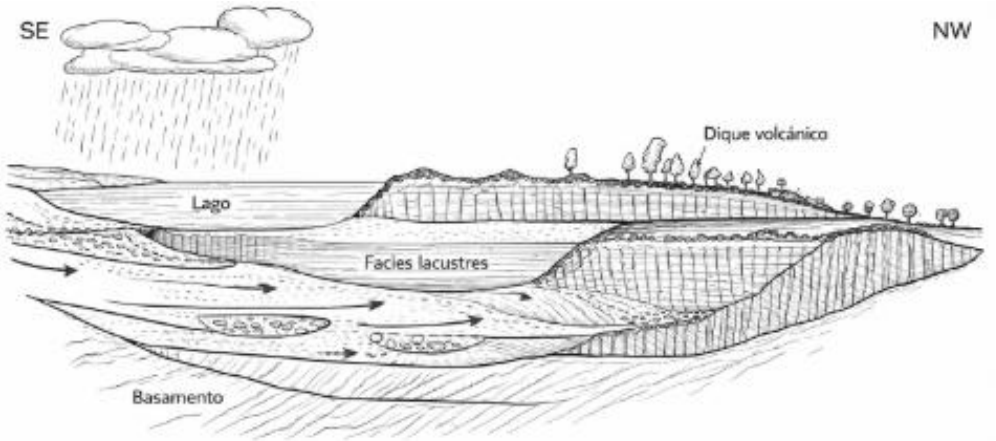


Figura 4.Ilustración esquemática del contexto sedimentario del paleolago situado en la zona de Les Preses. Fuente: Llorenç Planagumà, geólogo del Parque Natural de la Zona Volcánica de la Garrotxa.

Los materiales cuaternarios volcánicos y sedimentarios, fundamentalmente de origen lacustre, aluvial y coluvial que rellenas la Fossa de Olot, no presentan deformaciones y su estructura es masiva en disposición subhorizontal, tanto en suelos de origen sedimentarios como en los materiales volcánicos, aunque las coladas basálticas suelen presentar disyunción columnar o en cantos rodados.

La Plana d'en Bas y de Les Preses se caracteriza por un relieve prácticamente subhorizontal entre las cotas 455 y 460 msnm, por el cual discurre muy ligeramente encajado el rio Fluvià entre cultivos intensivos de regadío. En esta zona son relativamente frecuentes los desbordamientos del rio y la inundación de la llanura.

Litológicamente, se han diferenciado 4 formaciones asociadas a los depósitos lacustres:

- Formación Qb0: Es la unidad más superficial, con una potencia variable de 4 a 5 m. Está formada por arcillas y limos de baja plasticidad, con un contenido variable de arena y grava.
- Formación Qb1: Corresponde a la unidad intermedia, de 15 a 18 m de potencia. Está formada por intercalaciones de limos grises de alta plasticidad con alternancias de turba marrón oscura a negra de consistencia blanda.
- Formación Qb2: Es la unidad de gravas, de 20 a 25 m de potencia, situada por debajo de la formación Qb1.
- Formación Qb3: Compuesto por arcillas firmes de color marrón y contenido variable de arena. En general de consistencia dura, pero se detectan reducciones de resistencias significativas en profundidades elevadas.

El soterramiento transcurre principalmente por la formación Qb1, que se caracteriza por ser materiales de muy bajas prestaciones geotécnicas y que condicionan fuertemente la solución constructiva. Por otro lado, cabe destacar la presencia del acuífero protegido fluvio-volcánico que lo conforman las gravas y arenas de la formación Qb2.



Figura 5. Aspecto de las formaciones Qb1 y Qb2.

Como se ha indicado anteriormente, el nivel freático presenta una oscilación interanual muy significativa (entre 2 y 10 m por debajo de la superficie), en función de la estacionalidad y del régimen de extracciones de los distintos pozos existentes en la zona.

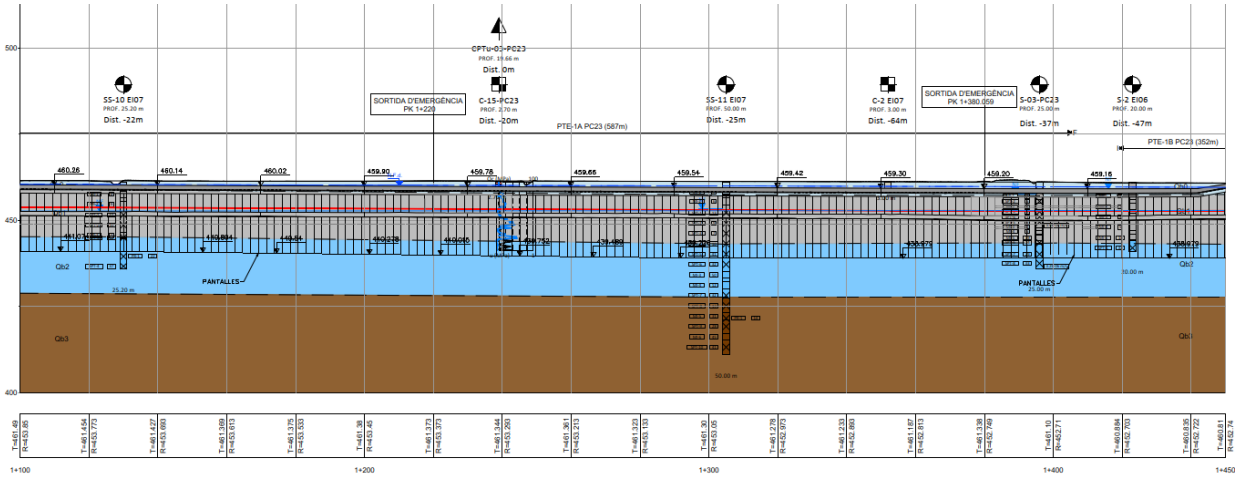


Figura 6. Perfil geológico longitudinal del falso túnel.

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

A partir del análisis de los ensayos de laboratorio, e in situ, realizados en las formaciones lacustres, en la Tabla 1 se presenta la caracterización geotécnica de las formaciones identificadas:

Tabla 1. Caracterización geotécnica formaciones Qb0, Qb1, Qb2 y Qb3.

Formación	Qb0	Qb1	Qb2	Qb3
Limite Líquido (LL)	18,9	37,4	13,1	26,4
Límite Plástico (LP)	13	24,8	10,1	16,2
Índice Plasticidad (IP)	5,9	12,6	2,9	10,2
% finos	70%	72%	25%	70%
Densidad aparente (kN/m^3)	19,2	18,1	20,0	20,4
Permeabilidad horizontal (m/s)	-	1E-08 a 1E-09	3,2E-06	1,3E-09
NSPT representativo	9	8	38	25

Los parámetros resistentes de las formaciones anteriores fueron determinados a partir de los ensayos de corte directo, consolidados, drenados y no drenados, juntamente con los ensayos in situ CPTU.

Tabla 2. Parámetros geotécnicos considerados para las formaciones Qb0, Qb1, Qb2 y Qb3.

Formación	Ángulo rozamiento (º)	Cohesión (kPa)	Cohesión no drenada Cu (kPa)	Módulo deformación E (MPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	*m*
Qb0	17 27(*)	20 2 (*)	17+7.5z	4+0,6z	-	-	-	-
Qb1	15 27(*)	19 2 (*)	3z		3	3	18	0,85
Qb2	34	5	-		17	15	34	0,5
Qb3	20	25	40+z		7	7	21	0,7

(*) Los parámetros resistentes de las unidades Qb0 y Qb1 han sido objeto de revisión durante la redacción del proyecto del falso túnel. El primer planteamiento de parámetros se obtuvo en base a la consideración de los resultados de ensayos triaxiales de corte directo drenado disponibles. La segunda y definitiva asignación es fruto de la revisión realizada por la Universitat Politècnica de Catalunya basada en varios estudios realizados sobre materiales cohesivos normalmente consolidados. Esta segunda caracterización consistió en descartar o minimizar la cohesión de este tipo de materiales y asumir que la resistencia de corte es únicamente debida a la fricción del ángulo de rozamiento interno (Terzaghi et al., 1996).

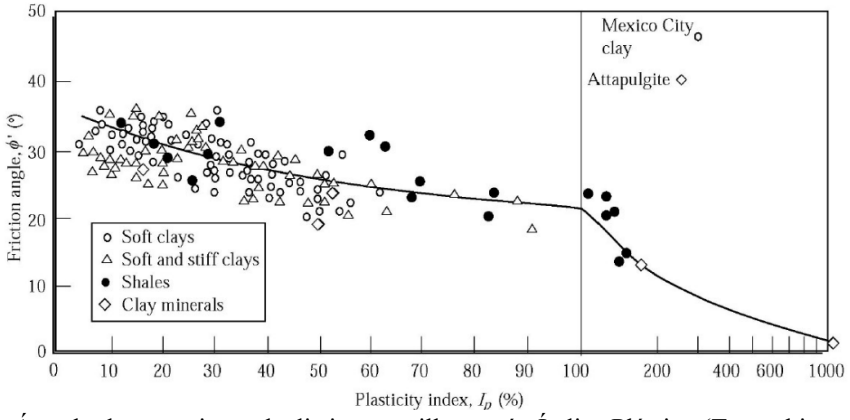


Figura 7. Ángulo de rozamiento de distintas arcillas según Índice Plástico (Terzaghi et al., 1996).

Para la determinación del módulo de Young de estas unidades, se emplearon esencialmente ensayos presiométricos y CPTUs. También se consideraron, como referencia, los resultados de los ensayos de laboratorio y una correlación semiempírica basada en el SPT (Webb 1969).

La utilización de modelos elásticos convencionales (módulo elástico constante e independiente del confinamiento y nivel de deformación) a menudo genera sobreestimaciones de los movimientos del terreno. Por este motivo, considerando la desfavorable calidad geotécnica de los materiales cuaternarios y teniendo en cuenta la trascendencia de esta unidad en el falso túnel del Verntallat, se consideró el comportamiento del terreno mediante un modelo constitutivo no lineal tipo Hardening-soil. Este modelo constitutivo permite ajustar los movimientos previstos y optimizar el diseño del falso túnel.

Según el modelo Hardening-soil, la curva de tensión desviadora – deformación axial queda definida por la resistencia del terreno y el módulo elástico por una deformación asociada a una carga del 50% de la carga de rotura (E_{50}). Por otra parte, al descargar el comportamiento del terreno es lineal y queda definido por un módulo de descarga (E_{ur}). Ambos módulos dependen del nivel de confinamiento horizontal siguiendo la ley de tipo

exponencial con exponente del parámetro “m”. De esta forma, en los cálculos de elementos finitos se utiliza un valor de módulo diferente para cada presión de referencia (p^{ref}) que suele definirse como 100 kPa (E_{50}^{ref} y E_{ur}^{ref}). Por último, para evaluar las deformaciones volumétricas plásticas generadas por los incrementos de presión de confinamiento se utiliza el módulo E_{oed}^{ref}.

Para obtener el E_{50}^{ref}, se utilizó la siguiente formulación:

$$E_{50}^{ref} = E_{50}(\sigma_3^{'}) \Big/ \left(\frac{c\cos\phi + \sigma_3^{'}\sin\phi}{c\cos\phi + p^{ref}\sin\phi} \right)^{m} \quad (1)$$

El módulo elástico en descarga E_{ur}^{ref} puede considerarse igual a 6 veces el valor de E_{50}^{ref}, congruente con la tipología de suelo, muy poco competente. El valor del módulo E_{oed}^{ref} se ha considerado igual a E_{50}^{ref}.

El E_{50}^{ref} se ajusta para conseguir una relación de rigidez con el estado tensional menor, equivalente a la que se derivó para el módulo de Young en profundidad. Los resultados obtenidos se muestran en las siguientes figuras:

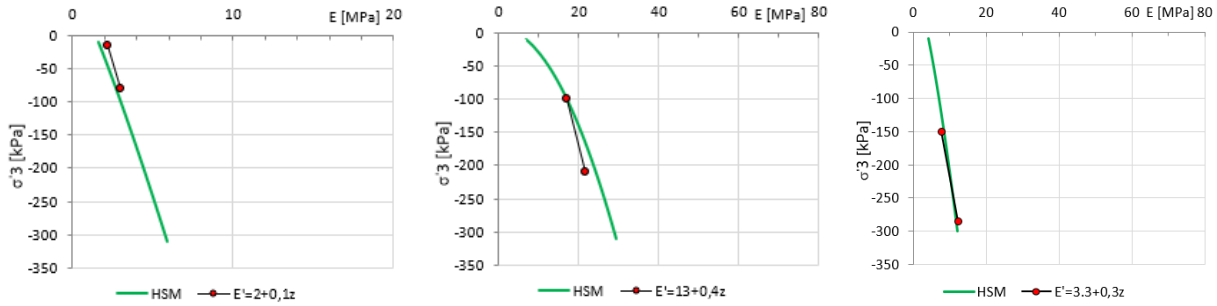


Figura 8.Evolución del módulo E_{50} en función de σ3, para las formaciones Qb1, Qb2 y Qb3 de izquierda a derecha.

4. CONDICIONANTES DE DISEÑO

El túnel discurre principalmente a través de las formaciones Qb0 y Qb1, que se caracterizan por sus bajas prestaciones geotécnicas. Adicionalmente, el túnel está condicionado por la presencia del acuífero protegido fluvio-volcánico que conforman las gravas y arenas de la formación Qb2 a 18 m de profundidad, con niveles piezométricos oscilando interanualmente entre 2 y 10 m de la superficie. Finalmente, la zona donde se ubica el túnel es inundable con periodos de retorno de 10 años, con un calado de hasta 30 cm para T=500 años.

La preservación del acuífero protegido condicionó de forma decisiva el diseño del túnel, garantizando que no se genere efecto dren sobre el acuífero, así como minimizando el potencial efecto barrera que su presencia en el acuífero pudiera generar. Las bajas prestaciones geotécnicas de las formaciones Qb0 y Qb1 donde se excava el túnel, requiere la necesidad de contar con la contribución del empuje pasivo de la formación Qb2 para la estabilidad de la excavación, pero al mismo tiempo, se limita la profundidad de las pantallas en la formación Qb2 para minimizar el efecto barrera.

Adicionalmente, debido a los niveles piezométricos prácticamente superficiales e incluso por encima en situación de eventuales inundaciones por desbordamiento del rio Fluvià, el empuje hidrostático sobre el túnel compromete la estabilidad a largo plazo frente a la flotación, con un factor de seguridad cercano a 1. Profundizar el túnel, para incrementar el peso de recubrimiento frente a la flotación, supondría una afección directa y significativa del acuífero protegido.

En esta casuística, limitar la excavación necesaria para el túnel es no solo un factor medioambiental o de ahorro económico, sino también de viabilidad constructiva. La reducción del gálibo del túnel al estricto necesario para el cumplimiento de la norma 3.1-IC de la Instrucción de carreteras (5,0 m) permite reducir la longitud de las pantallas, así garantizar la estabilidad frente a la flotación, y mantener un recubrimiento mínimo de 1m para preservar las actividades agrarias del entorno. Sin embargo, el Real Decreto 635/2006 sobre requisitos mínimos de seguridad en los túneles de carreteras del estado, implica la necesidad de ventilación mecánica para túneles mayor de 500 m y con IMD mayor de 2.000, que supone ampliar el gálibo estricto a 2 m adicionales para la instalación de los equipos.

El diseño de 2 ventanas de 28 m a lo largo del túnel, permite segregar el túnel en 3 de sucesivos de 149 m, 496 m y 184 m, no siendo necesario la ventilación mecánica y por consiguiente mantener el gálibo estricto.

Con esta solución, se consigue dar estabilidad y garantizar la estabilidad a la flotación del túnel sin la necesidad de mejoras de terreno para compensar la falta de empuje pasivo de la formación Qb1, resultando un diseño del túnel más sostenible e integrado con el entorno.

5. DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL

Para la ejecución del túnel de 15,5 m de ancho, se establecen excavaciones secuenciales al abrigo de muros pantalla de 1 m de espesor y de 20 m de profundidad con puntales provisionales cada 3 m en vertical y cada 2,3 m en horizontal, hasta la profundidad de máxima excavación (10 m). La cubierta de 1 m de espesor, se ejecuta una vez construida la losa de fondo de 1,2 m de espesor. En todo el tramo del túnel entre pantallas, se prevé la reducción del nivel freático hasta la cota 451 msnm, 10 m por debajo del máximo nivel registrado anualmente, para garantizar la excavación en seco de los materiales y la estabilidad de fondo de la excavación (factor de seguridad de 1,7 en caso drenado y 1,8 en caso no drenado).

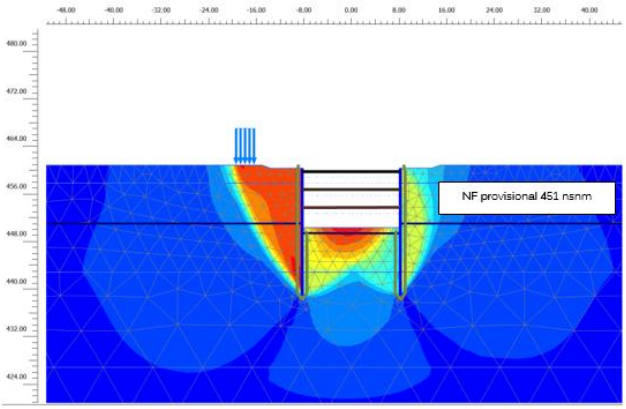


Figura 9.Determinación factor seguridad estabilidad (fase máxima excavación).

En el caso de desbordamiento del rio Fluvià, se considera que no es factible el desarrollo de una presión hidrostática a cota de losa de fondo, de valor equivalente de +0,5 m por sobre la superficie del terreno y de forma instantánea, dada la naturaleza pozo permeable de la formación Qb1. La situación crítica se alcanza en las secciones de rampa de salida y entrada, sin cubierta, donde el factor de seguridad frente a la flotación es de 1,01, siendo de 1,28 en las secciones con cubierta, empleando el Eurocódigo 7.

El diseño del túnel se ha verificado considerando un comportamiento drenado y no drenado de las formaciones Qb0 y Qb1, mediante una simulación numérica reproduciendo la secuencia constructiva completa (des de la ejecución de las pantallas hasta la retirada del sistema de bombeo), con acoplamiento hidro-mecánico en condiciones estacionarias, imponiendo el nivel piezométrico establecido en la situación de los pozos, generando gradientes hidráulicos y por consiguiente modificando las tensiones efectivas del subsuelo. Las condiciones de contorno hidrogeológicas empleadas en el modelo numérico de detalle (Plaxis 2D) fueron impuestas en coherencia a los resultados obtenidos del modelo numérico de flujo en 3D (ver apartado 6). El mayor empuje de tierras sobre las pantallas se produce para el caso no drenado (No drenado B, opción de software Plaxis 2D). La diferencia de esfuerzos con efecto sismo entre el comportamiento drenado y no drenado es poco significativo, siendo menor del 2%.

6. ANÁLISIS HIDROGEOLÓGICO

Para el diseño del sistema de rebaje de niveles piezométricos, se realizó un estudio hidrogeológico que consistió en realizar un modelo numérico de flujo en 3D de 100 km^2, considerando la geometría del túnel, la geología de detalle de las unidades cuaternarias y del sustrato Eoceno. También se consideraron los pozos de extracción existentes inventariados. Una vez calibrado a partir de las series temporales de niveles freáticos de los últimos 17 años, el modelo permitió simular el rebaje en distintos escenarios de ejecución del túnel, según el nivel piezométrico en ese momento.

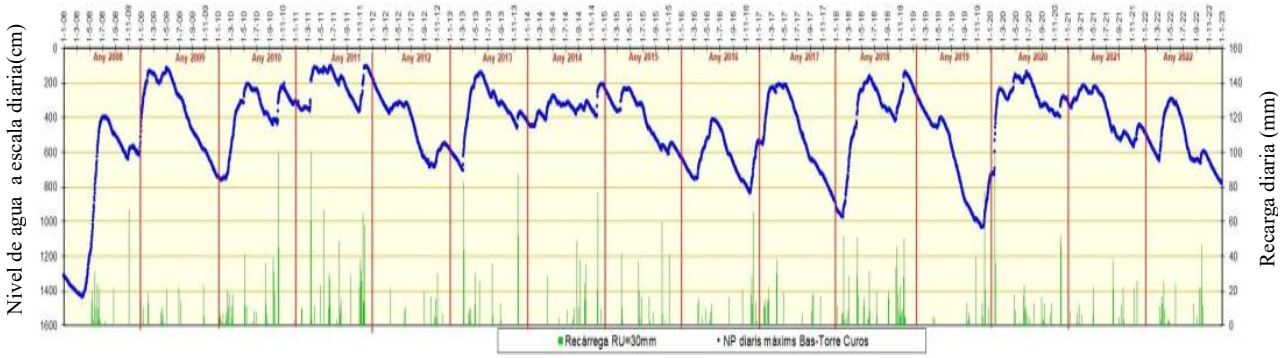


Figura 10.Serie histórica niveles piezométricos.

Se consideró un escenario en condiciones húmedas correspondiente con un nivel freático alto, equivalente a los niveles máximos históricos. También se analizó el escenario en condiciones secas en las que el nivel freático no quedaría afectado por la construcción del túnel y finalmente un escenario en condiciones medias de humedad donde el nivel freático se sitúa en una posición intermedia del nivel freático histórico. A través de los modelos se determinó el caudal necesario a bombear durante la obra, así como confirmar unos efectos admisibles a largo plazo del túnel en el acuífero (sin ninguna variación de los niveles piezométricos a más de 10m de distancia del túnel).

El estudio permitió determinar el grado de influencia en los pozos existentes para los distintos escenarios, causando un rebaje temporal de entre 3 y 7 m aproximadamente en la gran mayoría. El tiempo necesario para alcanzar la estabilización de los niveles piezométricos a la cota 451 msnm se estimó entre 2 y 3 meses.

En un escenario de nivel piezométrico inicial medio, el caudal medio necesario a bombear seria de 400 l/s mediante una disposición de 64 pozos repartidos a lo largo de 980m a ambos lados del túnel. Con la finalidad de minimizar el caudal de extracción, así como la afección a los pozos en la zona de influencia, se contempló ejecutar el túnel como mínimo en 3 tramos, de forma que los caudales se redujeran a menos de la mitad.

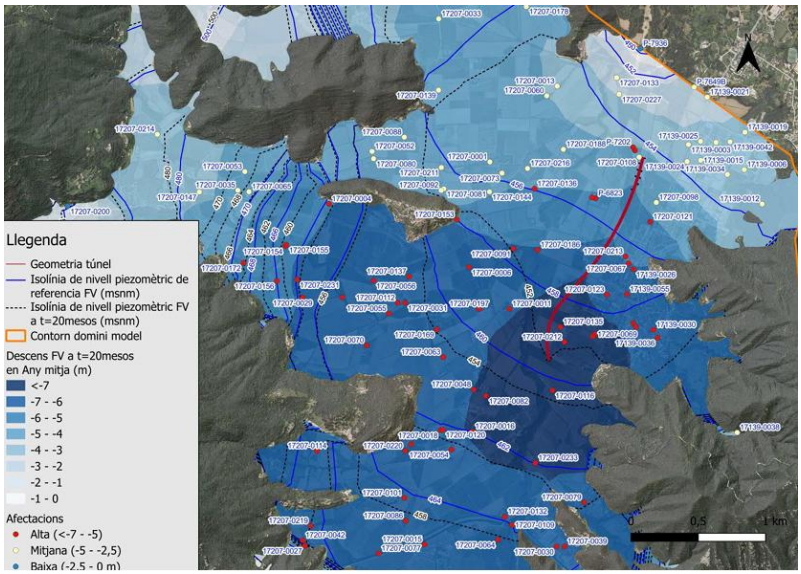


Figura 11.Resultado del modelo hidrogeológico en fase de rebaje de nivel piezométrico para el escenario medio.

7. CONCLUSIONES

El diseño del falso túnel de la variante de Les Preses constituye un caso singular de integración entre condicionantes geotécnicos, hidrogeológicos y ambientales en un entorno volcánico de elevada sensibilidad territorial. A partir de los estudios realizados y de la solución adoptada, pueden extraerse las siguientes conclusiones principales:

Los depósitos lacustres de origen volcánico presentes en la Vall d'en Bas, caracterizados por limos, arcillas y niveles de turba de muy baja resistencia y elevada compresibilidad, condicionan de forma determinante el comportamiento geotécnico del emplazamiento y requieren una caracterización detallada mediante una

combinación de ensayos in situ y de laboratorio, contrastada por correlaciones habituales, y referencias en bibliografía técnica, y sobre todo, con experiencias previas en el comportamiento de este tipo de materiales.

La identificación de la variabilidad estratigráfica y de las propiedades mecánicas de las formaciones Qb0 y Qb1 resultó clave para establecer un modelo geotécnico representativo y para definir los parámetros de cálculo utilizados en el diseño del falso túnel y de las pantallas.

La presencia del acuífero asociado a la formación Qb2 conlleva condicionantes adicionales al diseño, tanto por la necesidad de preservar su funcionamiento hidrogeológico como por la limitación en la profundidad de empotramiento de las pantallas para evitar efecto *barrera* o de drenaje no deseados.

La adopción de un falso túnel somero con gálibo mínimo, junto con la disposición de ventanas intermedias que permiten prescindir de ventilación mecánica, ha permitido reducir la excavación necesaria y minimizar la interacción con el acuífero, garantizando al mismo tiempo la estabilidad frente a la flotación y la viabilidad constructiva de la infraestructura.

La utilización de modelos constitutivos avanzados para representar el comportamiento no lineal de los suelos blandos, junto con la modelización hidrogeológica tridimensional del sistema acuífero, ha permitido optimizar el diseño y evaluar de forma realista tanto las deformaciones del terreno como los efectos del rebaje piezométrico durante la fase constructiva.

Finalmente, el caso presentado pone de manifiesto la importancia de integrar los aspectos geotécnicos, hidrogeológicos y ambientales en el diseño de infraestructuras soterradas en entornos complejos, constituyendo un ejemplo representativo de soluciones sostenibles en terrenos de muy baja calidad geotécnica y elevada sensibilidad hidrogeológica.

REFERENCIAS

Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy, S., Swolfs, W. (2018). PLAXIS Material Models Manual. Bentley Systems.

Iriarte, E., Revelles, J., Finsinger, W., Mesquita-Joanes, F., Rodrigo, M.A., Burjachs, F., Expósito, I., Martí, J., Planagumà, L., Alcalde, G., Saña, M. (2023). Youngest Iberian Holocene volcanic eruptions and paleoenvironmental evolution of a barrier-paleolake in the Garrotxa Volcanic Field (NE Spain). The Holocene, 33 (8): 939–959.

Lutenegger, A.J. (2021). In Situ Testing Methods in Geotechnical Engineering. CRC Press / Taylor & Francis Group, Boca Raton.

Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. 3rd edition, John Wiley & Sons, New York.

SINGULARIDADES GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES VOLCÁNICOS EN LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS DE CANARIAS

Luis E. HERNÁNDEZ GUTIÉRREZ[(1,2)*] y Juan José CAMPOS LÓPEZ[(1)]

[(1)] Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Movilidad. Gobierno de Canarias
*lhergut@gobiernodecanarias.org

[(2)] Instituto Volcanológico de Canarias (INVOLCAN)

RESUMEN

Las islas Canarias están constituidas por siete grandes edificios volcánicos que han crecido desde el fondo oceánico, situado a más de 4000 m de profundidad, superando el nivel del mar y elevándose hasta su cota máxima de 3718 m que constituye el pico del volcán Teide en la isla de Tenerife. Este crecimiento se ha producido por el apilamiento de las lavas y piroclastos emitidos en numerosas erupciones volcánicas iniciadas hace unos 70 millones de años en el fondo oceánico y que todavía continua en la actualidad (erupción del volcán Tajogaite, La Palma 2021). Como resultado de esta actividad, tenemos que el archipiélago está dominado por una orografía abrupta, con profundos barrancos y elevados escarpes que dificultan la movilidad en las islas y que requieren de soluciones constructivas onerosas donde los túneles juegan un importante papel. La distribución espacial de las emisiones volcánicas (lavas y piroclastos) no ha sido ordenada, sino todo lo contrario, es azarosa y con una gran variabilidad tanto horizontal como verticalmente. Este aspecto, unido a que los materiales varían significativamente en términos de cohesión, desde muy consolidados hasta sueltos y altamente inestables, hacen que la heterogeneidad sea la principal característica del territorio volcánico insular. En las islas se han excavado decenas de kilómetros de túneles carreteros que, junto con los más de 1000 kilómetros de galerías subterráneas para la captación de agua, han proporcionado una abundante información geológica y geotécnica del subsuelo de las islas y de los procesos constructivos. A partir del procesado de esta información se ha obtenido una clasificación de unidades geotécnicas volcánicas, con los parámetros geotécnicos que la definen y con los problemas constructivos e ingenieriles que llevan asociados. A partir de la recopilación de parámetros geotécnicos y geomecánicos, durante la excavación de túneles en estas unidades geotécnicas volcánicas, se presentan una serie de soluciones de sostenimiento, aplicando tres elementos (hormigón proyectado, bulones y cerchas), en función del valor del índice RMR que las define, la presencia de una o varias unidades y su disposición espacial en los frentes de excavación.

ABSTRACT

The Canary Islands consist of seven large volcanic structures that have risen from the ocean floor, situated at a depth of over 4,000 m, rising above sea level to reach a maximum height of 3,718 m at the summit of Mount Teide on the island of Tenerife. This growth has been caused by the accumulation of lava and pyroclastic material emitted during numerous volcanic eruptions that began some 70 million years ago on the ocean floor and which continue to this day (eruption of the Tajogaite volcano, La Palma, 2021). As a result of this activity, the archipelago is characterised by rugged terrain, with deep ravines and steep escarpments that hinder mobility across the islands and necessitate costly engineering solutions, in which tunnels play a significant

role. The spatial distribution of volcanic emissions (lava and pyroclastic material) is not orderly; on the contrary, it is random and exhibits considerable variability both horizontally and vertically. This factor, combined with the fact that the materials vary significantly in terms of cohesion—ranging from highly consolidated to loose and highly unstable—means that heterogeneity is the main characteristic of the volcanic terrain on the islands. Dozens of kilometres of road tunnels have been excavated on the islands which, together with the more than 1,000 kilometres of underground galleries for water collection, have provided a wealth of geological and geotechnical information on the islands' subsoil and construction processes. Processing this information has yielded a classification of volcanic geotechnical units, along with the defining geotechnical parameters and the associated construction and engineering challenges. Based on the compilation of geotechnical and geomechanical parameters gathered during the excavation of tunnels in these volcanic geotechnical units, a series of support solutions are presented, utilising three elements (shotcrete, bolts and trusses), depending on the value of the RMR index that defines them, the presence of one or more units, and their spatial arrangement at the excavation faces.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Lava (Lava), Piroclastos (Pyroclasts), Unidades Geotécnicas Volcánicas (Volcanic Geotechnical Units).*

1. INTRODUCCIÓN

Las Islas Canarias constituyen una de las regiones volcánicas más interesantes del planeta ya que en ellas han acontecido la mayoría de los procesos volcánicos que se pueden dar, pudiéndose encontrar un amplio espectro de materiales y estructuras volcánicas. Están constituidas por siete grandes edificios volcánicos que han crecido desde el fondo oceánico, situado a más de 4000 m de profundidad, superando el nivel del mar y elevándose hasta su cota máxima de 3718 m que constituye el pico del volcán Teide en la isla de Tenerife. Este crecimiento se ha producido por el apilamiento de las lavas y piroclastos emitidos en numerosas erupciones volcánicas iniciadas hace unos 70 millones de años en el fondo oceánico (Coello *et al.,* 1992) y que todavía continua en la actualidad, como se puso de manifiesto en la erupción del volcán Tajogaite, en la isla de La Palma en 2021 (Romero *et al.,* 2022). Como resultado de esta actividad, el archipiélago está dominado por una orografía abrupta, con profundos barrancos y elevados escarpes que dificultan la movilidad en las islas y que requieren de soluciones constructivas onerosas donde los túneles juegan un importante papel.

La distribución espacial de las emisiones volcánicas (lavas y piroclastos) no ha sido ordenada, sino todo lo contrario, es azarosa y con una gran variabilidad tanto horizontal como verticalmente. Este aspecto, unido a que los materiales varían significativamente en términos de cohesión, desde muy consolidados hasta sueltos y altamente inestables (Hernández-Gutiérrez *et al.,* 2024), hacen que la heterogeneidad sea la principal característica del territorio volcánico insular y el principal problema geotécnico que se afronta en las obras subterráneas.

A diferencia de los procesos geológicos que tienen lugar en la España continental, el fenómeno volcánico genera materiales rocosos casi de forma instantánea, que son esparcidos por la superficie terrestre, en la mayoría de las ocasiones, de manera caprichosa y errática. Esto supone que la interpretación geotécnica requiera de un importante conocimiento geológico y volcanológico del terreno. Contar con expertos cualificados en la materia es fundamental para el buen desarrollo de la excavación y del diseño de sostenimientos de túneles en ambientes volcánicos.

2. PRODUCTOS VOLCÁNICOS

Las erupciones volcánicas emiten tres tipos de productos volcánicos: gases, lavas y piroclastos. Los primeros, los gases, una vez emitidos, se disipan en la atmósfera, pero participan en la formación de los piroclastos y en el comportamiento de las lavas (Francis, 1995). En este apartado se describen los diferentes tipos de coladas lávicas y piroclastos que nos podemos encontrar en las islas Canarias, a partir de los cuales se ha modelado el actual relieve insular.

2.1. LAVAS

Son flujos coherentes de magma emitidos en las fases no explosivas de las erupciones volcánicas. Pueden ser de distintas composiciones (basálticos, fonolíticas, riolíticas, carbonatíticas, etc.). Son más frecuentes en magmas basálticos, pues tienen menos gases y son menos explosivos. Pueden tener muy diferentes formas y tamaños, incluso llegar a tener dimensiones colosales. Las manifestaciones lávicas, independientemente del nivel vulcanoestratigráfico al que pertenezcan, se resuelven en tres tipos fundamentales:

- Coladas lávicas tipo "pahoehoe". Se caracterizan por tener una superficie lisa y ondulada, aunque en detalle aparecen formadas por vísceras o cuerdas entrelazadas y corrugadas (lavas cordadas). Internamente es de destacar la presencia de gran número de vacuolas o pequeños huecos más o menos esféricos que les otorgan gran esponjosidad y porosidad. Generalmente, estas superficies lisas, suelen mostrar falsa solidez debido a la abundancia de huecos y cavidades existentes bajo una superficie aparentemente sólida pero fácilmente quebrable. Con frecuencia llevan asociadas una red sublávica de túneles o tubos volcánicos de dimensiones muy variadas y cuya existencia puede tener importantes implicaciones en proyectos de construcción.
- Coladas lávicas tipo "aa" o escoriáceas. Se forman con magmas algo más viscosos que las pahoe-hoe, fluyen más lentamente y adquieren un aspecto totalmente distinto. La superficie es extremadamente rugosa, aguda y cortante, por lo que en Canarias se las conoce como "malpaís" por la dificultad que supone el caminar sobre ellas. Se originan cuando el movimiento de una colada se verifica en régimen de elevada viscosidad y elevado régimen o tasa eruptiva. El avance de la lava se realiza como el de las cadenas de una oruga, de forma que la superficie escoriácea ya enfriada se desploma delante del frente de la colada en movimiento y es recubierta por el interior todavía fundido que avanza. Por ello, la sección vertical de una lava "aa" consiste en una banda central de roca densa (nivel compacto) surcada por una red de diaclasas o fisuras formadas por retracción al enfriarse y solidificar el fundido, limitada abajo y arriba por dos franjas escoriáceas irregulares (Figura 1). Cuando hay un apilamiento de varias lavas "aa", las escorias de techo se unen con las de la base de la colada situada inmediatamente encima, resultando una alternancia de bandas densas (compacto basáltico) y bandas escoriáceas (autobrecha).

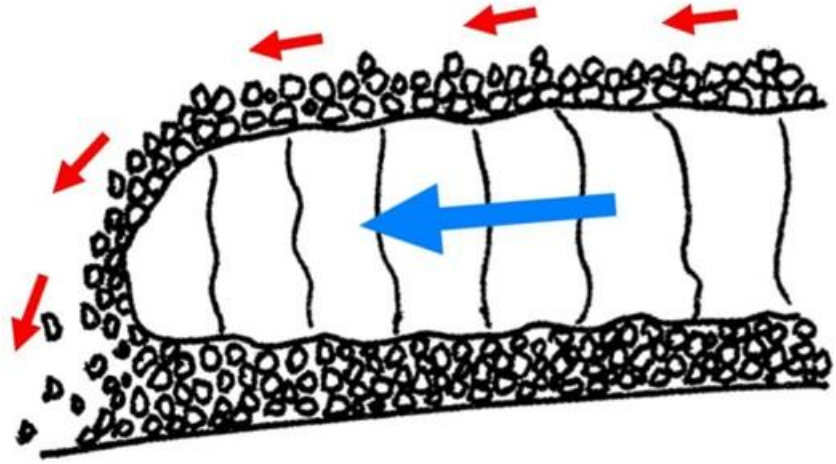


Figura 1. Esquema de movimiento y formación de una colada lávica tipo "aa" (elaboración propia).

- Coladas en bloques. Este tipo de estructuras aparece asociada a lavas de composición traquítica o fonolítica. Se presentan generalmente como potentes coladas obsidiánicas con una superficie atormentada y fragmentada en grandes bloques caóticos, que pueden alcanzar de varios metros cúbicos cada uno. Este tipo de formas, se originan como consecuencia de un alto grado de viscosidad del magma emitido, en combinación simultánea con una tasa eruptiva superior a un valor crítico por debajo del cual, toda la masa lávica no sufriría tal fragmentación.

2.2. PIROCLASTOS

Si la salida al exterior del magma se realiza de forma explosiva proyectándose los materiales a la atmósfera, hablamos de piroclastos. Los depósitos piroclásticos se clasifican, en función de las condiciones en que la columna eruptiva interacciona con la atmósfera, el grado de explosividad y la composición del magma, en tres tipos.

- Depósitos plinianos. Están formados a partir de columnas eruptivas estables o columnas plinianas, en las cuales las partículas o el pómez es lanzado a elevada altitud y posteriormente arrastrado, dispersado por el viento y depositado posteriormente en el terreno en forma de lluvia piroclástica, originándose depósitos también denominados "ash fall". En ellos los fragmentos de pómez están sueltos, el depósito en conjunto carece de toda solidez y no presenta ninguna consistencia ni resistencia alguna a la aplicación de esfuerzos sobre el mismo, sin la ayuda de agentes compactantes.
- Depósitos de ignimbritas. Se forman por colapso gravitatorio de la columna eruptiva, cuando cesa la energía cinética generada en las explosiones, pierde velocidad ascencional y cae, se desploma por acción de la gravedad. Cuando impacta con el suelo, se derrama lateralmente como una nube ardiente de elevada densidad de partículas con una masa interna en la que las partículas de pómez y cenizas mezcladas de forma caótica, son mantenidas en suspensión por la masa de gases. Pueden recorrer grandes distancias, desde unos pocos a varios cientos de kilómetros. El conjunto se acelera gravitatoriamente a favor de la pendiente y se encauza siguiendo depresiones y barrancos hasta que el grado de fluidización de la nube ardiente desciende por debajo de un nivel crítico y el flujo se detiene súbitamente originando una colada piroclástica, ignimbrita o "*ash flow*". En Canarias se las conoce como "tosca". Durante la formación de las ignimbritas, pueden producirse, debido a una elevada temperatura en el depósito, procesos de deformación y soldadura en los fragmentos de pómez y resto de partículas de origen magmático en el depósito, en cuyo caso se forman unas texturas en flamas (textura eutaxítica). En consecuencia, existen dos tipos de ignimbritas: a) ignimbritas no soldadas (tosca) y b) ignimbritas soldadas, presentando estas últimas unas propiedades geotécnicas en general superiores a las ignimbritas no soldadas.
- Conos de Cínder. Son los que configuran los volcanes estrombolianos. Se forman, por tanto, en erupciones basálticas estrombolianas y de forma similar a los de lluvia piroclástica. Este proceso se pudo observar durante la erupción del volcán Tajogaite en 2021 en la isla de La Palma. Los fragmentos de magma son expulsados por el volcán en pequeñas explosiones y depositados muy cerca de la zona de expulsión, de manera que se va acumulando una montaña de piroclastos que constituye por sí misma el volcán estromboliano o cono de cínder. En las islas Canarias estos materiales granulares son conocidos como "picón", "jable" o "zahorra".

3. UNIDADES GEOTÉCNICAS VOLCÁNICAS Y PROBLEMAS ASOCIADOS

En este marco geológico se han podido distinguir diferentes unidades geotécnicas de macizos rocosos de naturaleza volcánica (Gobierno de Canarias, 2011), en función de la litología, estructura y distribución espacial de los distintos tipos de lavas y piroclastos definidos anteriormente. La clasificación de estas unidades se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1. Clasificación de unidades geotécnicas de macizos rocosos volcánicos.

Unidad	Subunidad
Unidad I: Complejos basales	
Unidad II: Coladas y macizos sálicos	
Unidad III: Coladas basálticas sanas	IIIa: Coladas "aa" poco escoriáceas
	IIIb: Coladas "pahoehoe" y "aa" muy escoriáceas
Unidad IV: Materiales piroclásticos	IVa: Ignimbritas y tobas
	IVb: Depósitos piroclásticos sueltos o débilmente cementados
Unidad V: Macizos basálticos alterados	
Unidad VI: Materiales brechoides	

A continuación se describen estas unidades geotécnicas y se relacionan, para cada una de ellas, los problemas geotécnicos más frecuentes en el ámbito de las obras subterráneas (Hernández Gutiérrez et al., 2015). Además, a partir de los datos de campo recopilados durante varias décadas, ha sido posible atribuir a cada unidad un valor de RMR básico (RMR_b); se trata del RMR de la clasificación geomecánica de Bieniawski (1989), sin penalizar por la orientación de las discontinuidades con respecto a la obra que se desea acometer.

3.1. COMPLEJOS BASALES

Es el conjunto de materiales que constituyen las raíces de los primitivos edificios volcánicos, formados durante la etapa de crecimiento submarino desde el fondo oceánico, a más de 4000 m de profundidad, y hasta alcanzar

el nivel del mar. Están representados por sedimentos cretácicos, lavas submarinas (Figura 2, izquierda) y rocas plutónicas (gabros y sienitas). Este conjunto está atravesado por multitud de diques con una densidad de intrusión tan elevada que frecuentemente no dejan rastro de la roca encajante. Es habitual que presenten un alto grado de alteración por lo que generalmente es un macizo rocoso deleznable y de difícil reconocimiento (Rodríguez-Losada *et al*., 2009). Esto les confiere características de roca blanda y fracturada, presentando generalmente valores del RMR_b menores a 40.

Los problemas geotécnicos propios de esta unidad son los siguientes:

- Alta heterogeneidad, tanto en vertical como en horizontal.
- Posibles asientos diferenciales debidos a heterogeneidad.
- Materiales muy alterados, de baja resistencia y alta deformabilidad, que requieren de excavación con medios mecánicos, no siendo posible la utilización de explosivos.
- Áreas de relieve abrupto y tectonizado. Inestabilidades puntuales o desprendimientos en emboquilles. Necesidad de estudios de estabilidad de ladera específicos.

3.2. COLADAS Y MACIZOS SÁLICOS

Esta unidad corresponde a materiales rocosos altamente resistentes, de naturaleza sálica (traquitas y fonolitas), que se pueden presentar en dos formas de afloramiento:

1) Coladas sálicas de gran espesor. Se trata de paquetes tabulares gruesos, horizontales o con pendientes no muy pronunciadas y de gran extensión horizontal. En ocasiones, estos paquetes pueden estar formados por brechas muy compactas de fragmentos de naturaleza igualmente sálica.
2) Domos. Son macizos rocosos de grandes dimensiones verticales, enraizados en el subsuelo y de extensión horizontal limitada (Figura 2, derecha).

Las características geotécnicas de ambos tipos de afloramiento se consideran, a efectos prácticos, similares por lo que procede considerarlos como una misma unidad geotécnica que, en general, son de alta capacidad portante con características de roca dura y valores de RMR_b comprendidos entre 75 a 100.

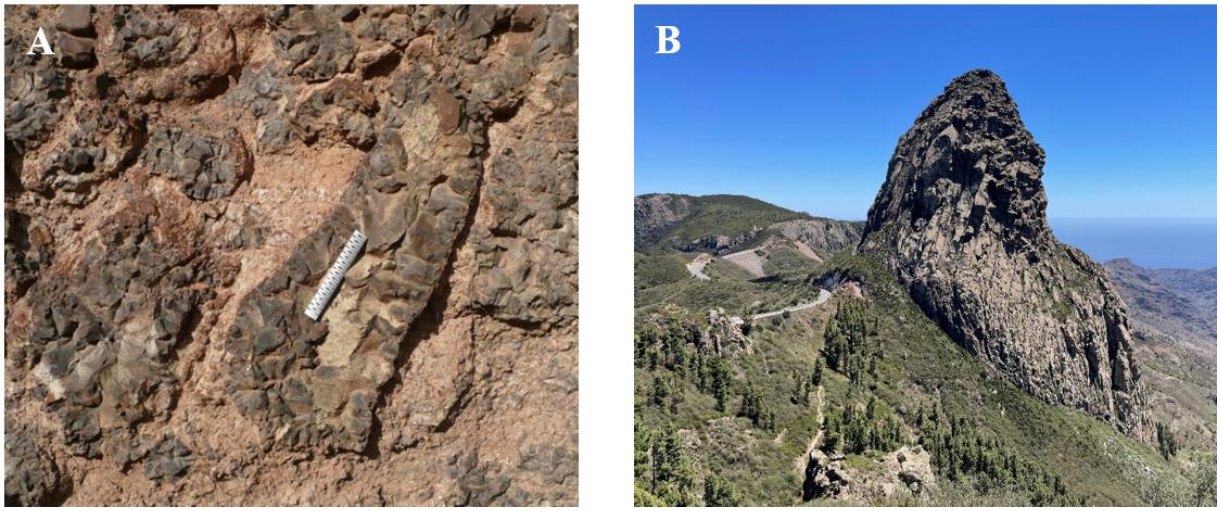


Figura 2. A: Lavas almohadilladas (pillow lavas), islas de Tenerife. B: Domo sálico, isla de La Gomera.

Esta unidad presenta muy pocos problemas geotécnicos. No obstante, cabría destacar los siguientes:

- Caídas de bloques por vuelco.
- Macizos muy duros que requieren explosivos.
- Diaclasado vertical puede facilitar caída de bloquesPosibles asientos diferenciales debidos a heterogeneidad en brechas.

3.3. COLADAS BASÁLTICAS SANAS

En esta unidad se recogen las coladas basálticas que conservan su estructura original debido a su escaso estado de alteración, por lo que se pueden distinguir los tipos “pahoehoe” y “aa”. Se distinguen dos subunidades:

a) Coladas “aa” poco escoriáceas. Presentan espesores de compacto basáltico sano iguales o superiores a 2 m, conservando su continuidad lateral en toda la parcela, con niveles escoriáceos inferiores a 0,5 m, ausencia de cavidades y una pendiente del terreno inferior a 15º.

b) Coladas “aa” muy escoriáceas y coladas “pahoehoe”. Las coladas “aa” tienen espesores de compacto basáltico sano inferiores a 2 metros y niveles escoriáceos intercalados (Figura 3, derecha) y las coladas “pahoehoe” presencia de cavidades (Figura 3, izquierda).

Los niveles masivos de roca basáltica, en general presentan capacidad portante alta con valores de RMR_b comprendidos entre 60 y 85. Sin embargo, los niveles escoriáceos pueden presentar baja capacidad portante y gran deformabilidad, si las escorias están sueltas y sin matriz y capacidad portante moderada y poca deformabilidad si se encuentran soldadas o con matriz con cierto grado de cementación.

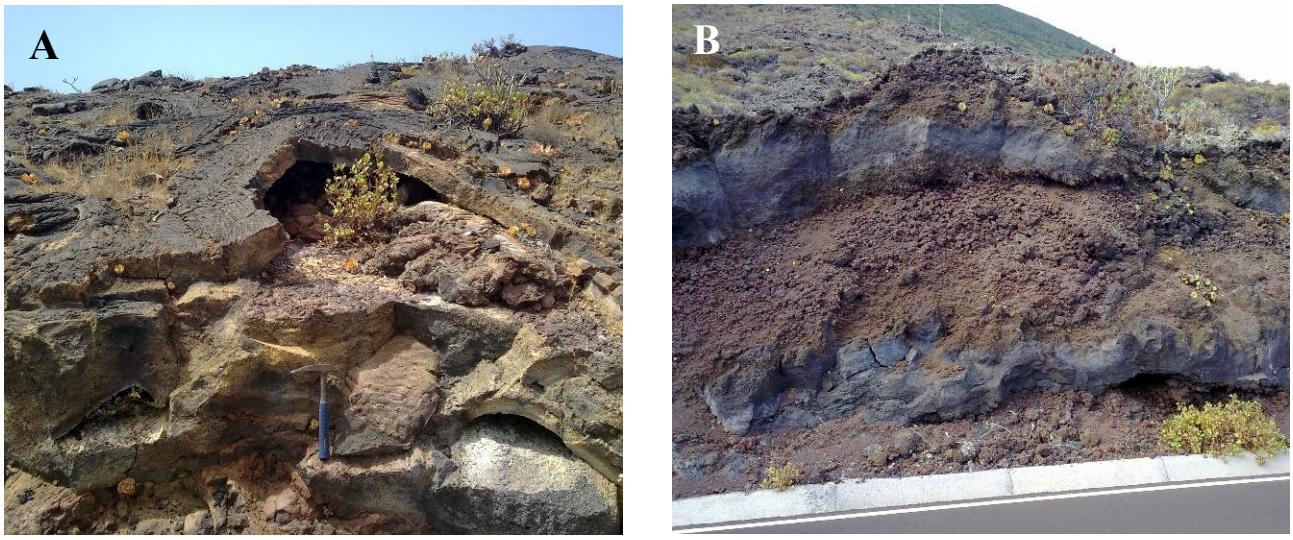


Figura 3. A: “coladas pahoehoe”. B: coladas “aa”. Ambas en la isla de El Hierro.

Los problemas geotécnicos asociados a esta unidad son, entre otros, los siguientes:

- Asientos diferenciales debidos a la presencia de materiales rocosos duros próximos a materiales granulares de alta deformabilidad (coladas “aa”).
- Posible presencia de tubos volcánicos y dificultad para su detección, que pueden producir hundimientos y colapsos (coladas “pahoehoe”).
- Los niveles escoriáceos presentan gran complejidad y dificultad para su caracterización geotécnica.
- En emboquilles, desprendimiento de bloques por formación de cornisas debido a la erosión diferencial que elimina las escorias, dejando sin soporte a los bloques de basalto que, asilados por el diaclasado de retracción, se desprenden y caen.

3.4. MATERIALES PIROCLÁSTICOS

Esta unidad se subdivide en dos:

a) Ignimbritas soldadas y no soldadas (tobas). Se trata de rocas duras o semiduras. Las ignimbritas soldadas son rocas muy duras resultantes de depósitos piroclásticos pumíticos o cineríticos muy compactos, con o sin textura eutaxítica (flamas) o cineritas compactas (Figura 4, izquierda). Las ignimbritas no soldadas, son menos resistentes, de tonalidades blancoamarillentas y con contenidos apreciables de pómez (toscas o tobas). Presentan en superficie valores de RMR_b comprendidos entre 60 a 75.

b) Materiales piroclásticos sueltos o débilmente cementados. Suelen ser fácilmente colapsables. Los piroclastos sueltos son depósitos granulares de composición basáltica (Figura 4, derecha) o sálica. Ambos son de baja densidad, con pesos específicos aparentes secos medios habituales entre 8 y 12 kN/m^3 (Lomoschitz et al., 2006). Los débilmente cementados presentan valores de RMR_b comprendidos entre 0 a 25.

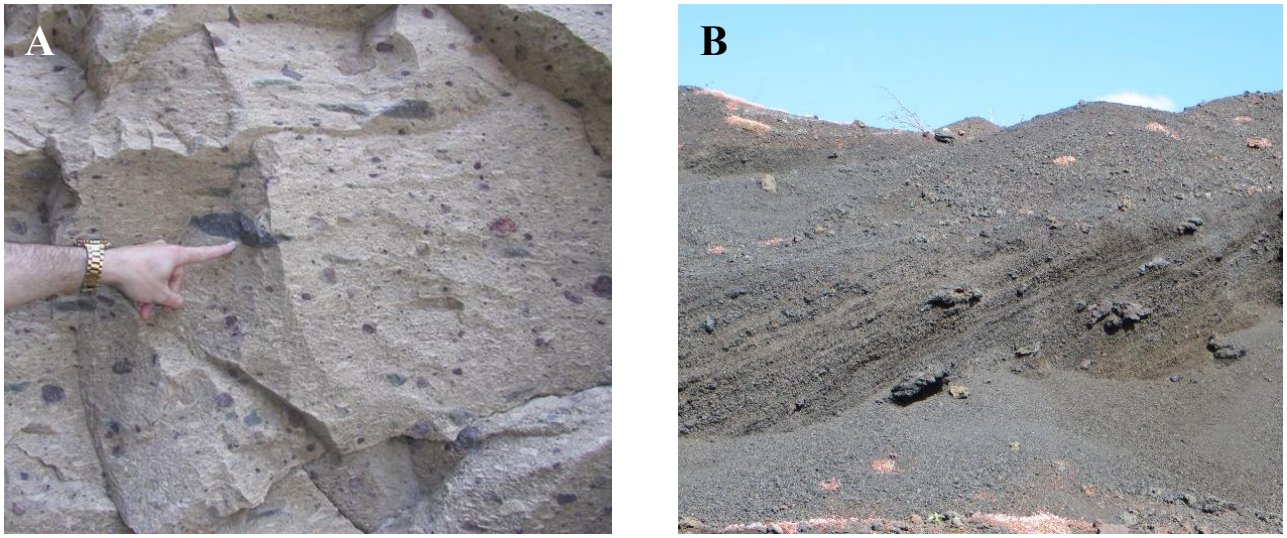


Figura 4. A: ignimbrita soldada (Tenerife). B: piroclastos basálticos sueltos (El Hierro).

Los problemas geotécnicos más habituales de estos materiales son los siguientes:

- Resistencia variable, desde media a alta resistencia y baja deformabilidad (ignimbritas), a baja resistencia y elevada deformabilidad (piroclastos sueltos).
- Colapsabilidad mecánica en piroclastos sueltos y tobas cuando el contenido de pómez es apreciable.
- Excavabilidad con explosivos en ignimbritas soldadas y con medios mecánicos en tobas y piroclastos sueltos o poco soldados (explosivos provocan excesiva fragmentación).

3.5. MACIZOS BASÁLTICOS ALTERADOS

Formado por coladas basálticas de pequeño espesor (en torno a 1 m o inferior) y alteración de moderada a alta. Se manifiestan como una alternancia vertical de niveles de compacto basáltico (roca basáltica) y niveles de escorias (material granular) que aparecen generalmente en forma de autobrecha debido al grado de alteración. Todo el conjunto es frecuentemente atravesado por diques verticales (Figura 5, izquierda), que son cuerpos intrusivos generados por la inyección de magma a través de fracturas y grietas en su ascenso hacia la superficie terrestre. Además, en estos macizos alterados aparecen también intercalados mantos piroclásticos y frecuentes zonas rubefactadas, denominadas “almagres”, que en ocasiones corresponden a niveles de paleosuelos que han sido calcinados por el calor de la colada suprayacente. Generalmente presentan buzamientos suaves que pueden variar entre 10º a 30º. Suelen presentar valores de RMR_b comprendidos entre 40 a 60.

Los problemas geotécnicos en esta unidad son los siguientes:

- Baja resistencia y elevada deformabilidad.
- Inestabilidades puntuales en relieves montañosos con fuertes abarrancamientos.
- Asientos diferenciales por afloramiento de diferentes unidades.
- Intercalación de niveles de suelos plásticos y expansivos.
- Excavabilidad con explosivos limitada: excesiva fragmentación en materiales muy alterados (requiere medios mecánicos).

3.6. MATERIALES BRECHOIDES

Esta unidad está asociada a episodios eruptivos violentos de alta explosividad, en ocasiones relacionados con procesos de colapso de caldera o bien con fenómenos de deslizamientos gravitacionales en masa. Su resultado final es una masa caótica y brechoide formada por bloques de naturaleza diversa, en general muy angulosos, con gran variación de tamaño de los mismos englobados en una matriz fina más o menos cementada y ocasionalmente muy dura (Figura 5, derecha). Forman paquetes de grandes espesores (hasta cientos de metros) y presentan pendientes poco pronunciadas de brechas compactas y caóticas de naturaleza mono o polimíctica.

Pueden presentar características de roca dura y en algunos casos semidura. Presentan valores de RMR_b comprendidos entre 60 y 75.

Los problemas geotécnicos potenciales a tener en consideración son los siguientes:

- En zonas de emboquille, caídas de bloques que se desprenden de la matriz.
- Sobreexcavación en niveles de poca cohesión.
- Excavabilidad con explosivos en brechas duras y con medios mecánicos en brechas blandas (explosivos provocan excesiva fragmentación).

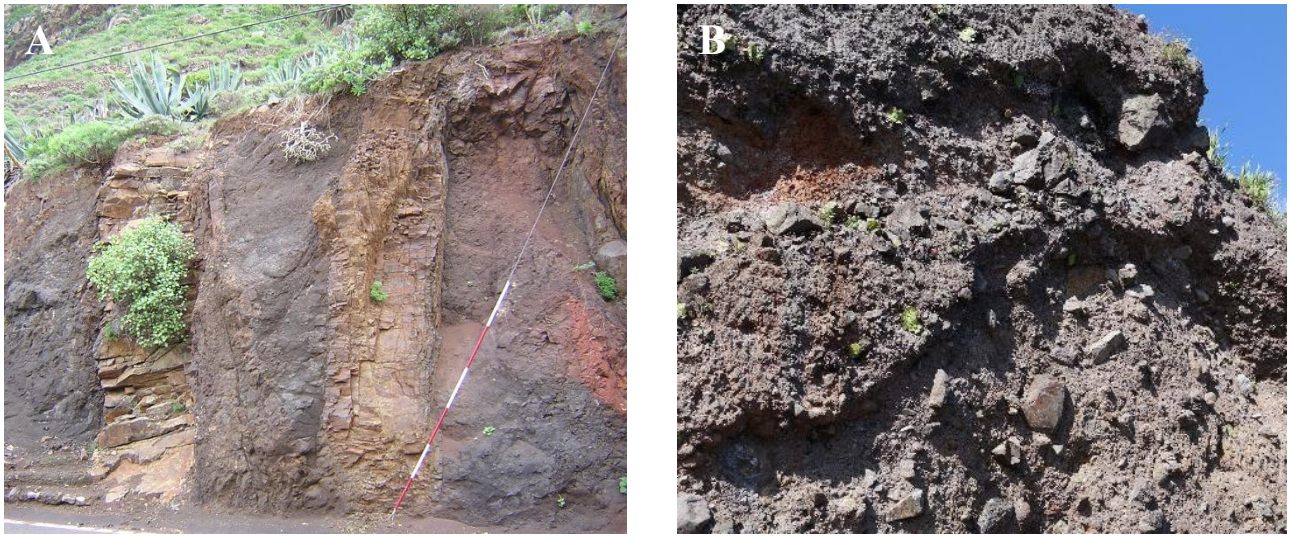


Figura 5. A: macizo basáltico alterado, de color gris, atravesado por diques verticales, de color beige (Tenerife). B: materiales brechoides duros (Gran Canaria).

4. SOSTENIMIENTO DE UNIDADES GEOTÉCNICAS VOLCÁNICAS

La heterogeneidad de los materiales volcánicos es la principal singularidad a tener en cuenta durante la excavación de túneles en las islas Canarias. La complejidad aumenta con la longitud de la obra subterránea, ya que se produce una gran variabilidad horizontal y vertical, con la presencia, en un mismo frente de excavación, de materiales altamente cohesivos y resistentes, y de depósitos de materiales granulares fácilmente deleznables, con densidades cercanas a la unidad e incluso inferiores a ella, llegando a flotar en el agua (Alonso Blanco, 1989). Por tanto, se requiere de sistemas de sostenimiento adaptados a las singularidades del terreno, que actúen con eficacia y garantía.

A lo largo de varias décadas de construcción de túneles carreteros en las islas Canarias, por parte de la Consejería de Obras Públicas del Gobierno de Canarias, se ha acumulado una gran experiencia de situaciones complejas que han quedado registradas en la documentación de las diferentes obras ejecutadas. El análisis de esa información, junto con la experiencia de los autores en la ejecución de túneles en terrenos volcánicos de las islas, ha permitido establecer unas pautas para el diseño de sostenimientos. A partir del estudio de la distribución espacial de los materiales en los frentes de excavación, sus litologías, estructura y valor del índice RMR (Bieniawski, 1989) obtenido del macizo rocoso, se presenta en la Tabla 2, a modo de ejemplo, un paquete de soluciones de sostenimiento para las situaciones más frecuentes y considerando una presión de confinamiento dada para un recubrimiento sobre la clave entre 100 y 200 m.

Para agarantizar el sostenimiento en el proceso de excavación del túnel y a lo largo de la vida de la obra, se aplica la combinación de los siguientes elementos básicos:

- Hormigon proyectado. La primera capa, que se ha de aplicar a la mayor brevedad posible después de la excavación y saneo, tiene como objetivo sellar la superficie de la roca, cerrando las diaclasas de retracción de las lavas y otro tipo de juntas, para evitar la descompresión y alteración del macizo rocoso; además, resiste los esfuerzos solicitados por los bloques afectados por dicho diaclasado de orientación preferentemente vertical.
- Bulones. Para la sujeción puntual de estos bloques aislados por el diaclasado, es recomendable que los taladros alcancen los 6 m como mínimo. Se han de ejecutar inmediatamente después de la capa de sellado de hormigón proyectado, procurando la limpieza de los taladros y el anclaje inmediato.
- Cerchas metálicas. Se dispondrán cerchas de distintas dimensiones y solicitaciones, en función del macizo rocoso a sostener, pero siempre arriostradas entre si mediante tresillones.

Tabla 2. Tipos de sostenimiento en función de las características del macizo rocoso volcánico para un recubrimiento sobre la clave entre 100 y 200 m.

Características de los macizos rocosos del frente de excavación	Unidad geotécnica	Sostenimiento		
		Hormigón	Bulones	Cerchas
Compacto de lava masiva o ignimbrita. Con intercalaciones ocasionales de escoria y piroclastos de espesor reducido. **RMR > 70**	II, IIIa, IVa	Proyectado y reforzado con fibra. Espesor: 10 cm	10 Tn L=4 m Patrón:1.5 x 2.0 m	No es necesario
Mismo macizo rocoso anterior. Con algún nivel ocasional de escorias y/o piroclastos de espesor métrico, que no afecta a clave ni solera. **RMR entre 60 y 70**	II, IIIa, IVa IVb	Proyectado y reforzado con fibra. Espesor: 15 cm	10 Tn L=4 m Patrón:1.0 x 2.0 m	No es necesario
Mismo macizo rocoso anterior, pero con nivel métrico de escorias o piroclastos situados a nivel de solera. **RMR entre 60 y 70**	II, IIIa, IVa IVb	Proyectado y reforzado con fibra. Espesor: 20 cm	10 Tn L=4 m Patrón:1.0 x 2.0 m	1 TH-29 / 1.5 m con tresillones
Mismo macizo rocoso anterior, pero con nivel métrico de escorias o piroclastos a nivel de la clave; o presencia de bloques delimitados por planos discontinuos, en la clave o hastiales. **RMR entre 60 y 70**	II, IIIa, IVa IVb	Proyectado y reforzado con fibra. Espesor: 25 cm	10 Tn L=4 m Patrón:1.0 x 2.0 m	1 TH-29 / 1.0 m con tresillones
Depósitos masivos y soldados de escoria y piroclastos o con algún intercalado ocasional de lava masiva compacta. **RMR entre 50 y 60**.	IIIb, IVa, VI	Proyectado y reforzado con fibra. Espesor: 30 cm	10 Tn L=4 m Patrón:1.0 x 2.0 m	1 HEB-160 / 1.0 m con tresillones
Depósitos blandos de escoria y piroclastos o con algún intercalado ocasional de lava compacta masiva. **RMR entre 40 y 50**.	I, IIIb, IVb, V	Proyectado y reforzado con fibra. Espesor: 35 cm	10 Tn L=4 m Patrón:1.0 x 1.5 m	1 HEB-180 / 1.0 m con tresillones
Depósitos muy blandos o sueltos de escoria y piroclastos o con algún entremezclamiento ocasional de lava compacta masiva. **RMR < 40**	I, IIIb, IVb, V	Proyectado y reforzado con fibra. Espesor: 40 cm	No recomendado	1 HEB-180 / 1.0 m con tresillones

5. CONCLUSIONES

Las obras subterráneas en las islas Canarias suponen un reto para la ingeniería civil ya que la singularidades geotécnicas de los materiales volcánicos dificultan enormemente la planificación de los trabajos de excavación, la interpretación de los frentes de excavación y el diseño de los sistemas de sostenimiento. Se han podido organizar los macizo rocosos de naturaleza volcánica en nueve unidades geotécnicas diferenciadas por su litología, estructura, comportamiento geomecánico e índice RMR.

A partir de la experiencia acumulada a lo largo de varias décadas de estudios geotécnicos y proyectos de túneles carreteros, ha sido posible identificar los problemas geotécnicos característicos de cada unidad geotécnica volcánica, tanto para las situaciones de inestabilidad de los emboquilles, como para los propios que resultan de la excavación.

Se han identificado las siete posibles situaciones más frecuentes de frentes de excavación en macizos rocosos volcánicos. Para cada una de ellas, se presenta un ejemplo de tipos de sostenimiento, para un recubrimiento sobre la clave entre 100 y 200 m (Tabla 2), basado en la combinación de tres elementos: hormigón proyectado, bulones y cerchas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la UTE Anillo Insular de Tenerife (FCC Construcción, El Silbo y Syocsa-Inarsa) y a la UTE Anillo Insular (WSP y Estudio 7), por sus aportaciones documentales correspondientes a las obras del túnel de Erjos, que se ejecuta en la isla de Tenerife, en el marco de la obra “Cierre del Anillo Insular de Tenerife. Tramo El Tanque-Santiago del Teide”, promovida por la Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Movilidad del Gobierno de Canarias.

Este trabajo ha sido desarrollado en el marco del proyecto PRISMAC – "Análisis, Mitigación y Gestión del Riesgo de Movimientos de Laderas Potenciados por el Cambio Climático en la Macaronesia" (Código: 1/MAC/2/2.4/0112), cofinanciado por el Programa Interreg MAC 2021–2027 a través del Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER).

REFERENCIAS

Alonso Blanco, J.J., (1989). Estudio Volcanoestratigráfico y Volcanológico de los Piroclastos Sálicos del Sur de Tenerife. Secretariado de Publicaciones. Universidad de La Laguna, La Laguna, Spain.

Bieniawski, Z. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual*. New York: John Wiley y Sons, 1989. p. 1-251.

Coello, J., Cantagrel, J.-M., Hernán, F., Fúster, J.-M., Ibarrola, E., Ancochea, E., Casquet, C., Jamond, C., Díaz de Teran, J.-R., Cendrero, A., (1992). Evolution of the eastern volcanic ridge of the Canary Islands based on new K-Ar data. J. Volcanol. Geoth. Res. 53, 251–274. https://doi.org/10.1016/0377-0273(92)90085-R.

Francis, P. (1995). *Volcanoes: A Planetary Perspective; Oxford University Press*: Oxford, UK, 1995.

Gobierno de Canarias (2011). *Guía para la Planificación y la Realización de Estudios Geotécnicos para la Edificación en la Comunidad Autónoma de Canarias* (*GETCAN-011)*.

Hernández-Gutiérrez, L.E., Rodríguez-Losada, J.A., Cruz-Pérez, N., Rodríguez-Martín, J., Santamarta, J.C. (2024). *Classification of geotechnical units and their associated slope movements for application to civil engineering in volcanic territories. Environmental Earth Sciences,* 83, 181 (2024). https://doi.org/10.1007/s12665-024-11507-3

Hernández Gutiérrez, L. E.; Rodríguez Losada, J. A.; Olalla Marañón, C.; Santamarta Cerezal, J. C.; Martín Rodríguez, J.; Pomares Rodríguez, M. J. (2015). *Unidades geotécnicas y problemas asociados en terrenos volcánicos. Ingeniería Geológica en Terrenos Volcánicos*. Madrid: Ilustre Colegio Oficial de Geólogos, 2015. p. 95-112. https://doi.org/10.13140/RG.2.1.3161.6884

Lomoschitz, A., Jiménez, J.R., Yepes, J., Pérez-Luzardo, J.M., Macías-Machín, A. Socorro, M., Hernández, L.E., Rodríguez, J.A., Olalla, C. (2006). *Basaltic Lapilli Used for Construction Purposes in the Canary Islands, Spain. Environmental & Engineering Geoscience*, 12 (4): 327-336 - 2006-01-01 12(4), DOI: 10.2113/gseegeosci.12.4.327

Rodríguez-Losada, J. A.; Hernández-Gutiérrez, L. E.; Olalla, C.; Perucho, A.; Serrano, A.; Eff-Darwich, A. (2009) Geomechanical parameters of intact rocks and rock masses from the Canary Islands: implications on their flank stability. Journal of Volcanology and Geothermal Research, v. 182, n. 1-2, p. 67-75, 2009. https://doi.org/10.1016/j.jvolgeores.2009.01.032

Romero, J.R., Burton, M., Cáceres, F., Taddeucci, J., Civico, R., Ricci, T., Pankhurst, M.J., Hernández, P.A., Bonadonna, C., Llewellin, E.W., Pistolesi, M., Polacci, M., Solana, C., D'Auria, L., Arzilli, F., Andronico, D., Rodríguez, F., Asensio-Ramos, M., Martín-Lorenzo, A., Hayer, C., Scarlato, P., Pérez, N.M. (2022) *The initial phase of the 2021 Cumbre Vieja ridge eruption (Canary Islands): Products and dynamics controlling edifice growth and collapse, Journal of Volcanology and Geothermal Research*, Volume 431, 2022, 107642, ISSN 0377-0273, https://doi.org/10.1016/j.jvolgeores.2022.107642.

DIGITALIZACIÓN DE LA INSPECCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS MEDIANTE MOBILE MAPPING, INTELIGENCIA ARTIFICIAL Y GESTIÓN INTEGRADA EN EL SGAG DE LA RED VIARIA DE CATALUÑA

Illán PANIAGUA[(1)*], Eugenia ÁLVAREZ[(2)] y Eneko LEUKONA[(1)]

[(1)] Ines Ingenieros Consultores. Direccion técnica de innovación y tecnología
*ips@inesingenieros.com

[(2)] Dirección General de Infraestructuras de Movilidad (DGIM)
Generalitat de Catalunya

RESUMEN

La inspección y mantenimiento de obras subterráneas —túneles y pasos inferiores— constituye una actividad fundamental para garantizar la seguridad y funcionalidad de las redes viarias. Tradicionalmente, estas inspecciones se realizan mediante observación visual directa por parte de técnicos especializados, que trabajan a pie de obra en condiciones de tráfico abierto y con iluminación limitada. Este procedimiento, aunque ampliamente utilizado, presenta importantes limitaciones en términos de seguridad operativa, cobertura espacial y capacidad para documentar de forma objetiva el estado de la infraestructura. En el marco del Sistema de Gestión de Activos Geotécnicos (SGAG) de la red viaria de la Generalitat de Catalunya, se ha desarrollado una metodología innovadora orientada a digitalizar y sistematizar el proceso de inspección de obras subterráneas. Un primer avance significativo fue la incorporación de tecnologías de mobile mapping basadas en escáner láser 3D, que permiten la captura masiva de datos geométricos de alta densidad durante recorridos rápidos por el interior de los túneles. Estas campañas generan nubes de puntos tridimensionales que proporcionan una representación detallada de la geometría del intradós y permiten analizar deformaciones, pérdidas de sección u otras anomalías geométricas con precisión milimétrica. No obstante, la enorme cantidad de información generada por estas campañas introduce nuevos retos en el procesado y análisis de los datos. Para abordar este problema, se ha desarrollado un sistema de reconocimiento automático de patologías basado en algoritmos de inteligencia artificial y deep learning, entrenados específicamente para las tipologías de daños observadas en las obras subterráneas de la red catalana. A partir de campañas fotográficas sistemáticas, el modelo es capaz de identificar y clasificar automáticamente diferentes tipos de afecciones, tales como fisuras, humedades, eflorescencias o desprendimientos. El sistema incorpora un enfoque de aprendizaje continuo en el que los inspectores siguen desempeñando un papel fundamental, validando los resultados y generando nuevas anotaciones que permiten reentrenar y mejorar progresivamente el modelo. Finalmente, toda la información generada se integra en la plataforma corporativa I3Met, lo que permite su consulta geoespacial, análisis multitemporal y explotación dentro del SGAG.

ABSTRACT

Inspection and maintenance of underground structures such as tunnels and underpasses are essential activities to ensure the safety and serviceability of road networks. Traditionally, these inspections rely on direct visual assessment performed by specialized technicians working on-site under open traffic conditions and limited lighting. Although widely used, this approach

presents significant limitations regarding operational safety, spatial coverage and the objective documentation of the infrastructure condition. Within the framework of the Geotechnical Asset Management System (SGAG) of the Catalan road network, an innovative methodology has been developed to digitalize and systematize the inspection process of underground structures. A first major improvement was the incorporation of mobile mapping technologies based on 3D laser scanning, enabling rapid and large-scale acquisition of high-density geometric data along the tunnel alignment. These surveys generate detailed point clouds that accurately represent the tunnel geometry and allow the detection of deformations, section losses and other structural anomalies with millimetric precision. However, the massive amount of data generated by these surveys introduces new challenges in terms of data processing and interpretation. To address this issue, an automatic damage recognition system based on artificial intelligence and deep learning algorithms has been developed and trained specifically for the types of pathologies observed in the underground structures of the Catalan road network. Using systematic photographic surveys, the model is capable of identifying and classifying different types of defects, such as cracks, moisture, efflorescence or concrete deterioration. The system incorporates a continuous learning approach in which inspectors remain a key component of the process. Their validation and annotation of the results allow the progressive retraining and improvement of the model. Finally, all the information generated is integrated into the I3Met platform, enabling geospatial visualization, temporal comparison and its incorporation into the SGAG asset management framework.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Mobile mapping (Mobile mapping), Deep learning (Deep learning), Túneles (Tunnels).*

1. INTRODUCCIÓN

Las infraestructuras subterráneas, como túneles y pasos inferiores, constituyen elementos críticos dentro de las redes viarias modernas. Su correcto funcionamiento depende en gran medida de la detección temprana de patologías y de la capacidad de los gestores para evaluar de forma sistemática su estado de conservación. En este contexto, las campañas periódicas de inspección desempeñan un papel fundamental dentro de las estrategias de mantenimiento y gestión de activos (Frangopol et al., 2009).

Tradicionalmente, la inspección de estas infraestructuras se basa en observaciones visuales realizadas por técnicos especializados que recorren el interior de las estructuras identificando posibles daños o anomalías (Koch et al., 2015). Aunque este método ha sido utilizado durante décadas y sigue siendo imprescindible para la evaluación directa de determinadas afecciones, presenta diversas limitaciones. Entre ellas destacan la subjetividad inherente a la observación visual, la dificultad para documentar con precisión la extensión de los daños y, especialmente, los condicionantes de seguridad asociados al trabajo en entornos con tráfico abierto y espacios confinados.

En los últimos años, la digitalización de los procesos de inspección ha emergido como una oportunidad para mejorar la calidad y eficiencia de estas tareas. La incorporación de tecnologías de captura masiva de datos, como los sistemas de mobile mapping con escáner láser tridimensional, permite obtener modelos geométricos detallados de las infraestructuras en tiempos muy reducidos y con una exposición mínima del personal en campo (Puente et al., 2013; González-Aguilera et al., 2018). Estas tecnologías generan grandes volúmenes de información en forma de nubes de puntos y registros fotográficos de alta resolución que describen de forma exhaustiva la geometría y el estado superficial de las estructuras. El uso de nubes de puntos para la caracterización geométrica de infraestructuras y elementos constructivos se ha consolidado en los últimos años tanto en ingeniería civil como en el ámbito del patrimonio construido (Paniagua et al., 2023). La Figura 1 ilustra esta evolución metodológica, contraponiendo la documentación manual de patologías mediante cartografías de inspección con los resultados obtenidos mediante el sistema de detección automática basado en deep learning.

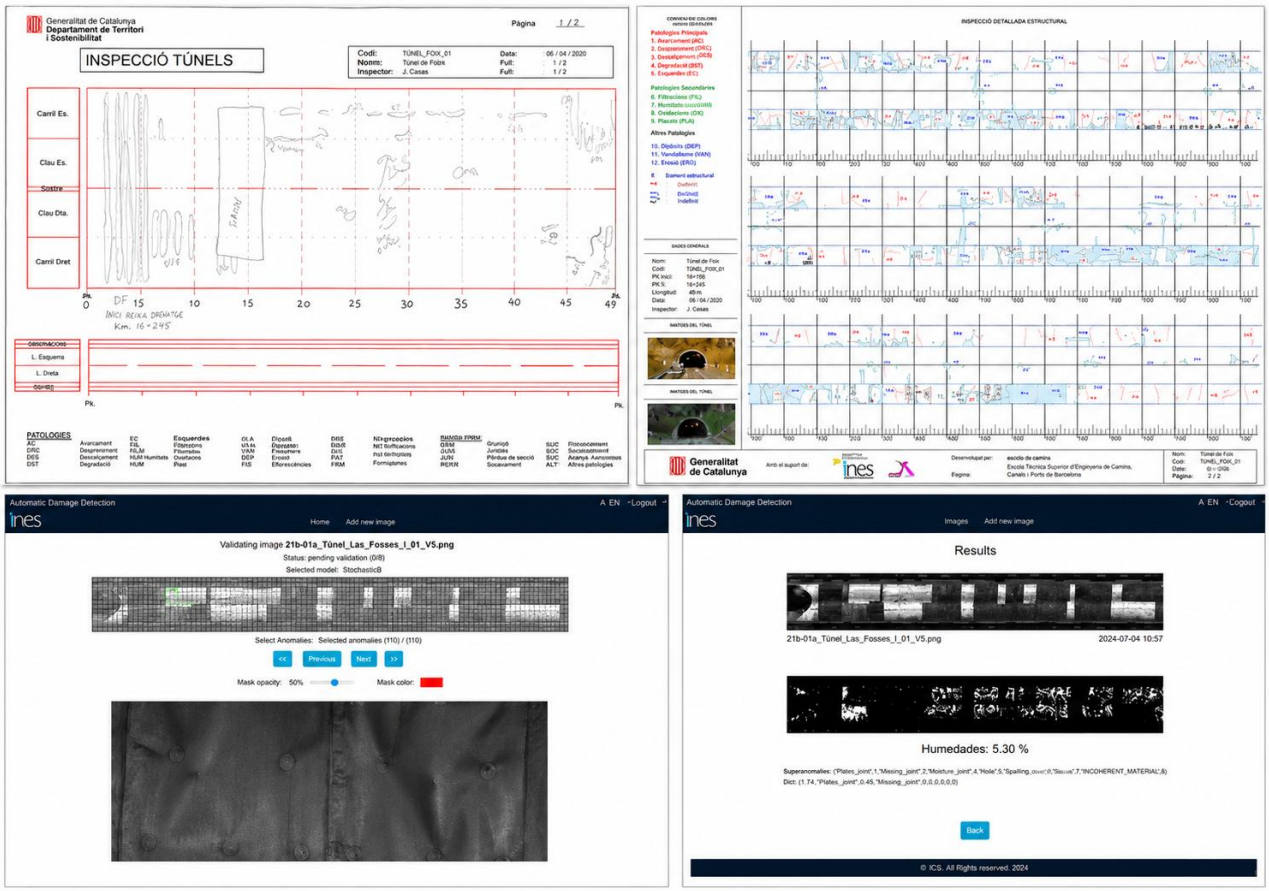


Figura 1. Ejemplo de evolución metodológica en la inspección de túneles: documentación manual de patologías mediante cartografías de inspección (arriba) frente a resultados del sistema de detección automática basado en deep learning (abajo), incluyendo la generación de máscaras de daño y la cuantificación de áreas afectadas.

Sin embargo, la disponibilidad de estos datos plantea nuevos desafíos relacionados con su análisis e interpretación. El tratamiento manual de miles de imágenes y millones de puntos resulta poco operativo en el contexto de programas de inspección sistemática. En este sentido, los avances recientes en técnicas de inteligencia artificial y aprendizaje profundo (deep learning) ofrecen nuevas herramientas para automatizar el reconocimiento de daños y facilitar el procesamiento de grandes volúmenes de información (Cha et al., 2017; Chen et al., 2022).

En el marco del Sistema de Gestión de Activos Geotécnicos (SGAG) de la red viaria de la Generalitat de Catalunya, se ha desarrollado una metodología que combina la captura de datos mediante mobile mapping, el reconocimiento automático de patologías mediante algoritmos de deep learning y la integración de la información en la plataforma geoespacial I3Met. Este trabajo presenta los fundamentos de esta metodología, sus principales desarrollos y las ventajas que aporta en términos de seguridad, sistematización del análisis y mejora de la gestión de las infraestructuras subterráneas.

2. SISTEMA DE INSPECCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS EN EL SGAG

La red viaria de la Generalitat de Catalunya incluye un conjunto relevante de obras subterráneas, entre las que se encuentran túneles, pasos inferiores y otras estructuras enterradas asociadas a la infraestructura viaria. Estas estructuras presentan condicionantes específicos de inspección y mantenimiento derivados de su configuración geométrica, las condiciones ambientales en su interior y la dificultad de acceso a determinados elementos del túnel.

La gestión de estos activos se realiza en el marco del Sistema de Gestión de Activos Geotécnicos (SGAG), una plataforma destinada a estructurar y centralizar la información relativa a elementos geotécnicos de la red viaria, permitiendo su seguimiento a lo largo del ciclo de vida de la infraestructura (Frangopol et al., 2009). Dentro de este sistema, las obras subterráneas constituyen un grupo de activos particularmente relevante, tanto por su criticidad funcional como por la complejidad de los procesos patológicos que pueden desarrollarse en ellas.

Tradicionalmente, las campañas de inspección se han basado en recorridos visuales realizados por técnicos especializados que documentan las lesiones observadas mediante fichas de inspección y reportajes fotográficos. Aunque este procedimiento permite identificar los daños más evidentes, presenta limitaciones importantes desde el punto de vista de la gestión sistemática de la información. Entre ellas destacan la cobertura parcial de las superficies inspeccionadas, la limitada precisión geométrica de la documentación generada y la dificultad para comparar de forma objetiva los resultados de distintas campañas.

Con el objetivo de superar estas limitaciones, en los últimos años se ha impulsado un proceso progresivo de digitalización de las inspecciones, incorporando tecnologías de captura masiva de datos y herramientas de análisis automatizado. Este enfoque permite pasar de un modelo basado principalmente en la observación visual a un sistema sustentado en datos geométricos y fotográficos de alta resolución, capaces de describir de forma continua el estado de las infraestructuras y de alimentar sistemas avanzados de gestión de activos.

3. CAPTURA MASIVA DE DATOS MEDIANTE MOBILE MAPPING

Uno de los avances más relevantes introducidos en las campañas de inspección ha sido la utilización de sistemas de mobile mapping basados en escáner láser tridimensional, ampliamente utilizados en la documentación geométrica de infraestructuras (Puente et al., 2013; González-Aguilera et al., 2018). Estos sistemas permiten realizar la captura continua de información geométrica durante recorridos rápidos por el interior de los túneles, generando nubes de puntos de alta densidad que representan con gran precisión la geometría del intradós (Paniagua et al., 2023).

El sistema de adquisición combina sensores LiDAR, cámaras de alta resolución y sistemas de posicionamiento y orientación que permiten registrar de forma sincronizada información geométrica y fotográfica de la infraestructura. El resultado es un modelo tridimensional continuo que describe tanto la geometría global del túnel como el estado superficial de sus revestimientos (Figura 2).

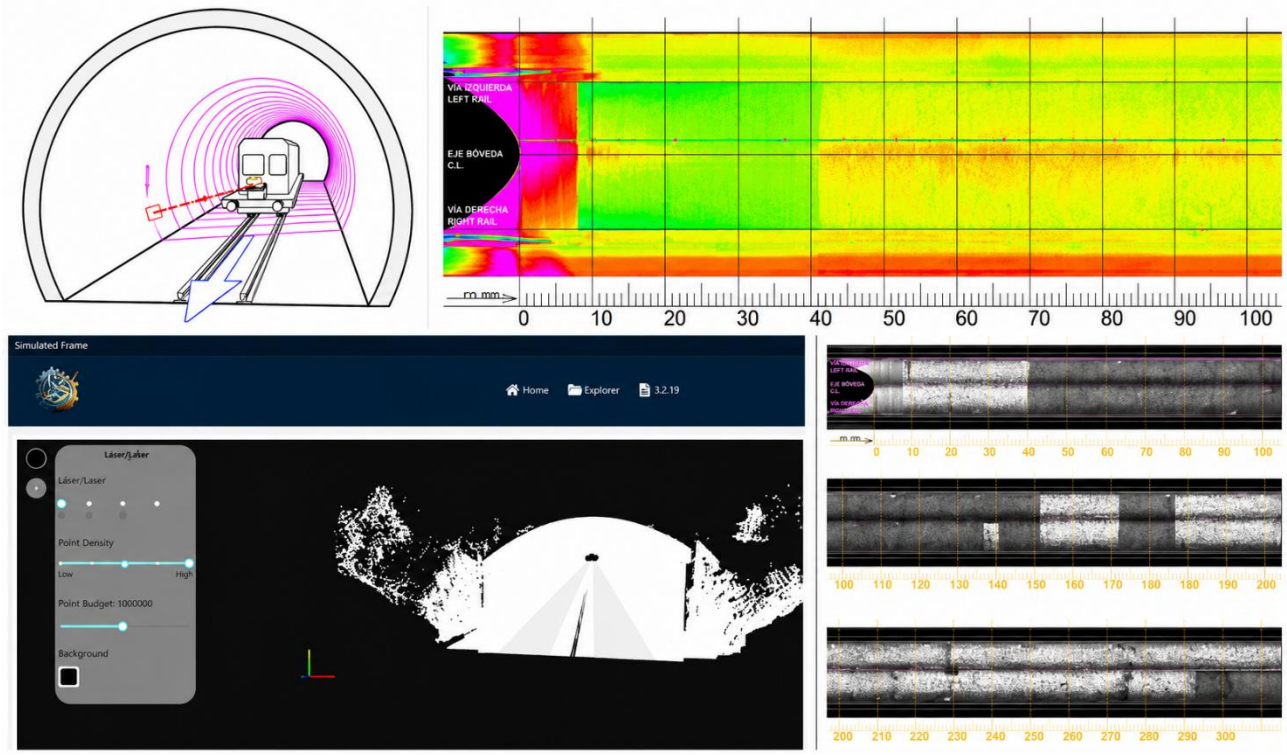


Figura 2. Captura masiva de datos en túneles mediante mobile mapping y escáner láser 3D: adquisición de nube de puntos, generación de ortoimágenes del intradós y visualización tridimensional para inspección y análisis.

Más allá de la simple obtención de modelos tridimensionales, esta metodología permite generar una base de datos geométrica homogénea que facilita el análisis cuantitativo de la infraestructura. Entre sus principales ventajas destacan:

- Reducción significativa del tiempo necesario para la captura de datos en campo.
- Disminución de la exposición del personal técnico en entornos con tráfico o condiciones ambientales adversas.

- Cobertura completa de la superficie inspeccionada.
- Obtención de una referencia geométrica que permite comparar distintas campañas de inspección.

Las nubes de puntos generadas permiten realizar análisis geométricos detallados, como la detección de deformaciones del revestimiento, pérdidas de sección o irregularidades superficiales. Asimismo, las imágenes obtenidas durante la campaña constituyen la base para el desarrollo de sistemas automáticos de reconocimiento de patologías.

No obstante, la utilización de estas tecnologías genera volúmenes muy elevados de información, lo que introduce nuevos retos en relación con su almacenamiento, procesado y explotación dentro de los sistemas de gestión de activos.

4. PROCESADO AUTOMÁTICO DE INFORMACIÓN Y DETECCIÓN DE DAÑOS

La disponibilidad de grandes volúmenes de imágenes procedentes de las campañas de inspección abre la posibilidad de automatizar el reconocimiento de patologías mediante técnicas de inteligencia artificial (Cha et al., 2017; Chen et al., 2022).

En el sistema desarrollado, las imágenes capturadas durante las inspecciones se utilizan como entrada para un modelo de deep learning especializado en la detección de daños en obras subterráneas. El proceso comienza con la construcción de un conjunto de datos etiquetados, en el que técnicos especialistas identifican manualmente diferentes tipos de patologías sobre las imágenes obtenidas en las campañas de inspección.

A partir de este conjunto de entrenamiento, el modelo aprende a reconocer distintas tipologías de afecciones características de este tipo de infraestructuras (Koch et al., 2015), entre las que se incluyen:

- Fisuras en el revestimiento.
- Humedades y filtraciones.
- Eflorescencias.
- Desprendimientos o degradación superficial del hormigón.

El modelo se basa en técnicas de segmentación semántica, que permiten identificar de forma automática las zonas de la imagen en las que aparece cada tipo de daño. Como resultado, el sistema genera máscaras que delimitan las áreas afectadas y permiten cuantificar su extensión, lo que facilita el análisis comparativo entre distintas campañas de inspección. A modo de ejemplo, la Figura 3 muestra la generación de ortoimágenes del intradós y la detección automática de zonas con humedad sobre las imágenes de inspección.

Uno de los aspectos más relevantes del sistema es la incorporación de un enfoque de aprendizaje supervisado continuo. Los resultados generados por el modelo son revisados por los inspectores, quienes validan las detecciones y corrigen posibles errores. Estas correcciones se incorporan posteriormente al conjunto de entrenamiento, permitiendo reentrenar el modelo y mejorar progresivamente su precisión.

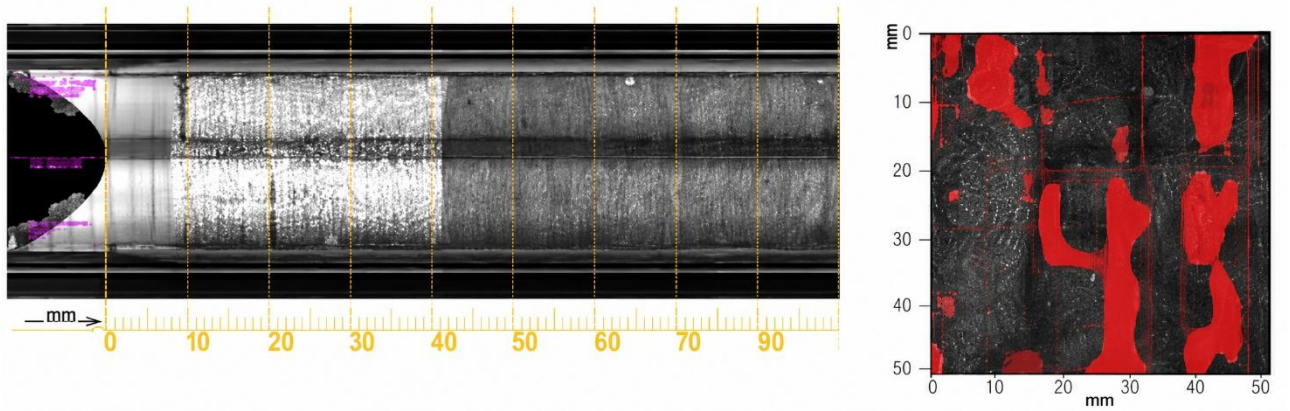


Figura 3. Generación de ortoimágenes del intradós para inspección de túneles (izquierda) y detección automática de zonas con humedad mediante modelos de deep learning aplicados a las imágenes de inspección (derecha).

Este enfoque híbrido, que combina automatización y supervisión experta, permite adaptar el sistema a las particularidades de los activos de la red viaria y garantiza que el conocimiento generado durante las inspecciones siga siendo un elemento central en el proceso de evaluación.

5. ARQUITECTURA DEL SISTEMA DE PROCESADO

El volumen de información generado durante las campañas de inspección —compuesto por miles de imágenes de alta resolución y modelos geométricos derivados de nubes de puntos— requiere una infraestructura capaz de gestionar de forma eficiente el almacenamiento, el procesamiento y la distribución de los datos. Para ello se ha desarrollado una arquitectura de procesado basada en servicios cloud que permite desacoplar las tareas de ingestión de datos, análisis mediante inteligencia artificial y explotación de resultados.

El sistema se despliega principalmente sobre infraestructura Amazon Web Services (AWS) y combina diferentes servicios gestionados que permiten escalar los recursos de cálculo en función de la demanda. Este enfoque resulta especialmente adecuado en aplicaciones de análisis masivo de imágenes, donde las cargas de trabajo presentan una naturaleza irregular y dependen de la programación de las campañas de inspección.

La arquitectura del sistema, representada de forma esquemática en la Figura 4, incluye los siguientes componentes principales:

- API de procesamiento desplegada en AWS Lambda, encargada de gestionar las solicitudes de análisis de imágenes y coordinar la ejecución de las tareas de inferencia.
- Almacenamiento de objetos en Amazon S3, donde se almacenan las imágenes originales, los fragmentos generados durante el preprocesado, las máscaras resultantes del modelo y los productos finales derivados del análisis.
- Base de datos relacional Aurora PostgreSQL en RDS, utilizada para almacenar la información asociada a los activos inspeccionados, las campañas realizadas y los resultados generados por los modelos de detección.
- Instancia de cálculo intensivo en EC2 equipada con GPU, destinada a la ejecución de los modelos de deep learning y a las operaciones de procesamiento de imágenes más exigentes.

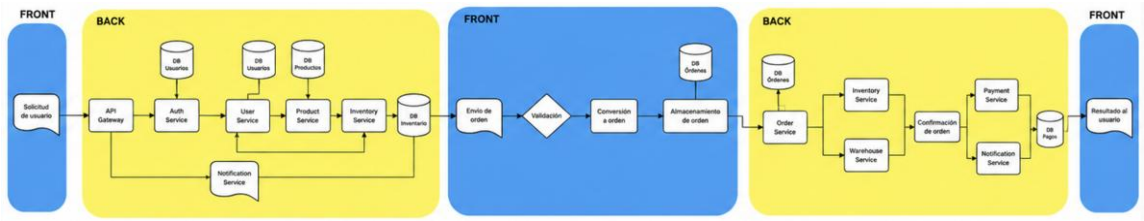


Figura 4. Arquitectura del sistema de análisis automático: ingestión de imágenes de inspección, procesamiento mediante modelos de deep learning en infraestructura cloud y generación de resultados integrables en el sistema de gestión de activos.

Durante el desarrollo del sistema no existían instancias con GPU disponibles en la región española de AWS, por lo que la instancia de cálculo se despliega en la región eu-central-1 (Frankfurt), mientras que el resto de los servicios se alojan en la región eu-south-2 (España). Esta distribución permite aprovechar los recursos de cálculo disponibles manteniendo al mismo tiempo la mayor parte de los servicios en una región cercana a los sistemas corporativos.

La comunicación entre los distintos componentes se gestiona mediante un sistema de colas de tareas que permite desacoplar la generación de solicitudes de procesamiento de su ejecución efectiva. De este modo, las imágenes enviadas al sistema se fragmentan en tareas independientes que son procesadas por la instancia de cálculo y cuyos resultados se almacenan posteriormente en el sistema de almacenamiento. Este enfoque facilita la escalabilidad del sistema y optimiza el uso de los recursos de cálculo, permitiendo ejecutar los modelos únicamente cuando es necesario.

Arquitecturas de este tipo se han consolidado en los últimos años como una solución eficaz para el procesamiento distribuido de grandes volúmenes de datos en aplicaciones de visión artificial y análisis geoespacial (Koch et al., 2015; Chen et al., 2022).

6. INTEGRACIÓN DE LOS RESULTADOS EN EL SISTEMA I3MET

Uno de los elementos clave de la metodología desarrollada es la integración de los resultados generados durante las campañas de inspección en la plataforma geoespacial I3Met, que actúa como entorno de consulta, análisis y explotación de la información para los gestores de la red viaria. I3Met forma parte del ecosistema tecnológico InesTech, una suite de herramientas orientadas a la digitalización, monitorización y gestión de infraestructuras que permite centralizar la información generada durante el ciclo de vida de los activos.

I3Met constituye un sistema integrado de gestión de activos que permite registrar, visualizar y analizar información relativa al inventario, inspección, mantenimiento y monitorización de infraestructuras, facilitando una gestión más eficiente de su conservación . En el contexto de la red viaria de la Generalitat de Catalunya, la plataforma se utiliza como entorno corporativo para la gestión y visualización de información geoespacial asociada a infraestructuras como túneles, taludes, desmontes o estructuras. El sistema permite registrar los activos de la red, gestionar las campañas de inspección y almacenar la información histórica asociada a cada elemento, constituyendo un entorno común para la consulta y análisis de los datos por parte de los equipos técnicos.

El sistema permite incorporar en un mismo sistema información geométrica, geológica, geotécnica y de estado de conservación de los activos. Los denominados activos geotécnicos incluyen aquellos elementos de la infraestructura en los que el terreno juega un papel fundamental —como túneles, taludes o terraplenes— y cuyas disfunciones pueden generar riesgos significativos para la explotación de la infraestructura. La plataforma permite relacionar las observaciones obtenidas durante las inspecciones con variables del entorno geológico y geotécnico, facilitando así una evaluación más completa de los procesos de deterioro o inestabilidad.

La integración de los resultados derivados del procesamiento automático permite transformar los productos generados durante las inspecciones —tradicionalmente limitados a informes técnicos estáticos— en un conjunto de datos estructurados accesibles dentro del sistema de gestión de activos. De este modo, la información obtenida durante las campañas pasa a formar parte de una base de conocimiento que puede ser explotada de forma continua para apoyar la toma de decisiones.

En este contexto, cada campaña de inspección genera un conjunto organizado de información que incluye:

- Modelos geométricos derivados de las nubes de puntos.
- Imágenes de alta resolución del intradós de la infraestructura.
- Máscaras de detección automática de patologías generadas por el modelo de deep learning.
- Métricas cuantitativas asociadas a la extensión y distribución de los daños detectados.

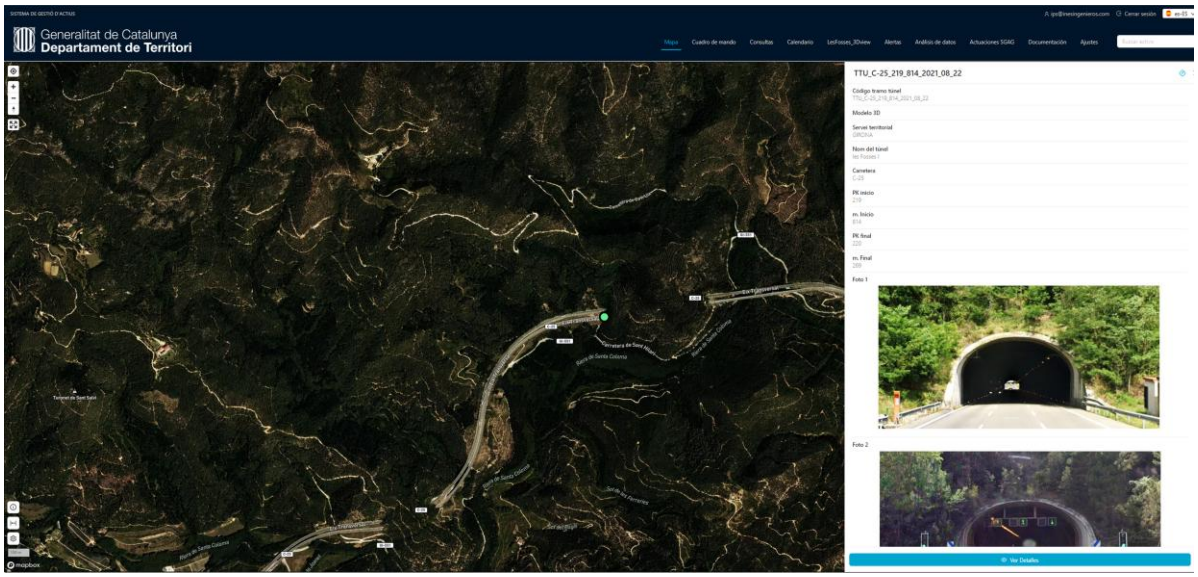


Figura 5. Vista del sistema I3Met con los túneles integrados.

Estos datos se vinculan a la geometría del activo dentro del sistema de información geográfica, lo que permite su consulta directa a través de I3Met (Figura 5). El gestor puede así acceder a la documentación completa de cada inspección, visualizar la localización de las patologías detectadas y analizar su evolución a lo largo del tiempo.

La integración en una plataforma geoespacial aporta además ventajas relevantes desde el punto de vista de la gestión de activos. En primer lugar, permite contextualizar la información de inspección dentro del conjunto de la red viaria, facilitando la comparación entre distintos activos y la priorización de actuaciones en función de su estado relativo. En segundo lugar, posibilita realizar análisis multitemporales que permiten identificar la evolución de determinados procesos patológicos o geométricos, como la propagación de fisuras, el incremento de zonas afectadas por humedades o posibles deformaciones del revestimiento.

Por último, la disponibilidad de esta información en un entorno digital compartido mejora la trazabilidad de las decisiones de mantenimiento, al quedar registradas tanto las observaciones realizadas durante las inspecciones como las actuaciones ejecutadas sobre cada activo. De este modo, la integración de los resultados en I3Met contribuye a transformar las campañas de inspección en un proceso continuo de generación de conocimiento sobre el estado de las infraestructuras, alineado con los principios de los sistemas avanzados de gestión de activos.

7. DISCUSIÓN

La incorporación de tecnologías de captura masiva de datos y análisis automatizado introduce un cambio significativo en la forma en que se generan y gestionan los datos de inspección en infraestructuras subterráneas. No obstante, más allá de la adopción de nuevas herramientas tecnológicas, el principal avance reside en la capacidad de estructurar, conservar y explotar de forma sistemática la información generada durante las campañas de inspección.

En los métodos tradicionales, gran parte del conocimiento obtenido durante las inspecciones queda implícito en la experiencia del inspector y se materializa en informes técnicos con un grado limitado de estructuración de datos. La digitalización del proceso permite transformar esta información en conjuntos de datos comparables entre campañas, susceptibles de ser analizados mediante técnicas de procesamiento automático e integrados dentro de sistemas de gestión de activos.

Uno de los aspectos más relevantes de este enfoque es la generación de una referencia geométrica objetiva del estado de la infraestructura en el momento de la inspección. Las nubes de puntos obtenidas mediante sistemas de mobile mapping proporcionan un modelo tridimensional completo del activo que puede conservarse y revisarse posteriormente. Este modelo constituye una base geométrica que permite realizar comparaciones entre campañas sucesivas, facilitando la detección de deformaciones, convergencias o cambios geométricos que puedan producirse con el tiempo.

Desde el punto de vista operativo, la captura de datos mediante sistemas de mobile mapping reduce significativamente la exposición del personal a situaciones de riesgo, ya que permite registrar la información necesaria durante recorridos rápidos por el interior del túnel. Este aspecto resulta especialmente relevante en infraestructuras donde las condiciones de seguridad limitan el tiempo disponible para realizar inspecciones detalladas.

Por otra parte, la automatización del análisis mediante modelos de deep learning permite abordar el procesamiento sistemático de grandes volúmenes de imágenes generadas durante las campañas de inspección. Estos sistemas no sustituyen la labor del inspector, sino que actúan como herramientas de apoyo para priorizar el análisis de la información e identificar áreas potencialmente afectadas por patologías.

En este contexto, la incorporación de un esquema de aprendizaje supervisado continuo resulta especialmente relevante. Los inspectores revisan los resultados generados por el modelo y aportan nuevas anotaciones que permiten ampliar el conjunto de entrenamiento. Este proceso contribuye a adaptar progresivamente el sistema a las particularidades de los activos de la red viaria y a las condiciones reales de las campañas de inspección.

Entre las líneas de desarrollo futuro destacan la ampliación del catálogo de patologías detectables, la mejora del rendimiento de los algoritmos en condiciones de iluminación compleja y la integración de información geométrica procedente de las nubes de puntos en los procesos de detección automática. La combinación de información geométrica y visual constituye una línea de investigación especialmente prometedora para mejorar la robustez de los sistemas de inspección automatizada.

8. CONCLUSIONES

El trabajo presentado describe el desarrollo de una metodología avanzada para la inspección de obras subterráneas en la red viaria de la Generalitat de Catalunya basada en la combinación de captura masiva de datos, análisis automático mediante inteligencia artificial e integración en sistemas de gestión geoespacial.

La incorporación de sistemas de mobile mapping con escáner láser tridimensional permite obtener una documentación geométrica completa de las infraestructuras en tiempos reducidos y con una menor exposición del personal técnico durante las campañas de inspección. Además, la generación sistemática de nubes de puntos proporciona un registro geométrico objetivo del estado de la infraestructura, que puede ser utilizado

posteriormente para comparaciones multitemporales, análisis de deformaciones o la aplicación de nuevas metodologías de análisis geométrico.

La utilización de algoritmos de deep learning permite automatizar el análisis de grandes volúmenes de imágenes obtenidas durante las inspecciones, facilitando la identificación y cuantificación de distintas tipologías de patologías. La participación activa de los inspectores en el proceso de validación y entrenamiento del modelo garantiza que el conocimiento experto continúe siendo un elemento central en la evaluación de las infraestructuras y permite mejorar progresivamente la precisión del sistema.

La integración de los resultados en la plataforma geoespacial I3Met, dentro del ecosistema tecnológico InesTech, permite incorporar la información generada durante las inspecciones al Sistema de Gestión de Activos Geotécnicos (SGAG). De este modo, los datos obtenidos durante las campañas pasan a formar parte de un sistema estructurado que facilita su consulta, análisis multitemporal y utilización en los procesos de toma de decisiones.

En conjunto, la metodología desarrollada constituye un paso significativo hacia la digitalización de las inspecciones y la implantación de modelos de gestión de infraestructuras basados en datos, en los que la información generada durante las campañas de inspección puede ser utilizada de forma sistemática para mejorar la planificación del mantenimiento, el seguimiento del estado de los activos y la gestión del riesgo asociado a las infraestructuras subterráneas.

REFERENCIAS

Cha, Y.J., Choi, W., Büyüköztürk, O. (2017). Deep learning-based crack damage detection using convolutional neural networks. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 32 (5): 361–378.

Chen, S., Li, S., Zhang, Z. (2022). Automated tunnel defect detection using deep learning and computer vision techniques. *Automation in Construction*, 134: 104073.

Frangopol, D.M., Strauss, A., Kim, S. (2009). Bridge inspection, maintenance and management. *Structure and Infrastructure Engineering*, 5 (6): 417–430.

González-Aguilera, D., Rodríguez-Gonzálvez, P., Mancera-Taboada, J. (2018). Mobile LiDAR system for tunnel inspection and structural monitoring. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 141: 70–83.

INES Tech (2024). Automatic Damage Detection System for Tunnel Inspection. Technical documentation and system architecture. INES Ingenieros Consultores S.L., Madrid.

Jahanshahi, M.R., Masri, S.F., Padgett, C., Sukhatme, G.S. (2013). An innovative methodology for detection and quantification of cracks through incorporation of depth perception. *Machine Vision and Applications*, 24 (2): 227–241.

Koch, C., Paal, S., Rashidi, A., Zhu, Z., König, M., Brilakis, I. (2015). Achievements and challenges in machine vision-based inspection of large concrete structures. *Advances in Structural Engineering*, 18 (3): 303–318.

Paniagua, I., et al. (2023). Mapeo de superficies con nubes de puntos para la obtención de elementos. Distintas experiencias en patrimonio construido. En: *Congreso del Patrimonio de la Obra Pública y de la Ingeniería Civil. Innovación y nuevas tecnologías. Gemelos Digitales*. ISBN 978-84-380-0564-4.

Puente, I., González-Jorge, H., Arias, P., Armesto, J. (2013). Review of mobile mapping and surveying technologies. *Measurement*, 46 (7): 2127–2145.

Sánchez-Aparicio, L.J., Del Pozo, S., Ramos, L.F., González-Aguilera, D. (2019). Structural health monitoring of underground infrastructures using laser scanning and image processing techniques. *Remote Sensing*, 11 (9): 1094.

Yeum, C.M., Dyke, S.J. (2015). Vision-based automated crack detection for bridge inspection. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 30 (10): 759–770.

Zhu, Z., German, S., Brilakis, I. (2010). Visual retrieval of concrete crack properties for automated post-earthquake structural safety evaluation. *Automation in Construction*, 20 (7): 874–883.

EL TÚNEL DE SANTA MARÍA II: REPARACIÓN DEL TÚNEL DURANTE OPERACIÓN FRENTE A PROBLEMAS DE EXPANSIVIDAD

Ero Vinicius SILVA ESPIÑA[(1)*], José Miguel GALERA[(1)], Irene CROCHE[(1)] y Hannan PEÑALVER[(1)]

[(1)] Systra Subterra
*evsilva@systra.com

RESUMEN

El túnel de Santa María II consta de dos túneles que discurren paralelos a lo largo de 392 m aproximadamente, a través de una formación de argilitas y argilitas calcáreas. Este artículo presenta un análisis integral de la evolución patológica de la calzada izquierda, situado en la Autopista de la Costa del Sol (Málaga), desde su puesta en servicio en 2002 hasta las campañas de diagnóstico y modelización realizadas entre 2024 y 2025. A lo largo de su vida útil, este túnel ha presentado ciertos deterioros en el paramento y en el pavimento, de tal forma que se han requerido en varias ocasiones estudios y actuaciones de reparación de los tramos afectados. De este modo, a partir de los informes técnicos elaborados entre 2003 y 2017, se reconstruye la secuencia de aparición de humedades, fisuración del revestimiento, deformaciones en la losa de cierre y episodios de levantamiento del firme, con especial atención a los sectores comprendidos entre los puntos kilométricos 19+210 y 19+270. Los primeros reconocimientos (2003) identificaron humedades sin repercusión estructural y fisuras de retracción en el hormigón. En 2007 se detectaron fisuras longitudinales en la calzada, incluyendo una grieta principal con abertura de hasta 2 cm y salto de 1 cm, lo que motivó la reconstrucción parcial de la losa en 2008–2009 mediante bataches, micropilotes y drenaje. Posteriormente, en 2016 la observación de deformaciones en el pavimento y aceras laterales en puntos reparados previamente dan lugar a una nueva intervención en la losa.Con las nuevas patologías observadas en la calzada a lo largo de 2024, se inician nuevas actuaciones en las que se engloba el monitoreo del comportamiento de la calzada y su reinterpretación geotécnica por SYSTRA SUBTERRA, que incorporan el comportamiento expansivo de las argilitas a la explicación de las patologías observadas. Mediante modelización tridimensional con FLAC3D se evaluaron alternativas de refuerzo, destacando la eficacia de una contrabóveda estructural frente a soluciones basadas únicamente en losa conectada o micropilotada como las realizadas previamente. La actuación y el diseño del refuerzo se vio dificultado por la necesidad de mantener en operación el túnel dañado durante todas las fases de recuperación. El trabajo demuestra la importancia de integrar datos históricos, observación in situ y modelización avanzada para la gestión de patologías en túneles en servicio.

ABSTRACT

The Santa María II tunnel comprises two tunnels running parallel for approximately 392 m through a formation of argillites and calcareous argillites. This paper presents a comprehensive analysis of the pathological evolution of the left carriageway, located on the Autopista de la Costa del Sol (Málaga), from its commissioning in 2002 to the diagnostic and modelling campaigns carried out between 2024 and 2025. Throughout its service life, this tunnel has exhibited certain deteriorations in the lining and pavement, such that studies and repair works on the affected sections have been required on several occasions. Based on the technical reports

prepared between 2003 and 2017, the sequence of moisture ingress, lining cracking, deformations in the invert slab, and episodes of pavement heave is reconstructed, with particular attention to the sectors between chainages PK 19+210 and 19+270. The initial inspections (2003) identified damp patches with no structural impact and shrinkage cracks in the concrete. In 2007, longitudinal cracks were detected in the carriageway, including a principal crack with an opening of up to 2 cm and a vertical offset of 1 cm, which prompted the partial reconstruction of the slab in 2008–2009 by means of staged excavation (batache), micropiles, and drainage. Subsequently, in 2016, the observation of deformations in the pavement and lateral sidewalks at locations previously repaired led to a new intervention on the slab.With the new pathologies observed in the carriageway throughout 2024, new actions were initiated, encompassing monitoring of the carriageway performance and a geotechnical reinterpretation by SYSTRA SUBTERRA, which incorporated the expansive behaviour of the argillites into the explanation of the observed pathologies. Through three-dimensional modelling with FLAC3D, reinforcement alternatives were evaluated, highlighting the effectiveness of a structural invert (counter-arch) compared to solutions based solely on a connected or micropiled slab as previously implemented. The works and reinforcement design were complicated by the need to keep the damaged tunnel in operation throughout all recovery phases. The study demonstrates the importance of integrating historical data, in-situ observation, and advanced modelling for managing pathologies in tunnels in service.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Túneles (Tunnels); Expansividad (Expansivity); Reparaciones (Repairs).*

1. INTRODUCCIÓN

El Túnel de Santa María II, situado en el tramo Guadiaro–Estepona de la Autopista de la Costa del Sol, constituye una infraestructura crítica para la movilidad en el litoral malagueño. Desde su puesta en servicio en 2002, el túnel ha sido objeto de diversas campañas de inspección y reparación motivadas por la aparición progresiva de humedades, fisuras en el revestimiento y deformaciones en la losa de cierre. La complejidad geológica del macizo, dominado por argilitas y argilitas calcáreas del Oligoceno–Mioceno, con presencia de zonas de falla y alternancias litológicas decamétricas, ha condicionado tanto el comportamiento del túnel como la eficacia de las soluciones adoptadas.

El presente artículo integra más de quince años de documentación técnica (2003–2017) con los estudios geotécnicos y modelos numéricos desarrollados entre 2024 y 2025, con el objetivo de ofrecer una interpretación global del origen de las patologías y de la respuesta estructural del túnel. Asimismo, se evalúan las alternativas de refuerzo propuestas recientemente, aportando criterios de diseño y auscultación aplicables a túneles en servicio.

2. ANTECEDENTES Y EVOLUCIÓN DE LAS PATOLOGÍAS (2003–2017)

La evolución patológica del Túnel de Santa María II puede dividirse en cuatro etapas claramente diferenciadas: (i) aparición de humedades y fisuras iniciales (2003), (ii) manifestación de fisuras longitudinales en la calzada y primeras deformaciones significativas (2007), (iii) reconstrucción parcial de la losa y control de deformaciones (2008–2010), y (iv) reactivación de deformaciones en la zona reparada (2016–2017). Esta secuencia constituye la base para comprender el comportamiento estructural del túnel y su interacción con el macizo rocoso.

2.1. EJECUCIÓN DEL TÚNEL

La ejecución del túnel se da en 2001 y 2002, inaugurándose para verano de este último año. Este se ejecuta por perforación y voladura principalmente, y por medios mecánicos en menor parte. Se ejecuta la excavación en dos fases, avance y destroza. En la zona donde han aparecido las patologías se diferenciaron dos tramos. El primer tramo de 35 m de longitud presentó un índice de calidad del terreno de 45 puntos, y se sostuvo con hormigón proyectado de 20 cm y mallazo; corona de bulones de 4 m de espaciado longitudinal de 1,20 m y 10 bulones por pase; y cerchas TH-29, espaciadas 1,20 m. El segundo tramo de 40 m de longitud presentó un

índice de calidad del terreno de entre 19 y 24 puntos empleándose un sostenimiento constituido por por hormigón proyectado de 25 cm y mallazo, y cerchas pesadas HEB-160, espaciadas 1,0 m. En ninguno de los tramos se empleó una contrabóveda definitiva como refuerzo de los mismos aunque sí se empleó losas temporales en el avance.

Durante la excavación del avance se produjeron descensos de hasta 25 cm en el hastial izquierdo, recuperándose el cierre de sección. Del mismo modo durante la ejecución de la destroza se observa la reactivación de las deformaciones en el avance instalando elementos de refuerzo y ejecutándose finalmente una losa armada en la destroza.

2.2. RECONOCIMIENTO DE 2003: HUMEDADES Y FISURACIÓN INICIAL DEL REVESTIMIENTO

El primer reconocimiento sistemático del túnel, realizado un año después de su puesta en servicio, identificó dos tipos de manifestaciones: humedades localizadas y fisuras de retracción en el revestimiento de hormigón. Las humedades se concentraban en la primera mitad del tubo, especialmente en juntas de hormigonado y fisuras menores, sin llegar a generar goteos ni afecciones al tráfico. Se concluyó que no existía riesgo para la estabilidad del arco estructural y que únicamente sería necesario actuar en caso de que alguna de estas zonas evolucionara hacia puntos de drenaje activos.



Figura 1. Aspecto de las zonas de humedad (Fuente: Informe 2003).

En cuanto a la fisuración, se observaron fisuras longitudinales en bóveda y transversales entre riñones y hastiales, con aberturas generalmente inferiores a 1 mm y sin salto entre labios. No se identificó correlación entre la fisuración y las condiciones litológicas, hidrogeológicas o deformacionales registradas durante la excavación. Se recomendó instalar testigos de control en puntos estratégicos para evaluar su estabilidad temporal.

2.3. RECONOCIMIENTO DE 2007: APARICIÓN DE FISURAS LONGITUDINALES

Cuatro años después del primer reconocimiento, se detectaron fisuras longitudinales en la calzada del túnel, con una extensión total aproximada de 190 m. La mayoría presentaban aberturas entre 1 y 3 mm, pero destacaba una grieta principal entre los puntos kilométricos 19+225 y 19+250, con abertura de 1–2 cm, salto vertical de hasta 1 cm y una profundidad estimada de 35–40 cm. Esta grieta se acompañaba de un abombamiento longitudinal del firme de hasta 5 cm.

El análisis de la losa reveló que estaba constituida por un hormigón en masa de 50 cm de espesor medio, apoyado directamente sobre el terreno excavado. En los sectores donde se habían registrado mayores convergencias durante la excavación, la losa había sido reforzada con armaduras. Sin embargo, la presencia de fisuras profundas y deformaciones sugería un comportamiento estructural no previsto inicialmente.



Figura 2. Aspecto de la grieta (Fuente: Informe 2007).

En 2007 también se recopiló información geotécnica relevante: zonas de avance conflictivas, un golpe de agua significativo en el P.K. 19+122 y sectores con deformaciones excesivas en hastiales. Esta información sería clave para interpretar la evolución posterior de la patología.

En la vista en planta de la siguiente imagen se aprecian las condiciones del terreno sobre que apoya la losa de cierre, a partir de la información geotécnica del proyecto constructivo y de las patologías recogidas en su inspección.

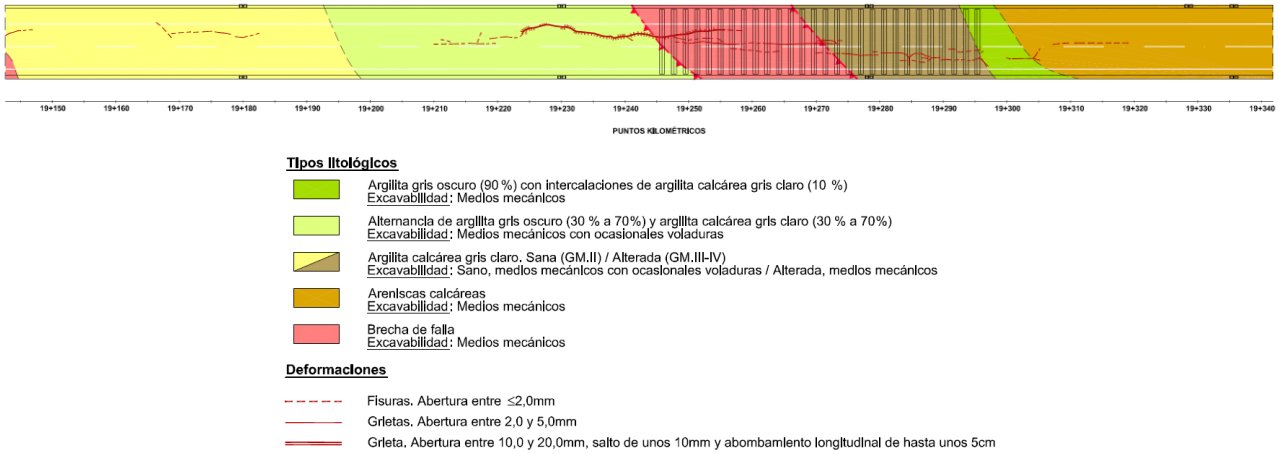


Figura 3. Condiciones del terreno de apoyo de la losa de cierre (Fuente: Informe 2007).

2.4. RECONOCIEMIENTO Y RECONSTRUCCIÓN DE LA LOSA (2008-2009): EJECUCIÓN POR BATACHES, MICROPILOTES Y DRENAJE

Ante la progresión de las deformaciones, en 2008 se ejecutó una intervención de reconstrucción de la losa entre los P.K. 19+210 y 19+270. La solución consistió en:

- Demolición por bataches alternos de 3 y 6 m.
- Instalación de micropilotes inclinados 20° en los sectores más deformados.
- Saneo del terreno de apoyo.
- Colocación de una capa drenante de grava y un geotextil anticontaminación.
- Ejecución de una nueva losa de 50 cm conectada a los hastiales mediante redondos pasantes.
- Instalación de tubos de drenaje vertical para evitar subpresiones.

Durante la demolición se observó una fragmentación muy variable de la losa original, desde bloques métricos hasta fragmentación generalizada en bloques decimétricos. El terreno de apoyo se encontraba mayoritariamente seco y formado por argilita calcárea sana, con una capa superficial de roca alterada de 10–15 cm.

La monitorización mediante convergencias mostró deformaciones milimétricas a centimétricas durante la apertura de los bataches, que se estabilizaban tras el hormigonado. Los testigos instalados en hastiales registraron fisuras menores atribuibles al proceso constructivo.

2.5. RECONOCIEMIENTO DE 2010: INTERPRETACIÓN DE LAS PATOLOGÍAS DE LA LOSA

En 2010 se concluyó que la fragmentación de la losa no estaba relacionada con un fallo geotécnico del terreno de apoyo, sino con el propio comportamiento estructural de la losa frente a cargas de tráfico y posibles asientos diferenciales debido a la geología de la zona. La presencia de agua observada en algunos puntos se atribuía a filtraciones desde las aceras y drenajes, no a aportes significativos del macizo rocoso.

Asimismo, se destacó que la losa colaboraba activamente en la estabilidad del arco estructural, por lo que su degradación podía inducir deformaciones en el revestimiento.

2.6. REACTIVACIÓN DE LAS PATOLOGÍAS EN 2016-2017 Y ACTUACIONES DE 2017

En 2016 se detectó un nuevo levantamiento del firme en el hastial izquierdo, entre los P.K. 19+235 y 19+245, coincidiendo con uno de los bataches reconstruidos en 2008. Las deformaciones afectaban a la acera, el bordillo y el arcén, con un resalto notable en el pavimento.



Figura 4. Estado de la losa en 2017 (Fuente: Informe 2017).

Una cata realizada en mayo de 2016 reveló presencia de agua bajo la acera, material muy fracturado bajo la losa y una deformación localizada sobre la zona de brecha de falla identificada en 2007.

La monitorización de 2017 confirmó movimientos horizontales y verticales en hastiales y dianas, lo que evidenciaba una reactivación del proceso deformacional. Debido a la reaparación de las patologías se realiza una nueva actuación en la losa iniciada por la ejecución de micropilotes en el sector de mayores deformaciones, y su integración en el hastial para posteriormente demoler parcialmente los laterales de la sección que no se encontraban conectados al hastial y su sustitución por extremos armados de la losa.

3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA

El comportamiento del Túnel de Santa María II está fuertemente condicionado por la naturaleza del macizo rocoso atravesado, compuesto por alternancias de argilitas y argilitas calcáreas del Oligoceno–Mioceno, con presencia de zonas de fractura y variaciones litológicas decamétricas. La caracterización geológica y geotécnica recopilada entre 2003 y 2017, complementada con la reinterpretación realizada entre 2024 y 2025 por SYSTRA SUBTERRA., permite comprender la evolución de las patologías observadas y fundamentar las soluciones propuestas.

3.1. LITOLOGÍA Y ESTRUCTURA DEL MACIZO

La zona de estudio se trata de un macizo constituido por alternancias de argilita gris oscuro y argilita gris claro.

Las argilitas gris oscura tienen una naturaleza limo-arcillosa, con unos contenidos de minerales arcillosos del 35% y una laminación fina. Por otro lado, la argilita gris claro contiene arena fina y tiene una mayor cementación y resistencia.

Desde el punto de vista estructural, los estratos presentan un rumbo paralelo a la traza del túnel y buzamientos entre 30° y 50° hacia el exterior del hastial izquierdo, lo que condiciona la estabilidad local en avance y destroza. Se identifican además una falla subparalela a la estratificación, entre los P.K. 19+110 y 19+150 y una falla oblicua, entre los P.K. 19+245 y 19+275, acompañada de brecha tectónica de 20–30 m de espesor. Esta última coincide con la zona donde se han registrado las deformaciones más significativas en 2007 y 2016.

3.2. CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS

Debido al alto contenido en arcillas, la matriz rocosa es prácticamente impermeable, con discontinuidades de abertura limitada y escasa continuidad. La infiltración natural es reducida debido al relieve acusado y a la presencia de suelos arcillosos en superficie.

Durante la excavación se registraron humedades puntuales, goteos localizados y un golpe de agua excepcional en el P.K. 19+122, con caudal de 5–10 l/s durante varias horas.

En explotación, el caudal infiltrado estimado es inferior a 10 l/min. Sin embargo, en 2008, 2010 y 2016 gran parte del agua observada en la losa y aceras procede de drenajes longitudinales y encharcamientos superficiales, no del macizo.

En 2025 tras un periodo intenso de lluvias se detectan filtraciones en la zona que se va a actuar, adicionalmente durante la ejecución de la obra se ha detectado agua bajo la losa, circulando por una capa de grava ubicada bajo la misma.

3.3. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DEL TERRENO

La información geotécnica acumulada a lo largo de los distintos estudios permite definir un marco bastante claro del comportamiento del macizo. Las argilitas gris oscuro, que constituyen buena parte del trazado, muestran resistencias a compresión simple del orden de 2,5 MPa, mientras que las alternancias con niveles calcáreos alcanzan valores próximos a 5 MPa. En los tramos más competentes, donde aparece la argilita calcárea con intercalaciones areniscosas, las resistencias se sitúan alrededor de 10 MPa. El contraste lo marca la brecha de falla, cuyo comportamiento es radicalmente distinto: apenas 0,5 MPa de resistencia y una estructura interna muy desorganizada.

Esta heterogeneidad también se refleja en la clasificación geomecánica: los GSI varían desde 40 en las zonas más sanas hasta valores próximos a 20 en la brecha, lo que condiciona de forma decisiva la rigidez del conjunto.

3.4. EXPANSIVIDAD Y COMPORTAMIENTO VOLUMÉTRICO

Aunque los informes previos no atribuían las patologías a fenómenos expansivos, la reinterpretación realizada entre 2024 y 2025 por SYSTRA SUBTERRA. identificó que las argilitas presentan un hinchamiento libre entre 1% y 2,4% y una presión de hinchamiento entre 1 y 3 kp/cm², lo que indica un comportamiento potencialmente expansivo en presencia de humedad persistente.

Este comportamiento, aunque moderado, puede contribuir a deformaciones diferidas en zonas donde la losa actúa como elemento de confinamiento, especialmente en sectores afectados por brechas de falla o variaciones litológicas abruptas.

Adicionalmente se evaluó la composición mineralógica mediante difracción de rayos X, mostrándose la beidelita como el componente mayoritario.

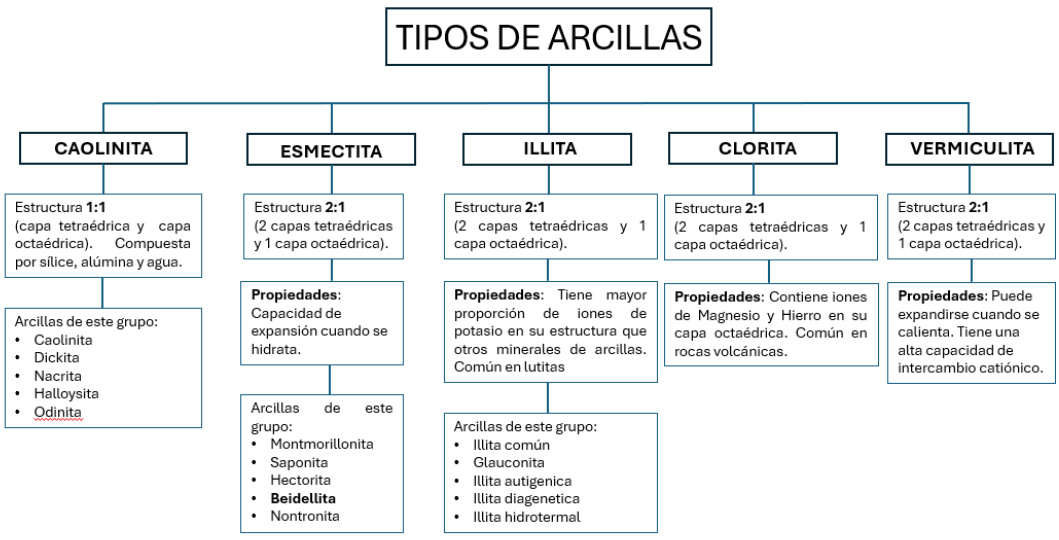


Figura 5. Principales grupos de las arcillas (Fuente: elaboración propia).

4. ESTUDIO Y MODELIZACIÓN REALIZADA POR SYSTRA SUBTERRA (2024-2025)

Los estudios realizados por SYSTRA SUBTERRA entre 2024 y 2025 proporcionan una reinterpretación moderna del comportamiento del túnel, incorporando técnicas de modelización numérica tridimensional y un análisis detallado del potencial expansivo de las argilitas. Esta nueva aproximación permite comprender los mecanismos que han generado las patologías observadas desde 2003 y fundamentar una solución estructural robusta y duradera.

4.1. CAMPAÑA DE CAMPO DE 2024: SEGUIMIENTO DE LA AUSCULTACIÓN

La campaña de campo llevada a cabo comprende el seguimiento de la auscultación del túnel durante un periodo de casi 6 meses, así como 2 sondeos adicionales para evaluar el estado actual del terreno bajo las zonas más dañadas.

De los sondeos ejecutados la principal información obtenida fue la composición mineralógica indicada anteriormente junto con los ensayos específicos para evaluar el potencial expansivo.

El programa de auscultación implementado permitió identificar y monitorizar de forma detallada las deformaciones verticales y horizontales en el tramo analizado del túnel, comprendido entre los puntos kilométricos PK 19+200 y PK 19+335. Las mediciones realizadas mediante dianas y clavos han revelado comportamientos diferenciados en las deformaciones, destacando zonas críticas que necesitaban atención particular.

Se consideran dos fechas de inicio de toma de datos ya que tras una primera toma de medidas se decidió ampliar los puntos de medida reiniciando los desplazamientos.

La zona afectada se corresponde al tramo entre los PK 19+220 y PK 19+275 de la calzada dirección Cádiz a Málaga, lo que se corresponde con las extensión del clavo 2 al 18.

En las deformaciones verticales, se identificó un pico máximo de 70 mm en el PK 19+266, correspondiente a deformaciones en firmes, mientras que las deformaciones en los hastiales izquierdo y derecho presentaron valores significativamente menores y más uniformes, alrededor de 10 mm. Esto indicaba que las mayores afectaciones se concentraban en los firmes, mientras que los hastiales muestran mayor estabilidad.

En cuanto a las deformaciones horizontales, se registró un máximo de 19 mm en el PK 19+270 en firmes, seguido por un valor similar en el hastial izquierdo (19 mm en el PK 19+282) y un máximo más moderado de 12 mm en el PK 19+225 en el hastial derecho. Fuera de estas zonas críticas, las deformaciones horizontales se mantuvieron en rangos bajos (entre 2 mm y 8 mm), indicando una estabilidad relativa en las áreas menos afectadas.

Toda la información sirvió de base para el estudio posterior.

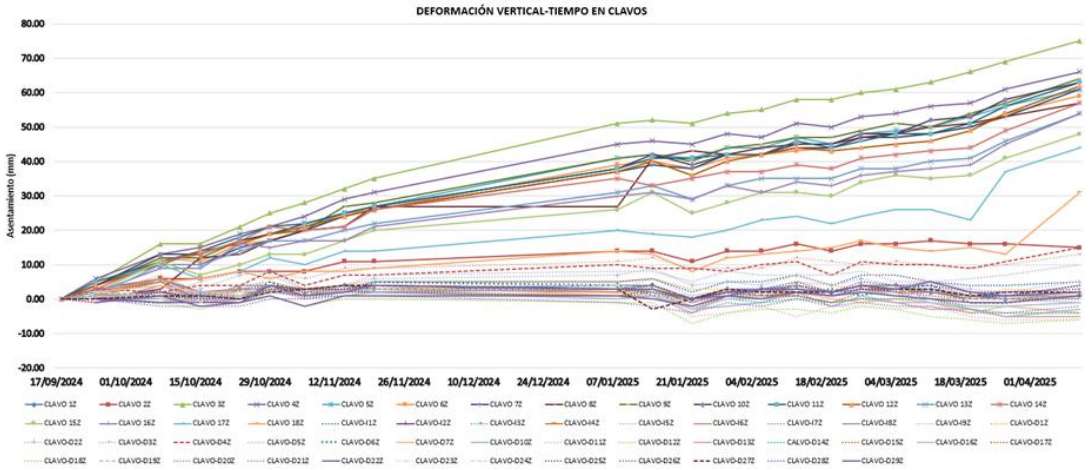


Figura 6. Evolución de la deformación vertical en clavos (Fuente: elaboración propia).

4.2. MODELIZACIÓN NUMÉRICA CON FLAC3D

SYSTRA SUBTERRA desarrolló un modelo tridimensional del túnel utilizando FLAC3D, con los objetivos principales de reproducir el comportamiento histórico del túnel, incluyendo las deformaciones observadas entre 2003 y 2017 y evaluar alternativas de refuerzo para garantizar la estabilidad a largo plazo.

Partiendo de un modelo tridimensional que representaba las fases de ejecución del túnel, se ajustaron los parámetros del terreno para obtener los desplazamientos medidos en la fase de construcción. El modelo incorporó todos los elementos que condicionan el comportamiento real del túnel. Se representaron las secciones tipo IIIA y IV del sostenimiento original, así como la losa reconstruida en 2008, cuya rigidez y modo de trabajo resultaron ser determinantes en la redistribución de esfuerzos. También se incluyeron las dos zonas de falla identificadas en los informes históricos y las alternancias litológicas que caracterizan el macizo, ya que su presencia genera contrastes de rigidez que el modelo debía capturar.

La cobertera, variable entre 20 y 55 m, se introdujo de forma explícita, lo que permitió reproducir un escenario lo más cercano posible al comportamiento real del túnel.

4.3. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE REFUERZO

A partir de los datos anteriores y junto con la evolución de los desplazamientos medidos, SYSTRA SUBTERRA realizó un análisis de la evolución de la expansividad ajustando los resultados a las medidas reales.

A partir de los modelos previos se evaluó el comportamiento del terreno y estructural para tres posibles soluciones:

- Contrabóveda estructural
- Losa conectada al revestimiento
- Losa con micropilotes

La contrabóveda fue, desde el principio, la solución que mejor encajó con el mecanismo observado. Al introducir un arco inferior continuo, el túnel deja de depender de la losa como elemento de reparto y pasa a trabajar como una estructura cerrada, capaz de absorber empujes ascendentes y horizontales sin concentrar tensiones en puntos concretos. El modelo mostró que esta configuración reduce de forma notable las deformaciones en hastiales y clave, distribuye los esfuerzos de manera homogénea y, sobre todo, elimina el confinamiento excesivo que la losa imponía sobre las argilitas expansivas.

4.4. SOLUCIÓN PROPUESTA: CONTRABÓVEDA ESTRUCTURAL

Tras contrastar las alternativas, la contrabóveda estructural emergió como la única solución capaz de abordar el problema desde su raíz. Su diseño permite absorber las deformaciones diferidas del terreno sin trasladarlas al revestimiento, reduce el confinamiento sobre las argilitas expansivas y redistribuye los esfuerzos de forma continua a lo largo de toda la sección. Además, mejora la interacción entre el terreno y la estructura, evitando que la losa vuelva a deformarse.

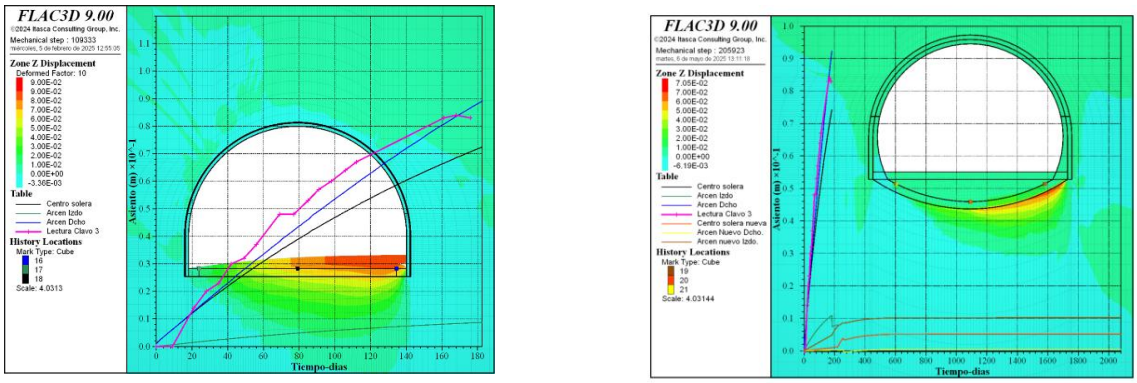


Figura 7. Evolución de deformaciones en la contrabóveda. Modelo de ajuste (Izq) Modelo de la Solución (Dcha) (Fuente: elaboración propia).

La ejecución de esta solución es por fases, retirando la losa existente en tramos cortos y controlados, manteniendo siempre la continuidad del sostenimiento y evitando liberar el terreno de forma brusca. Cada fase implica excavar bajo la losa, colocar el encofrado invertido, hormigonar la contrabóveda y permitir su puesta en carga progresiva antes de avanzar al siguiente tramo. Esta metodología escalonada garantiza que el túnel nunca quede sin cierre inferior y que las tensiones se redistribuyan de manera gradual, evitando movimientos no deseados del macizo.

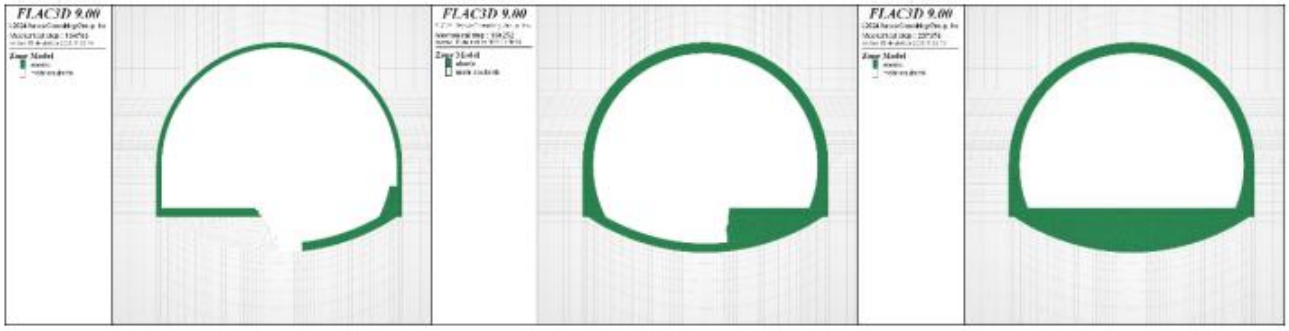


Figura 8. Etapas constructivas del Modelo de la Solución Propuesta (Fuente: elaboración propia).

5. FASE DE OBRA

Previo a la fase de obra se realizó una nueva evaluación del estado de las patologías, confirmándose una mayor afección en los bordes de la losa.

Posteriormente se inició la fase de obra con el desvío correspondiente de carril y se inicio la excavación y hormigonado según las fases definidas. Por motivos constructivos se adelantó el relleno de hormigón en masa mejorando el apoyo del hastial finalizado y funcionando como puntal lo que ayudó a limitar los desplazamientos.



Figura 9. Imágenes de actuación en la primera fase (Fuente: elaboración propia).

En la segunda fase de la actuación se inició la excavación desde la zona central de las patologías, abriendo los bataches de ejecución en ambos sentidos para intentar facilitar la operación.



Figura 10. Imágenes de actuación en la segunda fase (Fuente: elaboración propia).

6. CONCLUSIONES

El análisis integrado de la evolución patológica del Túnel de Santa María II, basado en más de quince años de informes técnicos y complementado con la modelización numérica avanzada realizada entre 2024 y 2025, permite establecer una interpretación clara y fundamentada del comportamiento del túnel y de los mecanismos que han generado las deformaciones observadas.

En primer lugar, las fisuras iniciales del revestimiento identificadas en 2003 responden a fenómenos propios del hormigón sin relación con la litología ni propiedades del macizo rocos. Sin embargo, la aparición de fisuras longitudinales en la calzada en 2007, incluyendo una grieta de gran entidad con salto vertical, evidenció un mecanismo distinto, asociado a la interacción entre la losa de cierre y el terreno de apoyo.

La losa, concebida inicialmente como elemento secundario, actuó en la práctica como componente estructural colaborante, condicionando la redistribución de esfuerzos y la respuesta del revestimiento.En segundo lugar, la reconstrucción de la losa entre 2008 y 2009 mitigó parcialmente los efectos de las deformaciones, pero no eliminó los mecanismos subyacentes. La presencia de una capa de roca alterada bajo la losa, la existencia de zonas de falla y la variabilidad litológica del macizo continuaron influyendo en el comportamiento del túnel. La reactivación de deformaciones en 2016–2017, localizada en el entorno de la brecha de falla entre los P.K. 19+245 y 19+275, confirmó la sensibilidad del sistema a cambios de humedad y a la deformabilidad diferencial del terreno.

En tercer lugar, la reinterpretación geotécnica realizada por SYSTRA SUBTERRA en 2024–2025 aportó una visión más completa del problema, identificando el papel del hinchamiento moderado de las argilitas como factor contribuyente en zonas confinadas por la losa. La modelización numérica tridimensional con FLAC3D permitió reproducir con precisión las deformaciones históricas y evaluar alternativas de refuerzo. Entre las soluciones analizadas, la contrabóveda estructural demostró ser la opción más eficaz para controlar deformaciones verticales y horizontales, reducir el confinamiento del terreno expansivo y garantizar la estabilidad a largo plazo. Actualmente, los trabajos descritos se encuentran en fase de desarrollo técnico, avanzando conforme a la planificación prevista para garantizar la integridad estructural del túnel.

Finalmente, el estudio confirma la importancia de integrar información histórica, observación in situ y modelización avanzada para la gestión de patologías en túneles excavados en formaciones arcillosas. La experiencia del Túnel de Santa María II pone de manifiesto que las soluciones basadas exclusivamente en la reparación de la losa o en el refuerzo puntual del terreno pueden resultar insuficientes en presencia de zonas de falla o materiales con comportamiento volumétrico complejo. La contrabóveda estructural, combinada con un plan de auscultación riguroso, constituye una solución robusta y duradera para garantizar la seguridad y funcionalidad del túnel en las próximas décadas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento a las empresas AUSOL, en especial a David Alende, Cristina Miranda y Manuel Tamayo, FONSAN y PULSAR junto con Adriano Corte por su experiencia en la zona de estudio y trabajo de reconocimiento durante la ejecución de la obra.

SERVICIO EUROPEO DE MONITOREO DEL TERRENO (EGMS): POTENCIAL, APLICACIONES Y LIMITACIONES EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

Roberto TOMÁS[(1)*], María Inés NAVARRO-HERNÁNDEZ[(1)], Juan Manuel LOPEZ-SANCHEZ[(2)], Miguel CANO[(1)], Adrián RIQUELME[(1)] y José Luis PASTOR[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil
Universidad de Alicante
*roberto.tomas@ua.es

[(2)] Instituto Universitario de Investigación Informática
Universidad de Alicante

RESUMEN

La interferometría diferencial radar de satélite (DInSAR) es una técnica de teledetección que utiliza las diferencias de fase entre imágenes de radar de apertura sintética (SAR) para medir movimientos de la superficie del terreno con precisión milimétrica. En 2022, la Agencia Europea de Medio Ambiente (EEA) lanzó el European Ground Motion Service (EGMS), un servicio de acceso abierto que proporciona datos de movimiento del terreno de toda Europa obtenidos empleando esta técnica. El producto inicial se basó en el procesado de imágenes del satélite Sentinel-1 cubriendo el periodo 2015-2021. Posteriormente, se han publicado actualizaciones, extendiendo el periodo de monitorización hasta el 2019-2023, y se prevé una actualización anual. Los datos del EGMS incluyen desplazamientos en la línea de vista del satélite (LOS), así como sus componentes verticales y este-oeste. Esta información es de gran relevancia para la ingeniería geotécnica, permitiendo la monitorización de obras de tierra como presas, diques, terraplenes, taludes y laderas, asientos de estructuras y subsidencia en túneles, entre otras. Por lo tanto, el EGMS constituye una herramienta valiosa para la evaluación del comportamiento estructural de las obras y la validación de modelos geotécnicos en fase de diseño y explotación. No obstante, los datos proporcionados por el EGMS presentan ciertas limitaciones relacionadas con su resolución espacial, la falta de datos en algunas zonas debida a la decorrelación y la imposibilidad de medir desplazamientos horizontales en la dirección norte-sur, entre otras, que en ocasiones limitan su aplicabilidad en el ámbito de la ingeniería geotécnica. La presente contribución describe las características, potencial y limitaciones de los productos del EGMS, detalla su utilidad en la ingeniería geotécnica, e ilustra varias aplicaciones mediante ejemplos prácticos. Los resultados demuestran la utilidad de los datos libres y gratuitos del EGMS como una técnica complementaria de alto valor a los sistemas clásicos de auscultación geodésica e in situ.

ABSTRACT

Satellite Differential Synthetic Aperture Radar Interferometry (DInSAR) is a remote sensing technique that utilizes the phase differences between Synthetic Aperture Radar (SAR) images to measure ground surface movements with millimeter precision. In 2022, the European Environment Agency (EEA) launched the European Ground Motion Service (EGMS), an open-access service providing ground motion data across Europe derived from this technique. The

initial product was based on the processing of Sentinel-1 satellite imagery covering the 2015–2021 period. Subsequent updates have extended the monitoring period to 2019–2023, with annual updates planned thereafter. The EGMS data include displacements in the satellite's Line-of-Sight (LOS), as well as its vertical and East-West components. This information is of significant relevance to geotechnical engineering, enabling the monitoring of earthworks such as dams, levees, embankments, slopes, and hillsides, as well as structural settlements and tunnel subsidence, among others. Consequently, the EGMS constitutes a valuable tool for assessing the structural behavior of works and validating geotechnical models during both the design and operational phases. Nevertheless, the data provided by the EGMS present certain limitations related to spatial resolution, lack of data in some areas due to loss of coherence (decorrelation), and the inability to measure horizontal displacements in the North-South direction, which occasionally restrict its applicability in geotechnical engineering. This contribution describes the characteristics, potential, and limitations of EGMS products, details their utility in geotechnical engineering, and illustrates several applications through practical examples. The results demonstrate the utility of free and open EGMS data as a high-value complementary technique to traditional geodetic and in-situ monitoring systems).

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Interferometría SAR diferencial (Differential SAR Interferometry), Servicio Europeo de Movimientos del Terreno (European Ground Motion Service), Desplazamientos (Displacements).*

1. INTRODUCCIÓN

La auscultación y el monitoreo del terreno son fundamentales en el ámbito de la ingeniería geotécnica, no solo para garantizar la seguridad estructural de las infraestructuras, sino también para optimizar las tareas de mantenimiento preventivo y permitir la validación de los modelos geotécnicos empleados durante las fases de diseño y explotación (Dunnicliff 1993). Tradicionalmente, la auscultación se ha basado en instrumentación in situ y métodos geodésicos convencionales. Si bien estos sistemas ofrecen una alta precisión puntual, su implementación a menudo se ve limitada por sus elevados costes, la necesidad de acceso físico al terreno, una cobertura espacial limitada y la carencia de datos históricos y continuos.

Desde los años 90, la Interferometría Diferencial de Radar de Apertura Sintética (DInSAR) ha transformado completamente este panorama. Lo que comenzó como una técnica exclusiva del ámbito científico, ha evolucionado hasta convertirse en una metodología práctica, plenamente operacional y de precisión milimétrica (Biggs and Wright 2020). Uno de los hitos más importantes fue el lanzamiento del European Ground Motion Service (EGMS) en el año 2022 por parte de la Agencia Europea de Medio Ambiente (EEA). El EGMS es un servicio de acceso abierto y gratuito que proporciona datos de movimiento del terreno de todo el continente europeo, basados en el procesado sistemático de imágenes de la constelación Sentinel-1 (Costantini et al. 2021). El registro cubre el periodo 2015-2023, a través de diferentes procesados, y ofrece información espacio-temporal de los desplazamientos en la línea de vista del satélite (LOS) y de las componentes descompuestas en las direcciones vertical y este-oeste.

A pesar de su enorme potencial para la monitorización de diversos tipos de procesos, la aplicación del EGMS en el ámbito geotécnico presenta ciertas limitaciones, que serán descritas más adelante, por lo que es necesario cierto conocimiento técnico para su correcta interpretación.

El objetivo de la presente contribución es analizar de forma crítica el potencial y las limitaciones de los datos del EGMS como herramienta de apoyo en la ingeniería geotécnica. A través de la descripción de sus características técnicas y la presentación de ejemplos prácticos se pretende mostrar que el EGMS es una técnica complementaria de alto valor en el ámbito de la auscultación geotécnica.

2. INTERFEROMETRÍA SAR DIFERENCIAL: EGMS

El Servicio Europeo de Movimientos del Terreno (European Ground Motion Service, EGMS, en inglés) es un servicio paneuropeo de monitorización de movimientos del terreno que forma parte del programa Copernicus. Utiliza técnicas avanzadas de interferometría radar por satélite (InSAR), con datos de la constelación de satélites Sentinel-1, para medir desplazamientos del terreno con precisión milimétrica a lo largo del tiempo.

El EGMS (https://egms.land.copernicus.eu/) proporciona mapas y series temporales homogéneas y comparables en todo el territorio europeo, permitiendo detectar procesos de deformación asociados a diferentes procesos naturales o antrópicos. Toda la información generada por EGMS está disponible en abierto, siendo gratuita y actualizada periódicamente, lo que convierte al EGMS en una herramienta clave para la gestión del territorio, la evaluación de riesgos geológicos y la planificación urbana y civil a escala continental. Actualmente, existen tres conjuntos de datos que cubren los periodos 2015-2021, 2018-2022 y 2019-2023, aunque próximamente estará disponible un nuevo procesado que cubra también el año 2024.

EGMS proporciona tres tipos diferentes de datos (Costantini et al. 2021; Costantini et al. 2022; Crosetto and Solari 2023):

- *Basic data*: Se trata de datos originales de los satélites SAR referenciados a un punto de referencia local. Su resolución típica es de 25–100 m. Estos datos resultan de utilidad para llevar a cabo análisis preliminares o procesado propio.
- *Calibrated data*: Son datos referenciados a un modelo derivado de series temporales de datos de sistemas globales de navegación por satélite (GNSS). Los productos calibrados son absolutos, por lo que ya no dependen de un punto de referencia local. Su resolución es la misma que la de los *Basic data.*
- *Ortho data*: Componentes del movimiento (horizontal y vertical) anclados a un modelo geodésico de referencia. Los productos *Ortho* se basan en el producto *Calibrated*, remuestreado a una cuadrícula de 100 m.

Las principales características de estos conjuntos de datos se resumen en la Tabla 1. Para una consulta acerca de la técnica empleada y de la aplicación de datos EGMS en múltiples dominios, se recomienda la lectura de Bru et al. (2024).

Tabla 1. Características principales de los datos del Servicio Europeo de Movimientos del Terreno (EGMS).

Tipo de dato	Resolución (m)	Precisión de la geolocalización (m)	Desviación estándar de la velocidad media, 1σ (mm/año)	Desviación estándar media del desplazamiento, 1σ (mm)
Basic & calibrated	Persistent scatterers 5x20 and distributed scatterers <100 m	<10	0.7 en puntos con coherencia mayor de 0.7	8
Ortho	100×100	<10	0.7	8

3. APLICACIONES EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

3.1. SEGÚN LA TIPOLOGÍA DE OBRA

A priori, cualquier tipología de obra con dimensiones superiores a la resolución espacial de la técnica, en la que no se produzcan cambios bruscos en la geometría del elemento a auscultar, puede ser monitoreada mediante DInSAR. Para ello, es necesario que los desplazamientos superen el umbral de detección de la técnica sin sobrepasar el gradiente máximo de deformación tolerable (sección 4) y tengan lugar principalmente en las direcciones vertical o este-oeste, ya que, por la geometría de adquisición, resulta insensible a los movimientos norte-sur. De forma general, los datos DInSAR proporcionados por el EGMS permiten complementar la auscultación tradicional de las obras públicas y su entorno con una visión global. A continuación, se describe de forma más detallada las aplicaciones del EGMS para algunos tipos de obra.

a) Presas: Los datos del EGMS permiten monitorizar el proceso de asiento post-constructivo a lo largo de los años de presas de materiales sueltos, proporcionando puntos en coronación, taludes y estribos (e.g., Ruiz-Armenteros et al. 2023). En presas de fábrica, también permite medir pequeños desplazamientos asociados a los ciclos de llenado y vaciado, así como deformaciones térmicas. Igualmente, permite detectar inestabilidades en las laderas del embalse, y llevar a cabo análisis retrospectivos de incidentes.
b) Estructuras: El EGMS es especialmente útil en entornos urbanos, donde existe un gran número de puntos de medida o reflectores persistentes que garantizan una alta densidad de puntos. La información DInSAR proporcionada por el EGMS permite, a nivel de ciudad o región, identificar aquellas zonas críticas (i.e., puntos calientes) en las que existen deformaciones importantes que afectan a edificaciones, puentes u otras estructuras (e.g., Shahbazi et al. 2025). A una escala de mayor detalle, cuando existen numerosos puntos

sobre una estructura, se pueden evaluar los estados límite de servicio relacionados con los asientos del terreno. No obstante, esta aplicación suele estar condicionada por la resolución de los datos y el tamaño de la edificación, siendo recomendable recurrir a procesados específicos con imágenes de alta resolución (i.e, banda X).

c) Vías de comunicación: Los datos del EGMS proporcionan información de deformaciones asociadas a asientos en terraplenes y áreas de transición por consolidación y fluencia, de taludes y laderas y de zonas afectadas por riesgos geológicos como dolinas o suelos expansivos. El proceso de identificación de zonas activas se puede automatizar, resultando así de gran utilidad en la conservación de las infraestructuras y detección temprana de posibles inestabilidades.

d) Obras subterráneas: El EGMS permite cartografiar la extensión real y la evolución temporal de las cubetas de asiento asociadas a obras subterráneas tanto urbanas como mineras, permitiendo evaluar el asiento máximo y la anchura de la cubeta tras la construcción de la obra subterránea.

e) Puertos: Los procesos de consolidación de los rellenos y los diques y muelles, pueden ser monitoreados mediante datos EGMS, permitiendo conocer su comportamiento y evaluar el proceso de consolidación.

f) Minería: Permite monitorizar explotaciones mineras a cielo abierto o subterráneas activas y abandonadas, así como todas las infraestructuras asociadas a la actividad minera (e.g., Pawłuszek-Filipiak et al. 2023). En el caso de minería subterránea, los datos del EGMS permiten identificar áreas afectadas por el colapso de galerías. En áreas mineras abandonadas, permite vigilar zonas afectadas por el colapso de huecos mineros o el levantamiento por el ascenso del nivel freático tras el cese del bombeo. Los procesos de consolidación y la estabilidad de balsas de estériles y escombreras también pueden ser monitoreadas mediante EGMS.

g) Vertederos: Estas infraestructuras presentan actividad incluso años después de su clausura. El EGMS permite monitorizar los desplazamientos asociados a su consolidación y sus taludes a largo plazo (e.g., Dana Negula et al. 2023).

h) Almacenamientos subterráneos y geotermia: El almacenamiento de gas o la extracción/inyección de fluidos para geotermia pueden provocar fenómenos de subsidencia o levantamiento que pueden ser registrados mediante EGMS (e.g., Fibbi et al. 2023).

i) Planeamiento urbano: Dada la escala espacial de los datos del EGMS, esta es una de sus aplicaciones más relevantes. Esta información permite adaptar los planes de ordenamiento territorial para identificar y eludir zonas críticas (dolinas, rellenos, deslizamientos, etc.), previniendo futuros conflictos y fomentando el desarrollo de ciudades más resilientes.

3.2. SEGÚN LA FASE DEL PROYECTO

Los datos DInSAR pueden ser usados en cualquier fase de un proyecto de ingeniería civil: a) concepción y proyecto; b) construcción; y c) puesta en servicio y vida útil.

En la fase de concepción y proyecto (i.e., estudios preliminares, anteproyecto o proyecto), los datos del EGMS permiten evaluar las condiciones iniciales, identificando así áreas activas asociadas a procesos naturales (e.g. deslizamientos) o antrópicos (e.g., consolidación de rellenos) en la zona de influencia de las obras a desarrollar. Esto permite detectar y delinear áreas de deformación, ya sea manual o automáticamente, para estudiar en detalle su origen. El objetivo es mitigar riesgos o, en casos extremos, evitar zonas que puedan comprometer la obra durante su ejecución o explotación. Por lo tanto, en esta fase, la información del EGMS puede utilizarse con carácter preventivo mediante el análisis de las series temporales de desplazamientos.

En la fase de construcción, los datos DInSAR permiten contrastar la validez de las hipótesis, diseños y métodos adoptados, contribuyendo así a mejorar las soluciones constructivas, redundando así en un incremento de seguridad. Un ejemplo sería el control en superficie de los desplazamientos del terreno inducidos por la excavación de un túnel en una zona urbana. No obstante, dado que el EGMS se actualiza con cadencia anual, su utilidad es limitada en esta fase, donde se requiere de un seguimiento con mayor resolución temporal mediante actualizaciones periódicas de los procesados DInSAR.

Finalmente, tras la puesta en uso de la infraestructura, la técnica InSAR permite la monitorización a largo plazo de su comportamiento. Esto permite identificar de forma temprana posibles inestabilidades, variaciones de carácter geológico-geotécnico o la aparición de patologías. Para esta aplicación, la actualización anual de los datos del EGMS puede resultar suficiente, permitiendo la identificación de zonas críticas en obras existentes a lo largo de su vida útil.

3.3. OTRAS APLICACIONES

Los datos del EGMS pueden utilizarse para fines específicos en el ámbito de la ingeniería geotécnica, tales como la identificación de comportamientos del terreno (p. ej., elástico, plástico o elastoplástico) ante cambios en su estado tensional. Asimismo, permiten obtener parámetros geotécnicos equivalentes de toda la columna de terreno monitoreada al combinarse con información complementaria, como el coeficiente de almacenamiento (vinculado al coeficiente de compresibilidad) o el coeficiente de consolidación del suelo. Del mismo modo, métodos clásicos de predicción de asientos, como el de Asaoka o el método hiperbólico (Martín Ruiz and Asanza Izquierdo 2019), pueden aplicarse directamente a las series temporales del EGMS. Otra aplicación relevante consiste en el empleo de estas series para verificar la efectividad de la estabilización de taludes o laderas, así como el recalce de cimentaciones. Los datos del EGMS también constituyen elementos probatorios objetivos de eventos ocurridos durante su periodo de cobertura, permitiendo a las partes fundamentar técnicamente sus argumentos y facilitando la comprensión de fenómenos complejos ante tribunales o administraciones. Finalmente, el análisis retrospectivo de casos paradigmáticos no solo documenta el pasado, sino que permite refinar los modelos geotécnicos y mejorar la seguridad de las infraestructuras futuras, al proporcionar un aprendizaje directo sobre el comportamiento real de las obras en servicio.

4. LIMITACIONES TÉCNICAS

Pese a que los datos del EGMS resultan de gran utilidad en la ingeniería geotécnica, su uso está condicionado por una serie de limitaciones intrínsecas a la técnica DInSAR y al diseño del propio servicio que se describen a continuación:

a) Resolución espacial: La resolución del sensor Sentinel-1 (píxel de aproximadamente 5×20 m) y de los productos *Ortho* (100×100 m) puede resultar insuficiente para la auscultación de estructuras pequeñas o elementos constructivos individuales, donde el eco del radar puede promediar movimientos de distintos objetos en una sola celda.

b) Pérdida de coherencia: En zonas con densa vegetación, variaciones de humedad o cambios bruscos en la geometría del terreno (como ocurre en excavaciones activas, rellenos, deslizamientos rápidos, etc.), se produce una decorrelación de la señal que impide obtener mediciones fiables.

c) Geometría de adquisición: Debido a la órbita casi polar del satélite (i.e., vuela de polo a polo de la Tierra en cada vuelta a la Tierra) y la geometría de observación lateral (*side-looking*) del sensor hacia la derecha de su trayectoria, el sistema no tiene capacidad de medir desplazamientos en la dirección norte-sur. La técnica es principalmente sensible a componentes verticales y este-oeste, lo que debe considerarse al analizar movimientos con orientaciones desfavorables.

5. APLICACIONES Y CASOS DE ESTUDIO

5.1. OBRAS DE TIERRA: PRESA DE LA RAMBLA DE ALGECIRAS

La presa de la Rambla de Algeciras (Alhama de Murcia, Murcia) es una presa de materiales sueltos homogénea de 80 m de altura, cimentada sobre calcarenitas, conglomerados y margas. Fue finalizada en el año 1995, formando parte de la infraestructura del Trasvase Tajo-Segura.

En la actualidad, se siguen produciendo asientos de fluencia (Figura 1a y b) de hasta -5 mm/año en la vertical (valores negativos indican hundimiento) y desplazamientos horizontales de -6.9 y +1.6 mm/año de los taludes de aguas arriba y agua abajo, respectivamente (valores positivos indican movimientos hacia el oeste y positivos hacia el este). Los resultados medidos en la línea de vista del satélite (LOS) confirman las deformaciones de la presa proporcionando mapas con una mayor densidad de puntos (Figura 1c y d). Las Figura 1e y f muestran los desplazamientos verticales y horizontales (en dirección este-oeste) a lo largo de la sección A-A'. Esta información puede ser utilizada complementariamente a la instrumentación de la presa, mejorando así la auscultación y proporcionando una información más continua que la instrumentación puntual.

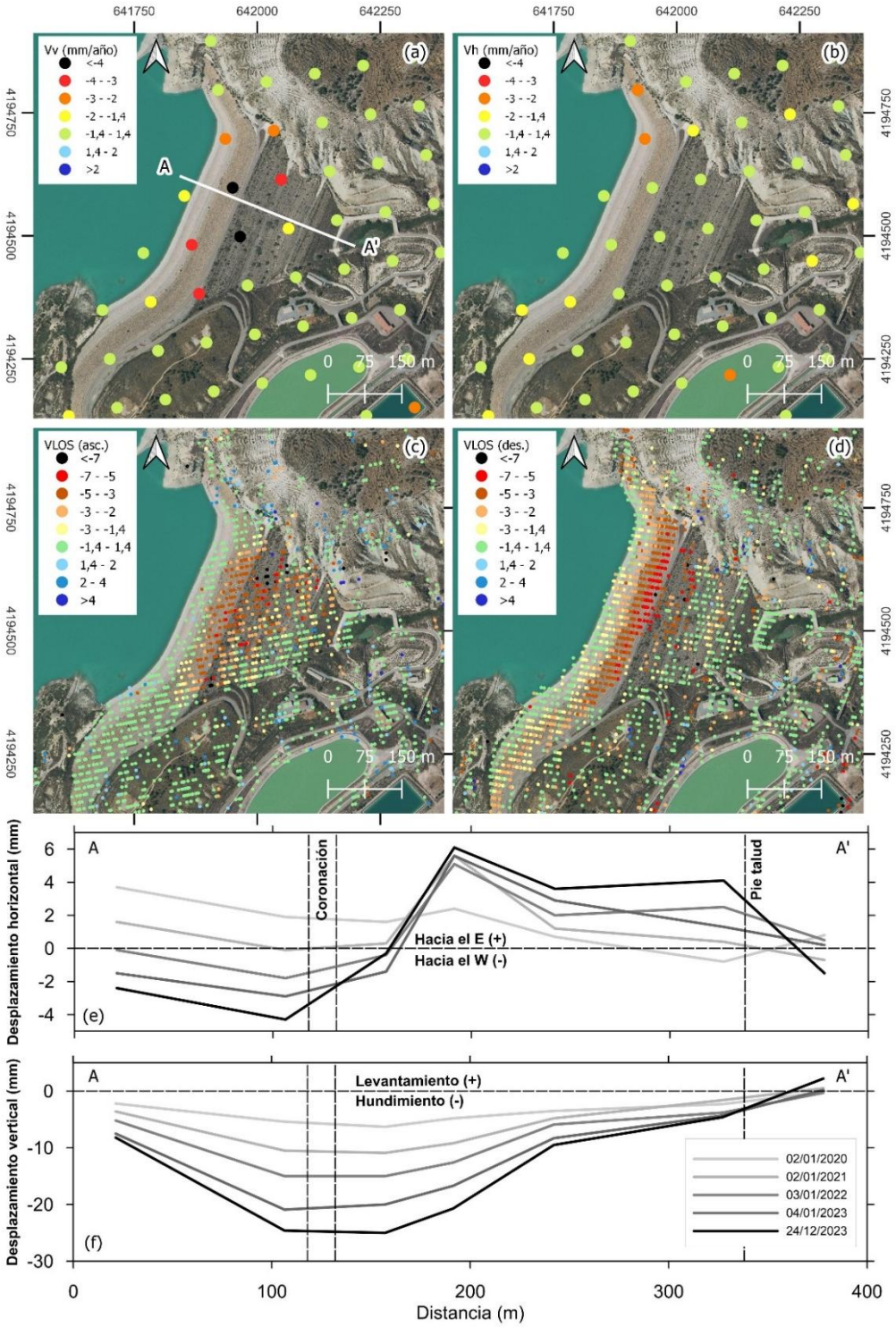


Figura 1. Mapas de velocidad de desplazamiento de la presa de la Rambla de Algeciras: (a) vertical; (b) horizontal; (c) en la línea de vista del satélite (LOS) ascendente; en la línea de vista del satélite (LOS) descendente; y evolución de los desplazamientos (e) horizontales; y (f) verticales, a lo largo de la sección transversal A-A'. Periodo 2019-2023.

5.2. CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES: LÍNEA M4 DE MILÁN

La línea M4 del metro de Milán, Italia, construida entre 2013 y 2024, recorre 14,2 km atravesando la ciudad de este a oeste. Consiste en dos túneles gemelos de vía única excavados con tuneladoras EPB, a una profundidad de entre 15 y 27 m (Rigamonti et al. 2025). El túnel se sitúa en el valle del río Po, constituida por depósitos del Plio-Pleistoceno (limos y arcillas marinos en la base y gravas y arenas aluviales en la parte superior) con un nivel freático somero (Rigamonti et al. 2025). El ejemplo mostrado en la Figura 2 muestra la subsidencia producida a lo largo del trazado del túnel, con valores puntuales de subsidencia de más de -8 mm/año y medios de entre -1.5 y -3.0 mm/año. Este caso pone de manifiesto la sensibilidad de la técnica y la gran densidad de puntos que proporciona en zonas urbanas.

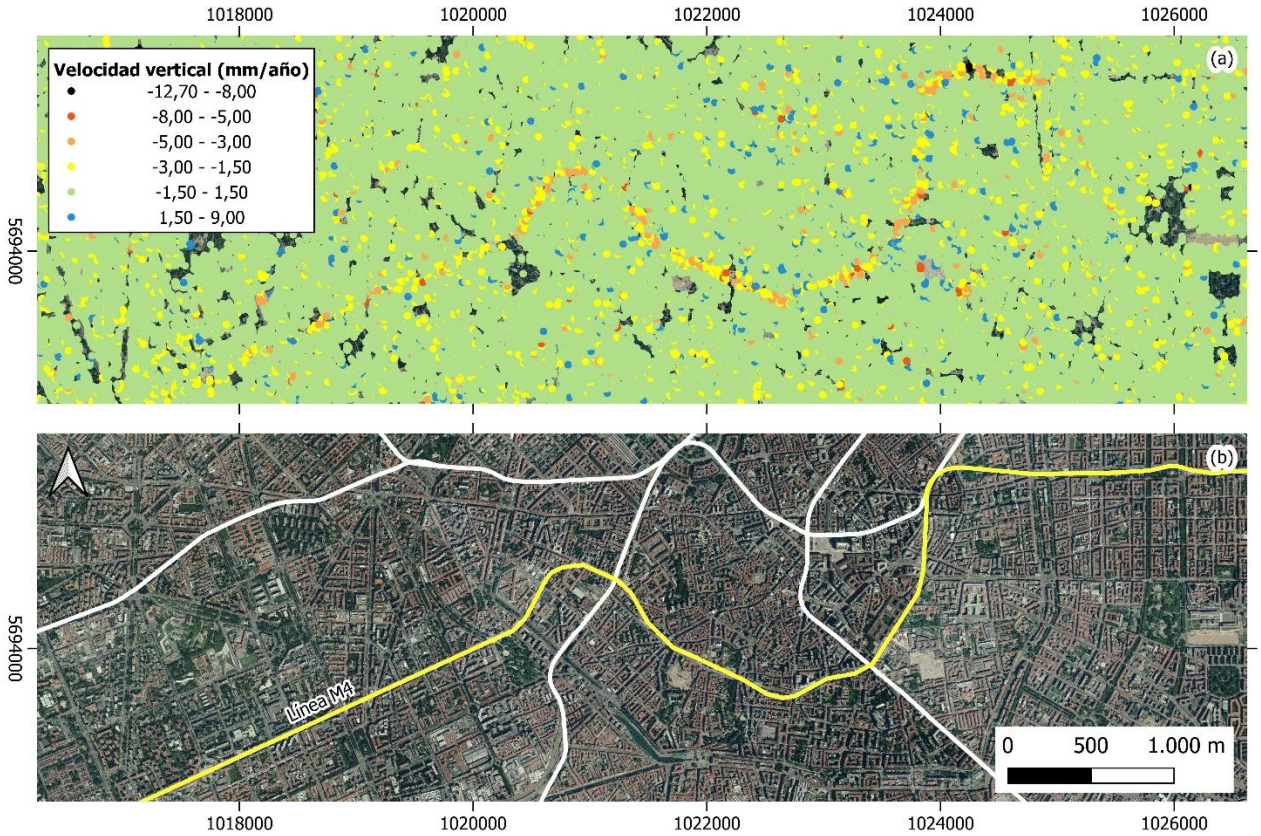


Figura 2. Subsidencia asociada a la construcción de la línea M4 del metro de Milán, Italia. Periodo 2019-2023.

5.3. SUBSIDENCIA POR BOMBEO DE AGUA SUBTERRÁNEA: ESTACIÓN DE GLORIES, BARCELONA

La reordenación urbana de la Plaza de las Glòries Catalanes en Barcelona consistió en la construcción de túneles viarios soterrados que alcanzan profundidades de hasta 25 m bajo la rasante. Geológicamente, la zona se asienta sobre los depósitos cuaternarios del delta del río Besòs, caracterizados por una alternancia de niveles de arenas, limos y arcillas con presencia de gravas locales (Botey i Bassols et al. 2021). Durante los trabajos de excavación se construyeron 36 pozos y se produjo un descenso del nivel freático que causó una subsidencia en la zona este de la excavación de hasta -7 mm y observando una respuesta elástica del terreno (Botey i Bassols et al. 2021). En la Figura 3a se muestra la distribución de deformaciones verticales en el entorno de la excavación. Esta es similar a la definida en el periodo de excavación y bombeo, aunque a diferencia de la anterior, en este caso la recuperación del nivel freático ha producido un levantamiento del terreno de hasta +11.4 mm. Finalmente, se ha calculado el coeficiente de almacenamiento elástico (i.e., el suelo está sobreconsolidado por el descenso previo del nivel freático) según el método de (Riley 1969), considerando la relación entre el levantamiento medido en el punto de mayor levantamiento y la subida del nivel freático en los piezómetros COPU y LOPE, situados a unos 1000 y 1600 m de distancia, respectivamente (Figura 3). Los resultados, proporcionan valores variables de 1.1×10^{-3} y 9.66×10^{-4}, para COPU y LOPE, respectivamente. Estos valores muestran cierta consistencia con el rango de valores calculados por Botey i Bassols et al. (2021) mediante modelización inversa y ensayos de bombeo en la obra, que varían entre 3.3×10^{-4} y 5.0×10^{-4}. De este ejemplo, cabe destacar cómo los datos EGMS permiten caracterizar propiedades hidrológicas a escala real, facilitando la estimación de parámetros críticos como el coeficiente de almacenamiento elástico mediante la observación de la respuesta del suelo ante ciclos de carga y descarga.

5.4. CÁLCULO DE ASIENTO FINAL DE CONSOLIDACIÓN

Este ejemplo ilustra la aplicación del método de Asaoka (1978) para predecir el asiento final de un punto de medida (PS) ubicado en el Puerto de Calais (Francia). Mientras que la Figura 4a representa la evolución temporal del desplazamiento vertical, la Figura 4b detalla la construcción geométrica de Asaoka mediante un remuestreo de la serie (seleccionando un valor cada 20 datos). Este procedimiento es necesario ya que, al emplear la serie completa, la proximidad entre valores consecutivos provoca que las rectas se superpongan, dificultando la identificación precisa del punto de intersección y, por ende, del asiento último.

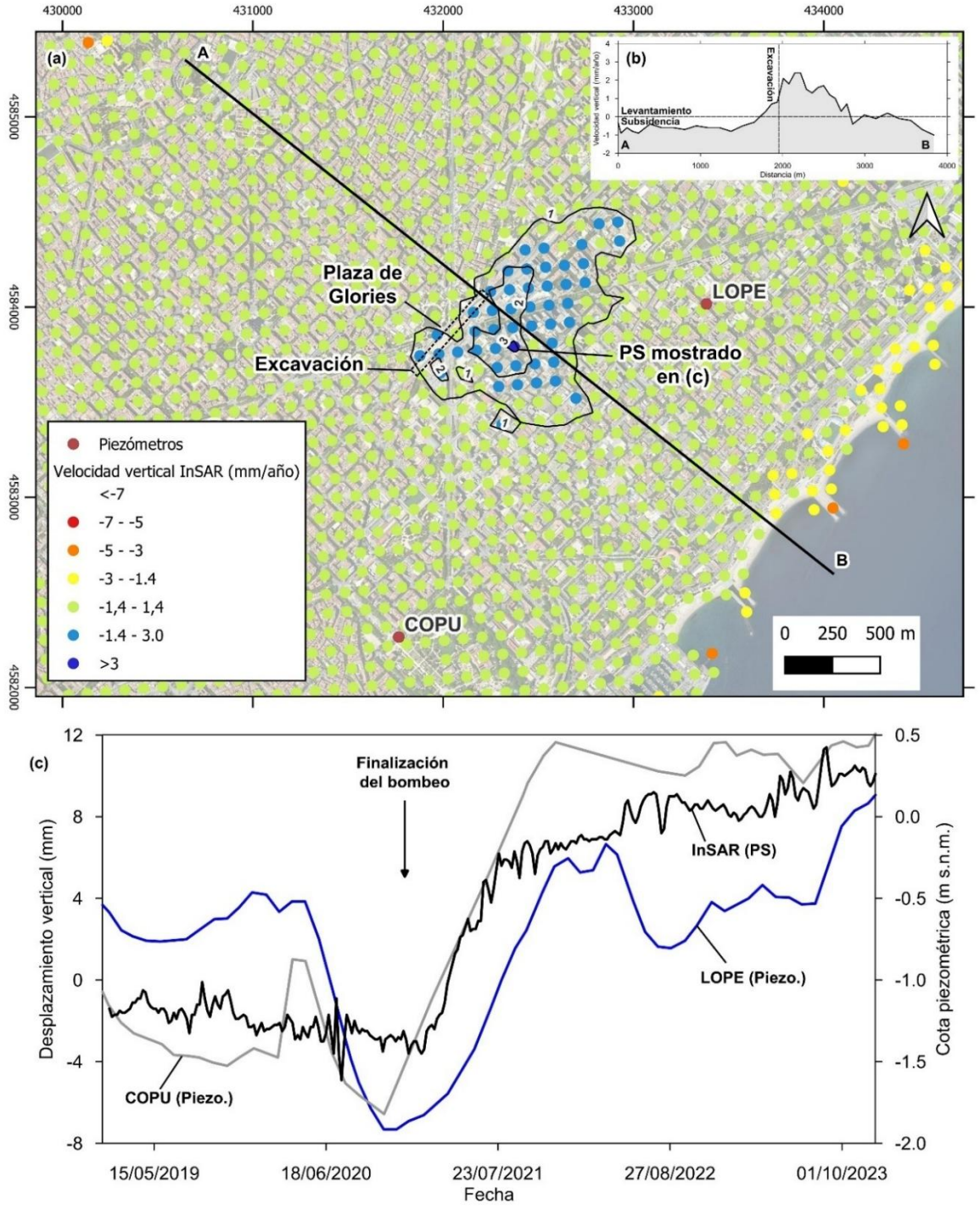


Figura 3. (a) Mapa de velocidad vertical de desplazamiento (2018-2023) del entorno de la Plaza de Glories (Barcelona). (b) Perfil de velocidad vertical de deformación. (c) Series temporales de piezometría y de desplazamiento vertical InSAR del punto (PS) de máxima velocidad. Los datos piezométricos han sido extraídos de Perilla Sastoque (2024).

6. DISCUSIÓN

La disponibilidad del European Ground Motion Service (EGMS) supone un avance muy relevante en el ámbito de la ingeniería geotécnica. Entre sus principales ventajas destaca su alta relación coste–beneficio, ya que los datos son de acceso abierto y ofrecen cobertura espacial a escala continental, lo que permite identificar patrones de deformación en amplias áreas y apoyar las fases preliminares de diagnóstico y planificación de estudios geotécnicos. El uso más eficaz de estos datos se produce cuando se integran conjuntamente con mediciones in situ (e.g., extensómetros, inclinómetros o GNSS). Mientras que la interferometría radar proporciona una amplia cobertura espacial y largas series temporales, las técnicas de instrumentación geotécnica in situ aportan mayor frecuencia temporal y alta precisión puntual, permitiendo así abordar un enfoque de monitorización multiescala.

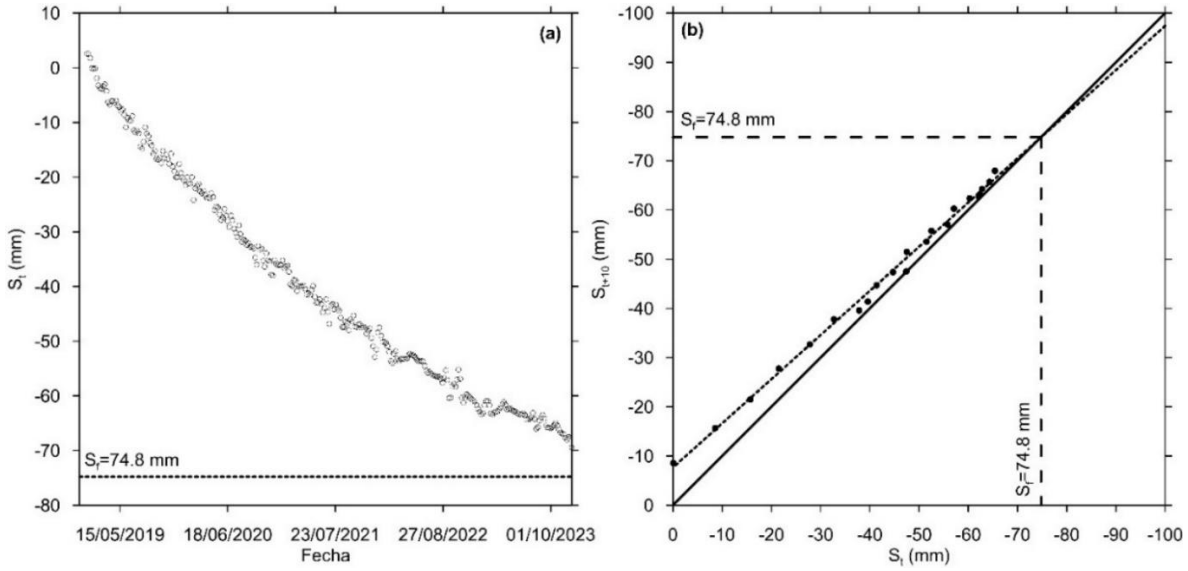


Figura 4. Aplicación del método de Asaoka a una serie temporal de un punto del Puerto de Calais (Francia).

No obstante, deben considerarse algunas limitaciones. Los productos EGMS se actualizan con periodicidad anual, lo que implica un retraso temporal de aproximadamente un año y limita su aplicación en monitorización en tiempo cuasi real. Además, las mediciones InSAR, en general, presentan baja sensibilidad a desplazamientos en dirección norte–sur, y su resolución espacial puede resultar insuficiente para caracterizar inestabilidades muy localizadas o elementos constructivos de pequeña dimensión. En este contexto, EGMS debe entenderse principalmente como una herramienta complementaria dentro de estrategias integradas de monitorización geotécnica.

7. CONCLUSIONES

Los datos proporcionados por el European Ground Motion Service (EGMS) constituyen una herramienta de gran valor en el ámbito de la auscultación geotécnica a escala regional, especialmente en fases preliminares de diagnóstico y en la identificación de áreas potencialmente afectadas por deformaciones del terreno. Su amplia cobertura espacial, disponibilidad en abierto y largo registro temporal permiten mejorar la comprensión de los patrones de deformación y optimizar la planificación de investigaciones de campo.

No obstante, sus limitaciones en términos de resolución espacial, sensibilidad a desplazamientos en dirección norte-sur y actualización anual hacen que estos datos no sean adecuados para aplicaciones de monitorización en tiempo cuasi real. En consecuencia, su mayor potencial se alcanza cuando se integran con técnicas de monitorización *in situ*, dentro de enfoques multiescala que combinen la cobertura espacial de los datos satelitales con la precisión y frecuencia temporal de los sistemas terrestres. Asimismo, el uso de datos del EGMS en fases preliminares (estudios previos, anteproyectos, etc.) y durante la explotación, aporta información crítica para la toma de decisiones y la implementación de medidas que garanticen la seguridad, tanto de las infraestructuras proyectadas como de las ya existentes.

REFERENCIAS

Asaoka, A. (1978). Observational procedure of settlement prediction. *SOILS AND FOUNDATIONS*, 18, 87-101.

Biggs, J. & Wright, T.J. (2020). How satellite InSAR has grown from opportunistic science to routine monitoring over the last decade. *Nature Communications*, 11, 3863.

Botey i Bassols, J., Vàzquez-Suñé, E., Crosetto, M., Barra, A. & Gerard, P. (2021). D-InSAR monitoring of ground deformation related to the dewatering of construction sites. A case study of Glòries Square, Barcelona. *Engineering Geology*, 286, 106041.

Bru, G., Martín, P.E., López-Vinielles, J., Reyes-Carmona, C., Albert, C.G. & Pizarro, M.B. (2024). Manual básico sobre el uso de datos InSAR para medir desplazamientos de la superficie del terreno. CSIC - Instituto Geológico y Minero de España (IGME).

Costantini, M., Minati, F., Trillo, F., Ferretti, A., Novali, F., Passera, E., Dehls, J., Larsen, Y., Marinkovic, P. & Eineder, M. (2021). European ground motion service (EGMS). *2021 IEEE international geoscience and remote sensing symposium IGARSS*. IEEE, 3293-3296.

Costantini, M., Minati, F., Trillo, F., Ferretti, A., Passera, E., Rucci, A., Dehls, J., Larsen, Y., Marinkovic, P., Eineder, M., Brcic, R., Siegmund, R., Kotzerke, P., Kenyeres, A., Costantini, V., Proietti, S., Solari, L. & Andersen, H.S. (2022). EGMS: Europe-Wide Ground Motion Monitoring based on Full Resolution Insar Processing of All Sentinel-1 Acquisitions. *IGARSS 2022 - 2022 IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium*, 5093-5096.

Crosetto, M. & Solari, L. (2023). Satellite interferometry data interpretation and exploitation: case studies from the European Ground Motion Service (EGMS). Elsevier.

Dana Negula, I., Moise, C., Dediu, F., Gheorghe, M., Tudor, G. & Sefercik, U.G. (2023). Assessment of the european ground motion service ortho products for landfill systematic observation. *Scientific Papers. Series E. Land Reclamation, Earth Observation & Surveying, Environmental Engineering*, 12.

Dunnicliff , J. (1993). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Willey and Sons Inc., New York.

Fibbi, G., Beni, T., Fanti, R. & Del Soldato, M. (2023). Underground Gas Storage Monitoring Using Free and Open Source InSAR Data: A Case Study from Yela (Spain). *Energies*, 16, 6392.

Martín Ruiz, M. & Asanza Izquierdo, E. (2019). Métodos hiperbólico y Asaoka, otros usos. Caso del equilibrio de la humedad de suelos no saturados. Aplicación. *Geotecnia*, 03-17.

Pawłuszek-Filipiak, K., Wielgocka, N., Tondaś, D. & Borkowski, A. (2023). Monitoring nonlinear and fast deformation caused by underground mining exploitation using multi-temporal Sentinel-1 radar interferometry and corner reflectors: application, validation and processing obstacles. *International Journal of Digital Earth*, 16, 251-271.

Perilla Sastoque, J.E. (2024). *Actualización de la hidrogeología del llano de Barcelona.* Ingeniería del Terreno especialidad hidrogeología Tesis de máste, Universitat Politècnica de Catalunya.

Rigamonti, S., Previati, A., Dattola, G. & Crosta, G.B. (2025). Assessing twin tunnel-induced ground settlements in alluvial deposits by InSAR data. *Engineering Geology*, 352, 108059.

Riley, F.S. (1969). Análisis of borehole extensometer data from central California. *In*: Tison, L.J. (ed.) *Land subsidence*. Int. Assoc. Sci. Hydrol., 423–431.

Ruiz-Armenteros, A.M., Marchamalo-Sacristán, M., Lamas-Fernández, F., Á, H.-C., Delgado-Blasco, J.M., Bakon, M., Lazecky, M., Perissin, D., Papco, J., Corral, G., Mesa-Mingorance, J.L., García-Balboa, J.L., Pacheco, A.D.P., Jurado, J.M. & Sousa, J.J. (2023). Utilizing the Land Monitoring Copernicus Program as a Regular Method for Observing Dams, Large Ponds, and Surrounding Areas. *IGARSS 2023 - 2023 IEEE International Geoscience and Remote Sensing Symposium*, 8010-8013.

Shahbazi, S., Barra, A., Navarro, J.A. & Crosetto, M. (2025). From EGMS to Potential Damage Maps: Assessing the Potential Impact of Ground Motion on Exposed Buildings. *IEEE JOURNAL OF SELECTED TOPICS IN APPLIED EARTH OBSERVATIONS AND REMOTE SENSING*, 18, 26699-26715.

EXCAVACIONES PROFUNDAS URBANAS ENTRE MEDIANERIAS. PONDERACIÓN DE RIESGOS EN CONSTRUCCIONES VECINAS

Luis TISSERA BRACAMONTE

Ingeniería del Terreno y Construcción (MAC INGEO S.L.)
ltissera@macingeo.es

RESUMEN

Se describen experiencias de control en Planes de auscultación geotécnica-estructural (P.A.), en proyectos singulares de edificación, con excavaciones profundas urbanas con lindes medianeros, y cimentación existente a cota superior respecto vaciado de tierras proyectado. El P.A. tiene por objeto clasificar y controlar el nivel de riesgos del proyecto constructivo, en las medianerías afectadas, midiendo las deformaciones de pantallas durante el proceso constructivo, y la interacción con las construcciones vecinas. Se presentan casos de obras con aplicación del método observacional, consistente en prever comportamiento de la deformacional teórico de pantallas de sótanos, medición y contraste de las deformaciones reales en proceso constructivo. Finalmente autoevaluar la probabilidad del riesgo, de la deformabilidad de convergencia de la pantalla en proceso constructivo, vinculante a la incidencia en las medianeras y viales. Entre los estudios presentados, se pone el foco en el edificio de usos Múltiples de Madrid, de Calle Fúcar 6-Madrid, que recientemente obtuvo de la distinción a la mejor Obra Pública "Premios 2025 Caminos Madrid". Se trata de un sótano singular y profundo de 20-22m bajo rasante. La obra se clasifico de alto riesgo en proyecto, por la vulnerabilidad de los antiguos edificios medianeros, sensibles a la deformación de pantallas de pilotes CPI8. Los pilotes empotran 2-3m en firme, y bajo el fondo de sótanos. También se control el asiento de la Zapata corrida medianera, con apoyo a cota superior del sótano proyectado, y el asiento diferencial consecuente a las convergencias de pantallas. La parcela tiene 110m de largo, y ancho variable 20-60m. La sujeción provisional de pantallas transversal tuvo vigas celosías metálicas adaptadas al ancho variable, y acodaladas con placas de apoyo en pantalla. Los cordones de celosías se controlaron con extensómetros y puntos fijos de placas de apoyo, para medir deformaciones de pantallas, por empujes de tierras, y sobre-empuje por salto térmico en acodalamientos. Las pantallas con excavación vaciado de 22m, tuvieron convergencias de 28-38mm, valores superiores a los umbrales previstos de Proyecto 15mm. Se tuvo que aplicar refuerzos de acodalamientos, y no hubo comportamiento anómalo inducido a los edificios vecinos, que registraron convergencias entre 20-30mm en medianerías. La repercusión de los parámetros de deformación horizontal con efectos anómalos, no está ligado solo a la deformación de convergencia de pantallas, sino al cambio de inercia estructural asociada a la velocidad deformación En nuestros casos la velocidad de deformación fue lenta <<5mm/día, y lo importante está en interpretar comportamientos y resultados.

ABSTRACT

Experiences of control in Geotechnical-Structural Monitoring Plans (P.A.) are described, in unique building projects, with deep urban excavations with party walls, and existing foundations at a higher level compared to the projected earthworks. The P.A. aims to classify and control the level of risks of the construction project, and the affected party walls, measuring the deformations of retaining structures during the construction process, and the interaction with neighboring

constructions. Cases of works applying the observational method are presented, which consists of predicting the theoretical deformational behavior of basement walls, measuring and comparing the actual deformations during the construction process. Finally, the probability of risk is self-assessed, regarding the deformability and convergence of the wall during the construction process, linked to the impact on party walls and roads. Among the studies presented, the focus is on the Multi-Use building in Madrid, located at Calle Fúcar 6-Madrid, which recently received the distinction for Best Public Work "2025 Caminos Madrid Awards." It is a unique and deep basement of 20-22m below ground level. The project was classified as high risk due to the vulnerability of the old party walls, which are sensitive to the deformation of CPI8 pile walls. The pile tips are embedded 2-3m into solid ground, beneath the bottom of the basements. The settlement of the continuous party wall footing was also monitored, with support at the upper level of the projected basement, and the differential settlement resulting from the convergence of the walls. The plot is 110m long, with a variable width of 20-60m. The temporary support of transverse screens had metal lattice beams adapted to the variable width and braced with bearing plates on the screen. The lattice cords were monitored with extensometers and fixed points of bearing plates to measure screen deformations, due to earth pressures, and overpressure due to thermal jump in bracings. The screens with excavation up to 22m had convergences of 28-38mm, values higher than the Project's expected thresholds of 15mm. It was necessary to apply bracing reinforcements, and there was no abnormal behavior induced in the neighboring buildings, which recorded convergences between 20-30mm in party walls. The impact of horizontal deformation parameters with anomalous effects is not only linked to the convergence deformation of screens, but also to the change in structural inertia associated with the deformation rate. In our cases, the deformation rate was slow <<5mm/day, and the important thing is to interpret behaviors and results.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Deformación (* D*eformation); Empuje* (E*arth pressure); Excavación (*E*xcavation).*

1. PLAN DE AUSCULTACIÓN Y OBJETO

Se describe un caso de Plan de auscultación geotécnica-estructural (P.A.), con método observacional de control y análisis de riesgo, aplicando mediciones de precisión topográfica e instrumentación con inclinómetros, para visualizar el comportamiento de pantallas de sótanos del Edificio Multiusos Municipal, sito en Calle Fúcar del centro antiguo de Madrid. La singularidad del proyecto, lo clasifica como de alto riesgo, por los sótanos de 20-22m de profundidad bajo rasante, entre antiguos edificios medianeros Figuras 1. y 2., fotografías tomadas antes del inicio de la obra.

El P.A. y control aplicado por Mac Ingeo, (2017-2023), engloba revisión del Proyecto y antecedentes, el seguimiento de la deformación de la estructura resistente de contención y medianerías, y los elementos auxiliares de sujeción provisional. Finalmente se efectúa un contraste de autoevaluación, poniendo el foco en la malla de puntos fijos medianeros en 3D, Figura 5 cap. 3.



Figura 1. Vista medianerías costado Sur-lado C. Costanilla. Plata forma +/- 0,00 para Estudio de cimientos vecinos.



Figura 2. Vista de medianería Norte y Calle Fúcar. Estudio del cimiento vecino.

2. CARACTERISTICAS DEL TERRENO Y NIVEL FREATICO

En el subsuelo aparecen 3 niveles de terreno claramente diferenciados: relleno, y los estratos con denominación local, de arena de miga y/o tosquiza (arena/arena arcillosa); tosco (arcilla algo arenosa) y transición tosco-peñuela (arcilla carbonatada). Los parámetros característicos para cálculos de empujes de cada estrato, son:

a) Nivel I: Relleno, de 0,00 a 2,00 media h_1= 2,00 m

- Densidad aparente, $\delta_1 = 16,0\ kN/m^3$
- Cohesión, $c_1 = 0$ *(nula)*
- Angulo de rozamiento interno, $\varphi_1 = 30^o$

b) Nivel II: Arena de miga y/o tosquiza, de 2,00-13,00 m, h_2=11,00 m

- Densidad aparente, δ_2 =18,0 kN/m^3
- Cohesión c_2 = 20 KPa
- Angulo de rozamiento interno, $\varphi_2 = 35^o$ (en análisis retrospectivo se adopta $\varphi_2 = 32^o$)

c) Nivel III: Tosco y transición tosco-peñuela, de 13,00 m en adelante

- Densidad aparente, $\delta 3$ = 20,0 kN/m^3
- Cohesión c_3 = 50 KPa
- Angulo de rozamiento interno, $\varphi 3 = 28^o$

El Nivel III de Tosco y transición tosco-peñuela (denominación local), es arcilla de consistencia dura que aparece en fondo de sótanos proyectado, que se caracteriza por su elevada capacidad de carga como apoyo de cimentación, prácticamente impermeable al paso del agua permeabilidad; y material resistente a la extracción de tierras con equipos convencionales. Gran estabilidad al corte vertical excavado.

Por el carácter de expansidad tipo medio del tosco-tosco peñuela, se preservaron los efectos de los cambios medios ambientales, con aumento-disminución de la humedad dada la fenomenología del hinchamiento y/o retracción, que se produce consecuentemente.

2.1. NIVEL FREÁTICO

Al finalizar las perforaciones, apareció agua en todos los sondeos, estabilizándose a profundidades variables entre: 4,30 m; 6,10-8,60-11,40-13,20-13,80, y 19,80 m. El agua se infiltra en niveles de pasadas arenosas permeables. Los registros descendentes de algunos puntos de sondeos, confirman la escasa potencia acuífera, algo típico de los niveles colgados.

La condición de estado del terreno, fue la hipótesis de suelo saturado, al no detectarse un nivel de agua continuo sumergido del terreno.

3. CONTROL PANTALLAS CON ACODALAMIENTOS Y ENTORNO VECINO

El estudio de cimentación medianera con calicatas en linde perimetral previo a la obra, verifico en todos los casos, que la cimentación vecina estaba a cota superior del vaciado de tierras, respecto cota inferior de sótanos proyectados, Figuras 3. y 4., y la malla de los tantos puntos fijos de control de auscultación, Figura 5.

Se efectuaron controles de:

- Verificación geotécnica durante la perforación de pantallas.
- Medición de convergencia de pantallas.
- Proceso constructivo de la cimentación adoptada, con la supervisión e inspección visual.
- Control de integridad del hormigón de pantallas. Al excavar el 50% de sótanos con 12 m de profundidad, se habian alcanzado las deformaciones máximas de umbrales de pantallas, y de las vigas de acodalamiento. Se efectúo por tanto,un analisis retrospectivo de cálculo geotécnicos, que dieron lugar a rebajar con ángulo de rozamiento interno de 35º a 32º, y se refuerzo el acodalamiento con un nivel adicional respecto proyecto. Al supercar el umbral teorico, también se cambia la frecuencia de control, y se contemplaron refuerzos de sujeciones.

Se comprueba que la condición de riesgo, no esta en supercar umbral de convergencias, sino en la concurrencia de la deformación horizontal y la velocidad de deformación, de los incrementos parciales entre registros de lecturas de la malla de puntos fijos.

Las convergencias en puntos fijos de pantallas, crecieron durante el proceso de la excavación, hasta alcanzar el fondo 22 m de profundidad, con valores máximos entre 28-32 mm, que son superiores a los umbrales previstos de Proyecto, y en las medianerías entre 20-30 mm. En concordancia a las deformaciones superiores a los umbrales de proyecto y Norma constructiva, se registraron de forma favorable, el parámetro de la velocidad de deformación asociada. La velocidad de deformación fue lenta< 5 mm/dia, y como tal no hubo cambios de inercia bruscos, y no se produjeron incidencias en el entorno construido.

Se presenta una visualización del sótano en proceso de construcción-sujeción de pantallas Figuras 3 y 4; y en 3D Figura 5., con la malla de puntos fijos, para medir las deformaciones máximas de pantallas en voladizo, y de los edificios vecinos afectados con deformaciones convergentes. Las mediciones tienen el añadido de la deformación térmicas en materiales de fachadas (+/- 2 a 3 mm), tipo fue dilatante en verano, y de tipo contractivo de retracción en invierno.



Figura 3. Vista del entramado de vigas de celosías para ejecución de sótano.



Figura 4. Detalle de acodalamientos metálicos L= 60 m transversales con sótano excavado h = 22 m entre medianeras.

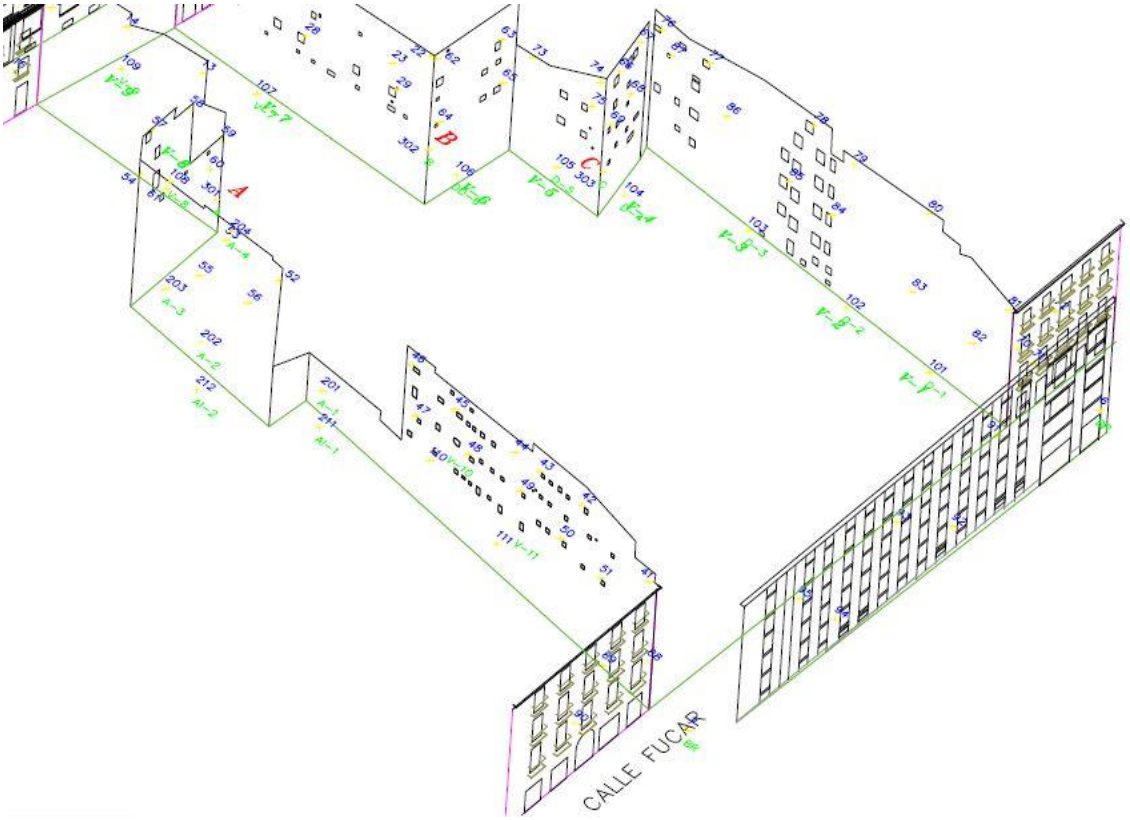


Figura 5. Perspectiva 3D Edificación medianera y frente de calles.
Distribución de puntos fijos control convergencias de pantallas, y en construcciones vecinas.

3.1. UMBRALES DE DEFORMACIÓN. MÉTODO EMPÍRICO PRÁCTICO

El método observacional aplicado, fue de prever-estimar deformaciones de pantallas, medir y contrastar autoevaluando, visualmente las posibles incidencias en las construcciones vecinas perimetrales, y de frente a las calles.

Para la determinación de los umbrales límites de las deformaciones, y consecuente clasificación del riesgo, se determinan como referencias para Proyecto y control, MINTRA (2000-2010), utilizado para control en la red de Ampliación de Metro Madrid, y la referencia de la Recomendación Plan de Auscultación AETOS (2019), para aplicación al control de obras soterrada en el casos urbanos de Madrid y en general.

Las Convergencias de pantallas, la clasificación de umbrales muy restrictiva de valores en deformación.

Para dar una interpretación representative de posibles riesgos, hay que interpetar otros parametros de medición y control en su conjunto, para determinar una clasificacion objetiva y realista del Riesgo con efectos estructurales relevantes.

3.1.1. MOVIMIENTOS ADMISIBLES EN FUNCIÓN DEL TIPO DE CONSTRUCCIÓN DE PROYECTO

Para edificios con sótanos profundos deformación horizontal de convergencia ΔH=0,15-0,20% de H (profundidad de sótano) →riesgo intermedio. Con registros máximos de 30-38mm, la anterior condición solo cumplió, en los tramos de pantallas con menor rigidez en la franja central. La rigidez de pantalla, se establece (relación entre espesor o diámetro de pilotes D, y el coeficiente de forma del tramo C=Altura H/ longitud tramo L):

- Umbral verde (riesgo bajo), baja deformación: < 8 mm (se ha verificado para tramos rigidos por ej. esquina de pantallas y medianerias, en general fachadas vecinas).
- Umbar ambar (riesgo medio): 8 a 14 mm (deformación se ha reflejado en pantalla de mediana rigidez H/L, y medianerias).
- Umbral rojo (riesgo potencialmente alto): > 14 mm. Valores localizados en tramos de largos de menor rigidez H/L

Las Convergencias de la clasificación de umbrales anterior, se completa y vincula, con Velocidad de deformación que se presenta:

- Umbral verde: < 0,5-1,0 mm/día (Los registros puntos de fachadas vecinas de calles).
- Umbral ámbar: 0,5-1,0 a 5 mm/día (puntos de pantallas según avance obra excavación acodalamiento-desacodalamiento).
- Umbral rojo: > 5 mm/día (este indicador se tuvo en cuenta, en proceso de avance obra excavación acodalamiento-desacodalamiento puntos de pantallas, para regular el cambio de movimiento de tierras de excavación, y poniendo el foco en la velocidad de deformación < 5mm/dia)

3.1.2. DEFINICIÓN CUANTITATIVA GENÉRICA DE NIVELES DE RIESGOS Y ALARMAS PREVISTOS

- Valor deformación > 75% respecto valor admissible →riesgo medio-alto (color ambar).
- Valor esperado > 125% respecto valor admissible →riesgo alto (color rojo).
- La evolución de movimientos en profundidad: ~15mm cada 10m profundidad →riesgo intermedio (color ambar).

La definición genérica y cualitativa de niveles de riesgo y alarmas previsto, está asociada a la clasificación anterior 3.1.1.

Los niveles de deformación que han superado valores admisibles (color rojo), pese a ello a cota superior de cimentación vecina, no han manifiestan peligro reflejado en anomalías→ Consecuente estamos en nivel de riesgo intermedio (color ambar).

Los movimientos medidos aunque sobrepasan valores admisibles de especificaciones técnicas iniciales, pero si tienden a estabilizarse y sin reflejo anomalías → estamos en riesgo intermedio (color ambar). La razón de la no incidencia desfavorable, está en la velocidad de deformación baja <<mm/día.

3.1.3. PROTOCOLO DE NOTIFICACIÓN

Cuando se superan los umbrales teóricamente restrictivos, se tiene que notificar a la Dirección Facultativa de la obra, y aplicar cambio de frecuencia de registros, con resultados diarios y semanales, y análisis específico de la valoración de resultados.

Se incrementó la instrumentación de extensómetros de vigas de acodalamiento y puntos fijos en placas de apoyo; mantener bermas de tierra a modo de contrafuerte de pie; se añadieron la malla de puntos fijos en medianería, y se refuerza el proceso constructivo añadiendo un nivel intermedio de acodalamiento transversal, pasando en nuestro caso de 3 a 4 niveles.

Nota: No hubo elementos relevantes dañados, solo indicios en elementos no estructurales, por ej. grietas superficiales de acabados medianeros.

La frecuencia de registros de control: el control se adaptó a las necesidades de obra. Mínimo fue de un registro/semana → riesgo intermedio (color ambar), hubo semanas con registros diarios → riesgo alto (color rojo) en ocasión de incrementos de velocidad en deformación.

Los métodos empíricos prácticos para estimar deformaciones en prediseño estructural, responden de forma aproximada a condiciones de terreno locales y experimentales, con base de datos de comportamiento interacción suelo-estructura. Los proyectos deben de completarse con métodos analíticos de cálculo numéricos, por ej. SAP software para cálculos de pantallas; Plaxis software de elementos finitos; y de la propia experiencia del calculista.

3.2. ACODALAMIENTOS PARA SUJECIÓN DE PANTALLA DE PILOTES. CONTROLES APLICADOS

3.2.1. EXTENSOMETROS Y CONVERGENCIAS DE PANTALLAS. SITUACIÓN EN PLANOS DE PANTALLAS Y OBRA

Los acodalamientos para sujeción de pantallas sirven para soportar y amortiguar los empujes, de forma intercalada en los tres niveles de vigas metálicas, para dominar condiciones de equilibrio de interacción suelo-estructura, Figura 6-7.

Las vigas y sus cordones superiores fueron controlados en todas sus fases de construcción del sótano, mediante los extensómetros intercalados, en las vigas de 60m de longitud transversal, la más vulnerable a los efectos térmicos de dilatación-contracción para saltos térmicos +/- la humedad de equilibrio de 20ºC.

Los efectos de dilatación térmica de las vigas del cordón superior metálico, se transforma en un sobre empuje, que en ocasiones puede superar el umbral admisible de la elongación y de las tensiones de tracción metálicas. Este fue uno de los motivos, de la adopción de refuerzos intermedios, que amortiguan deformaciones de convergencia y velocidad de deformación asociada de pantallas, y la propia estabilidad interna de la viga metálica del acodalamiento.

El control integral es la correlación de mediciones de pantalla, por ej. de convergencias Figuras 8-9, con los resultados de extensómetros de vigas metálicas de sujeción, puntos fijos en paramento vertical medianeros, con la distinta instrumentación. También se sumo el control de integridad del hormigón de los pilotes, efectuado con sondeos de transparencia sónica, en una serie de pilotes de cada tramo de pantallas.

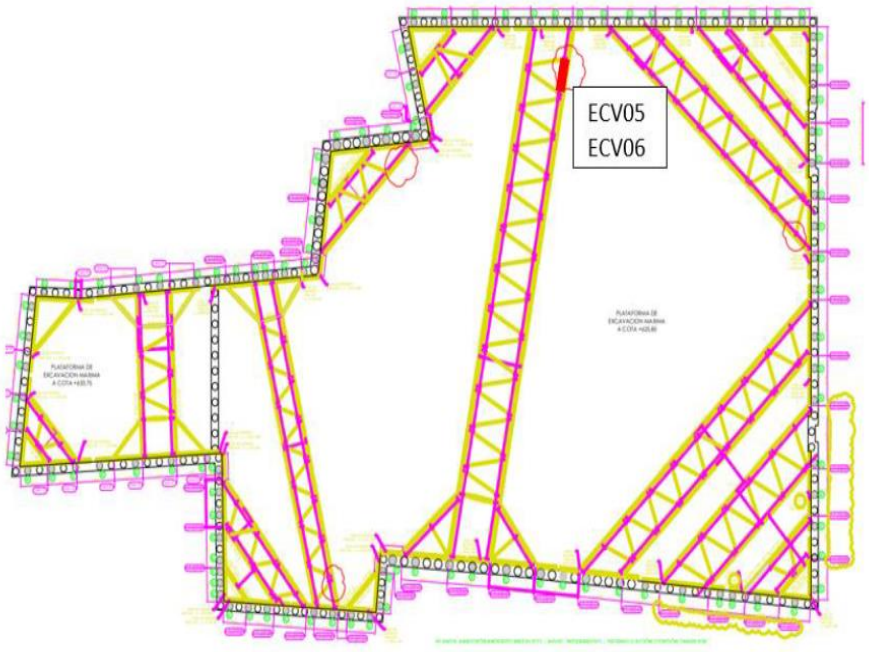


Figura 6. Plano de planta de acodalamientos.

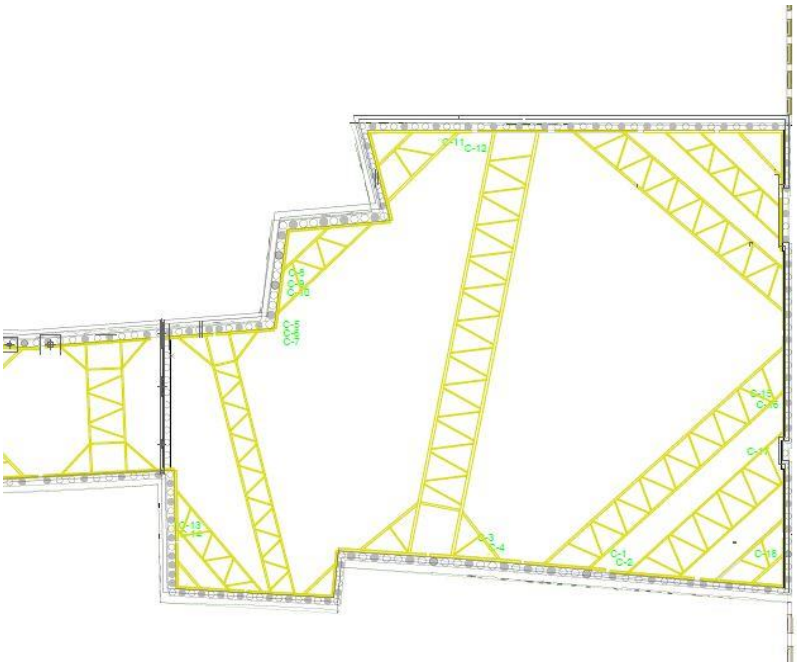


Figura 7. Puntos fijos de acodalamientos y medición en placas de apoyo.



Figura 8. Puntos fijos en vigas de coronación, en cabeza pantallas de pilotes.

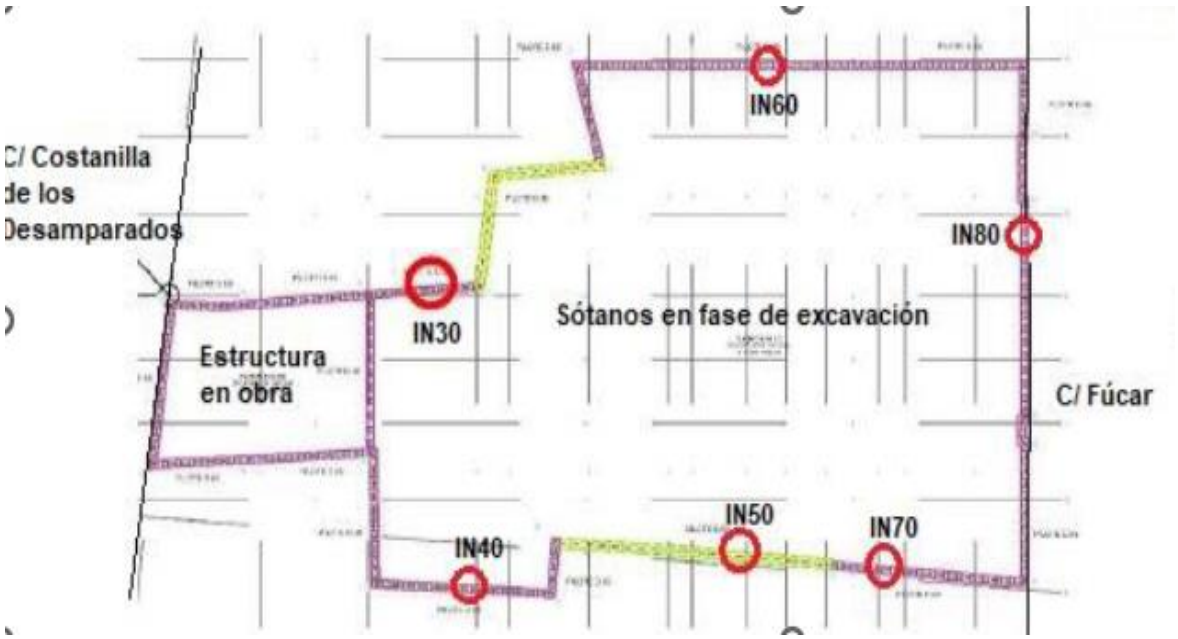


Figura 9. Situación de inclinómetros en pantalla.

3.2.2. OTRAS OBRAS SINGULARES URBANAS, EXCAVADAS A CIELO ABIERTO Y CONTROLADAS

Se muestran otras obras Urbanas singulares, con sótanos profundos controlados, que dejan lecciones aprendidas para prever de forma realista, cuando y porque existe riesgo de la interacción suelo-estructura, durante el proceso de la excavación del sótano profundo y la incidencia en la medianería, Figuras 10-16.



Figura 10. Calle Dulce Chacón 25.
(Isla de Chamartín, Pryconsa, Agosto/23).



Figura 11 Calle San Cipriano, parcela RC-3-Vicalvaro.
(Pryconsa, Abril/23).



Figura 13. Torre Repsol Paseo de La Castellana.
(2004-2006)



Figura 14. PDM Calle Cea Bermudez 106.
(Cyopsa, 2021).



Figura 15. PDM Cuatro Caminos, C. Bravo Murillo 109.
medianería Nor Este y Este (Eductrade, 2023).



Figura 16. Aparcamiento SEXTA AVDA.
(Pryconsa, Oct.2025).

4. CONCLUSIONES DE EXCAVACIONES URBANAS SINGULARES, CON PROBABILIDAD DE RIESGOS

El método observacional, es una herramienta de trabajo, experimental y útil en cada trabajo de excavación singular de pantallas, más aún si se trata de trabajos singulares como los que se presentan, que dejan lecciones aprendidas, para preveer riesgos estructurales y de incidencia en edificios vecinos.

Se trata de saber prever deformaciones, contrastar en obra con mediciones reales, y autoevaluar resultados durante el proceso de contrucción del sótano profundo; y que permitan adoptar medidas correctoras oportunas de Seguridad para la obra y entorno construido.

El objetivo del Plan de Auscultación, es conocer la evolución de las deformaciones en cada momento de las distintas fases de obra, y del proceso de pantallas, valorando la estabilidad en convergencia durante el vaciado , acodalamiento y desacodalamiento adecuados, con el objetivo de no incidencia desfavorable en construcción vecina.

Los métodos empíricos prácticos presentados en 3.1.1 y 3.1.2; son válidos para estimar deformaciones de forma aproximada en terrenos locales y experimentales, con base de datos de interacción suelo-estructura, que pueden completarse y correlacionarse, con otros métodos analíticos numéricos, por ej. Plaxis, SAP; y de la propia experiencia del calculista con herramientas disponibles.

Las Convergencias del perfil de las pantallas deformado, sirven para deducir de forma retrospectiva los parametros de Resistencia intrinseca de cohesion "c", y Angulo rozamiento interno "Φ", y para interpretar de forma realista la interacción suelo-estructura sobre pantallas con excavación de tierras.

La Convergencia de cada tramo de pantallas, esta asociada a la rigidez geométrica de tramos de pantallas, y morfología dada por la relación entre ancho o diámetro de pilote-pantalla/ coeficiente de forma tramo analizado (altura de pantallas H, y Largo del tramo L (H/L)), de las caracteristicas del terreno y nivel de agua, y procedimiento constructivo con sujeción de codales, y desacodalamientos como fue nuestro caso.

Cada tramo de pantalla y de Edificación, sigue un complejo de reglas relacionadas con la rigidez geométrica de cada tramo de pantalla, por su morfología de convexa flexible al vaciado de tierras, o concava que es rigida frente a la excavación del sótano profundo.

Se comprueba que las antiguas estructuras resistentes aporticadas de madera, en los tramos lindantes de las pantallas, con los edificios medianeros antiguos, soportados por cimentación de zanja corrida somera superficial, son mas vulnerables a la deformación del asiento diferencial, inducido a los paramentos verticales medianeros; respecto las deformaciones de algunos edificios modernos, con estructura resistente rigida-flexible de hormigón armado, y con cimentación de zapatas empotradas en "firme".

Las deformaciones de los distintos tramos, responden al tipo de terreno, y del nivel de agua en trasdos, y de las rigides geométrica de cada tramo de pantalla; y del efecto térmico que afecta de forma adicional a los elementos de sujeción provisional de las vigas metálicas.

Las Pantallas:: que sobrepasan valores de convergencias admisibles, como fue nuestro caso, por ej. entre 15-38mm; no implican riesgos sino de alertas, puesto que debe de coexistir la concurrencia del parametro de la velocidad de deformación, con Umbral rojo con riesgo alto: > 5mm/día. La excavación brusca e incontrolada genera cambios de inercia, y aumento en velocidad de deformación, que hay evitar en obra.

Cuando se presentan condiciones de riesgo, se tienen que estudiar las medidas oportunas con refuerzo de sujeción, y cambios con mayor frecuencia de control de mediciones registros evolutivos, para precisar variaciones de velocidad de deformación, y siempre con el añadido de inspección visual.

La baja probabilidad del riesgo de la excavación profunda entre edificios medianeros, no depende solo del un umbral de deformación, sino de una combinación de parametros de medición deformación vs velocidad de deformación, y una interpretación de un seguimiento de control evolutivo de la interacción pantalla-terreno-medianerias.

El Proyecto constructivo de la excavación, tendrá baja probabilidad de Riesgo y vulnerabilidad, si esta bien diseñado y controlado en todas sus fases de obra.

AGRADECIMIENTOS Y DISTINCIÓN COMPARTIDA

Al Ayuntamiento Madrid. y a D. Alfonso Murga y a las empresas promotoras-constructoras y de ingeniería, que apoyaron a MAC INGEO, en estos trabajos de control y de ingeniería del Terreno; en los Planes de Auscultación aplicados a proyectos urbanos con medianerías: CYOPSA-SISOCIA, SIES, FHECOR (ingeniería), PRYCONSA, y EDUCTRADE El Edifico de Usos Múltiples de Calle Fúcar 6, promovido por el Ayto de Madrid, fue distinguido en la 18º Edición del CICCP 11 de Marzo/26, como la Mejor Obra Pública 2025.

REFERENCIAS

MINTRA (2000-2010), *Control en la red de Ampliación de Metro Madrid*

AETOS (2019)*, Recomendaciones para control de proyecto y constructivas de obras soterradas urbanas, de túnel o a cielo abierto.*

TEMA 5

GEOSINTÉTICOS

BASES DEL ANEJO NACIONAL DEL EUROCÓDIGO 7 DE SEGUNDA GENERACIÓN: CAPÍTULO 9 ESTRUCTURAS DE SUELO REFORZADO

Ivan P. DAMIANS[1,2,3]*, Roberto LUIS-FONSECA[4], Ignacio DIEGO[5], Pedro FERNÁNDEZ[6], Laura MOLANO[7], José Luis CUENCA[8], Juan Antonio RODRÍGUEZ[9] y José ESTAIRE[10]

[1] Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE) y Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
*ivan.puig@upc.edu

[2] VSL International Ltd

[3] TC Soil Reinforcement, International Geosynthetics Society (IGS)

[4] Geobrugg AG.

[5] HUESKER Geosintéticos S.A.U.

[6] AECOM SPAIN DCS S.L.

[7] A. Bianchini Ingeniero, S.A.

[8] Solmax Iberia, S.L.

[9] Geoquest España S.A.

[10] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

La segunda generación del Eurocódigo 7 introduce en la norma EN 1997-3 un nuevo capítulo dedicado específicamente al proyecto de estructuras de suelo reforzado. Este capítulo constituye un avance significativo en la normalización europea de una tipología estructural ampliamente utilizada en infraestructuras de transporte, obras hidráulicas y proyectos de urbanización. Como requisito previo a su aplicación en cada Estado miembro, resulta necesaria la elaboración de los correspondientes Anejos Nacionales, en los que se fijan los parámetros determinados a nivel nacional (NDP) y se adaptan los criterios de proyecto a la práctica técnica local. El presente trabajo desarrolla los fundamentos del Capítulo 9 de EN 1997-3, integrando además los principales criterios considerados en el desarrollo del Anejo Nacional español actualmente en desarrollo. Se abordan las bases de proyecto, los estados límite, los materiales de refuerzo, los factores parciales y, de manera particular, los aspectos relativos a la interacción suelo-refuerzo, que constituyen uno de los elementos clave en el comportamiento de estas estructuras. Asimismo, se discuten las decisiones adoptadas en el Anejo Nacional en relación con los factores de reducción, los enfoques de verificación y la posible introducción de valores por defecto basados en experiencia bibliográfica.

ABSTRACT

The second generation of Eurocode 7 introduces a new chapter in EN 1997-3 specifically dedicated to the design of reinforced soil structures. This chapter represents a significant advance in the European standardization of a structural typology widely used in transport infrastructure, hydraulic works, and urban development projects. As a prerequisite for its application in each Member State, the corresponding National Annexes must be developed, establishing the nationally determined parameters (NDPs) and adapting the design criteria to local technical practice. This paper develops the fundamentals of Chapter 9 of EN 1997-3, also integrating the main criteria considered in the development of the Spanish National Annex, currently underway. It addresses the design principles, limit states, reinforcement materials, partial factors and, in particular, aspects related to soil-reinforcement interaction, which is a key element in the behavior of these structures. Also discussed are the decisions adopted in the National Annex in relation to reduction factors, verification approaches and the possible introduction of default values based on bibliographic experience.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Eurocódigo 7 (Eurocode 7), Suelo reforzado (Soil reinforcement), Geosintéticos (gosynthetics).*

1. INTRODUCCIÓN

El Eurocódigo 7 de Segunda Generación representa una evolución sustancial del marco normativo europeo para el proyecto geotécnico. En particular, la incorporación de la Parte 3 (EN 1997-3: Proyecto geotécnico – Estructuras geotécnicas) introduce un conjunto de reglas específicas para el proyecto de tipologías estructurales que hasta ahora no estaban tratadas de forma sistemática dentro del Eurocódigo 7. Entre estas tipologías, las estructuras de suelo reforzado adquieren un protagonismo destacado mediante la inclusión de un capítulo específico (Capítulo 9).

Las estructuras de suelo reforzado se caracterizan por la inclusión de elementos de refuerzo horizontales o subhorizontales dentro del terreno, colocados entre capas de relleno durante la construcción (EN 14475, 2006) con el objetivo de mejorar su comportamiento mecánico y aumentar su capacidad resistente. Estas estructuras incluyen, como se ve en la Figura 1, muros y estribos reforzados (A), taludes estabilizados mediante refuerzo (B), terraplenes con refuerzo basal y en combinación con pilotes para suelos blandos (C) y soluciones de estabilización superficial mediante revestimientos (D). Su desarrollo ha estado históricamente ligado a sistemas industriales y soluciones específicas, lo que ha dado lugar a una gran diversidad de metodologías de cálculo y criterios de proyecto.

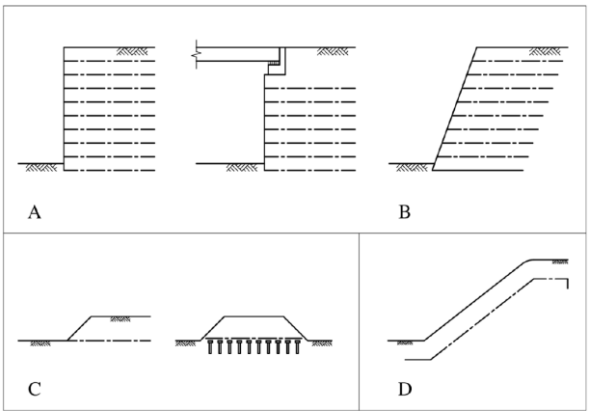


Figura 1. Estructuras de suelo reforzado dentro del ámbito de aplicación del Capítulo 9 - EN 1997-3.

La introducción de un marco normativo común dentro del Eurocódigo 7 responde a la necesidad de armonizar estos criterios y proporcionar una base coherente para el proyecto geotécnico de estas estructuras en el ámbito europeo. No obstante, el carácter particular de estas soluciones, así como la influencia de factores locales como los materiales disponibles, las prácticas constructivas y la experiencia acumulada, hacen necesario adaptar el contenido del Eurocódigo a cada país mediante los correspondientes Anejos Nacionales.

En España, el desarrollo del Anejo Nacional correspondiente a EN 1997-3 se está llevando a cabo en el seno del Subcomité UNE/CTN 140/SC7. Este proceso implica la definición de los parámetros determinados a nivel nacional, así como la incorporación de Información Complementaria No Contradictoria que facilite la aplicación práctica de la norma.

2. CAPÍTULO 9 DEL EUROCÓDIGO 7 – PARTE 3 (EN 1997-3)

El Capítulo 9 de EN 1997-3 define el marco general para el proyecto de estructuras de suelo reforzado, abarcando diferentes tipologías estructurales que comparten el principio de funcionamiento basado en la interacción entre el suelo y los elementos de refuerzo.

Entre las estructuras consideradas se incluyen los muros y estribos de suelo reforzado, en los que el refuerzo se dispone de forma aproximadamente horizontal dentro del relleno estructural, proporcionando estabilidad frente a mecanismos de fallo interno y externo. También se incluyen los taludes reforzados, en los que el refuerzo permite aumentar la pendiente del talud o mejorar su estabilidad frente a deslizamientos.

Asimismo, el capítulo contempla el refuerzo basal para terraplenes, que resulta especialmente relevante en condiciones de cimentación sobre suelos blandos o en presencia de inclusiones, donde el refuerzo actúa como elemento de transferencia de cargas. Finalmente, se incluyen las soluciones de revestimiento reforzado, en las que el refuerzo contribuye a la estabilización superficial del terreno.

A pesar de la diversidad de estas tipologías, todas ellas comparten una serie de mecanismos de comportamiento comunes, en los que la interacción suelo-refuerzo desempeña un papel fundamental. Esta interacción determina la movilización de la resistencia del refuerzo, la transferencia de cargas y, en última instancia, la estabilidad global de la estructura.

3. BASES DE PROYECTO

El proyecto geotécnico de estructuras de suelo reforzado debe basarse en la identificación de las situaciones de proyecto relevantes, la caracterización del terreno y la definición de las acciones que actúan sobre la estructura. Las situaciones de proyecto incluyen condiciones persistentes, transitorias y accidentales, y deben considerar tanto las fases de construcción como cualquier otra situación que pueda ocurrir durante la vida útil de la estructura.

Entre los aspectos que deben analizarse se encuentran las propiedades geométricas del emplazamiento, las características del terreno y de las aguas subterráneas, las influencias ambientales y las posibles modificaciones del terreno a lo largo del tiempo. Asimismo, deben tenerse en cuenta los efectos de los métodos constructivos, la viabilidad de la ejecución y las condiciones de mantenimiento.

El comportamiento de las estructuras de suelo reforzado está fuertemente condicionado por la interacción entre el suelo y los elementos de refuerzo. Por ello, es esencial una adecuada caracterización de los materiales, así como una correcta definición de las propiedades resistentes y deformacionales de los materiales que intervienen en el cálculo.

4. ESTADOS LÍMITE

Las verificaciones de las estructuras de suelo reforzado deben realizarse frente a estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS), siguiendo los principios generales establecidos en EN 1990 y EN 1997-1.

4.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Los estados límite últimos incluyen los mecanismos de fallo que pueden comprometer la estabilidad de la estructura. En el caso de las estructuras de suelo reforzado, estos mecanismos pueden clasificarse en fallos de estabilidad externa, interna y compuesta.

Entre los fallos de estabilidad externa se incluyen el deslizamiento global, el vuelco y el fallo portante de la cimentación. Estos mecanismos afectan al conjunto de la estructura y deben verificarse mediante métodos convencionales de análisis geotécnico, considerando la estructura de suelo reforzado como un cuerpo rígido.

Los fallos de estabilidad interna incluyen, entre otros, la rotura por tracción de los elementos de refuerzo, el fallo por arrancamiento en la interfaz suelo-refuerzo, el deslizamiento a lo largo de superficies internas de rotura, como puede verse en la Figura 2, y el fallo de las conexiones entre el refuerzo y el sistema de paramento, entre los que cabe destacar la rotura estructural, el fallo por corte, abombamiento, caída o rotación de los elementos del paramento, como se recoge en la Figura 3.

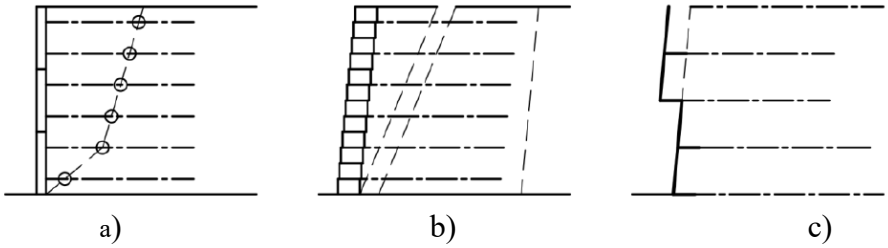


Figura 2: ELU para mecanismos de falla interna de estructuras de suelo reforzado:
(a) falla por tracción, (b) extracción/arrancamiento de elementos de refuerzo y
(c) deslizamiento a lo largo de la interfaz entre el relleno y los elementos de refuerzo.

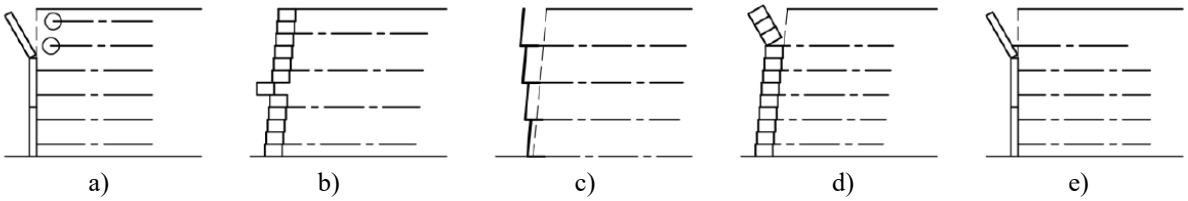


Figura 3: ELU para estructuras de suelo reforzado que involucran mecanismos de falla interna:
(a) ruptura de conexión, (b) falla por corte entre elementos del paramento (abultamiento),
(c) falla por corte entre elementos del paramento y elementos de refuerzo, (d) caída de elementos del paramento superiores no conectados a elementos de refuerzo y (e) rotación/caída de elementos del paramento.

Estos mecanismos son específicos de las estructuras de suelo reforzado y requieren modelos de cálculo adecuados para su análisis. En relación con los diferentes modos de fallo de taludes, muros y estribos de puentes reforzados, los mecanismos de fallo interno deben verificarse mediante uno o más de los siguientes métodos: gravedad coherente (*coherent gravity method*), cuña anclada (*tie-back wedge method*), método de cuñas múltiples (*multiple wedge method*) o estabilidad de taludes (*slope stability methods*) de los cuales el Anejo F.3 de EN 1997-3 da alguna orientación (con posibles ajustes nacionales en el marco de los NCCI).

Cabe destacar que, como alternativa a los métodos anteriores, se pueden utilizar métodos numéricos siempre que estén calibrados para el sistema de suelo reforzado específico y validados para la situación de proyecto específica. Asimismo, se pueden utilizar otros métodos, siempre que hayan sido validados de acuerdo con los siguientes criterios establecidos para diferentes niveles de validación (EN 1997-1:2025, 7.1.1):

- Confirmar que existe experiencia comparable que demuestre que el modelo de cálculo es adecuado para las condiciones locales (nivel de validación bajo).
- Confirmar que cualquier modelo de cálculo utilizado se encuentra dentro de los límites de aplicación (nivel de validación bajo-normal).
- Confirmar que las hipótesis subyacentes al modelo de cálculo son relevantes para todas las situaciones de proyecto a considerar (nivel de validación normal).
- Documentar las hipótesis realizadas en el modelo de cálculo (nivel de validación normal).
- Documentar la bibliografía que acredite que el modelo de cálculo se ha utilizado en situaciones de proyecto comparables (normal).
- Calibrar el modelo de cálculo para todas las situaciones de proyecto relevantes con respecto a otro modelo de cálculo adecuado o a las observaciones in situ (alto).

4.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los estados límite de servicio están relacionados con el comportamiento funcional de la estructura. Incluyen deformaciones excesivas del relleno reforzado, asientos diferenciales, movimientos del paramento y posibles afecciones a estructuras o servicios adyacentes. En muchos casos, el control de las deformaciones y/o movimientos resulta determinante para el proyecto, especialmente en estructuras sensibles a los desplazamientos, como estribos de puente o muros en entornos urbanos.

5. MATERIALES Y FACTORES DE REDUCCIÓN

El Capítulo 9 considera diferentes tipos de refuerzo, incluyendo geosintéticos, refuerzos de acero y mallas metálicas recubiertas. Para cada tipo se establecen criterios específicos para la determinación de la resistencia de cálculo. En el caso de los geosintéticos, la resistencia representativa a tracción ($R_{t,el,rep}$) se obtiene a partir de la resistencia característica (T_k) mediante la aplicación de factores de reducción (η_{gs}) que tienen en cuenta diferentes mecanismos de degradación del material constitutivo del geosintético, como los daños durante la instalación (η_{dmg}), la fluencia (η_{cr}), la meteorización (η_w), la degradación química (η_{ch}), los efectos de las cargas repetidas (η_{dyn}), y los efectos adversos de las juntas y solapes (η_{js}), como se recoge a continuación en las ecuaciones 9.1 y 9.2 de EN 1997-3.

$$R_{t,el,rep} = \eta_{gs}\, T_k \tag{9.1}$$

$$\eta_{gs} = \eta_{dmg}\, \eta_{cr}\, \eta_w\, \eta_{ch}\, \eta_{dyn}\, \eta_{js} \tag{9.2}$$

En el Anejo Nacional español se proponen valores por defecto para estos factores como Información Complementaria No Contradictoria (NCCI). Éstos se recogen en la Tabla 1, que pueden adoptarse en ausencia de datos certificados por parte del fabricante. Estos valores incluyen también un factor que contempla los posibles daños que puedan producirse en los refuerzos durante la instalación, con la consiguiente pérdida de resistencia (η_{dmg}). Aunque se propone un valor η_{dmg} = (1/1.50), se fomenta la realización de ensayos in situ en función del tipo de material de relleno empleado. En conjunto, el factor global de reducción (η_{gs}) queda comprendido en el intervalo (1/5.0) – (1/10.0) al considerar la fluencia del material de refuerzo polimérico (condiciones de servicio), mientras que adopta un valor aproximado de η_{gs} = (1/2.50) cuando no se tiene en cuenta dicho fenómeno.

Estos factores reductores permiten estimar la resistencia a largo plazo de los refuerzos geosintéticos de forma conservadora, aunque se recomienda el uso de valores específicos cuando se disponga de información experimental adecuada. Los valores propuestos (Tabla 1) serán de aplicación como valores por defecto (con la consideración de conservadores) en aquellos casos y/o productos en los que el fabricante no disponga de valores certificados, y bajo condiciones específicas de pH y de resistividad del suelo según el tipo de material a usar. Los factores para tener en cuenta eventuales efectos dinámicos (η_{dyn}) y para juntas y/o solapes (η_{js}) son variables en función de las características del proyecto y del sistema, por lo que no aparecen en la Tabla 1. En caso de no ser de aplicación (sistema/proyecto sin requerimiento de juntas o solapes, ni bajo efectos dinámicos), ambos factores reductores serán igual a la unidad (η_{dyn} = 1.0; η_{js} = 1.0).

Los valores por defecto propuestos serán de aplicación para aquellos productos en los que el fabricante no disponga de valores certificados por un Organismo de Evaluación Técnica (*Technical Assessment Body*). En caso de disponer de valores certificados, se aplicarán dichos valores certificados. Además, los valores proporcionados por defecto no serán de aplicación bajo condiciones de contorno extremas.

Tabla 1. Factores de conversión para el cálculo del factor de reducción de la resistencia a tracción de los elementos geosintéticos de refuerzo (NCCI).

Daños en la instalación, η_{dmg}		1/1.50
Fluencia, η_{cr}	Aramida, Poliamida, Poliéster, Polivinilo alcohol	1/2.00
	Polietileno	1/3.50
	Polipropileno	1/4.00
Degradación química, η_{ch}		1/1.30
Meteorización, η_w		1/1.15

6. FACTORES PARCIALES Y ENFOQUE DE VERIFICACIÓN

El Anejo Nacional español adopta el Enfoque de Factor de Resistencia (*Resistance Factor Approach*, RFA, en su terminología inglesa) para la verificación de los estados límite últimos en estructuras de suelo reforzado mediante modelos analíticos o empíricos (descritos en los epígrafes 7.1.2 y 7.1.3 de la Parte 1), no incluyendo las verificaciones por modelos numéricos que se deben realizar utilizando los criterios descritos en el apartado 8.2 de la Parte 1. Este enfoque RFA implica la aplicación de factores parciales sobre las resistencias, en lugar de sobre las propiedades de los materiales. La elección del enfoque RFA responde a la

naturaleza de los modelos de cálculo empleados en estas estructuras, que suelen basarse en formulaciones empíricas o semiempíricas, y permite una mayor coherencia en la aplicación de los factores parciales con los que se determina el nivel de seguridad de la estructura en estudio.

Tabla 2. (Tabla AN-9.4) Factores parciales para la verificación de los Estado Límite Último de estructuras de suelo reforzado, relativos a las situaciones fundamentales (persistentes y transitorias) [(a)].

Verificación de	**Factor Parcial aplicado sobre**		**Símbolo**	**Enfoque de Factor de Resistencias**
Mecanismos de fallo global y compuesto	De acuerdo con lo indicado en la Tabla AN-4.2 de este Anejo Nacional			
Hundimiento, deslizamiento y vuelco plástico	De acuerdo con lo indicado en la Tabla AN-5.2 de este Anejo Nacional			
Mecanismos internos de fallo	Acciones y efectos de las acciones		γ_F, γ_E	VC1 [b]
	Propiedades del terreno		γ_M	No se aplican factores parciales
Resistencia al arrancamiento y a corte directo	Resistencia al arrancamiento de los elementos de refuerzo		$\gamma_{R,po}$	1.25
	Resistencia a corte directo a lo largo de la interfaz		$\gamma_{R,ds}$	1.25
Rotura de los elementos de refuerzo	Resistencia a tracción de	Elementos geosintéticos de refuerzo	$\gamma_{M,gs}$	1.25 [c]
		Acero estructural mediante EN 10025-2 o EN 10025-4	γ_{M0}	Indicado en EN 1993-1-1 (1.0)
			γ_{M2}	Indicado en EN 1993-1-1 (1.25)
		Acero estructural mediante EN 10080	γ_S	Indicado en EN 1992-1-1 (1.15)
			γ_t	1.25
		Elementos de refuerzo de malla de alambre de acero revestido con polímero	$\gamma_{M,pwm}$	1.25
Rotura de las conexiones al paramento	Resistencia a tracción de la conexión	Elementos de refuerzo	$\gamma_{R,con,el}$	Como se indica arriba para rotura de los elementos de refuerzo
		Conectores	$\gamma_{R,con,c}$	Como se indica en el Eurocódigo del material correspondiente
		Elementos del paramento	$\gamma_{R,con,f}$	Como se indica en el Eurocódigo del material correspondiente

Notas: [a] De acuerdo con EN 1997-1/4.4.1.5 (1) Nota 1, el valor del factor parcial de resistencias que se debe utilizar en las verificaciones de las situaciones accidentales es la raíz cuadrada del valor γ_R correspondiente a la situación de proyecto persistente.

[b] Los valores de los factores parciales para el Caso de Verificación 1 (VC1) se dan en EN 1990:2023, Anejo A.

[c] Puede adoptarse $\gamma_{M,geos} = 1.15$ siempre que no se haya usado ninguno de los valores indicados en la Tabla 1 para la determinación de η_{gs}, de acuerdo con la Fórmula 9.2.

Estos factores se integran en una tabla con parámetros determinados a nivel nacional (categoría NDP: *Nationally Determined Parameters*) mostrados en la Tabla 2. En el Anejo Nacional se propone mantener los valores por defecto de la tabla original (EN 1997-3: Tabla 9.4) bajo criterio RFA, con alguna excepción adecuada al caso (ver la Nota [(c)] de la Tabla 2). Entre los factores parciales más relevantes se encuentran los asociados al arrancamiento y al corte directo en la interfaz suelo-refuerzo, con valores del orden de 1.25. Asimismo, se definen factores para la rotura de los elementos de refuerzo, que dependen del tipo de material utilizado.

7. INTERACCIÓN SUELO-REFUERZO

La interacción suelo-refuerzo constituye uno de los aspectos más relevantes en el proyecto de estructuras de suelo reforzado. Esta interacción determina la movilización de la resistencia del refuerzo y la transferencia de cargas entre el suelo y los elementos de refuerzo.

En el Anejo Nacional español se han incluido valores por defecto para los parámetros de interacción (i.e., f_{ds}, k_{po} y μ_{po}), basados en experiencia bibliográfica y documentos de referencia como la AASHTO LRFD (2024). Como ejemplo, se muestra en la Figura 4, unas gráficas que se puede utilizar para determinar el factor de interacción al corte directo (f_{ds}), en función del sistema de refuerzo y del confinamiento. Según tipos de refuerzo habituales en estructuras de suelo reforzado, listados en la EN 14475 (2006), estos valores se plantean para escenarios normativos con rellenos granulares bien graduados (requisitos de coeficiente de curvatura C_c y uniformidad C_u), compactados adecuadamente. En estos casos se puede suponer, a efectos de cálculo, que el relleno tiene un ángulo de rozamiento efectivo de pico mínimo de 34º. En el caso de que se hagan ensayos específicos, se podrán adoptar los valores obtenidos de dichos ensayos, incluyendo los obtenidos de correlaciones basadas, por ejemplo, en ensayos SPT.

Asimismo, el factor de interacción al arrancamiento (k_{po} o μ_{po} según refuerzo planar o discreto, respectivamente) puede relacionarse con el factor de interacción al corte directo (f_{ds}) mediante un coeficiente de proporcionalidad o de ajuste α, que depende de la extensibilidad del refuerzo. Este factor puede ajustarse mediante una monitorización adecuada en ensayos de arrancamiento a diferentes confinamientos. Para geotextiles se proponen valores del orden de 0.6, mientras que para geomallas y geobandas (o tiras poliméricas, de no más de 200 mm de ancho –ver ISO 10318 (2015)– típicamente conformadas por filamentos de poliéster de alta tenacidad encapsulados en un recubrimiento de polietileno) se consideran valores de 0.8, y para refuerzos metálicos inextensibles se adopta un valor de 1.0 (valor máximo; esto es, sin necesidad de ajuste).

Las mallas y escalas metálicas presentan un perímetro del elemento de refuerzo definido como $P(x) = 2b$, siendo b el ancho total medio de la malla o la escala. En cuanto al criterio de "malla" y "escala", las escalas están configuradas por dos barras longitudinales de diámetro mayor o igual al diámetro de las barras transversales (t), debiendo cumplirse que $t > 8$ mm según la norma EN 14475, que la relación $t/s_t > 0.05$, y que s_t permanezca constante en toda la longitud resistente del refuerzo.

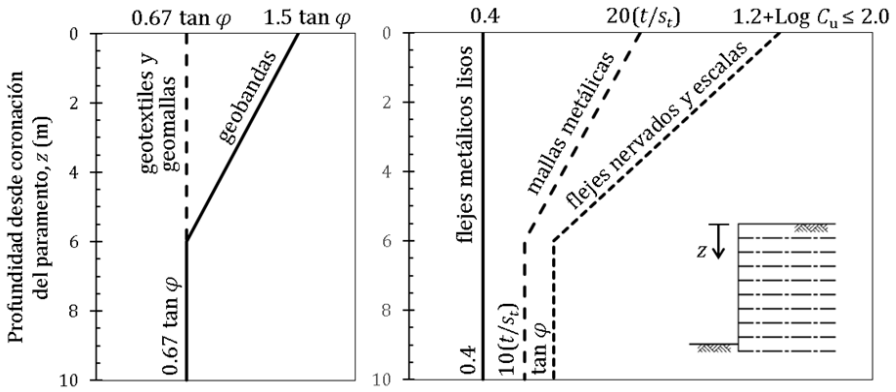


Figura 4. Valores por defecto del factor de interacción al corte directo (f_{ds}) en función del sistema de refuerzo y del confinamiento (z).

Este enfoque permite establecer criterios coherentes para el proyecto, en ausencia de ensayos específicos, aunque se reconoce la importancia de disponer de datos experimentales propios cuando sea posible.

8. CONCLUSIONES Y TRABAJOS EN DESARROLLO

El Capítulo 9 de EN 1997-3 representa un avance significativo en la normalización del diseño de estructuras de suelo reforzado en Europa. La elaboración del Anejo Nacional español permite adaptar estos criterios a la práctica técnica nacional, incorporando valores por defecto y orientaciones que facilitan su aplicación.

La definición de criterios para la interacción suelo-refuerzo constituye uno de los aspectos más relevantes del desarrollo del Anejo Nacional, proporcionando herramientas prácticas para el proyecto en ausencia de ensayos específicos. Asimismo, la adopción del Enfoque de Factor de Resistencia permite una aplicación coherente de los factores parciales en este tipo de estructuras.

El presente trabajo contribuye a la comprensión del nuevo marco normativo y sienta las bases para su aplicación en proyectos reales, destacando la importancia de la experiencia técnica y la validación de los modelos de cálculo en el proyecto de estructuras de suelo reforzado.

Adicionalmente, en el marco del desarrollo del Anejo Nacional, se está trabajando en la definición de Información Complementaria No Contradictoria (NCCI) relativa también al uso de herramientas numéricas para el análisis y diseño de estructuras de suelo reforzado. Dada la idiosincrasia de este tipo de estructuras, su modelización numérica presenta particularidades que requieren un tratamiento específico.

Como tareas aún en desarrollo a la fecha de esta publicación, se está definiendo una metodología para el uso de modelos numéricos, que será objeto de análisis y discusión en reuniones técnicas específicas. Se evaluará la aplicación de las guías existentes y la posible incorporación de criterios particulares para estructuras de suelo reforzado. En este contexto, se profundizará en la definición de parámetros resistentes en deformación plana, la caracterización de las interfaces suelo-refuerzo y suelo-paramento, y la consideración de la flexibilidad vertical del paramento. Estos trabajos pretenden mejorar la coherencia y fiabilidad de los análisis numéricos en el diseño de este tipo de estructuras.

REFERENCIAS

AASHTO LRFD (2024). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (10th ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C., USA.

EN 14475:2006. *Execution of special geotechnical works – Reinforced fill*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

EN 1990:2023. *Eurocode – Basis of structural and geotechnical design*. Draft. CEN. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

EN 1997-1:2025. *Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 1: General rules*. Draft. CEN. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

EN 1997-3:2025. *Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures*. Draft. CEN. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

ISO 10318-1: 2015. *Geosynthetics — Part 1: Terms and definitions*. International Organization for Standardization.

INTERPRETACIÓN EXPERIMENTAL DE LA INTERACCIÓN SUELO–REFUERZO EN EL MARCO DE LA SEGUNDA GENERACIÓN DEL EUROCÓDIGO 7

Laura MOLANO[(1)*], Ginna TORRES[(1)] y Diego GARCIA[(1)]

[(1)] A. Bianchini Ingeniero, S.A.
*l.molano@maccaferri.com

RESUMEN

Las estructuras de suelo reforzado constituyen soluciones óptimas para la contención de tierras con grandes desniveles, tanto desde el punto de vista económico como de sostenibilidad. Su eficacia radica en la estabilización mecánica del suelo mediante la incorporación de elementos resistentes a tracción, dispuestos estratégicamente para mejorar sus propiedades mecánicas. La resistencia adicional del terreno se atribuye a la interacción en la interfaz suelo-refuerzo, lo que supone una importancia en el estudio de la resistencia al arrancamiento en dicha interfaz para el diseño de este tipo de estructuras. En este contexto, la segunda generación del Eurocódigo 7 (EN 1997-3, Capítulo 9) introduce por primera vez directrices específicas para el dimensionamiento de estructuras de suelo reforzadas con acero galvanizado, geosintéticos y mallas de alambre de acero recubiertas con polímero. En consonancia con este nuevo marco normativo, el presente trabajo analiza ensayos de arrancamiento realizados en sistemas de refuerzo mixtos compuestos por mallas de alambre de doble trenzado con recubrimiento polimérico en combinación con geomallas de poliéster. La ejecución de los ensayos se realizó siguiendo la metodología de la norma EN 13738, adaptada mediante modificaciones al montaje experimental. A partir de los resultados obtenidos se determinaron los factores de interacción en la interfaz suelo-refuerzo, fundamentales para el diseño de la resistencia al arrancamiento.

ABSTRACT

Reinforced soil structures offer optimal solutions for retaining earth on steep slopes, both from an economic and a sustainability perspective. Their effectiveness lies in the mechanical stabilization of the soil through the incorporation of tensile-resistant elements, strategically placed to enhance its mechanical properties. The additional strength of the soil is attributed to the interaction at the soil-reinforcement interface, which makes the study of pull-out resistance at this interface crucial for the design of such structures. In this context, the second generation of Eurocode 7 (EN 1997-3, Chapter 9) introduces, for the first time, specific guidelines for the design of soil structures reinforced with galvanized steel, geosynthetics, and polymer-coated steel wire mesh. In line with this new regulatory framework, this study analyzes pull-out tests conducted on mixed reinforcement systems composed of double-twisted wire mesh with a polymer coating in combination with polyester geogrids. The tests were performed following the methodology of standard EN 13738, adapted through modifications to the experimental setup. Based on the results obtained, the interaction factors at the soil-reinforcement interface were determined, which are fundamental for the design of pull-out resistance.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Estructuras de suelo reforzado (Reinforced fill structures); Geosintéticos (geosynthetics); Mallas de alambre de doble trenzado con recubrimiento polimérico (Polymeric-coated steel woven wire meshes).*

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras de suelo reforzado se fundamentan en la integración de elementos resistentes a la tracción, dispuestos de manera estratégica para mejorar el comportamiento mecánico del suelo. Estas soluciones, caracterizadas por su versatilidad y competitividad económica, se han consolidado como una alternativa de referencia frente a los sistemas de contención convencionales, especialmente en aquellos casos que implican grandes desniveles o la necesidad de generar superficie útil en coronación. No obstante, hasta la fecha, el marco normativo europeo carecía de una norma específica de diseño para este tipo de estructuras. Con la segunda generación del Eurocódigo 7 (EN 1997-3, Capítulo 9) se aborda por primera vez esta carencia, estableciendo directrices particulares para materiales de refuerzo tales como geosintéticos, acero galvanizado y mallas de alambre de acero con recubrimiento polimérico.

En el marco de la norma EN 1997-3, Capítulo 9, se abordan las verificaciones de las estructuras de suelo reforzado ante estados límite últimos y de servicio. En lo que respecta a los estados límite últimos, la norma distingue entre mecanismos de fallo externos e internos, siendo los fallos internos la rotura por tracción de los elementos de refuerzo, el fallo por arrancamiento en la interfaz suelo-refuerzo, el deslizamiento a lo largo de superficies internas de rotura y el fallo de las conexiones entre el refuerzo y el sistema de paramento.

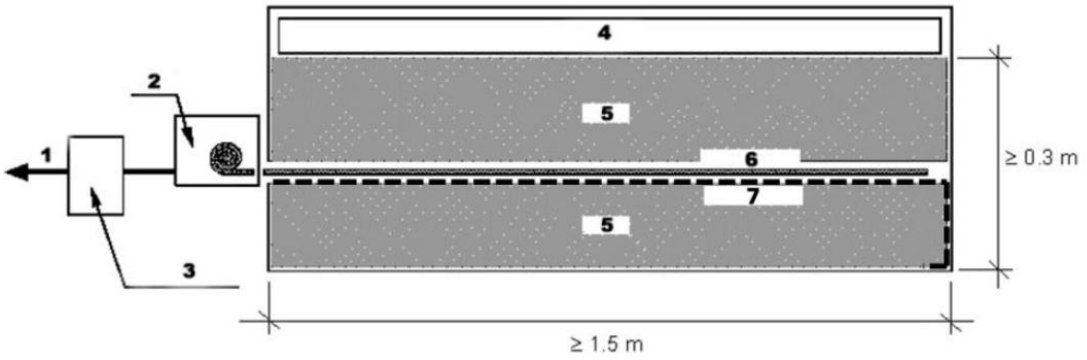
Entre los mecanismos de fallo internos, la resistencia al arrancamiento en la interfaz suelo-refuerzo constituye un factor crítico en el diseño, puesto que condiciona directamente la longitud de refuerzo necesaria y, en consecuencia, el dimensionamiento global de la estructura. Los ensayos de arrancamiento de los diferentes refuerzos permiten estudiar la respuesta a cortante en la interfaz y cuantificar los parámetros de resistencia y rigidez necesarios para un diseño optimizado en condiciones de seguridad (Damians *et al.*, 2024). Asimismo, diversos estudios han puesto de manifiesto que el coeficiente de interacción en dicha interfaz depende de múltiples factores, entre los que destacan el tipo de suelo, las características del material de refuerzo y las condiciones del ensayo (Baykal y Dadasbilge, 2008; Jewell *et al.*, 1984; Kazemi y Cheng, 2013; Moraci y Recalcati, 2006).

En este contexto, el presente trabajo tiene como objetivo principal el análisis de los factores de interacción en la interfaz suelo-refuerzo de sistemas mixtos compuestos por mallas de alambre de doble trenzado con recubrimiento polimérico combinadas con geomallas de poliéster, determinados a partir de ensayos de arrancamiento realizados según EN 13738. De forma complementaria, los factores obtenidos se interpretan en el marco de EN 1997-3, Capítulo 9, con el fin de proporcionar valores experimentalmente fundamentados que permitan optimizar el diseño de estructuras de suelo reforzado respecto a los valores por defecto conservadores establecidos en el Anejo Nacional. Cabe destacar que los valores obtenidos en laboratorio están directamente asociados a los materiales ensayados y a la configuración específica del sistema, por lo que los resultados no son extrapolables a productos que no hayan sido evaluados bajo las mismas condiciones.

2. METODOLOGIA DE ENSAYO EXPERIMENTAL

El procedimiento experimental sigue la metodología establecida en la norma EN 13738, que define el procedimiento normalizado para la determinación de la resistencia al arrancamiento de geotextiles y productos relacionados embebidos en suelo. El procedimiento estándar ha sido adaptado con modificaciones al montaje experimental para adecuarlo a las configuraciones específicas del sistema estudiado, con el fin de determinar la resistencia al arrancamiento de mallas de alambre de doble trenzado con recubrimiento polimérico en contacto con geomallas de poliéster, ambas embebidas en suelo compactado, utilizando una caja de arrancamiento.

El dispositivo de ensayo consiste en una caja de arrancamiento de paredes rígidas paralelas y lisas, dotada de una pared posterior, una placa inferior, una puerta frontal extraíble dividida horizontalmente y un manguito de transferencia de carga, como ilustra en el esquema de la Figura 1. La puerta está ubicada en la parte frontal de la caja, en la dirección de aplicación de la fuerza de arrancamiento, y su diseño dividido permite el paso del refuerzo hacia el sistema de carga sin perturbar el estado tensional del suelo confinado. La tensión de confinamiento vertical se aplica mediante una bolsa de aire situada sobre la capa superior de suelo, permitiendo simular diferentes profundidades de relleno y, por tanto, distintos niveles de tensión normal sobre el plano del refuerzo.



1. Dispositivo de extracción
2. Mordaza
3. Célula de carga
4. Bolsa de aire
5. Suelo
6. Muestra de malla de alambre de doble torsión
7. Muestra de geomalla (fija)

Figura 1. Dispositivo caja de arrancamiento.

El procedimiento de ensayo se inicia con la compactación del suelo mediante placa vibrante en capas sucesivas hasta alcanzar el nivel de densidad requerido en función de la tensión normal prevista para cada ensayo. A continuación, se preparan los especímenes, cortando la malla de doble trenzado y la geomalla para ajustarse al interior de la caja. En primer lugar, se coloca la geomalla y se fija firmemente, posteriormente, sobre ella se dispone la malla metálica sin conexión mecánica entre ambas, extendiéndose fuera de la caja hacia el sistema de aplicación de carga.

Una vez preparada la muestra, se aplica una tensión normal a la capa superficial del suelo para simular las condiciones de las estructuras de suelo reforzado. La tensión normal se varía para evaluar su impacto en la resistencia al arrancamiento. Las tensiones normales utilizadas durante los ensayos se seleccionaron dentro del rango sugerido por la norma EN 13738 y, teniendo en cuenta la resistencia a la tracción última del material ensayado, se buscó obtener fallas por arrancamiento y no por rotura.

Finalmente, se aplica la fuerza de arrancamiento horizontalmente a una velocidad de desplazamiento constante de 2,0 ± 0,2mm/min hasta que se produce el deslizamiento o la rotura del espécimen, registrándose la carga máxima y el modo de fallo. El desplazamiento horizontal se mide en la posición de la mordaza y en tres posiciones adicionales equidistantes a lo largo de la longitud embebida del refuerzo. Se realizan un mínimo de tres ensayos por cada combinación de materiales con diferentes niveles de tensión normal, reemplazando los especímenes de malla metálica/geomalla tras cada ensayo. Cabe resaltar que en la mayoría de los casos la malla de doble trenzado con recubrimiento polimérico presenta menor resistencia a tracción en comparación con las geomallas de poliéster; por consiguiente, el ensayo se realiza tirando de la malla metálica, ensayando así el elemento menos resistente del sistema.

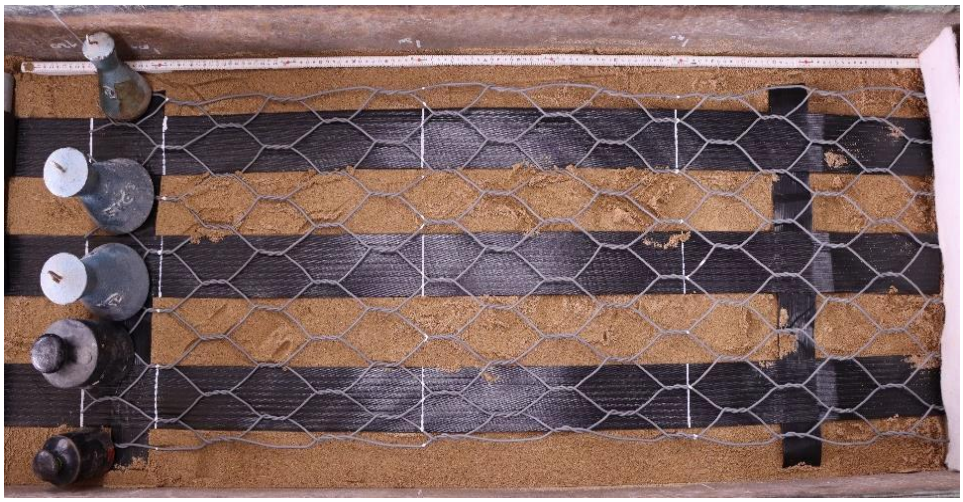


Figura 2. Configuración del ensayo antes de llenar completamente la caja.

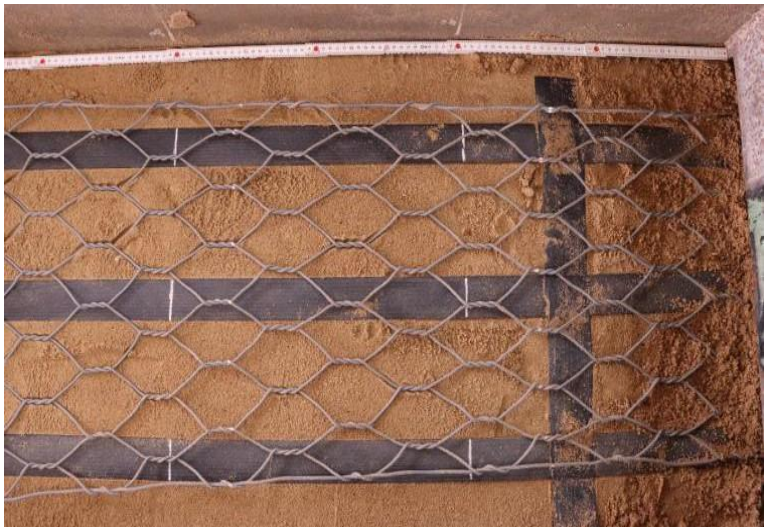


Figura 3. Desmontaje después de uno de los ensayos.

3. MATERIALES ENSAYADOS

Los materiales empleados consisten en las mallas de doble trenzado con recubrimiento polimérico, las geomallas de poliéster y el suelo de relleno utilizado en los ensayos. Las propiedades y las etiquetas de los materiales ensayados se resumen en la Tabla 1.

La malla de alambre de doble trenzado, conforme a EN 10223-3, presenta una geometría hexagonal 8x10mm con recubrimiento polimérico. Se ensayaron dos variantes en función del diámetro del alambre: 2,2mm (DT-1A), con una resistencia a tracción de 35kN/m, y 2,7mm (DT-1B), con una resistencia a tracción de 50kN/m. El recubrimiento polimérico proporciona protección frente a la corrosión y mejora la durabilidad del elemento en contacto con el suelo a lo largo de la vida útil de la estructura.

En cuanto a las geomallas ensayadas están fabricadas en poliéster de alta tenacidad (PET) con recubrimiento de polietileno, que mejora la resistencia frente a daños durante la instalación y en condiciones de elevada alcalinidad. Se ensayaron distintas configuraciones con resistencias a tracción de 100kN/m (GG-3A), 200kN/m (GG-3B), 300kN/m (GG-2A) y 600kN/m (GG-2B), variando tanto la geometría de la malla como el ancho de las tiras en función de la resistencia. Todos los materiales ensayados cuentan con certificación HAPAS del British Board of Agreement (BBA).

Tabla 1. Materiales ensayados.

Nomenclatura	Descripción	Resistencia a la tracción (kN/m)
DT-1A	malla de alambre tipo 8x10-2,2mm con recubrimiento polimérico	35
DT-1B	malla de alambre tipo 8x10-2,7mm con recubrimiento polimérico	50
GG-2A	geomallas de poliéster de alta tenacidad (PET) con recubrimiento de polietileno	300
GG-2B		600
GG-3A	geomallas de poliéster de alta tenacidad (PET) con recubrimiento de polietileno	100
GG-3B		200

Por otro lado, para el alcance de los ensayos, el suelo empleado consistió en arena normalizada CEN según EN 196-1 (Normsand 0-2mm), seleccionada por ser un tipo de suelo granular representativo y conservador para este tipo de ensayos. Dicho suelo presenta un ángulo de rozamiento interno de 32,8° y un contenido en agua de aproximadamente el 10%.

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1. RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO

La resistencia al arrancamiento (Pr) se calcula a partir de la fuerza de arrancamiento registrada durante el ensayo, dividida por el ancho del espécimen, según la expresión establecida en EN 13738:

$$P_r = \frac{F_p}{W_g} \quad (1)$$

Donde P_r es la resistencia al arrancamiento (kN/m), F_p es la fuerza de arrancamiento corregida por la fuerza de calibración (kN) y W_g es el ancho del espécimen (m).

De acuerdo con EN 1997-3, Capítulo 9, la resistencia al arrancamiento depende de la interacción del refuerzo con el suelo. Para su determinación, los fabricantes que dispongan de valores ensayados y certificados para sus productos podrán utilizarlos directamente en el diseño. En caso contrario, deberán emplearse los valores por defecto de carácter conservador recogidos en el Anejo Nacional, donde se incluyen tanto los Parámetros de Determinación Nacional (NDP) como la Información Complementaria No Contradictoria (ICNC), cuyos valores se basan en la experiencia bibliográfica y en documentos de referencia como la AASHTO LRFD. En este contexto, los resultados presentados en este trabajo y publicados previamente en Brocca *et al.* (2025) en la 8ª Conferencia Europea sobre Geosintéticos (EuroGeo 8), constituyen una referencia experimental de productos certificados para emplear en el diseño de las estructuras de suelo reforzado.

A partir de los ensayos experimentales realizados con los materiales presentados en la Tabla 1, los valores de resistencia al arrancamiento obtenidos para cada combinación de materiales y nivel de tensión normal se resumen en las Tabla 2 y 3. De los resultados se observa que, para la malla DT-1A en combinación con las distintas geomallas, la resistencia al arrancamiento oscila entre 10,6kN/m y 37,3kN/m en el rango de tensiones normales ensayado. En contraste, para la malla DT-1B en combinación con la geomalla GG-2B, los valores obtenidos se sitúan entre 11,2kN/m y 31,1kN/m. En todos los casos, se evidencia un incremento progresivo de la resistencia al arrancamiento con el aumento de la tensión normal aplicada, lo cual concuerda con el comportamiento friccional esperado en la interfaz suelo-refuerzo.

Tabla 2. Resistencia al arrancamiento para la DT-1A en contacto con diferentes geomallas. (Brocca *et al.* 2025).

DT-1A - Malla de alambre tipo 8x10-2,2mm con recubrimiento polimérico			
Geomalla	**Tensión Normal (kN/m)**	**Resistencia al arrancamiento (kN/m)**	**Modo de fallo**
GG-2A	10	11,0	Arrancamiento
	20	19,7	Arrancamiento
	50	37,3	Rotura
GG-2B	15	14,2	Arrancamiento
	20	20,1	Arrancamiento
	50	29,5	Arrancamiento
GG-3A	10	12,1	Arrancamiento
	20	18,6	Arrancamiento
	50	37,1	Rotura
GG-3B	10	10,6	Arrancamiento
	20	18,6	Arrancamiento
	40	34,5	Arrancamiento

Tabla 3. Resistencia al arrancamiento para la DT-1B en contacto con la geomalla GG-3B. (Brocca *et al.* 2025).

DT-1B - Malla de alambre tipo 8x10-2,7mm con recubrimiento polimérico			
Geomalla	**Tensión Normal (kN/m)**	**Resistencia al arrancamiento (kN/m)**	**Modo de fallo**
GG-3B	10	11,2	Arrancamiento
	20	17,8	Arrancamiento
	40	31,1	Arrancamiento

Las curvas de resistencia al arrancamiento frente al desplazamiento, obtenidas durante los ensayos experimentales y presentadas en detalle en Brocca *et al.* (2025), permiten identificar dos modos de fallo diferenciados. El fallo por arrancamiento se caracteriza por un incremento gradual de la carga hasta alcanzar la resistencia máxima, seguido de una disminución progresiva a medida que el refuerzo es extraído del suelo. Por otro lado, el fallo por rotura se manifiesta mediante una caída brusca de la carga correspondiente a la resistencia última a tracción del material. En algunos casos se observa una combinación de ambos modos, con arrancamiento parcial seguido de rotura del refuerzo.

La Figura 4 muestra un ejemplo representativo de las curvas de resistencia al arrancamiento frente a la elongación para la combinación de la geomalla GG-3B con la malla DT-1A, obtenidas a tres niveles de tensión normal (10, 20 y 40 kPa). En todos los casos se aprecia un modo de fallo por arrancamiento, evidenciado por el incremento progresivo de la resistencia hasta alcanzar un valor máximo estable, seguido de una estabilización de la carga que se mantiene de manera continua sin caída brusca. Asimismo, se confirma el incremento de la resistencia máxima al arrancamiento con el aumento de la tensión normal aplicada, siendo los valores obtenidos de aproximadamente 10,6 kN/m, 18,6 kN/m y 34,5 kN/m para 10, 20 y 40 kPa respectivamente.

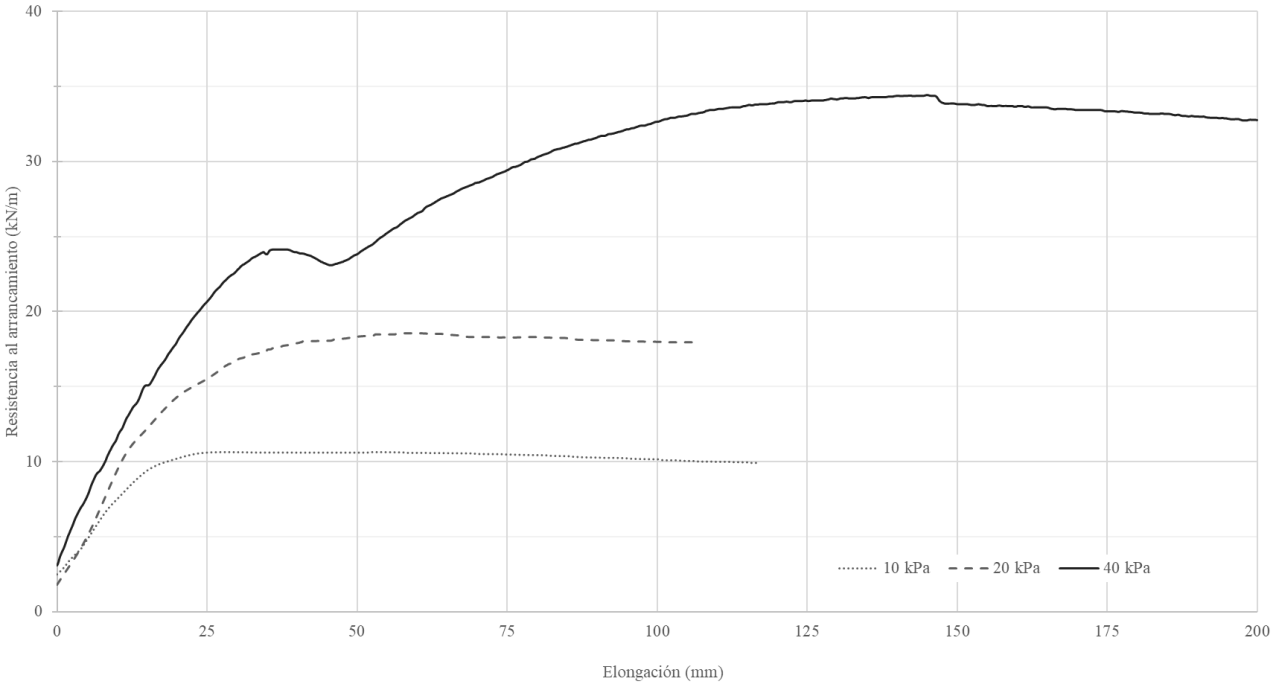


Figura 4. Curvas de resistencia al arrancamiento frente a la elongación para la combinación DT-1A y GG-3B a diferentes niveles de tensión normal. Adaptado del reporte de ensayo proporcionado por Kiwa.

4.2. FACTORES DE INTERACCIÓN

Ahora bien, siguiendo las directrices del Capítulo 9 en cuestión, la resistencia al arrancamiento de un elemento de refuerzo debe verificarse desde el punto de máxima tensión, o el punto de intersección entre el refuerzo y la línea de fallo verificada, hasta los extremos no conectados. De manera general, la EN 1997-3 define la resistencia de un elemento de refuerzo a la extracción del suelo de relleno (R_{po}) con la siguiente formulación:

$$R_{po} = \int_0^{L_{po}} P(x) \cdot \tau_{po}(x) \cdot dx \quad (2)$$

donde $P(x)$ es el perímetro del elemento de refuerzo a una distancia x, $\tau_{po}(x)$ es la resistencia al arrancamiento a lo largo de la interfaz suelo-refuerzo a una distancia x, y L_{po} es la longitud del elemento de refuerzo más allá de la superficie de fallo donde se movilizan las tensiones de extracción.

Asimismo, para el caso de un refuerzo planar, la norma EN 1997-3 define la resistencia al arrancamiento mediante la siguiente formulación:

$$\tau_{po}(x) = k_{po} \cdot \sigma_n'(x) \cdot \tan(\varphi) \quad (3)$$

siendo φ es el ángulo de fricción del suelo de relleno, $\sigma_n'(x)$ es la tensión normal efectiva que actúa sobre el elemento de refuerzo a una distancia x, y k_{po} es el factor de interacción de la interfaz, determinado a partir de ensayos de laboratorio en condiciones representativas, experiencia comparable o ensayos de campo.

Para el sistema mixto en estudio, la expresión se particulariza considerando la tensión normal uniforme a lo largo de la longitud embebida y la fricción movilizada en ambas superficies de la malla de doble trenzado en contacto con la geomalla y el suelo. La resistencia al arrancamiento particularizada para este sistema mixto y adoptada de la EN 13738 se define como:

$$P_r = 2 \cdot \sigma_n \cdot L \cdot k_{pg} \cdot \tan(\varphi) \quad (4)$$

donde σ_n es la tensión normal efectiva actuante sobre el elemento de refuerzo, L es la longitud de empotramiento, k_{pg} es el factor de interacción determinado en laboratorio y φ es el ángulo de rozamiento pico del suelo de relleno (32,8°). El factor 2 refleja la contribución de ambas superficies de la malla de doble trenzado. A partir de esta expresión, se despeja para obtener el factor de interacción k_{pg}:

$$k_{pg} = \frac{P_r}{2 \cdot \sigma_n \cdot L \cdot \tan(\varphi)} \quad (5)$$

Aplicando la formulación (5) con los resultados de los ensayos de laboratorio, es posible evaluar los factores de interacción de la interfaz para cada combinación de materiales. Los valores de k_{pg} obtenidos se presentan en la Tabla 4, promediados para cada tipo de geomalla, considerando únicamente los ensayos con modo de fallo por arrancamiento y descartando aquellos en los que se produjo la rotura del refuerzo.

Tabla 4. Resultados de factores de interacción suelo-refuerzo mixto. (Brocca *et al.* 2025).

Malla de alambre	**Geomalla**	**Factores de interacción k_{pg} (promedio)**
DT-1A	GG-2A	0.62
	GG-2B	0.54
	GG-3A	0.64
	GG-3B	0.57
DT-1B	GG-3B	0.58

Los resultados muestran que los factores de interacción varían entre 0,54 y 0,64 en función de la combinación ensayada. En los casos analizados, se observa una tendencia decreciente del factor de interacción a medida que aumenta la resistencia de la geomalla, comportamiento que se atribuye a la menor relación de cobertura asociada a las geomallas de mayor resistencia. Por otro lado, la diferencia entre los resultados obtenidos para las combinaciones de las mallas DT-1A y DT-1B y la geomalla GG-3B resulta mínima. Los materiales ensayados, con el recubrimiento polimérico específico de la malla de alambre y la configuración y el recubrimiento de las geomallas, influyen significativamente en los resultados de los ensayos. En consecuencia, los hallazgos de este estudio no son extrapolables a productos que no hayan sido evaluados.

Ahora bien, los resultados obtenidos son consistentes con la investigación previa realizada por Ghionna *et al.* (2004), quienes llevaron a cabo ensayos de laboratorio y modelación numérica mediante FLAC-2D sobre mallas de alambre de doble trenzado tipo 8x10 con diámetro de alambre de 2,7 mm y recubrimiento polimérico.

En dicho estudio, la malla fue ensayada de forma aislada en contacto con arena de Ticino, una arena de sílice uniforme de grano medio, obteniéndose 0,50 para el coeficiente de interacción. La diferencia respecto a los valores obtenidos en el presente trabajo puede atribuirse a la configuración del sistema mixto, que incorpora una superficie adicional de refuerzo mediante la geomalla, así como al diferente tipo de suelo empleado en los ensayos.

En cuanto a los modos de fallo, los ensayos presentados en este trabajo muestran predominantemente un fallo por arrancamiento en el rango de tensiones normales estudiado, lo que garantiza la validez de los resultados para la determinación del coeficiente de interacción. En contraste, Ghionna *et al.* (2004) reportaron la rotura del refuerzo en el ensayo realizado a mayor tensión normal (50 kPa), sin alcanzar condición de deslizamiento completo, por lo que dicho ensayo no pudo ser utilizado para la determinación del coeficiente de interacción. Este comportamiento sigue la tendencia observada en ambos estudios, donde el aumento de la tensión normal favorece la rotura del refuerzo frente al arrancamiento, lo que delimita el rango de tensiones válido para la caracterización de la interfaz.

5. CONCLUSIONES

Las estructuras de suelo reforzado se consolidan como una solución eficiente y competitiva, cuyo diseño ha sido recientemente fortalecido con la incorporación de directrices específicas en la EN 1997-3, Capítulo 9. En este contexto, la resistencia al arrancamiento en la interfaz suelo-refuerzo se confirma como un parámetro clave para el dimensionamiento y verificación de los estados límite últimos asociados a este mecanismo de fallo.

Los ensayos realizados según la metodología EN 13738 con modificaciones adaptadas al sistema mixto estudiado, ha permitido caracterizar la respuesta al arrancamiento de mallas de alambre de doble trenzado con recubrimiento polimérico en combinación con geomallas de poliéster, en un rango representativo de tensiones normales. Los resultados evidencian un incremento progresivo de la resistencia al arrancamiento con el aumento de la tensión normal aplicada, coherente con el comportamiento friccional esperado en la interfaz suelo-refuerzo. A tensiones normales elevadas, se observa en algunos casos la transición del modo de fallo por arrancamiento hacia la rotura del refuerzo, lo que indica que el sistema está adecuadamente dimensionado para las condiciones de servicio habituales.

Los factores de interacción, k_{pg}, obtenidos varían entre 0,54 y 0,64 en función de la combinación malla-geomalla ensayada, evidenciando que estos sistemas desarrollan una interacción suelo-refuerzo significativa, lo que posibilita un diseño más ajustado y fundamentado en el comportamiento real de los materiales ensayados. La diferencia entre las dos variantes de malla metálica ensayadas resulta mínima, lo que permite aplicar de forma conservadora los valores de DT-1A para el dimensionamiento con DT-1B.

Desde el punto de vista de la aplicabilidad práctica, los valores experimentalmente determinados son directamente utilizables en el diseño según EN 1997-3, Capítulo 9, permitiendo al proyectista superar las limitaciones de los valores por defecto conservadores recogidos en el Anejo Nacional y realizar un dimensionamiento optimizado basado en el comportamiento real del sistema presentado. Finalmente, como líneas de investigación futura, se propone la ampliación del estudio mediante ensayos con distintas tipologías de suelo y la evaluación del comportamiento bajo cargas cíclicas o dinámicas.

REFERENCIAS

AASHTO LRFD (2024). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (10th ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C., USA.

Baykal, G., y Dadasbilge, O. (2008). Experimental Investigation of Pull-out Resistance of Uniaxial Geogrids. *Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering*, pp. 174-178.

Brocca, G., Vicari, M., y Lugli, G. (2025). Enhancing reinforced soil performance: Polymeric coated steel woven wire mesh and geogrid interaction in composite systems. *In E3S Web of Conferences* (Vol. 644, p. 02005). EDP Sciences.

Damians, I. P., Moncada, A., Olivella, S., Lloret, A., y Josa, A. (2024). Physical and 3D numerical modelling of reinforcements pullout test. *Scientific Reports*, 14, Article 57893.

EN 10223-3:2013 *Steel wire and wire products for fencing and netting. Part 3: Hexagonal steel wire mesh products for civil engineering purposes*. European Committee for Standardization, Brussel, Belgium.

EN 13738:2005, *Geotextiles and geotextile-related products - Determination of pullout resistance in soil*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

EN 14475:2006*, Execution of special geotechnical works – Reinforced fill*. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

EN 1997-3:2025. *Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 3: Geotechnical structures*. Draft. CEN. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.

Ghionna, V.N., Olivetta, M. y Vicari, M. (2004). Interpretation of pullout and direct sliding tests on double twisted steel wire mesh reinforcements. *Proceedings of EuroGeo 3*, Munich, Germany, pp. 683-688.

Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., y Dubois, D. (1984). Interaction between soil and geogrids. *Proceedings of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*, London, UK, 18-30.

Kazemi, S., y Cheng, J.J.R. (2013). Pull-out Resistance of Composite Connections with High Performance Concrete. *Proceedings of the 3rd Specialty Conference on Material Engineering & Applied Mechanics, Montreal*, Quebec, Canada, May 29 - June 1, 2013.

Moraci, N. y Recalcati, P. (2006). Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(4), 220–242

COEFICIENTE DE INTERACCIÓN SUELO-REFUERZO PARA BANDAS DE REFUERZO POLIMÉRICAS

Anibal MONCADA[(1,2)*], Iván P. DAMIANS[(1,2,3)], Sebastià OLIVELLA[(1,2)] y Richard J. BATHURST[(4)]

[(1)] Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE)
*anibal.moncada@upc.edu

[(2)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA)
Universitat Politècnica de Catalunya·BarcelonaTech (UPC)

[(3)] VSL International Ltd

[(4)] GeoEngineering Centre at Queens's-RMC, Royal Military College of Canada

RESUMEN

El presente trabajo recopila resultados de múltiples campañas de ensayos de arrancamiento de bandas poliméricas realizados en los últimos años. Los ensayos fueron realizados utilizando una grava arenosa limpia (es decir, sin finos) bien graduada. Los refuerzos utilizados incluyen bandas de polyester de diversos grados (o resistencia ultima) y geometrías. Las bandas cuentan con una vaina protectora de polietileno de alta densidad con superficie lisa continua o perforada longitudinalmente. Los ensayos fueron realizados en un amplio rango de presiones verticales (o profundidad simulada). Dentro de los resultados medidos, se estudió de forma particular el coeficiente de interacción suelo-refuerzo utilizado en el diseño de estructuras de suelo reforzado. Dicho coeficiente permite caracterizar la resistencia interfaz suelo-refuerzo y, consecuentemente, la resistencia al arrancamiento. Los resultados muestran un comportamiento no lineal del coeficiente de interacción de bandas poliméricas, en donde los mayores valores se encuentran cerca de la superficie (o a menos carga vertical).

ABSTRACT

The present work compiles results from multiple pullout testing campaigns for polymeric reinforcement strips carried out in recent years. Tests were performed using a well-graded, clean sandy gravel (i.e., without fines). The reinforcements used include polyester strips of different grades (or ultimate strengths) and geometries. Strips are protected with a high-density polyethylene sheath, with either a continuous or longitudinally perforated surface. Tests were conducted over a wide range of vertical pressures (or simulated depths). Among measured results, particular attention was given to the soil–reinforcement interaction coefficient, which is used in the design of reinforced soil structures. Said coefficient is used to characterized the strength of the soil-reinforcement interface, and, consequently, the ultimate pullout resistance. Results show a nonlinear behaviour of the interaction coefficient for polymeric strips, in which the highest values were observed near the surface (or under lower vertical loads).

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Ensayos de extracción (Pullout tests), Suelo reforzado (reinforced soil), Bandas poliméricas (Polymeric strips).*

1. INTRODUCCIÓN

Al momento de diseñar estructuras de contención, específicamente estructuras de suelo reforzado, es necesaria la verificación de condiciones de estabilidad tanto internas como externas. Las verificaciones de estabilidad externa suelen incluir capacidad portante, estabilidad global y deslizamiento. En el caso de las verificaciones de estabilidad interna, se incluye la ruptura del refuerzo, la ruptura de la conexión paramento-refuerzo y el arranque del refuerzo. En particular, para el fallo por arrancamiento, la respuesta mecánica dependerá de las características del refuerzo (rigidez y geometría), las condiciones de tensión vertical (o profundidad) y las propiedades resistentes del material de relleno. En el caso de los materiales no extensibles (por ejemplo, el acero), se producirán desplazamientos a lo largo de toda la longitud de los refuerzos de forma inmediata, mientras que en el caso de los materiales extensibles (por ejemplo, el polipropileno (PP), el polietileno (PE) o el poliéster (PET)), se producirán movimientos relativos entre el extremo delantero y el extremo trasero del elemento de refuerzo a medida que el mecanismo de falla progresa gradualmente a lo largo del refuerzo (Miyata et al., 2018). De acuerdo a las normativas vigentes, la resistencia al arranque de elementos de refuerzo en forma de tiras y laminas está dada por la integral de la resistencia friccional de las superficies del refuerzo que se encuentren en contacto con el suelo. La resistencia al arranque (P_r para AASHTO (2024), R_{po} para EN 1997-3 (2025)) dependerá de la geometría del refuerzo (anchura w, longitud efectiva L_e y las dos caras de contacto, es decir, $C = 2$), la tensión vertical aplicada (σ_v) y un factor de interacción por fricción (f'). La normativa AASHTO especifican una ecuación lineal, mientras que la norma EN 1997-3 utiliza una formulación diferencial que, para una geometría y una tensión vertical dadas, es equivalente a la formulación de la AASHTO, con el factor de interacción por fricción definido como μ_{po}. La resistencia al arranque se puede calcular de la siguiente manera (Ecuación 1):

$$P_r = R_{po} = f'(CwL_e\sigma_v) \tag{1}$$

$$f' = \alpha\, F^* = \alpha\, R_i \tan(\phi) = \alpha \tan(\delta) \tag{2}$$

En el caso de la formulación AASHTO, f' es una función del factor de escala α, el cual introduce la extensibilidad del refuerzo ($\alpha = 1$ para refuerzos no extensibles y $\alpha < 1$ para refuerzos extensibles), y el factor de fricción de extracción F^*, que es una función del ángulo de fricción del suelo (ϕ), y el coeficiente de interacción $R_i = \tan\delta \ / \tan\phi$ (Ecuación 2), siendo δ el ángulo de fricción de la interfaz suelo-refuerzo. En el caso de la norma NF P 94-270 (2020), f' está relacionado con el coeficiente aparente de interacción suelo-armadura, $\mu^*(z)$, que varía con la gradación del suelo y el ángulo de fricción. El valor de $\mu^*(z)$ disminuye linealmente con la profundidad hasta 6 m, después de lo cual permanece constante, de forma similar al valor de F^* para todos los tipos de refuerzo de acero en AASHTO (2024).

2. METODOLOGIA

Los ensayos fueron realizados utilizando una caja rígida de acero (Figura 1) y una arena gravosa bien graduada (Damians et al., 2024). Las propiedades del material de relleno incluyen un peso unitario seco de γ_{seco} = 21,5 kN/m^3, un ángulo de fricción máximo de ϕ_p = 44º obtenido de ensayos de corte directo, cohesión nula (c = 0 kPa), un coeficiente de curvatura Cc = 0,75 y un coeficiente de uniformidad Cu = 29,4. Los contenidos de humedad medidos se situaron entre el 6 % y el 6,5 %, lo que era ligeramente inferior al contenido de humedad óptimo según el método Proctor estándar, que es del 7,8 %. Mayores contenidos de humedad dificultaban la manipulación y compactación del material. Los ensayos consideraron múltiples profundidades simuladas, utilizando presiones verticales de 10, 30, 60, 100 y 140 kPa. Dichas presiones verticales fueron aplicadas mediante un gato hidráulico manual, el cual se apoya en un marco de reacción y ejerce la presión deseada sobre el suelo compactado a través de una placa de reacción rígida. Para asegurar la distribución de cargas verticales entre la placa de reacción y el suelo, se utilizó un bloque de poliestireno expandido. Los ensayos fueron realizados a una tasa de desplazamiento de 1 mm/min, impuesta por un gato hidráulico horizontal apoyado sobre un marco de reacción. Este sistema se conecta a un extremo libre de la banda de refuerzo mediante un sistema de abrazadera rígida. El mecanismo de conexión fue diseñado para reducir al máximo los desplazamientos relativos entre la abrazadera y las bandas de refuerzo.



Figura 1. Equipo de ensayos de arrancamiento ubicado en el laboratorio de geotecnia del DECA, UPC.

Los ensayos fueron instrumentados con extensómetros en la cabeza y cola del refuerzo ensayado, una célula de carga para medir las fuerzas de extracción horizontales, y una placa de carga para medir la fuerza vertical aplicada. De acuerdo a lo establecido en la norma ASTM D6706 (2021), los ensayos fueron realizados hasta que una clara fuerza de extracción pico fuese alcanzada o hasta que la tasa de desplazamientos medida en el extremo posterior fuese la misma a aquella medida en extremo anterior.

En la Tabla 1 se muestran las propiedades de las bandas poliméricas utilizadas en el estudio. Las muestras de refuerzo ensayadas incluyen bandas poliméricas de grado 30, 50 y 70, es decir, resistencias ultimas en torno a los 30, 50 y 70 kN/banda, respectivamente. Todas las muestras ensayadas son de la misma materialidad, compuestas por fibras de polyester (PET) de alta tenacidad, recubiertas por una funda de polietileno de alta densidad (PEAD). Para las muestras de grado 30 y 70, se contó con dos tipos de fundas, las que incluyen fundas lisas y continuas (Figura 2a), y fundas lisas con perforaciones equidistantes a lo largo de la línea central del elemento de refuerzo (Figura 2b). Las muestras de grado 50 solo incluyeron fundas lisas y continuas.

Tabla 1. Propiedades de refuerzos en banda de poliéster utilizados en el estudio.

Producto	Designación	Resistencia axial ultima (kN/banda)	Elongación a la que se alcanza la resistencia ultima (%)	Tipo de vaina	Numero de ensayos
FW20	G20P	23.5	10.6	P	3
FS30	S30C	34.4	11.2	C	28
	G30C				3
FS30E		34.2	11.5		3
FW30	S30P	35.1	9.2	P	11
	G30P				3
FS50	G50C	53.4	9.8	C	3
FS50E		52.9	9.9		3
FW50	S50P	51.5	8.9	P	4
	G50P				3
FS70	S70C1	79.3	10.7	C	6
	G70C				3
FS70E		78.2	10.2		3
	S70C2				3
FW70	S70P	76.6	10.6	P	6
	G70P				3
FS100	G100C	103.0	9.1	C	3
FS100E		103.8	9.6		3

Para cada ensayo, se procedió a rellenar la caja de acero con capas de suelo de 100 mm aproximadamente, las cuales fueron compactadas utilizando una placa metálica cuadrada (de 15 por 15 cm) conectada a martillo hidráulico. El suelo fue compactado hasta lograr condiciones de compactado optimo, observado en el rebote del equipo de compactación al igual que el descenso del material luego de cada golpe. Lo anterior buscaba simular condiciones de compactado similares a las esperables en obra. Previo a la colocación de una nueva banda de refuerzo, se removió entre 50 a 100 mm de suelo por debajo del nivel del refuerzo, el cual es rellenado y compactado nuevamente (Figura 2c).



(a) (b) (c)

Figura 2. (a) banda de polyester con funda lisa, (b) banda de polyester con funda perforada y (c) posicionamiento de la banda de refuerzo polimérico previo a la colocación y compactación de material de relleno.

3. RESULTADOS

La Figura 3a muestra la fuerza de extracción medida en función del desplazamiento para una muestra de refuerzo de grado 30 con funda continúa sometida a una presión vertical de 60 kPa. Los desplazamientos del extremo anterior aumentan con la fuerza de extracción, mientras que los desplazamientos del extremo posterior solo comienzan una vez que se alcanza la fuerza de extracción máxima. Estas diferencias son previsibles cuando se utiliza refuerzo extensible. Si el refuerzo fuera de naturaleza inextensible, los desplazamientos medidos en la cabeza y cola del elemento han de ocurrir al mismo tiempo, por lo que no sería necesaria la medición de desplazamientos en el extremo posterior.

La Figura 3b muestra la fuerza de extracción medida representada gráficamente en función del valor calculado utilizando la Ecuación 1 para todos los resultados. Las muestras se identifican por su grado y tipo de funda (por ejemplo, la cinta de grado 30 con funda perforada se etiqueta como «S30P»). Además de los resultados obtenidos en laboratorio, se incluyen en la figura 36 pruebas de control de calidad proporcionados por el fabricante, incluyendo refuerzos de los grados 20 a 100 con fundas lisas y perforadas. Estos resultados se identifican con la etiqueta «G». Estas pruebas adicionales fueron realizadas por un laboratorio externo utilizando como material de relleno una arena estándar, seca y limpia, con un ángulo de fricción de ϕ_p = 33º y una densidad relativa del 85 %. La Tabla 1 muestra las propiedades de los todos los refuerzos estudiados. Adicionalmente, y con fines comparativos, se muestras los resultados recopilados por Miyata et al (2019). Gran parte de los resultados se encuentran por encima de la línea 1:1, lo que se interpreta como que el modelo de diseño lineal (Ecuación 1) es conservador. La media de la relación entre el valor medido y el calculado es 1,85, lo que significa que, en promedio, los valores medidos son casi el doble del valor calculado. En el caso de los datos con valores de resistencia al arranque (P_r) calculada inferiores a 1 kN/m, se observa que estos son excesivamente conservadores. Esto se debe a que el modelo lineal no es capaz de representar el comportamiento no lineal de la respuesta suelo-refuerzo a bajas presiones verticales, donde el efecto de la dilatancia es mayor.

La Figura 3c muestra el coeficiente de interacción R_i calculado para todos los resultados obtenidos. En este caso se consideró un valor de α = 0.8 (AASHTO, 2024). Para σ_v = 10 kPa, los valores R_i calculados a son considerablemente superiores al valor predeterminado de la AASHTO de 0,67, oscilando entre 2,3 y 4,5, aproximadamente. Como se explicó previamente, esto se debe a que un modelo lineal no es suficiente para

representar la respuesta no lineal obtenida a un bajo nivel de sobrecarga (o profundidades someras). Para $\sigma_v \geq$ 30 kPa, los valores de R_i se acercan más al valor predeterminado de la AASHTO, variando entre 0,6 y 1,6. La reducción de R_i puede explicarse por la disminución del efecto de la dilatancia con el aumento de la presión vertical. Si bien los resultados solo consideran el uso de bandas poliméricas, estos destacan la necesidad de incorporar una metodología no lineal para describir el comportamiento al arranque de refuerzos en banda, similar a la utilizada para refuerzos metálicos en AASHTO (2024) y refuerzos poliméricos en la NF P 94-270 (2020).

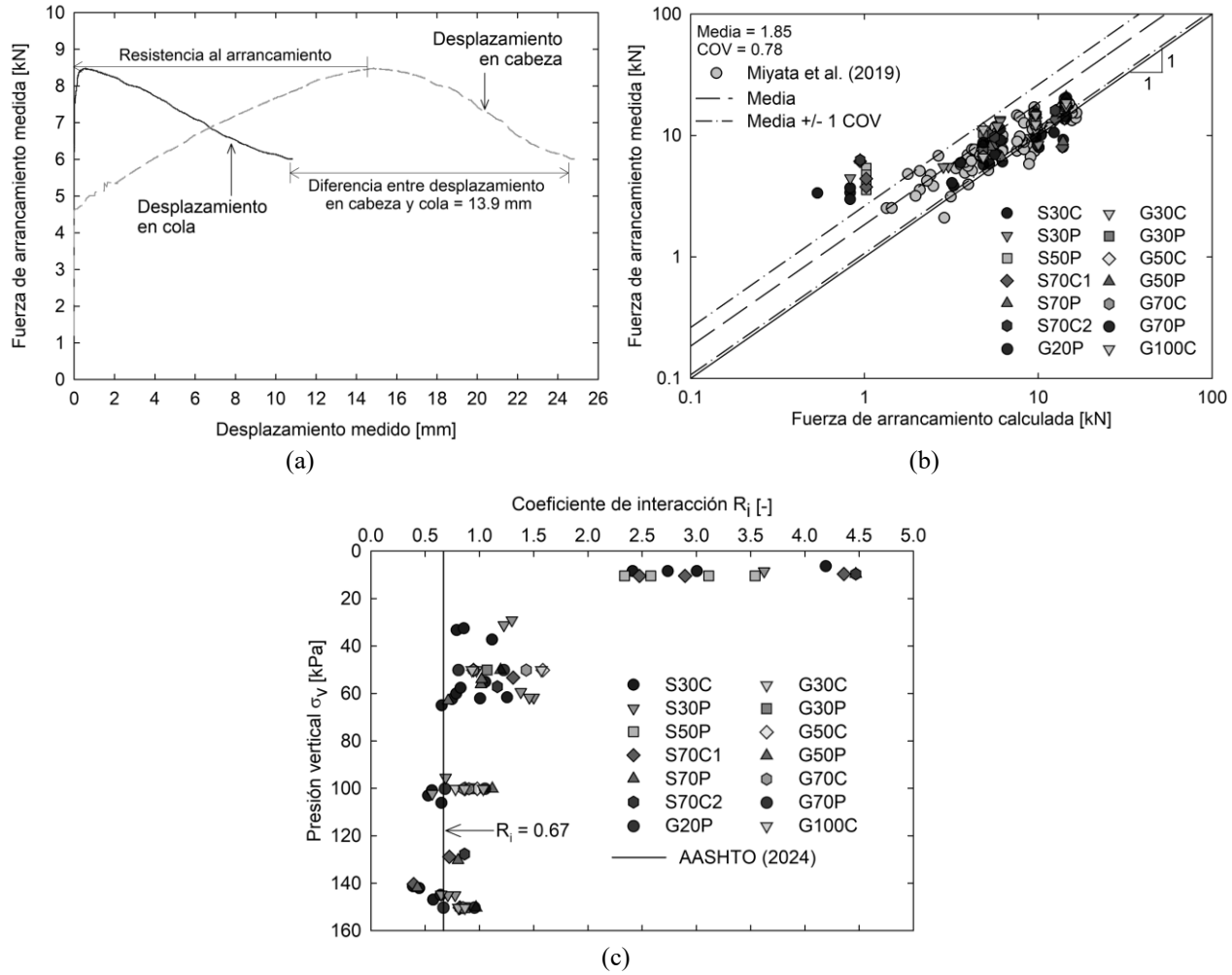


Figura 3. (a) Resultado de ensayo de arrancamiento con una presión vertical de 60 kPa utilizando un refuerzo de grado 30, (b) fuerza de arrancamiento calculada contra fuerza de arrancamiento medida y (c) resultados del coeficiente de interacción Ri utilizando un valor de a = 0.8.

4. CONCLUSIONES

Se presentan los resultados de más de 50 ensayos de arrancamiento sometidos cuenta diversas condiciones de carga. Los ensayos se realizaron con un suelo granular no cohesivo bien graduado. Se utilizaron bandas de refuerzo de fibras de poliéster con una resistencia a la tracción máxima que oscila entre 30 y 70 kN/banda.

En general, se observó que los resultados coincidían con los datos de la bibliografía, especialmente para presiones verticales superiores a 15 kPa. Los resultados a σ_v = 10 kPa mostraron una mayor variabilidad, atribuida al aumento del efecto no lineal de la dilatancia.

Los resultados muestran una tendencia no lineal del factor de interacción de los refuerzos de bandas de poliéster, similar al coeficiente de interacción de NF para bandas poliméricas y AASHTO para refuerzos de acero.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer el apoyo de GECO Industrial (Korean, Rep), VSL Construction Systems (España), el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA) de la Universitat Politècnica de Catalunya – BarcelonaTech (UPC) (España), y el Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE) (España).

REFERENCIAS

AASHTO (2024). LRFD Bridge Design Specifications, 10th Ed. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC, USA.

ASTM D6706-01 (2021). Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil American Society for Testing Materials (ASTM International), West Conshohocken, PA, USA.

Damians, I.P., Moncada, A., Olivella, S., Lloret, A., Josa, A. (2024). Physical and 3D numerical modelling of reinforcements pullout test. Scientific reports, 14(1), 7355. http://doi.org/10.1038/s41598-024-57893-3

EN 1997-3 (2025). Eurocode 7 — Geotechnical Design — Part 3: Geotechnical Structures. EUROPEAN STANDARD, Ref. No. EN 1997-3, March, 2025. European Committee for Standardization, Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", Brussels, Belgium.

Miyata, Y., Bathurst, R.J., Allen, T.M. (2018). Evaluation of tensile load model accuracy for PET strap MSE walls. Geosynthetics International, 25(6), 656–671. https://doi.org/10.1680/jgein.18.00032

Miyata, Y., Bathurst, R.J., Allen, T.M. (2019). Calibration of PET strap pullout models using a statistical approach. Geosynthetics International, 26(4), 413-427. https://doi.org/10.1680/jgein.19.00026

NF P 94-270 (2020). Calcul géotechnique: Ouvrages de soustènement. Remblais renforcés et massifs en soil cloué. Norme française, Association Française de Normalisation (AFNOR), La Plaine Saint-Denis, France.

EVALUACIÓN DE LA SOSTENIBILIDAD DE GEO-ESTRUCTURAS UTILIZANDO METODOLOGÍAS MULTICRITERIO

Anibal MONCADA[(1,2)*], Iván P. DAMIANS[(1,2,3)], Sebastià OLIVELLA[(1,2)] y Richard J. BATHURST[(4)]

[(1)] Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE)
*anibal.moncada@upc.edu

[(2)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA)
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

[(3)] VSL International Ltd

[(4)] GeoEngineering Centre at Queens's & Royal Military College of Canada (RMC)

RESUMEN

En la actualidad, las evaluaciones ambientales han tomado un gran protagonismo, lo que ha llevado al desarrollo y mejora de bases de datos, metodologías e interpretación de resultados. Sin embargo, esto es solo una arista del concepto de sostenibilidad. Una correcta evaluación de sostenibilidad debe incluir el análisis combinado de aspectos ambientales, económicos y sociales. Existen numerosos documentos normativos en los que se detalla la metodología a seguir para llevar a cabo evaluaciones ambientales, económicas y sociales. Cada requerimiento está definido por un conjunto de indicadores que evalúan el impacto de la estructura estudiada. Ya que cada indicador podrá tener distintas unidades de medición, es necesario utilizar una metodología multicriterio que permita generar un resultado agregado en base a múltiples indicadores. Un ejemplo de esto es MIVES (Modelo Integrado de Valor para una Evaluación Sostenible), el cual se describe en el presente documento.

ABSTRACT

A proper sustainability assessment of structures and engineering solutions must include the combined analysis of environmental, economic, and social aspects. In recent years, environmental assessments have gained significant importance, leading to the development and refinement of databases, methodologies, and overall data interpretation. However, this represents only one dimension of the broader concept of sustainability. There are numerous regulatory and normative documents that detail the methodologies to be followed when carrying out environmental, economic, and social assessments. Each requirement is defined by a set of indicators through which the impact attributable to the structure or solution under study is evaluated. Since each indicator may be expressed in different units of measurement, it is necessary to apply a multi-criteria methodology that enables the generation of an aggregated result based on a set of indicators. An example of such a methodology is MIVES (Integrated Value Model for Sustainable Assessment), described in the present document.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Sostenibilidad (Sustainability), Análisis de ciclo de vida (Life cycle assessment), MIVES.*

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, la incorporación y los requerimientos de evaluaciones de impacto ambiental en proyectos ingenieriles ha ido en aumento. Este tipo de evaluaciones, en lo que respecta a la ingeniería civil, suele basarse en las emisiones de CO_2 equivalente, o potencial de calentamiento global (Global Warming Potential, GWP, por sus siglas en inglés). Uno de los métodos empleados para cuantificar la huella de carbono de un proyecto es el Análisis de Ciclo de Vida (ACV). Los ACV permiten cuantificar diversos indicadores de impacto ambiental, incluido el GWP, a partir de un inventario de ciclo de vida, el cual debe contemplar todos los materiales y procesos involucrados en la construcción, uso, mantenimiento, demolición y disposición final del proyecto. Para ello, los ACV requieren información específica, que puede ser obtenida de bases de datos, como por ejemplo ecoinvent (Werner et al., 2016), o en informes independientes proporcionada por los fabricantes, comúnmente disponible en forma de Declaraciones Ambientales de Producto. Si bien el potencial de calentamiento global constituye un indicador relevante y de alto impacto, otros indicadores ambientales, tales como el uso del suelo y agua, la toxicidad humana, o la eutrofización de agua dulce y salada, también deben ser considerados.

Las evaluaciones ambientales (también denominadas sostenibilidad ambiental) abarcan únicamente una parte de una evaluación integral de la sostenibilidad. De acuerdo con las normativas más recientes (ej., EN 1990, 2025; EN 17472, 2022; ISO 15392, 2019), toda evaluación de sostenibilidad debe incluir análisis en ámbitos ambientales, económicos y sociales a la vez (Figura 1). Estos deben ser evaluados de manera exhaustiva al momento de analizar distintas alternativas. La finalidad de una evaluación de sostenibilidad es comparar el impacto esperable de distintas alternativas y, en base a ello facilitar la toma de decisiones. El análisis estará condicionado por factores como localización, legislación, requisitos de proyecto y otros factores contextuales, por lo tanto, no se espera que la solución óptima para una problemática sea universal.

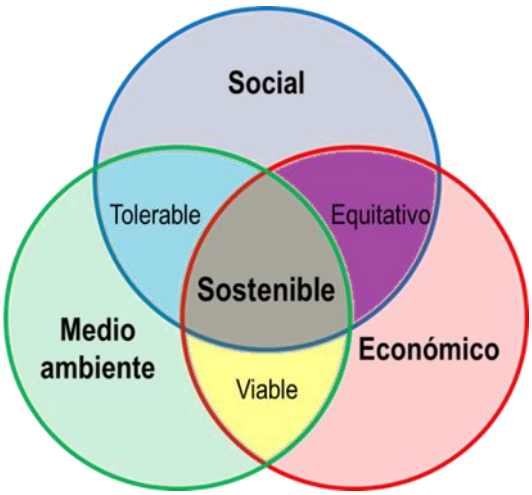


Figura 1. Esquema de requerimientos que componen un análisis de sostenibilidad.

La evaluación de cada requerimiento (esto es, ambiental, económico y social) se basa en indicadores individuales para cada aspecto (EN 17472, 2022; EN 15643, 2021). Los indicadores ambientales incluyen el uso de recursos y la generación de emisiones (por ejemplo, el comúnmente utilizado GWP). Los indicadores económicos consideran los costes y los efectos del proyecto sobre la economía. Finalmente, los indicadores sociales pueden abarcar un amplio espectro de aspectos, tales como la resiliencia, la percepción pública, la salud y seguridad, y los efectos sobre el entorno local, entre otros. La selección de indicadores dependerá de las características del proyecto, los requisitos normativos o los intereses de las partes interesadas. En el caso de la normativa EN 17472 (2022), esta incluye un extenso listado de indicadores para cada requerimiento. Típicamente, cada indicador se mide de una forma específica, con unidades de medida específicas. En consecuencia, la comparación (y posterior agregación) de indicadores no es trivial.

El uso de herramientas de evaluación multicriterio nace a partir de la necesidad de comparar y agregar indicadores de distinta naturaleza, todo esto en el marco de la sostenibilidad. Dos ejemplos de herramientas multicriterio son el Modelo Integrado de Valor para la Evaluación de la Sostenibilidad (MIVES) (Josa et al., 2008) y la Evaluación Cuantitativa de la Sostenibilidad del Ciclo de Vida (QUALICS, por sus siglas en inglés) (Reddy et al., 2021). Mediante la utilización de un árbol de toma de decisiones el cual integra distintos indicadores (con diferentes unidades y/o escalas de medición), estos modelos permiten priorizar (o mejor dicho, tomar una decisión), al generar un valor agregado final para cada alternativa comparada.

Es posible encontrar diversos ejemplos en la literatura sobre la utilización de MIVES en el ámbito de la ingeniería civil, entre los que se incluyen la evaluación de estructuras prefabricadas (elementos de madera, acero y hormigón) (Pons, 2014), alternativas de fachadas de edificios (Gilani et al., 2017), sistemas de soporte para aerogeneradores (de la Fuente et al., 2017), estructuras de madera (Zubizarreta et al., 2019) y la comparación entre vigas y cerchas como elementos estructurales (Josa et al., 2020). En el campo de la ingeniería geotécnica, ejemplos de uso de MIVES en la literatura incluyen la evaluación de estructuras de contención de tierras (Damians et al., 2018) y de muros de suelo reforzado con materiales poliméricos (Moncada et al., 2026). El uso de MIVES no solo se limita a la evaluación de estructuras y materiales. También es posible encontrar ejemplos de su uso en procesos de toma de decisiones relacionadas con inversiones en infraestructuras públicas (Pardo-Bosch y Aguado, 2016; Pujadas et al., 2017) y en la evaluación de riesgos para el desarrollo de ciudades sostenibles (Gandini et al., 2021).

El presente trabajo se centra, en primer lugar, en una descripción detallada de la metodología MIVES y, posteriormente, en la exposición de ejemplos extraídos de la literatura relacionados con aplicaciones geotécnicas, en particular, estructuras de contención.

2. MODELO INTEGRADO DE VALOR PARA LA EVALUACIÓN DE LA SOSTENIBILIDAD (MIVES)

El modelo integrado de valor para la evaluación de sostenibilidad (MIVES) (Josa et al., 2008) consiste en una metodología multicriterio para la toma de decisiones mediante un marco de trabajo estructurado y cuantitativo. En primer lugar, se debe definir la decisión a tomar, lo cual incluye las alternativas a ser consideradas. Para esto, se deben definir y tener en cuenta los límites del sistema. Acto seguido, la metodología MIVES se basa en cinco etapas principales detalladas a continuación:

- Jerarquización: definición del árbol de requerimientos, incluyendo los criterios y los indicadores asociados.
- Evaluación: cuantificación de los indicadores seleccionados para cada criterio dentro de cada requerimiento.
- Valoración: transformación de las unidades, magnitudes o puntuaciones de los indicadores en valores adimensionales mediante funciones de valor específicas para cada requerimiento.
- Ponderación: definición de los escenarios considerados en el proceso de toma de decisiones (esto es, priorización de indicadores, criterios y requerimientos).
- Agregación: obtención de una puntuación final de sostenibilidad (mediante la suma de los valores ponderados según los escenarios definidos).

Adicionalmente, se suele recomendar la realización de un análisis de sensibilidad sobre los resultados, al igual que una validación de estos mismos. El análisis de sensibilidad permite a los usuarios entender de mejor manera el efecto que producen variaciones en los parámetros del modelo en la jerarquización final de alternativas. Por su parte, la validación del modelo permite cerciorarse que este se alinea con los objetivos originales y de la coherencia de los resultados obtenidos. La Figura 2 muestra una representación esquemática del flujo de trabajo de la metodología MIVES. En el contexto de la sostenibilidad, los requerimientos se estructuran en tres dimensiones: ambiental, económica y social. Cada requerimiento puede incluir diversos criterios que agrupan indicadores cuantificables. Por ejemplo, el requerimiento ambiental puede incluir criterios de impacto local, regional y global, cada uno de ellos representados a su vez por un conjunto de indicadores de impacto ambiental. Para todos los requerimientos, la selección de indicadores dependerá, entre otros factores, de la información disponible, del impacto esperable del proyecto y de las preferencias de las partes interesadas.

Los indicadores ambientales pueden incluir emisiones obtenidas a partir de análisis de ciclo de vida, consumo de energía procedente de distintas fuentes (por ejemplo, renovables o no renovables), así como consumo de recursos (por ejemplo, agua) o carbono biogénico (tanto emisiones como captación). Los indicadores económicos pueden abarcar los costes del ciclo de vida y los efectos sobre la economía local. Por su parte, los indicadores sociales cubren un amplio espectro de impactos, tales como la resiliencia, la estabilidad estructural, los efectos de las acciones climáticas, la seguridad y salud de trabajadores y poblaciones colindantes, el ruido, las vibraciones y el impacto visual del proyecto (durante y después de la construcción), entre diversos aspectos más.

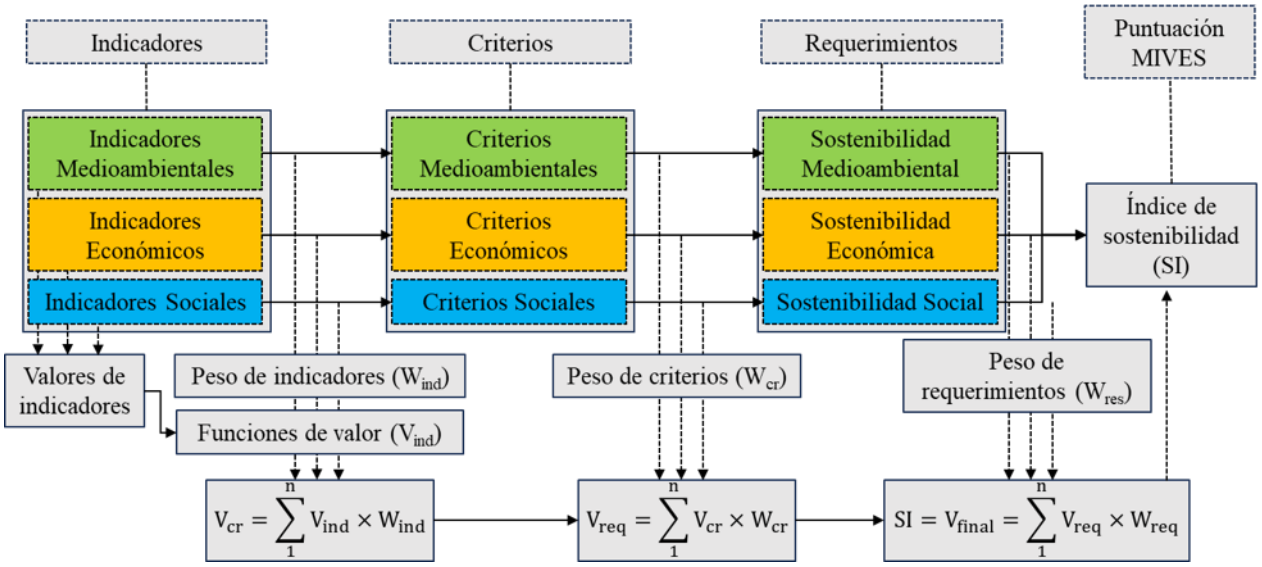


Figura 2. Diagrama del flujo de trabajo utilizado en MIVES (modificado de Alarcon et al., 2011).

Dentro de cada criterio, para cada requerimiento, cada indicador podrá tener unidades de medida propias (por ejemplo, kg CO_2 eq., MJ o kg CFC-11 eq. en el caso de algunos indicadores ambientales, € o $, en el caso de indicadores económicos, o cantidades adimensionales en el caso de algunos indicadores sociales), por lo tanto, no es posible llevar a cabo comparaciones entre indicadores, ni mucho menos agregar su valor. Con esto en mente, la metodología MIVES utiliza funciones de valor. Estas asignan un valor adimensional a las cantidades medidas de un indicador, permitiendo así agregar los distintos indicadores dentro de cada criterio (Alarcon et al., 2011). El valor asignado para cada indicador quedará comprendido entre 0 (satisfacción mínima) y 1 (satisfacción máxima). Las funciones de valor se definen de la siguiente manera (Ecuación 1):

$$V_{indicador} = B\left(1 - \exp\left[-K\left(\frac{|\,X - S_{min}\,|}{C}\right)^{P}\right]\right) \tag{1}$$

donde P es un factor de forma que permite que la función de valor sea lineal, cóncava, convexa o en forma de S; C y K son las coordenadas del punto de inflexión; S_{min} es el umbral de satisfacción mínima; y B se define como (Ecuación 2):

$$B = \left(1 - \exp\left[-K\left(\frac{|\,S_{max} - S_{min}\,|}{C}\right)^{P}\right]\right)^{-1} \tag{2}$$

donde S_{max} es el umbral de satisfacción máxima.

La Figura 3 muestra una representación esquemática de funciones de valor, en este caso decrecientes (las puntuaciones máximas se obtienen para valores más bajos del indicador). Al modificar los parámetros de la Ecuación 1, las funciones de valor pueden presentar pendientes positivas o negativas, así como diferentes formas (cóncava, convexa, lineal, tipo "S"). La utilización de distintas formas influye en el resultado del análisis. Las funciones cóncavas y convexas suelen ser utilizadas cuando mejoras marginales tienen incrementos decrecientes o incrementales (dependiendo de la pendiente de la función). Las funciones tipo "S" suelen ser utilizadas cuando la sensibilidad del indicador varía a lo largo de su rango. Finalmente, las funciones lineales suelen ser utilizadas cuando la tasa con la que se gana (o pierde) valor es constante para todo el rango medido. Damians et al. (2020) exploraron en mayor detalle los efectos cuantitativos en los resultados calculados al utilizar distintas funciones de valor.

Los indicadores pueden ser definidos de manera discreta o probabilista. El uso de valores discretos permite obtener un índice de sostenibilidad discreto para cada alternativa, es decir, un valor único. Por el contrario, emplear un enfoque probabilístico, por ejemplo, utilizando distribuciones de probabilidad triangulares, es posible incorporar incertidumbres en el análisis. Ejemplos de esto pueden ser variaciones en los precios, pérdidas de materiales durante la construcción o fluctuaciones en las distancias de transporte. Mediante simulaciones de Monte Carlo, los resultados finales se expresan como funciones de distribución de probabilidad de los índices de sostenibilidad para cada alternativa, lo que permite obtener una visión más amplia de las posibles ventajas de cada opción.

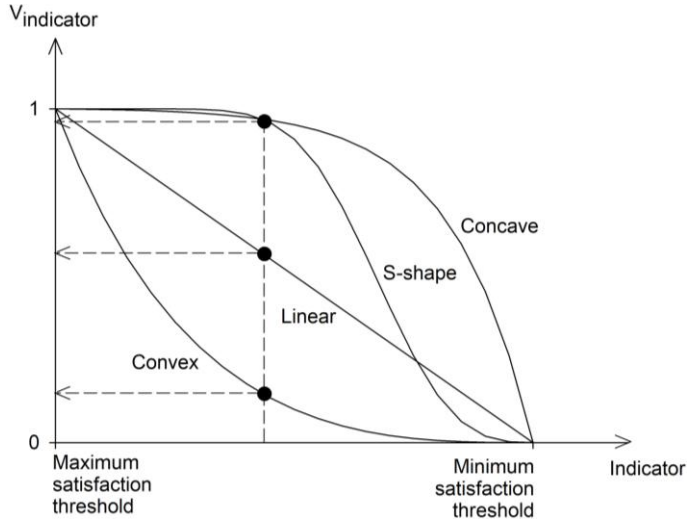


Figura 3: Diagrama de funciones de valor decrecientes (adaptado de Alarcon et al., 2011).

Una vez definidos, cuantificados y transformados en valor, es necesario comenzar con la agregación de indicadores dentro de cada criterio, de cada criterio dentro de cada requerimiento, y, finalmente, de todos los requerimientos. Las ponderaciones pueden variar en función de la incertidumbre asociada a cada indicador (por ejemplo, una mayor incertidumbre en el valor medido podría asociarse a una menor ponderación) o de las prioridades de las partes interesadas (por ejemplo, los inversores pueden estar más interesados en el requerimiento económico, mientras que las autoridades locales podrían priorizar el requerimiento social). Alternativamente, un método para asignar escenarios de ponderación consiste en aplicar el Proceso Analítico Jerárquico (AHP) (Saaty, 2008), en el cual, mediante comparaciones por pares entre alternativas o requerimientos (por ejemplo, ambientales, económicos y sociales), se determinan prioridades relativas a través de una matriz de prioridades. Para un escenario de ponderación determinado, el valor de cada indicador (V_{ind}) se multiplica por su peso correspondiente (W_{ind}) y se suman los resultados para obtener el valor del criterio (V_{cr}). Posteriormente, cada V_{cr} se pondera (W_{cr}) y se suman los valores resultantes con el fin de obtener una puntuación única para cada requerimiento (V_{req}). Finalmente, la puntuación MIVES (V_{final} o índice de sostenibilidad, SI) para cada alternativa se calcula como la suma ponderada (W_{req}) de cada puntuación de requerimiento (V_{req}). Un mayor valor de SI indica una solución más sostenible.

3. EJEMPLOS DE USO

El siguiente apartado busca ejemplificar el uso de MIVES en la evaluación de soluciones geotécnicas, particularmente para estructuras de contención, mediante ejemplos disponibles en la literatura. En primer lugar, se presenta el trabajo de Damians et al. (2018), en el cual se compara la sostenibilidad de muros de gravedad, muros cantiléver y muros de suelo reforzados. Para ello, se calcula el índice de sostenibilidad de forma discreta. En segundo lugar, se presenta el trabajo de Moncada et al. (2026), en el cual se evalúan diferentes materiales de relleno para muros de suelo reforzado con refuerzos poliméricos y paramentos rígidos. En este caso, el índice de sostenibilidad es calculado de forma probabilista. En ambos casos, la unidad funcional se define como 1 m de longitud de muro de altura variable utilizado como solución de contención, considerando un ciclo de vida desde la cuna a la construcción para el inventario del ciclo de vida.

Para el primer estudio (Damians et al., 2018) se evaluaron estructuras para un rango de alturas entre 3 y 15 m. La Figura 4 muestra representaciones esquemáticas de cada tipo de muro. Para la solución de muro de suelo reforzado se consideraron como refuerzos escaleras de acero y bandas poliméricas. Con respecto a los requerimientos de la evaluación, para el requerimiento ambiental se utilizaron siete indicadores, incluyendo: potencial de calentamiento global, toxicidad humana, formación de oxidantes fotoquímicos, agotamiento de la capa de ozono, acidificación terrestre, la eutrofización de agua dulce y eutrofización marina. El requerimiento económico incluye costes directos calculados a partir del inventario del ciclo de vida. Finalmente, el requerimiento social se cuantificó mediante encuestas a estudiantes de pregrado y posgrado matriculados en cursos de diseño de ingeniería geotécnica. Se utilizaron funciones de valor convexas con pendiente negativa (es decir, funciones de valor decrecientes) para los indicadores ambientales y económicos, mientras que para los indicadores sociales se emplearon funciones de valor lineales. Los resultados presentados consideran una ponderación pareja para todos los requerimientos, es decir, el peso de cada requerimiento tiene un valor de 33%.

Como se ha mencionado anteriormente, la mayor ventaja de utilizar una metodología de valor multicriterio es la de permitir calcular una única puntuación para cada alternativa, logrando así ordenarlas para todos los escenarios analizados (en este caso, la altura del muro) de forma jerárquica, facilitando así el proceso de toma de decisiones.

En la Figura 5 se muestran los valores finales del índice de sostenibilidad para las cuatro alternativas y todas las alturas de muro consideradas. Los resultados se muestran de tal forma de permitir la distinción entre los requerimientos ambientales, económicos y sociales. Un mayor índice de sostenibilidad representa una alternativa más sostenible. Para un conjunto específico de condiciones del modelo (es decir, indicadores utilizados, forma de las funciones de valor y escenarios de ponderación), los muros de suelo reforzado destacan como la opción más sostenible para todas las alturas, donde las diferencias con las alternativas basadas en hormigón y acero aumentan con el incremento de la altura del muro. Estas diferencias son atribuibles a la mayor contribución del requerimiento ambiental. Dicho esto, es esperable que los resultados varíen en función de los pesos asignados a cada requerimiento. La ventaja de las estructuras de suelo reforzado radica en la utilización de suelo compactado como uno de los principales componentes estructurales, en lugar de hormigón y acero, lo que resulta en un impacto ambiental considerablemente menor. El requerimiento social muestra resultados comparables entre todas las alternativas para todas las alturas estudiadas. Los resultados del requerimiento económico muestran una relación directamente proporcional con la altura del muro para ambas soluciones de suelo reforzado (refuerzos metálicos y poliméricos), mientras que lo contrario (relación inversamente proporcional) se observa para las soluciones de gravedad y cantiléver. Lo anterior se debe a que, para cada altura, el valor de los indicadores y, posteriormente, de los requerimientos, es calculado en base a la alternativa de mayor impacto, o en este caso, de mayor costo. Esto produce resultados similares entre alternativas a una altura de 3 m, pero claramente diferentes a una altura de 15 m. Finalmente, los muros de suelo reforzado con materiales poliméricos muestran una mayor sostenibilidad que aquellos con refuerzos de acero. Los resultados obtenidos por Damians et al. (2018) constituyen una clara evidencia de las ventajas de los métodos multicriterio, en los que tomar decisiones basadas en un único aspecto (por ejemplo, el requerimiento económico) puede resultar insuficiente e incorrecto, ya que no proporciona una comprensión global del problema. Un segundo estudio realizado por los mismos autores exploró el uso de diferentes escenarios de ponderación y funciones de valor en el cálculo del índice de sostenibilidad (Damians et al., 2020). Los resultados muestran que, aunque en la mayoría de los escenarios el muro de suelo reforzado sigue siendo la opción más sostenible, dependiendo de los escenarios de peso y de la forma de las funciones de valor, las prioridades entre alternativas pueden variar.

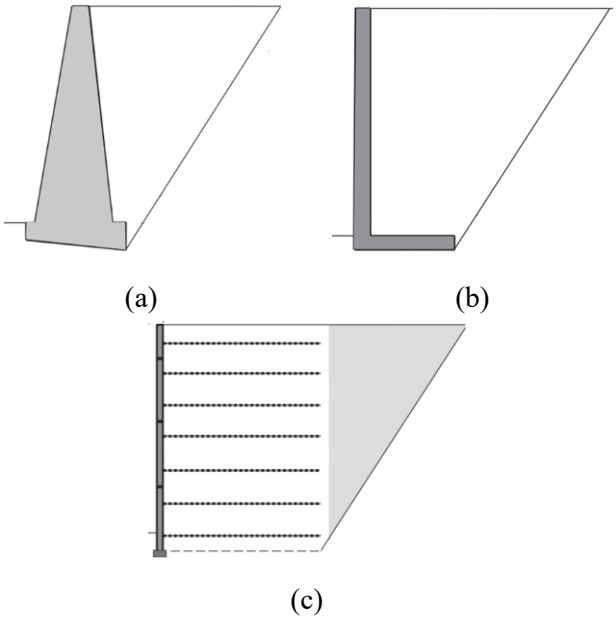


Figura 4: Diagrama de solución de estructuras de contención de tipo (a) gravedad, (b) cantiléver y (c) suelo reforzado (modificado de Damians et al., 2018).

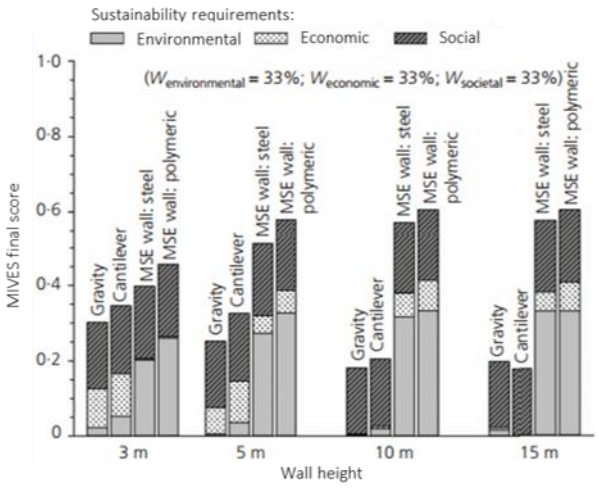
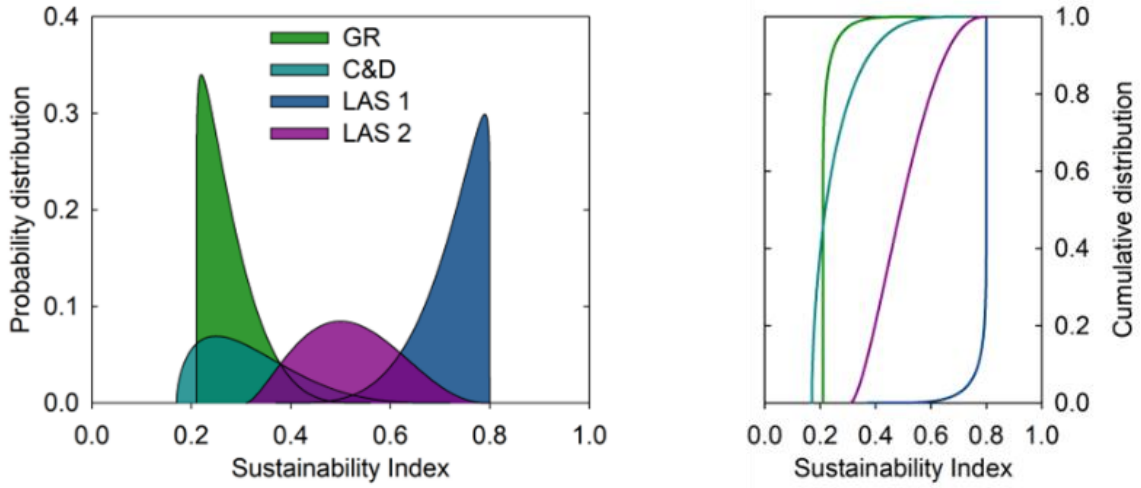


Figura 5: Resultados MIVES para cuatro tipologías de estructuras de contención de altura variable (modificado de Damians et al., 2018).

El segundo estudio (Moncada et al., 2026) analiza el uso de diferentes materiales de relleno y capas de refuerzo geosintético en estructuras de suelo reforzado. Para ello, se compararon estructuras equivalentes a la detallada en la Figura 4. Las alternativas incluyen: material granular convencional (GR), residuos de construcción y demolición (principalmente áridos reciclados de hormigón triturado) y dos tipos de suelos disponibles localmente, LAS 1 y LAS 2, comúnmente denominados suelos marginales. Las diferencias entre LAS 1 y LAS 2 radican en sus propiedades mecánicas, siendo LAS 2 la alternativa con los parámetros de resistencia más bajos.

La Figura 6 muestra la función de distribución de probabilidad (Figura 6a) y la función de distribución acumulada (Figura 6b) del índice de sostenibilidad calculado para un muro de 6 m de altura para los cuatro materiales de relleno. Los resultados se calcularon utilizando funciones de valor convexas para los indicadores ambientales y económicos, y funciones de valor lineales para los indicadores sociales. A diferencia de los resultados discretos, el enfoque probabilístico permite cuantificar y visualizar diferentes escenarios probables incluidos en el inventario del ciclo de vida. Los resultados muestran que, para un muro de 6 m de altura y las condiciones de contorno descritas, el uso de suelo marginal competente es la solución más sostenible. El suelo local alternativo con peores propiedades mecánicas aparece como la segunda alternativa más sostenible.



(a) (b)

Figura 6: Función de (a) distribución de probabilidad y (b) distribución de probabilidad acumulada del índice de sostenibilidad para estructuras de suelo reforzado con una altura de 6 m considerando distintos materiales de relleno (modificado de Moncada et al., 2026).

4. CONCLUSIONES

El presente documento presenta la necesidad de utilizar métodos de evaluación multicriterio para llevar a cabo evaluaciones de sostenibilidad. En particular, se explora y explica un método específico: la metodología MIVES (Modelo Integrado de Valor para una Evaluación de la Sostenibilidad).

Dicha metodología permite cuantificar y agregar los resultados de indicadores ambientales, económicos y sociales en una única puntuación, permitiendo así ordenar de forma jerárquica distintas alternativas que buscan cumplir la misma función. Esto resulta de gran ayuda en el proceso de toma de decisiones de los distintos actores involucrados.

Las evaluaciones de sostenibilidad pueden realizarse de manera determinista o probabilística. Los resultados deterministas permiten una clasificación directa de las alternativas. Los resultados probabilistas permiten analizar el efecto de las incertidumbres presentes en el inventario del ciclo de vida sobre el valor calculado del índice de sostenibilidad.

Se presentan ejemplos de la literatura sobre el uso de la metodología MIVES en ingeniería geotécnica, específicamente en soluciones de muros de contención.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer el apoyo de VSL Construction Systems (España), el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA) de la Universitat Politècnica de Catalunya–BarcelonaTech (UPC) (España), y el Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE) (España).

REFERENCIAS

Alarcón, B., Aguado, S., Manga, R., Josa, A. (2011). A value function for assessing sustainability: application to industrial buildings. Sustainability 3(1): 35–50. https://doi.org/10.3390/su3010035

Damians, I.P., Bathurst, R.J., Adroguer, E.G., Josa, A., Lloret, A. (2018). Sustainability assessment of earth retaining wall structures. Environmental Geotechnics 5(4): 187-203. https://doi.org/10.1680/jenge.16.00004

Damians, I.P., Bathurst, R.J., Lloret, A., Josa, A., Mansouri, D.E. (2020). Assessment of earth retaining wall sustainability: value functions and stakeholder weighting sensitivity. In: Pinto, P., Ou, CY., Shehata, H. (eds) Innovative Solutions for Deep Foundations and Retaining Structures. GeoMEast 2019. Sustainable Civil Infrastructures. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-34190-9_7

EN 15643:2021 (2021). Sustainability of construction works - Framework for assessment of buildings and civil engineering works. Technical Committee CEN/TC 350 "Sustainability of construction works". European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

EN 17472:2022 (2022). Sustainability of construction works. Sustainability assessment of civil engineering works. Calculation methods. European Committee for Standardization Technical Committee CEN/TC 350 "Sustainability of construction works"., Brussels, Belgium.

EN 1990:2025 (2025). Basis of structural and geotechnical design. European Committee for Standardization Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes"., Brussels, Belgium.

De la Fuente, A., Armengou, J., Pons, O., Aguado, A. (2017). Multi-criteria decision-making model for assessing the sustainability index of wind-turbine support systems: application to a new precast concrete alternative. Journal of Civil Engineering and Management, 23(2), 194-203. https://doi.org/10.3846/13923730.2015.1023347

Gandini, A., Quesada, L., Prieto, I., Garmendia, L. (2021). Climate change risk assessment: A holistic multi-stakeholder methodology for the sustainable development of cities. Sustainable Cities and Society 65: 102641. https://doi.org/10.1016/j.scs.2020.102641

Gilani, G., Blanco, A., De la Fuente, A. (2017). A new sustainability assessment approach based on stakeholder's satisfaction for building facades. Energy Procedia 115: 50-58. (2017). https://doi.org/10.1016/j.egypro.2017.05.006

Huijbregts, M.A.J., Steinmann, Z.J.N., Elshout, P.M.F., Stam, G., Verones, F., Vieira, M., Zijp, M., Hollander, A., van Zelm, R. (2017). ReCiPe2016: a harmonized life cycle impact assessment method at midpoint and endpoint level. International Journal of Life Cycle Assessment 22: 138–147.

ISO 15392; 2019. Sustainability in buildings and civil engineering works — General principles. ISO (International Organization for Standardization), Geneva, Switzerland.

Josa, A., San José T., Cuadrado J. (2008). El caso de la EHE. In Jornada sobre sostenibilidad en la tecnología del hormigón: MIVES, una herramienta de apoyo a la toma de decisiones. Barcelona, Spain, pp. 84–95.

Josa, I., Pons, O., De la Fuente, A., Aguado, A. (2020). Multi-criteria decision-making model to assess the sustainability of girders and trusses: Case study for roofs of sports halls. Journal of Cleaner Production 249: 119312. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.119312

Moncada, A., Damians, I.P., Olivella, S., Bathurst, R.J. (2026). Sustainability assessments of geosynthetic reinforced soil walls with polyester reinforcement layers. Geosynthetics International. (AoP). https://doi.org/10.1680/jgein.25.00085

Pardo-Bosch, F., Aguado, A. (2016). Sustainability as the key to prioritize investments in public infrastructures. Environmental Impact Assessment Review, 60: 40-51. https://doi.org/10.1016/j.eiar.2016.03.007

Pons, O. (2014). Assessing the sustainability of prefabricated buildings. In Eco-efficient Construction and Building Materials (pp. 434-456). Woodhead Publishing.

Pujadas, P., Pardo-Bosch, F., Aguado-Renter, A., Aguado, A. (2017). MIVES multi-criteria approach for the evaluation, prioritization, and selection of public investment projects. A case study in the city of

Barcelona. Land Use Policy 64: 29-37. https://doi.org/10.1016/j.landusepol.2017.02.014
Reddy, K. R., Kumar, G., Chetri, J. K. (2021). Quantitative assessment of life cycle sustainability (QUALICS): application to engineering projects. In Indian Geotechnical Conference 2019: Geotechnics for INfrastructure Development & UrbaniSation (GeoINDUS) (pp. 111-125). Singapore, Springer Singapore.
Saaty, T.L. (2008). Decision making with the analytic hierarchy process. International Journal of Services Sciences 1(1): 83-98. https://doi.org/10.1504/IJSSCI.2008.017590
Wernet, G., Bauer, C., Steubing, B., Reinhard, J., Moreno-Ruiz, E., Weidema, B. (2016). The ecoinvent database version 3 (part I): overview and methodology. International Journal of Life Cycle Assessment, 21(9): 1218–1230.
Zubizarreta, M., Cuadrado, J., Orbe, A., García, H. (2019). Modeling the environmental sustainability of timber structures: A case study. Environmental Impact Assessment Review 78: 106286. https://doi.org/10.1016/j.eiar.2019.106286

MODELADO NUMÉRICO BIDIMENSIONAL DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE TUBOS GEOSINTÉTICOS SOBRE SUELOS BLANDOS

Marco T. RODRÍGUEZ[(1)*], José M. CEBALLOS[(2)] y Jesús A. TORRECILLA[(2)]

[(1)] Departamento Técnico
Huesker Geosintéticos S.A.U.
*mrodriguez@huesker.es

[(2)] Departamento de Construcción
Universidad de Extremadura

RESUMEN

El comportamiento estructural de los tubos geotextiles se ha evaluado tradicionalmente mediante modelos hidrostáticos simplificados y la hipótesis de apoyo rígido, centrando el diseño en la tensión circunferencial máxima durante el llenado. Sin embargo, estos enfoques no consideran explícitamente la compatibilidad tensión-deformación del geotextil, la consolidación del relleno ni la interacción con suelos blandos deformables. En este trabajo se desarrolla un modelo numérico acoplado que integra la ley constitutiva del geotextil, la evolución hidráulica del relleno y la respuesta deformacional del terreno de apoyo. En una primera etapa, la hipótesis de membrana rígida permite acotar la tensión máxima y la deformación asociada según la curva tensión-deformación del material y la geometría del tubo lleno. Posteriormente, el análisis acoplado muestra que, bajo condiciones de baja permeabilidad o colmatación parcial, la formación de una lámina colgada de agua puede modificar tanto la magnitud como la localización de los picos tensionales. Asimismo, la deformabilidad del suelo blando altera la distribución de tensiones y condiciona la respuesta global del sistema. La metodología propuesta permite evaluar la seguridad a medio y largo plazo y determinar el momento adecuado para la colocación de tandas sucesivas de tubos sobre suelos blandos.

ABSTRACT

The structural behaviour of geotextile tubes has traditionally been assessed using simplified hydrostatic models and rigid foundation assumptions, focusing on the maximum circumferential tensile force during filling. However, such approaches do not explicitly consider the stress–strain compatibility of the geotextile, the consolidation of the dredged fill, or the interaction with deformable soft soils. This study presents a coupled numerical model integrating the constitutive response of the geotextile, the hydraulic evolution of the fill material, and the deformability of the supporting subsoil. An initial rigid-membrane assumption is used to bound the maximum tensile force during filling and to estimate the associated strain according to the material stress–strain curve and the equilibrium geometry of the filled tube. The fully coupled analysis demonstrates that under low-permeability or partial clogging conditions, the formation of a hanging water layer may significantly alter both the magnitude and the location of tensile peaks, indicating that the most critical state does not necessarily coincide with the filling stage. Furthermore, soft soil deformability modifies stress distribution and global response, highlighting the importance of soil–structure interaction in long-term assessments. The proposed methodology provides a rational framework for safety evaluation and for defining the appropriate timing of successive tube placement on soft foundations.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Tubos geotextiles (Geotextile tubes); Modelo numérico (Numerical model); Suelos blandos (Soft soils)*.

1. INTRODUCCIÓN

El uso de geosintéticos en ingeniería civil y ambiental se ha incrementado significativamente en las últimas décadas debido a su elevada eficiencia estructural y funcional (Guimarães *et al.*, 2023; Palmeira *et al.*, 2008). En este contexto, los tubos geotextiles, constituyen una tecnología consolidada para el confinamiento y deshidratación de materiales dragados y residuos finos. Se llenan mediante bombeo hidráulico, actuando el geotextil como elemento filtrante que permite el drenaje del agua y retiene la fracción sólida en su interior (Guo *et al.*, 2014; Lawson, 2008). Durante el proceso se desarrolla una torta de filtración que incrementa progresivamente la eficiencia hidráulica (van Keßel *et al.*, 2016).

Si bien su aplicación inicial se centró en protección costera y control de erosión (Koerner, 2005; Lawson, 2008), actualmente se emplean ampliamente en la gestión de dragados contaminados y residuos industriales, ofreciendo ventajas económicas y ambientales frente a métodos tradicionales (Kiffle *et al.*, 2023; Koerner, 2012; Yee y Lawson, 2012).

A pesar de la aparente simplicidad del proceso: llenado, filtración y consolidación, el comportamiento mecánico e hidráulico de los tubos geotextiles es altamente no lineal y dependiente del acoplamiento entre el relleno saturado y la membrana geotextil. La evolución temporal de las presiones intersticiales, el grado de saturación y la generación de tracciones circunferenciales en el geotextil condicionan la seguridad frente a la sobretensión, especialmente en configuraciones multicapa. Este comportamiento complejo ha motivado el desarrollo de modelos analíticos y numéricos específicos (Kim et al., 2021b; Leshchinsky et al., 1996; Wang et al., 2022; Kazimierowicz, 1994; Liu y Silvester, 1977). En este contexto, el objetivo de este trabajo es desarrollar y aplicar un modelo numérico acoplado que permita analizar de forma integrada la evolución hidro-mecánica de tubos geotextiles sobre suelos blandos, desde la fase de llenado hasta etapas avanzadas de consolidación.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. MÉTODOS ANALÍTICOS

El comportamiento de los tubos geotextiles durante el llenado ha sido tradicionalmente analizado mediante modelos de membrana delgada bajo hipótesis simplificadas: deformación plana, relleno idealizado como fluido hidrostático, apoyo rígido y ausencia de fricción. Aunque denominados analíticos, estos modelos requieren habitualmente resolución numérica de ecuaciones diferenciales no lineales. Las formulaciones pioneras de (Kazimierowicz, 1994; Liu y Silvester, 1977) y su posterior sistematización por (Leshchinsky, 1996) constituyen la base de la mayoría de las herramientas de cálculo empleadas en la práctica (Palmerton, 2002). Estos modelos permiten estimar geometría y tensión circunferencial durante el llenado, mostrando que la tensión máxima se alcanza en esta fase y depende principalmente de la presión de bombeo. Desarrollos posteriores incorporaron efectos de fricción relleno-geotextil, coexistencia de fases líquidas y consolidadas y apoyo deformable tipo Winkler (Guo *et al.*, 2015; Plaut y Suherman, 1998; Plaut y Stephens, 2012), evidenciando distribuciones no uniformes de tensión. No obstante, la mayoría de las formulaciones analíticas mantienen hipótesis simplificadoras que limitan la representación del acoplamiento hidráulico-mecánico durante la consolidación. En el caso de tubos apilados, las referencias principales derivan de los trabajos de (Plaut y Klusman, 1999), centrados en el equilibrio geométrico y la redistribución de la tracción en el geotextil.

2.2. MÉTODOS NUMÉRICOS

Los métodos numéricos han permitido analizar configuraciones más complejas y validar formulaciones analíticas. Se han aplicado enfoques discretos (MED), continuos (MEF) y modelos híbridos acoplados. Los modelos MEF-MED y MPM (método del punto material) han representado la interacción entre partículas del relleno y la envolvente geotextil, evidenciando la influencia de la rigidez del geotextil en la distribución no lineal de tensiones (Górniak *et al.*, 2016; Tran *et al.*, 2013). Los modelos continuos mediante MEF/MED han permitido estudiar llenado, apilamiento y apoyo deformable, aunque con elevado coste computacional (Cantré, 2002; Silva *et al.*, 2021). Asimismo, métodos de diferencias finitas han analizado la interacción tubo-tubo y tubo-base durante secuencias constructivas, mostrando incrementos significativos de tracción en tubos inferiores (Carrubba *et al.*, 2017; Pavanello *et al.*, 2020).

2.3. CONSOLIDACIÓN

La consolidación en tubos geotextiles ha sido estudiada principalmente en rellenos con finos y slurries de baja resistencia inicial. Ensayos experimentales identifican una fase inicial de asentamiento seguida de consolidación bajo peso propio (Chew *et al.*, 2011; Shin y Oh, 2004). Modelos semi-analíticos basados en consolidación unidimensional han sido desarrollados por (Kim *et al.*, 2016, 2020, 2021b; Kim y Dinoy, 2021a), mientras que (Brink *et al.*, 2015) propusieron modelos MEF para estimar asentamientos y evolución del índice de huecos. Estos trabajos señalan dificultades en la representación numérica de estados con tensiones efectivas próximas a cero, habituales en slurries altamente saturados.

2.4. LIMITACIONES DE LOS ENFOQUES EXISTENTES Y MOTIVACIÓN DEL ESTUDIO

A pesar de los avances en modelos analíticos y numéricos, la literatura existente aborda de forma separada la evolución hidráulica del relleno, la respuesta mecánica del geotextil y la interacción con suelos blandos. Existe, por tanto, una limitada representación integrada del acoplamiento hidro-mecánico del sistema tubo geotextil-relleno-terreno, especialmente en configuraciones multicapa y en fases posteriores al llenado.

3. MODELO NUMÉRICO

Los métodos analíticos permiten describir la geometría del tubo y estimar la tracción circunferencial durante el llenado, pero su alcance queda limitado por la idealización del relleno y de la interacción geotextil-suelo, así como por la imposibilidad de representar procesos evolutivos dependientes del tiempo. Por su parte, los modelos numéricos existentes suelen abordar estados parciales o configuraciones estáticas, sin integrar de forma coherente la transición entre el llenado hidráulico y la fase posterior de consolidación.

En este trabajo se propone un procedimiento integrado que vincula el modelo analítico de equilibrio de membrana de (Leshchinsky, 1996) empleado para definir el estado posterior al llenado, con un análisis numérico acoplado hidro-mecánico de la fase de drenaje y consolidación mediante el método de los elementos finitos (MEF). El estado tensional y la geometría del tubo obtenido del modelo analítico se adopta como condición inicial del análisis transitorio. Se emplea un modelo bidimensional en deformación plana con acoplamiento hidro-mecánico según la formulación de Biot. Se representan explícitamente el terreno de apoyo, el relleno confinado y la envolvente geotextil, incluyendo su interacción mediante elementos de interfaz. La sección transversal completa del tubo se modela sin imponer simplificaciones por simetría, permitiendo la aparición de respuestas no simétricas asociadas a heterogeneidades del apoyo o redistribuciones internas. Durante el llenado, el material se idealiza como una mezcla saturada con resistencia al corte despreciable, equivalente a un fluido confinado. En coherencia con la formulación analítica, el modelo se inicializa mediante un estado tensional efectivo cuasi isotrópico que reproduce el equilibrio entre peso propio, presión hidráulica y confinamiento geométrico. La presión de llenado se introduce como presión de poros mediante un nivel freático virtual equivalente, que se elimina tras el cese del bombeo para simular el inicio del drenaje. A partir de este estado inicial se activan los mecanismos no contemplados en el modelo analítico, en particular el rozamiento en la interfaz suelo-geotextil y la consolidación dependiente del tiempo, permitiendo analizar la transición desde un régimen dominado por presiones de poro hacia uno gobernado por tensiones efectivas.

El terreno de apoyo se modela mediante un comportamiento elasto-plástico tipo Mohr-Coulomb. El relleno se representa mediante una respuesta elástica equivalente en el rango tensional analizado, justificada por el elevado confinamiento impuesto por la envolvente cerrada y por la ausencia de movilización de mecanismos de rotura. La envolvente geotextil se modela como elemento estructural con rigidez axial definida y resistencia última finita. El drenaje se considera isotrópico y dependiente del tiempo. Este planteamiento proporciona un marco metodológico continuo para evaluar la evolución temporal de las tracciones en la envolvente desde el final del llenado hasta fases avanzadas de consolidación.

4. METODOLOGÍA E IMPLEMENTACIÓN

4.1. VALIDACIÓN DEL MODELO EN CONDICIONES NO DRENADAS

En una primera fase se modeliza un tubo geotextil simple en condiciones no drenadas y con apoyo rígido, con el objetivo de realizar una doble validación frente a la formulación analítica de membrana de Leshchinsky implementada en el software GeoCoPS, y el modelo en diferencias finitas desarrollado en FLAC por (Carrubba *et al.*, 2017). Bajo estas hipótesis, el relleno se aproxima mediante un fluido equivalente elástico casi incompresible.

El modelo se implementa en RS2 (rocscience) mediante un mallado de 469 elementos triangulares de 6 nodos. El tubo presenta un perímetro de 16.3 m, altura máxima de 2.08 m y presión de llenado de 0.8 kPa. El relleno se define con $\gamma = 12$ kN/m³, $E = 2500$ kPa, $\nu \approx 0.5$, $\varphi = 0$ y $c = 0$. La envolvente se modela como elemento estructural con rigidez axial elevada ($E = 10^6$ kPa) y resistencia a tracción última $T_{max} = 105$ kN/m. Las interfaces interna y externa se consideran sin rozamiento e impermeables, manteniendo rigidez constante para aislar el efecto membrana. El terreno de apoyo se modela como medio rígido ($E = 2\times10^6$ kPa, $\nu = 0.46$, $\gamma = 22$ kN/m³).

Como resultado, la tracción circunferencial presenta valores entre 11.69 kN/m y 14.01 kN/m, con media de 12.85 kN/m y coeficiente de variación del 5.5 %, indicando comportamiento esencialmente de tipo membrana. El máximo coincide tanto en magnitud con GeoCoPS (14.0 kN/m) como en magnitud localización geométrica en el tubo con el modelo FLAC (14.0 kN/m). El campo tensional del relleno es prácticamente hidrostático, con gradiente vertical coherente con el peso propio. El patrón de deformaciones es simétrico, con máximos en los laterales y mínimos en la base central, consistente con confinamiento de la membrana geotextil sobre apoyo rígido.

4.2. INFLUENCIA DE LA DEFORMABILIDAD DEL TERRENO DE APOYO

Manteniendo el mismo procedimiento, se modifica exclusivamente el comportamiento del terreno para analizar la interacción suelo-estructura. El apoyo se redefine como medio elástico blando ($E = 1000$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m³, $\nu = 0.49$, $c = 10$ kPa, $\varphi = 0$).

Los resultados muestran una reestructuración significativa del campo tensional:

- Inversión de la localización del máximo.
- Incremento de la tracción máxima (≈15.6 kN/m).
- Reducción de la mínima (≈9 kN/m).
- Aumento del coeficiente de variación hasta ≈16 %.

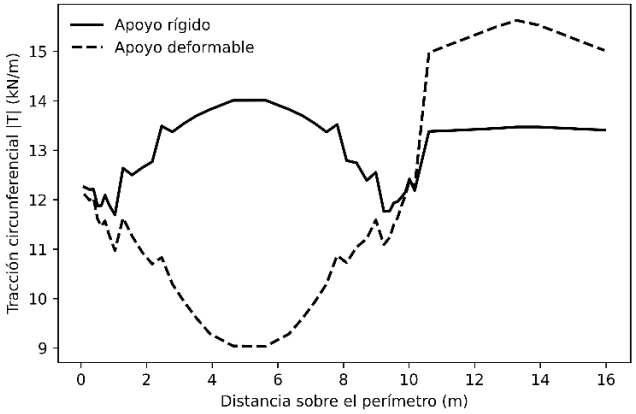


Figura 1. Distribución de la tracción circunferencial a lo largo del perímetro del tubo para condiciones de apoyo rígido y apoyo deformable.

La deformabilidad del terreno introduce un gradiente tensional notablemente mayor en la envolvente. El patrón de deformaciones cambia, concentrándose ahora en la zona central superior debido al asiento solidario del conjunto. La tendencia coincide con lo observado por (Carrubba *et al.*, 2017) y con modelos tipo Winkler reportados por (Guo *et al.*, 2015).

4.3. ANÁLISIS HIDRO-MECÁNICO TRANSITORIO

Validado el modelo en condiciones no drenadas, se procede a analizar la evolución del sistema en régimen drenado del material de relleno y dependiente del tiempo.

Se ha desarrollado un análisis acoplado tensión-presión de poros considerando el material de relleno en condiciones drenadas y evaluando dos hipótesis para la envolvente geotextil: (i) comportamiento hidráulicamente impermeable y (ii) comportamiento permeable. La evolución temporal se ha estudiado para 1 hora y 1,2,3,4,5,6 y 7 días de consolidación. El objetivo es analizar la influencia de la capacidad drenante del geotextil en la redistribución de tracciones circunferenciales durante la disipación de presiones intersticiales.

A una hora, ambos modelos presentan distribuciones prácticamente coincidentes, con valores de fuerzas medias del orden de 12.7-12.9 kN/m y coeficientes de variación inferiores al 5%. En esta fase temprana, el comportamiento es esencialmente de membrana rígida y la condición hidráulica de la envolvente no influye de manera significativa.

Tras siete días, se observa una divergencia clara entre ambos escenarios. En el caso impermeable, la tracción mínima desciende hasta 1.46 kN/m y la máxima alcanza 10.08 kN/m (CV ≈ 50%). El máximo se localiza en los laterales del tubo, coincidiendo con la base de la lámina interna de agua retenida, mientras que el mínimo se sitúa ligeramente por encima de dicha zona. El campo tensional sufre una reestructuración intensa asociada al confinamiento hidráulico interno.

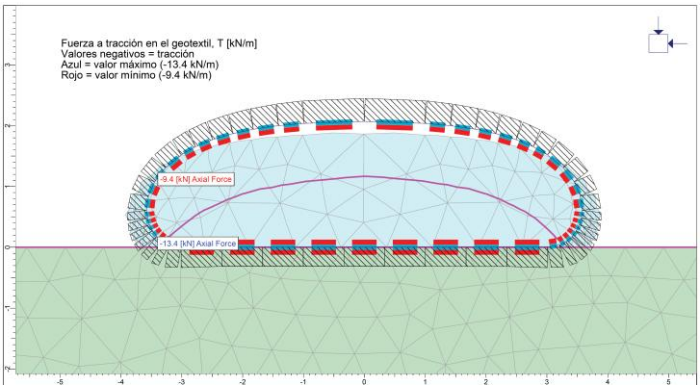


Figura 2. Fuerza de tracción circunferencial en el tubo geotextil en situación impermeable tras una hora.

En el caso permeable, la disipación radial impide la formación de dicha lámina hidráulica. La tensión mínima se mantiene en 3.99 kN/m y la máxima en 6.87 kN/m (CV ≈ 15%). El máximo permanece en la clave del tubo y el mínimo en los laterales, manteniéndose un patrón de membrana coherente con la carga vertical dominante.

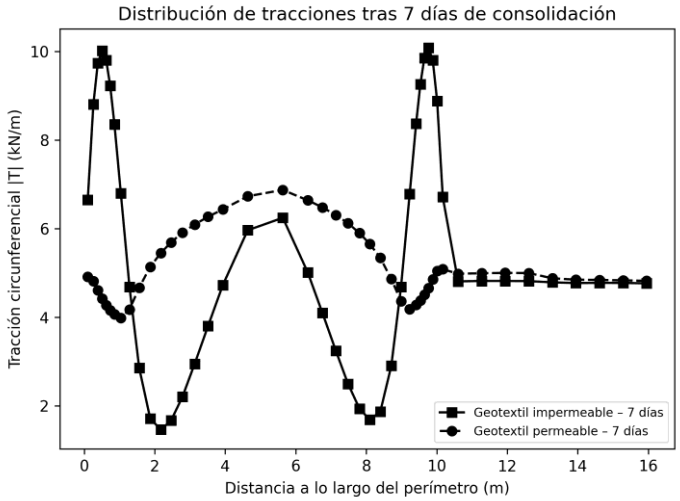


Figura 3. Distribución de la tracción circunferencial a lo largo del perímetro del tubo para geotextil impermeable y permeable (t = 7 días).

Este análisis evidencia que la condición hidráulica del geotextil no afecta únicamente al ritmo de consolidación, sino que modifica de forma determinante la magnitud y la localización espacial de los máximos de tracción. La hipótesis impermeable genera concentraciones laterales asociadas a la retención interna de agua, mientras que la hipótesis permeable conduce a una redistribución progresiva y estable del campo tensional. El caso impermeable puede interpretarse como un escenario límite representativo de colmatación u oclusión severa del geotextil. Bajo estas condiciones, el modelo predice gradientes tensionales significativamente mayores, potencialmente relevantes para la verificación del estado límite último. Estos resultados evidencian la necesidad de considerar explícitamente la interacción hidráulica de la envolvente en modelos acoplados de consolidación de tubos geotextiles.

4.4. ESTRATEGIA DE MODELIZACIÓN DE LA ENVOLVENTE (RIGIDEZ INICIAL VS MÓDULO SECANTE REAL)

Hasta este punto, los análisis se han desarrollado bajo la hipótesis de una envolvente axialmente rígida, aproximación comúnmente adoptada para reproducir el equilibrio inicial durante la fase de llenado hidráulico. Esta formulación permite acotar el valor máximo de la tracción circunferencial, que tanto la literatura especializada como los resultados obtenidos en el presente estudio sitúan en las etapas iniciales del proceso de llenado en ausencia de solicitaciones. Dicho valor máximo constituye una referencia fundamental, en la medida en que define el rango efectivo de trabajo del geotextil y delimita el estado tensional extremo al que puede verse sometida la envolvente. A partir de esta acotación inicial, resulta posible introducir en una segunda fase del estudio la compatibilidad tensión-deformación propia del material (geotextil) real, analizando las magnitudes y distribuciones tensionales que se desarrollan cuando la membrana opera dentro de su dominio mecánico efectivo, es decir, fuera del escenario idealizado de llenado instantáneo. En consecuencia, la hipótesis de membrana rígida no se plantea como representación definitiva del comportamiento estructural, sino como una etapa previa de referencia necesaria para delimitar el campo tensional y establecer una base coherente para la caracterización mecánica posterior. Como criterio de modelización, se adoptan las recomendaciones de la (German Geotechnical Society, 2012), que proponen el empleo del módulo secante en la representación numérica del comportamiento del geotextil.

5. APLICACIÓN A UN CASO REAL, RÍA DE O BURGO

Con objeto de evaluar el comportamiento del modelo acoplado incorporando la compatibilidad tensión-deformación de un geosintético real, se aplica la metodología desarrollada a un caso de obra ejecutado recientemente: el Dragado Ambiental de la Ría de O Burgo (A Coruña, España).

En este proyecto se ejecutó un dragado ambiental de 583.337 m³, incluyendo 174.284 m³ de lodos contaminados que requirieron deshidratación y confinamiento controlado mediante tubos geosintéticos. Las obras se desarrollaron entre finales de 2023 y enero de 2025. Para el almacenamiento y tratamiento del material dragado se habilitaron dos recintos cerrados por escollera sobre terrenos ganados a la ría, disponiéndose los tubos en dos hiladas superpuestas directamente sobre un estrato de fangos. Los tubos empleados fueron de polipropileno, con perímetro nominal de 28 m, longitud variable y resistencia nominal de 105 kN/m. Tras el llenado y proceso de desecado, el conjunto fue sellado con tierras y acondicionado como zona verde. Desde el punto de vista geotécnico, el terreno subyacente se compone de aproximadamente 3 m de lodos orgánicos, bajo los cuales se disponen 8 m de material aluvial granular apoyado sobre un zócalo de esquistos. A efectos del modelo se ha considerado el nivel freático coincidente con la superficie de apoyo, y se ha adoptado como horizonte temporal un año, correspondiente al plazo estimado entre el llenado inicial y la clausura definitiva.

El primer paso ha consistido en la realización de un predimensionamiento analítico mediante el software GeoCops, considerando un perímetro de 28 m, una altura de llenado de 2,4 m y un peso específico aparente del relleno de 16 kN/m³. El cálculo proporcionó una tracción circunferencial máxima del orden de 23,7 kN/m. La geometría correspondiente al estado de llenado se exportó posteriormente al modelo numérico, garantizando coherencia geométrica entre el predimensionamiento y el análisis acoplado. Dado que este nivel de solicitación sitúa al geotextil en el tramo inicial de su curva tensión-deformación, se adoptó la rigidez secante del tejido biaxial de polipropileno 105/105 evaluada a bajas deformaciones. A partir de la interpolación lineal en el intervalo comprendido entre el 1 % y el 2 % de deformación, se obtuvo una deformación asociada aproximada del 1,3 % y una rigidez secante $J_{sec} \approx 1{,}83$ MN/m, valor adoptado en el modelo estructural.

La verificación inicial del estado de llenado se realizó considerando el geotextil como impermeable y reproduciendo la presión interna mediante un nivel piezométrico virtual equivalente. El relleno se representó como un medio equivalente de baja rigidez (E = 65 kPa) y comportamiento prácticamente incompresible ($\nu \approx 0{,}49$), sin resistencia a rozamiento, con el fin de asegurar una transferencia directa de presión hacia la membrana. El resultado mostró una distribución continua de la tracción circunferencial a lo largo del perímetro, con valores comprendidos entre 21,6 y 23,7 kN/m y una variación global inferior al 10 %, sin concentraciones locales ni inestabilidades numéricas apreciables. Esta coherencia confirma la consistencia entre el enfoque analítico y el modelo numérico adoptado.

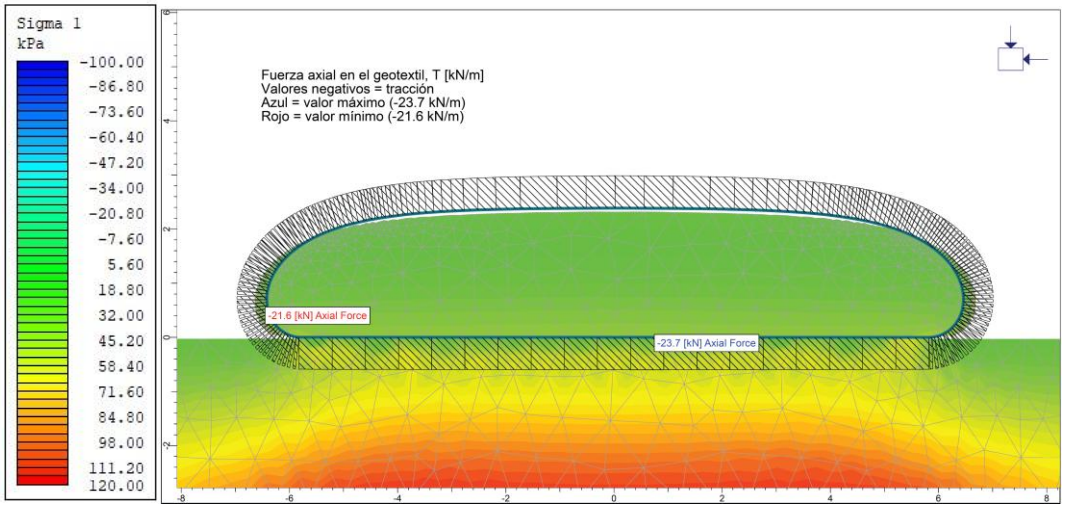


Figura 4. Campo de tensiones efectivas y tracción circunferencial en el estado de llenado inicial.

Una vez verificado el estado inicial, se procedió a simular la evolución temporal asociada al proceso de consolidación con drenaje libre. El incremento progresivo de la rigidez del relleno se representó mediante una progresión geométrica asociada a cada fase temporal, partiendo de E_0 = 65 kPa y alcanzando E_{360} = 500 kPa al final del período considerado. Este planteamiento permite representar de forma continua la transición desde un comportamiento inicialmente cuasi-fluido hacia un medio progresivamente más rígido y resistente. El análisis temporal se estructuró en siete fases: la primera corresponde a un día tras el llenado completo y simultáneo de los dos tubos inferiores, y posteriormente cada 60 días se analizan las fases de consolidación, deformación y tracción en el geotextil hasta finalizar en 360 días de manera continua, sin fases independientes. El tubo superior se incorpora al sistema en la fase 3, transcurridos 120 días desde el inicio.

Durante las primeras etapas se observa un ascenso transitorio del nivel freático, inicialmente situado en la cota de apoyo. Este comportamiento responde a la aplicación súbita de carga sobre un terreno saturado, generando un incremento temporal de la presión intersticial y una redistribución vertical del agua en el subsuelo. A medida que progresa la consolidación y se disipan las sobrepresiones, el nivel freático desciende progresivamente hasta aproximarse a su posición inicial, estabilizándose el régimen hidráulico.

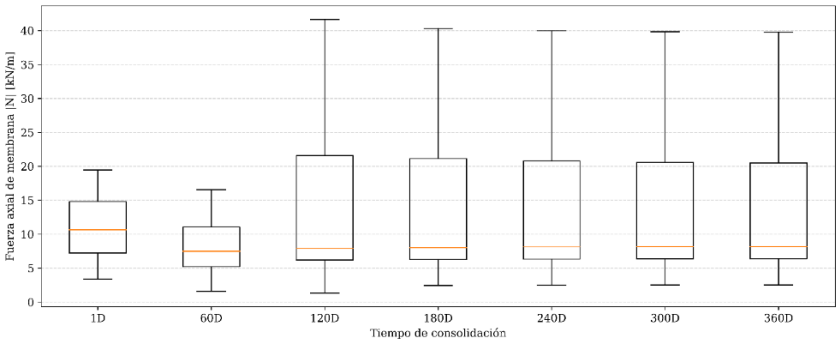


Figura 5. Distribución estadística de la tracción circunferencial en el geotextil a lo largo del tiempo de consolidación.

La evolución de la fuerza de tracción en el tubo intermedio muestra un incremento significativo en el momento de incorporación del tubo superior, alcanzándose un valor pico aproximado de 41,6 kN/m. Este incremento está directamente asociado al nuevo estado de carga impuesto por el apilamiento. Posteriormente, experimenta un descenso progresivo en magnitud hasta estabilizarse en valores inferiores. Dado que el modelo simplificado representa la geometría del sistema mediante un único *liner*, el valor máximo de tracción registrado en la interfaz entre el tubo superior y los tubos inferiores corresponde al conjunto de ambos geotextiles; en la configuración real, dicha zona estaría constituida por dos geotextiles independientes, uno por cada tubo. Asumiendo un reparto aproximado del 50 %, la tensión efectiva por geotextil se sitúa en el entorno de 20-21 kN/m (Figura 7), ligeramente inferior a la tensión máxima desarrollada durante la fase de llenado. Las deformaciones axiales del geotextil presentan medianas del orden de 0.4–0.5 %, con valores máximos próximos al 2 %, manteniéndose dentro de un rango compatible con el comportamiento elástico del material.

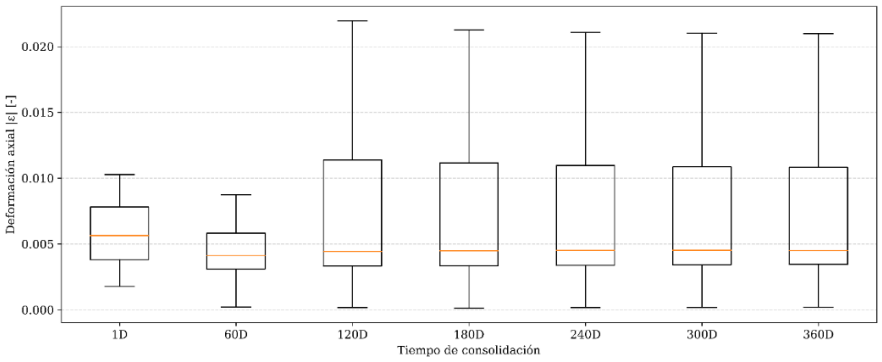


Figura 6. Distribución estadística de la deformación axil del geotextil durante la consolidación.

Los campos de desplazamiento evidencian que el máximo desplazamiento absoluto se localiza en la clave del tubo superior, mientras que en el terreno los mayores gradientes deformacionales se concentran bajo el eje de simetría y en la zona de contacto entre tubos. Tras el escalón de carga correspondiente a la incorporación del tercer tubo, se produce una intensificación localizada de la deformación en la región central, evolucionando posteriormente hacia un estado prácticamente estabilizado. De forma coherente, los contornos de tensiones principales muestran concentraciones de esfuerzos efectivos bajo el eje central y en la interfase entre tubos, que se intensifican tras la nueva fase constructiva y posteriormente se estabilizan.

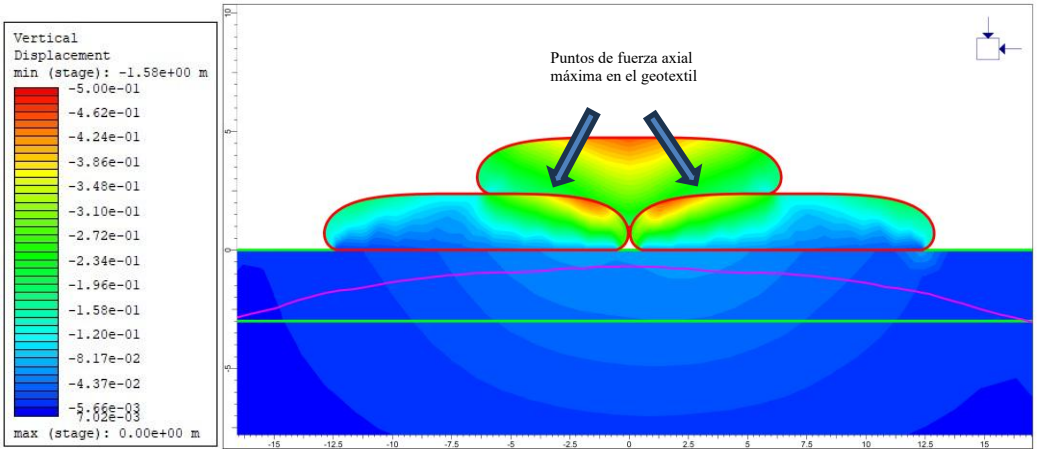


Figura 7. Asientos en el relleno de los tubos y en el terreno de apoyo (t = 360 días).

En conjunto, la coherencia entre desplazamientos, tensiones efectivas en el relleno y tracciones en el geotextil confirma un comportamiento conjunto suelo-geotextil estable. A medida que el relleno consolida y moviliza progresivamente su resistencia efectiva, actúa como medio de confinamiento interno, limitando la demanda tensional adicional en la envolvente geotextil y estabilizando el mecanismo resistente global a medio plazo.

6. DISCUSIÓN

El análisis tradicional de tubos geotextiles se ha basado mayoritariamente en modelos hidrostáticos simplificados y en hipótesis de apoyo rígido, orientados a estimar la tracción máxima durante el llenado como condición de diseño más desfavorable. Sin embargo, estos enfoques no incorporan de forma explícita la compatibilidad tensión-deformación del geotextil, la evolución hidráulica del relleno ni la interacción con suelos blandos deformables y solicitaciones externas. El modelo acoplado desarrollado integra simultáneamente la ley constitutiva real del geotextil, la consolidación del relleno y la respuesta deformacional del terreno de apoyo, permitiendo analizar la evolución mecánica del sistema tubo-relleno a medio y largo plazo. En una primera etapa, la hipótesis de membrana rígida permite acotar el valor máximo de tensión circunferencial asociado al llenado inicial y estimar la deformación compatible con dicha tensión en función de la curva tensión-deformación del material y de la geometría del tubo lleno. No obstante, el análisis posterior demuestra que este estado no necesariamente representa la condición más exigente cuando se consideran escenarios hidráulicos restrictivos. En condiciones de baja permeabilidad o colmatación parcial del geotextil, la formación de una lámina colgada de agua introduce una componente hidrostática persistente que modifica tanto la magnitud como la localización de los picos de tracción, evidenciando que el régimen de drenaje puede alterar el escenario de diseño más desfavorable. Asimismo, el comportamiento sobre suelos blandos influye

de manera significativa en la distribución tensional y deformacional del sistema, ya que la deformabilidad del apoyo modifica la geometría efectiva del tubo y genera una redistribución progresiva del campo de presiones en el sustrato. Esta interacción suelo-estructura condiciona la transmisión de cargas internas y externas y pone de manifiesto que la evaluación de la seguridad no puede limitarse al instante de llenado, sino que debe considerar la evolución acoplada del sistema bajo condiciones reales de apoyo blando. Además, el modelo constituye una herramienta eficaz para predecir el momento adecuado para la colocación de sucesivas tandas de tubos superpuestos, al permitir evaluar el grado de consolidación alcanzado y la capacidad colaborante del relleno antes de la aplicación de nuevas solicitaciones. En conjunto, el enfoque propuesto proporciona un marco de análisis más representativo del comportamiento estructural de tubos geotextiles destinados a la reutilización de fangos de dragado, superando el planteamiento convencional centrado exclusivamente en la tracción inicial.

7. CONCLUSIONES

La tracción circunferencial máxima del geotextil, en ausencia de solicitaciones, se produce durante el llenado inicial del tubo, lo que permite acotar el estado tensional extremo.

La consideración explícita de la compatibilidad tensión-deformación del geotextil, junto con la consolidación del relleno y la interacción con el terreno de apoyo, modifica significativamente la evolución tensional respecto a los modelos hidrostáticos clásicos.

Bajo condiciones de baja permeabilidad o colmatación parcial, la formación de una lámina colgada de agua puede alterar tanto la magnitud como la localización de los picos de tracción.

La aplicación del modelo a un caso real demuestra que el sistema tubo-relleno-terreno evoluciona hacia un estado estable y que el geotextil trabaja con un margen significativo respecto a su resistencia última.

El modelo constituye además una herramienta eficaz para estimar el momento óptimo de colocación de tandas sucesivas de tubos en función del grado de consolidación del relleno y la optimización del diseño en aplicaciones de reutilización confinada de fangos de dragado sobre suelos blandos.

REFERENCIAS

Brink, N., H.-J. Kim y D. Znidarcic (2015). Numerical modeling procedures for consolidation of fine-grained materials in geotextile tubes. *Proceedings of the Geosynthetics Conference 2015*.

Cantré, S. (2002). Geotextile tubes—analytical design aspects. *Geotextiles and Geomembranes*, 20(5): 305–319.

Carrubba, P., P. G. Pavanello y L. Frigo (2017). Comportamento tensio-deformativo di contenitori tubolari di geosintetico in differenti condizioni al contorno e di carico. En: *La geotecnica nella conservazione e tutela del patrimonio costruito*. Associazione Geotecnica Italiana, pp. 1027–1033.

Chew, S. H., P. Y. Pang, C. Y. Tan y K. E. Chua (2011). Laboratory study on the consolidation settlement of clay-filled geotextile tube and bags. *Journal of GeoEngineering*, 6: 41–45.

German Geotechnical Society (2012). *Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements (EBGEO)*. 1ª ed., Wiley.

Górniak, J., P. Villard y P. Delmas (2016). Coupled discrete and finite-element modelling of geosynthetic tubes filled with granular material. *Geosynthetics International*, 23(5): 362–380.

Guimarães, M. G. A., P. V. G. D. Oliveira, D. D. C. Urashima, E. L. Pereira y B. M. C. Urashima (2023). Cyclic fatigue durability of woven geotextiles for use in sustainable waste-dewatering systems. *Sustainability*, 15(18).

Guo, W., J. Chu y W. Nie (2014). Analysis of geosynthetic tubes inflated by liquid and consolidated soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(4): 277–283.

Guo, W., J. Chu y S. Yan (2015). Simplified analytical solution for geosynthetic tube resting on deformable foundation soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(5): 432–439.

Kazimierowicz, K. (1994). Simple analysis of deformation of sand-sausages.

Kiffle, Z. B., S. K. Bhatia y G. E. Lebster (2023). Dewatering of mine tailing slurries using geotextile tube: Case histories. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 9(1): 5.

Kim, H.-J., M.-S. Won, J. C. Jamin y J.-H. Joo (2016). Numerical and field test verifications for the deformation behavior of geotextile tubes considering 1D and areal strain. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(2): 209–218.

Kim, H. J., P. R. Dinoy y H. S. Kim (2020). Tension force analysis of geotextile tubes by half cross-section test. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(3): 243–256.

Kim, H. J. y P. R. Dinoy (2021a). Two-dimensional consolidation analysis of geotextile tubes filled with fine-grained material. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(5): 1149–1164.

Kim, H. J., T. W. Park, P. R. Dinoy y H. S. Kim (2021b). Performance and design of modified geotextile tubes during filling and consolidation. *Geosynthetics International*, 28(2): 125–143.

Koerner, R. M. (2005). *Designing with Geosynthetics*. 5th ed., Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.

Koerner, R. M. (2012). *Designing with Geosynthetics*. 6th ed., Vol. 1. Xlibris Corporation.

Lawson, C. R. (2008). Geotextile containment for hydraulic and environmental engineering. *Geosynthetics International*, 15(6): 384–427.

Leshchinsky, D., O. Leshchinsky, H. I. Ling y P. A. Gilbert (1996). Geosynthetic tubes for confining pressurized slurry: Some design aspects. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(8): 682–690.

Liu, G. S. y R. Silvester (1977). Sand sausages for beach defence work. *6th Australasian Hydraulics and Fluid Mechanics Conference*, Adelaide, Australia, pp. 340–343.

Palmeira, E., F. Tatsuoka, R. Bathurst, P. Stevenson y J. Zornberg (2008). Advances in geosynthetics materials and applications for soil reinforcement and environmental protection works. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*.

Palmerton, J. B. (2002). Distinct element modeling of geosynthetic fabric containers.

Pavanello, P., D. Tognolo, P. Carrubba y L. Frigo (2020). Numerical analysis of stacked geo-tubes. En: Calvetti, F., F. Cotecchia, A. Galli y C. Jommi (eds.), *Geotechnical Research for Land Protection and Development*. Springer, Cham, pp. 225–234.

Plaut, R. H. y C. R. Klusman (1999). Two-dimensional analysis of stacked geosynthetic tubes on deformable foundations. *Thin-Walled Structures*, 34(3): 179–194.

Plaut, R. H. y T. C. Stephens (2012). Analysis of geotextile tubes containing slurry and consolidated material with frictional interface. *Geotextiles and Geomembranes*, 32: 38–43.

Plaut, R. H. y S. Suherman (1998). Two-dimensional analysis of geosynthetic tubes. *Acta Mechanica*, 129: 207–218.

Shin, E. C. y Y. I. Oh (2004). Consolidation process of geotextile tube filled with fine-grained materials. *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, 14(2).

Silva, V. L., M. G. A. Gardoni y K. C. Pimentel (2021). Numerical modelling of geotextile tubes filled with gold mine tailings. *Geosynthetics International*, 28(6): 574–583.

Tran, V. D. H., M. A. Meguid y L. E. Chouinard (2013). A finite–discrete element framework for the 3D modeling of geogrid–soil interaction under pullout loading conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 37: 1–9.

Van Kessel, M.-T., M. Breytenbach y M. Wilke (2016). Common practice and innovations in tailings dams using geosynthetic tubes. *International Symposium on Appropriate Technology to Ensure Proper Development, Operation and Maintenance of Dams in Developing Countries*, Johannesburg, South Africa, pp. 15–20.

Wang, W., X. Man, W. Li, X. Xue y X. Teng (2022). Experimental study on the effect of particle gradation on dewatering performance of geotubes. *Journal of Measurements in Engineering*, 10(2): 81–92.

Yee, T. W. y C. R. Lawson (2012). Modelling the geotextile tube dewatering process. *Geosynthetics International*, 19(5): 339–353

TIPOS DE BARRERA GEOSINTÉTICA ARCILLOSA (GBR-C) Y SU APLICACIÓN EN OBRA CIVIL

Sergio SANZ[(1)*]

[(1)] CETCO
*sergio.sanz@mineralstech.com

RESUMEN

Desde hace décadas, las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-Cs) se encuentran presentes en un gran número de proyectos dentro de las posibles secciones de impermeabilización comúnmente aplicadas en obra civil. La excelente sinergia con otros geosintéticos, su versatilidad, una rápida y sencilla instalación y la reducida huella de carbono, hacen de este tipo de solución la alternativa directa a sistemas tradicionales de impermeabilización mediante estrato de arcilla compactada. La variabilidad, tanto en su composición como en la estructura interna de los elementos que lo forman, permite ajustar sus propiedades hidráulicas y mecánicas. Por ello, es conveniente conocer los diferentes tipos disponibles en la actualidad y poder definir ciertas recomendaciones según las características del proyecto. A partir de ello, se presentan varios tipos de barreras geosintéticas arcillosas (GBR-Cs), definiendo sus respectivas aplicaciones y propiedades dentro de la diversidad de proyectos en obra civil.

ABSTRACT

For decades, geosynthetic clay barriers (GBR-Cs) have been used in a large number of projects as part of the waterproofing solutions commonly applied in civil engineering projects. Their excellent synergy with other geosynthetics, versatility, quick and easy installation, and reduced carbon footprint make this type of solution a direct alternative to traditional waterproofing systems using compacted clay layers. The variability in both their composition and the internal structure of their constituent elements allows for the adjustment of their hydraulic and mechanical properties. Therefore, it is advisable to be familiar with the different types currently available and to be able to formulate recommendations based on the specific characteristics of each project. Accordingly, several types of geosynthetic clay barriers (GBR-Cs) are presented, defining their respective applications and properties within the diverse range of civil engineering projects.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Bentonita (Bentonite), Impermeabilización (Waterproofing), Geosintético (Geosynthetic).*

1. INTRODUCCIÓN

Las características especiales de la bentonita (expansión, absorción de agua, viscosidad) permiten el uso de este material en un amplio rango de aplicaciones en diferentes sectores industriales: industria de la fundición (aglutinante de arena de moldeo de piezas); construcción (muros pantalla impermeables, barreras geosintéticas arcillosas para impermeabilización de estructuras, juntas hidroexpansivas, etc); perforación (lodos de bentonita y morteros de inyección); agricultura (extracción de micotoxinas y aglutinante en piensos animales; tratamientos de suelos y en la horticultura); industria alimentaria (clarificación de vinos y zumos de frutas); cosmética; arena para cama para gatos y desecante; depuración de aguas (adsorbente), etc.

Las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C) formadas por bentonita encapsulada entre geotextiles unidos mediante un proceso de agujado, dan como resultado una membrana de muy baja permeabilidad en contacto con el agua y/o con diferentes contaminantes. La variabilidad de los componentes en su estructura permite llevar a cabo una distinción de composición de material por tipología de proyecto.

2. BARRERA GEOSINTÉTICA ARCILLOSA (GBR-C). PROPIEDADES Y VENTAJAS DE USO

Las barreras geosintéticas arcillosas están compuestas generalmente por bentonita sódica encapsulada entre dos geotextiles. Todos los componentes se encuentran firmemente unidos mediante un proceso de agujado, lo que confiere al producto una gran robustez. (Fig.1). Este sistema de unión garantiza un espesor homogéneo y minimiza el desplazamiento interno de la bentonita, permitiendo así al GBR-C mantener una baja permeabilidad y el máximo rendimiento en toda su superficie.

En términos generales, la impermeabilización mediante barrera geosintética arcillosa presenta las siguientes ventajas frente a otros sistemas de impermeabilización:

- Material natural, inerte y no tóxico.
- Solución fiable en base a una calidad de producción controlada y contrastada mediante ensayos en laboratorio.
- Capacidad autosellante por el elevado grado de hinchamiento de la bentonita.
- Espesor reducido que permite un diseño de proyecto menos complejo y un aumento de capacidad en celdas de vertido.
- Sencilla instalación incluso en taludes con fuertes pendientes.
- Instalación en condiciones climatológicas adversas.
- Reducción de Huella de Carbono: uso reducido de maquinaria pesada y camiones

3. RENDIMIENTO HIDRAULICO DE UNA BARRERAS GEOSINTÉTICA ARCILLOSA (GBR-C)

Con motivo de diferentes proyectos de impermeabilización en obra civil, es una práctica habitual la justificación técnica de la sustitución de una capa de arcilla por una GBR-C en relación al rendimiento hidráulico. Para estudiar y argumentar dicha sustitución, se realizan los cálculos hidráulicos de ambas propuestas (arcilla y GBR-c), comparándose finalmente los resultados y concluyendo sobre su viabilidad. El flujo de agua que pasa a través de un material dado (A) con un espesor (e) conocido y una permeabilidad k se estima mediante la Ley de Darcy (Fig.1).

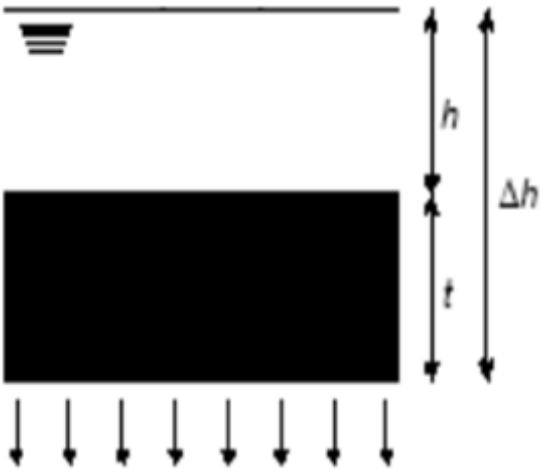


Figura 1. Ley de Darcy.

Ecuación Ley de Darcy:

$$q = \frac{Q}{A} = ki \tag{1}$$

Donde:

- k = permeabilidad
- i = (columna agua + espesor)/espesor = (H+e)/e

Con motivo de diferentes proyectos de impermeabilización de obra civil lineal, vasos de vertido y sellados de vertederos, minería, etc, a partir de esta fórmula es posible justificar técnicamente y mediante cálculo hidráulico la sustitución de un estrato de arcilla compactada con espesor y permeabilidad (k) definidos por una barrera geosintética arcillosa (GBR-C). Para argumentar dicha sustitución, se comparan los resultados de flujo (caudal) obtenidos para ambos tipos de impermeabilización.

Cuando una GBR-C va a estar en contacto con aguas contaminadas o duras, es recomendable realizar un ensayo de compatibilidad química para determinar el comportamiento de la bentonita frente a un posible intercambio iónico entre los iones sodio y cationes disueltos. En el caso de bentonita sódica, ello pudiera dar lugar a una disminución del hinchamiento y como consecuencia un menor rendimiento (aumento de flujo). En ese caso, como solución sería necesario tratar la bentonita con polímeros adecuados que protejan de dicho efecto.

4. TIPOLOGÍA DE BARRERAS GEOSINTÉTICA ARCILLOSA (GBR-C) POR COMPOSICIÓN

4.1. TIPO DE BENTONITA

Las bentonitas son arcillas formadas esencialmente por minerales del grupo de las esmectitas, con una estructura molecular estratificada. La morfología laminar, la presencia de cationes intercambiables (principalmente Ca^{2+}, Mg^{2+} y Na^{+}) y el tamaño de partícula son las principales características que confieren a las bentonitas diferentes propiedades.

4.1.1. BARRERAS GEOSINTÉTICA ARCILLOSA (GBR-C) CON BENTONITA SÓDICA

La bentonita sódica es la que presenta una permeabilidad más baja. Por ello es la más comúnmente utilizada en la fabricación de barreras geosintéticas arcillosas.

La bentonita sódica, con un alto contenido en montmorillonita, se caracteriza por presentar propiedades destacadas en hinchamiento, absorción de agua y capacidad de intercambio catiónico. Ello le confiere un mejor rendimiento de impermeabilización que otras bentonitas. Los cationes sodio intercambiables son capaces de unirse a más moléculas de agua (absorción), formando una estructura interlaminar multicapa y con mayor espesor (hinchamiento).

El rango de tipo de proyecto para su aplicación es muy amplio:

- Nuevas celdas de vertido y/o clausuras de vertedero de residuos: sustituye o complementa la barrera geológica natural de obligada inclusión en estos proyectos según lo dispuesto en Real Decreto 646/2020, de 7 de Julio, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero. Excelente sinergia con otros geosintéticos, sobre todo con geomembranas de polietileno de alta densidad, actuando como barrera secundaria de seguridad y elemento antipunzonamiento.
- Balsas de lixiviados, balsas de procesos industriales como barrera impermeabilizante secundaria bajo geomembrana de polietileno.
- Obra civil lineal (carretera, ferrocarril): Encapsulamiento de terrenos expansivos o no estables en taludes y/o plataforma.
- Clausura (encapsulamiento) de terrenos contaminados.
- Acopios temporales de RCDs.
- Humedales y charcas naturalizadas donde se pretende evitar la inclusión de membranas plásticas impermeabilizantes.
- Barrera subacuática en proyectos hidráulicos existentes (embalses y canales) como mejora de la impermeabilización y/o sellado de sedimentos.

Para este material, se puede tomar como referencia valores de Permeabilidad inferiores a $k < 1{,}5x10^{-11}$ m/s.

4.1.2. BARRERAS GEOSINTÉTICA ARCILLOSA (GBR-C) CON BENTONITA SÓDICA TRATADA CON POLÍMEROS

La mayoría de los fluidos o lixiviados convencionales no producen grandes cambios en la permeabilidad k de un GBR-C compuesto por bentonita de sodio de calidad. Pero la elevada capacidad de intercambio catiónico de la bentonita sódica puede ser problemática en determinados casos especiales. Cuando una GBR-C va a estar en contacto con aguas contaminadas con ciertos elementos químicos o con aguas salinas, es recomendable realizar un ensayo de compatibilidad química para determinar el comportamiento de la bentonita frente a un posible intercambio iónico entre los iones sodio y cationes disueltos. Ello pudiera dar lugar a una disminución del hinchamiento y como consecuencia un menor rendimiento de la solución. En ese caso es necesario tratar la bentonita sódica con polímeros adecuados que protejan la estructura interna y eviten dicho efecto.

Es posible definir ciertos escenarios en los cuales la probabilidad de que ese proceso sea más elevada:

- Concentración media / elevada de cationes (Ca^{+2}, Mg^{+2})
- Suelos cálcicos
- Aguas extremadamente duras
- Lixiviados de lodos estabilizados con cal
- Soluciones salinas o agua marina
- Índice pH bajo (< 6): Soluciones ácidas o corrosivas.
- Índice pH elevado (>11): Soluciones básicas o cáusticas

Extrapolando estos casos a proyectos de diferentes sectores, principalmente sector industrial, se puede definir los siguientes proyectos tipo donde sería conveniente analizar y evaluar cada caso, realizando el correspondiente ensayo de compatibilidad química:

- Depósitos de cenizas procedentes de la combustión del carbón (Centrales Térmicas).
- Vertederos de Cenizas procedentes de Incineradoras.
- Procesos Mineros (Lodos rojos en refinaría de aluminio)
- Depósitos de Industria Papelera (Pulpa)
- Otros procesos industriales y mineros con generación de lixiviados complejos no convencionales.

4.1.3. BARRERAS GEOSINTÉTICA ARCILLOSA (GBR-C) CON BENTONITA CÁLCICA

En algunos proyectos específicos en los cuales la presencia de suelo soporte presenta elevadas concentraciones de cationes (Ca^{+2}, Mg^{+2}), y con el fin de evitar un más que probable intercambio catiónico, es posible plantear la utilización de GBR-C compuesto por bentonita de calcio. Este tipo de bentonita presenta propiedades impermeabilizantes significativamente inferiores a las de la bentonita de sodio, por lo que es necesario estudiar los requerimientos respecto al grado de impermeabilización exigido y considerar el aumento de dosificación de bentonita por unidad de masa para tratar de compensar parcialmente las carencias de valor de permeabilidad propio de la bentonita de calcio.

4.2. MASA DE BENTONITA POR UNIDAD DE ÁREA

La cantidad de bentonita por unidad de área es un factor fundamental a la hora de definir y obtener el rendimiento hidráulico adecuado de una barrera geosintética arcillosa. Ello es debido a que la masa de bentonita será directamente proporcional al espesor de la barrera, siendo este valor una de las variables a incluir en los cálculos de flujo (caudal) mediante la Ley de Darcy.

La dosificación de bentonita en una barrera geosintética arcillosa puede variar desde los 2,50 kg/m2 hasta los 9,00 kg/m2. La calidad y tipo de bentonita será clave a la hora de ajustar la cantidad por metro cuadrado. Como referencia, una masa de 5kg/m2 suele ser un valor habitual en GBR-C de bentonita de sodio. En el caso de GBR-C de bentonita cálcica, dicha dosificación es siempre muy superior, con 9kg/m2 como valor típico.

4.3. TIPO DE GEOTEXTILES

Las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C) están formadas por bentonita encapsulada entre al menos dos geotextiles unidos mediante un proceso de agujado. Dentro de la gran variabilidad disponible actualmente en el mercado, los geotextiles utilizados en la fabricación de este tipo de material son básicamente:

- Geotextiles tejidos de polipropileno.
- Geotextiles no tejidos de polipropileno.

- Geofilm / geomembrana de polietileno

Como se ha comentado, el proceso de agujado es fundamental para conseguir un espesor homogéneo, un rendimiento constante en toda la superficie del material y minimizar el desplazamiento internos de la bentonita. Este proceso de agujado consiste en la utilización de las fibras del geotextil no tejido, fibra suelta, que atravesando la sección de bentonita, quedan trabadas en las fibras del geotextil superior (Fig 2). Por ello, es imprescindible que al menos uno de los dos geotexiles que forman el GBR-C sea no tejido.

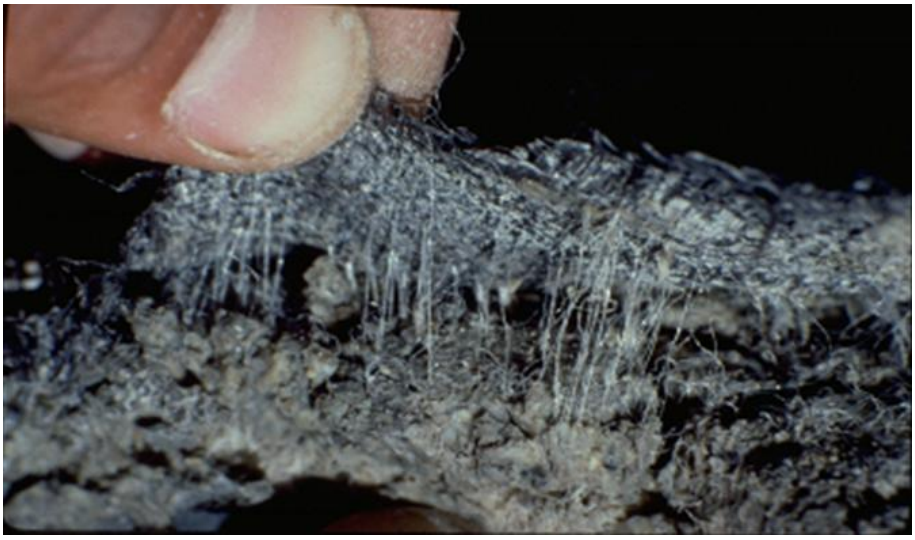


Figura 2. Proceso de agujado.

4.3.1. GBR-C CON ESTRUCTURA GEOTEXTILES TEJIDO / GEOTEXTIL NO TEJIDO

Los GBR-C compuestos por estructura geotextil tejido / geotextil no tejido son los más comunes en cualquier tipo de proyecto de obra civil. Es el tipo de material definido en proyectos de celdas de vertido en vertederos, clausuras y balsas de lixiviados. Se caracteriza por su versatilidad y buenas propiedades tanto para su uso en plataforma como en taludes con pendientes medias (Fig 3).

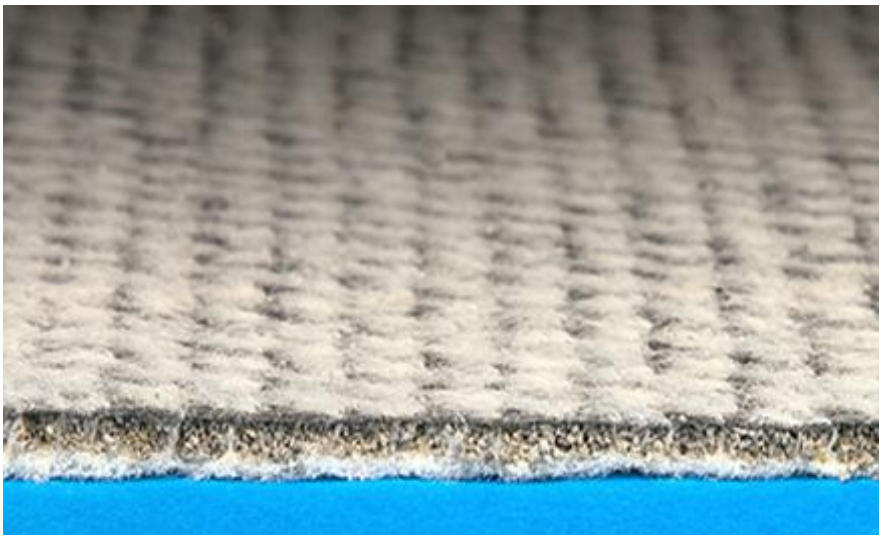


Figura 3. GBR-C Geotextil Tejido / Geotextil No Tejido.

4.3.2. GBR-C CON ESTRUCTURA GEOTEXTILES NO TEJIDO / GEOTEXTIL NO TEJIDO

Los GBR-C compuestos por estructura geotextil no tejido / geotextil no tejido son comúnmente utilizados en proyectos de minería ya que presentan valores superiores en las siguientes propiedades:

- Resistencia al punzonamiento estático (CBR)
- Alargamiento a la rotura MD/CMD

Las fuertes pendientes que caracterizan los proyectos de minería, y elevadas cargas de los depósitos sobre los materiales impermeabilizantes, justifican la necesidad de mejora de las propiedades descritas.

Existen casos extremos en minería donde también es necesario mejorar la propiedad resistencia al pelado. Para ello, es posible intercalar un geotextil tejido entre los dos geotextiles no tejidos, conformando un GBR-C con tres geotextiles: no tejido / tejido / no tejido.

4.3.3. GBR-C CON ESTRUCTURA GEOTEXTILES NO TEJIDO / GEOTEXTIL NO TEJIDO / GEOFILM / GEOMEMBRANA DE POLIETILENO

Este tipo de GBR-C multicomponente y laminado es aplicado principalmente en proyectos donde el GBR-C vaya a situarse en una posición más próxima al fluido a contener. Dentro de estos proyectos se pueden incluir lagos, estanques y charcas. Por regla general, en este tipo de proyectos el geofilm o la geomembrana de polietileno queda en posición superior, siendo ésta la primera capa que entraría en contacto parcial con el fluido. Aunque también existen diferentes diseños en los cuales es posible una aplicación en sentido opuesto con el geofilm o geomembrana en posición inferior.

Este material también es comúnmente utilizado en aquellos proyectos con ciertos problemas de surgencias del nivel freático en la subrasante. En esos casos, este tipo de material permite incluir una barrera extra inicial frente a ese flujo de agua en capas inferiores.

Existe la posibilidad de laminado del GBR-C desde mediante un geofilm de 0,2mm de espesor hasta mediante una geomembrana de polietileno de alta densidad de 1,50mm texturizado (Fig 4).



Figura 3. GBR-C Geotextil Tejido / Geotextil No Tejido / Geomembrana.

5. CONCLUSIONES

Las barreras geosintéticas arcillosas (GBR-C) están presentes en las secciones de impermeabilización de numerosos proyectos de obra civil como la mejor alternativa directa a sistemas tradicionales de impermeabilización mediante estrato de arcilla compactada.

Es necesario un estudio previo y análisis de composición de elementos que forman el GBR-C ya que de ello dependerá en gran medida el éxito de dicha solución

Es conveniente conocer los diferentes tipos disponibles en la actualidad y poder así definir de una manera más directa el material más adecuado en función de las características propias de cada proyecto.

REFERENCIAS

Abad, P., Martin, L., Llorente, S. (2008). *Caracterización y uso de barreras geosintéticas de bentonita (GBR-C) en la impermeabilización de balsas. Ponencias y comunicaciones libres.* 2º Congreso Internacional sobre Proyecto, Construcción e Impermeabilización de Balsas. Palma de Mallorca 2008. CEDEX. Ministerio de Fomento. Gobierno de España.

Leiro Lopez, A., Mateo Sanz, B., García Cidoncha, H., Blanco Fernández M. (2013). *Estudio de las propiedades de las bentonitas para su utilización en barreras geosintéticas arcillosas.* Ingeniería Civil Num 171/2013. CEDEX. Ministerio de Fomento. Gobierno de España.

TEMA 6

PRESAS

SIMULACIÓN DE DESATURACIÓN DE RELAVES CON TECNOLOGÍA HDS

Alex ABURTO[(1)*], Marcos ARROYO[(1,2)] y Jean VAUNAT[(1,2)]

[(1)] Universidad Politécnica de Cataluña (UPC)
*alex.miguel.aburto@upc.edu

[(2)] International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE)

RESUMEN

La tecnología de Apilamiento Hidráulico Deshidratado (HDS, por sus siglas en inglés) es una metodología de codisposición de relaves convencionales y arenas libres de finos (arenas CPR), en la cual se crean canales de drenaje continuos para acelerar la recuperación de agua y la consolidación de los relaves. Para obtener una mejor comprensión del potencial de la tecnología HDS, desde 2019 se encuentra en curso una amplia campaña de investigación que incluye pruebas de laboratorio, modelos físicos y ensayos de campo. Este esfuerzo experimental se está complementando ahora con trabajos de simulación avanzada en el marco de la mecánica de suelos no saturados. En este estudio, se describe el desarrollo de un modelo numérico hidráulico y se ilustra su desempeño simulando el modelo físico de laboratorio. El flujo de agua en la tecnología HDS ocurre bajo condiciones tanto saturadas como no saturadas. La conductividad hidráulica saturada, la permeabilidad relativa y la curva de retención de agua en el suelo (SWRC) son propiedades clave para representar el fenómeno. La simulación se realiza utilizando un código de elementos finitos (CODE_BRIGHT) capaz de resolver problemas acoplados termo-hidro-mecánicos (THM) en suelos saturados y no saturados. El modelo físico de referencia corresponde a una prueba de laboratorio a gran escala en la que se replicó el proceso de descarga de relaves HDS, depositando capas alternas de arena CPR y relaves en condiciones saturadas dentro de una caja de consolidación de 1,6 metros de altura. La caja fue instrumentada para monitorear la respuesta y evolución de variables clave, incluyendo la carga piezométrica, la tensión total, el contenido volumétrico de agua y la succión, entre otros. El modelo numérico es capaz de simular los procesos de desaturación y resaturación que ocurren durante la prueba. Los resultados de la simulación se comparan con los medidos en el modelo físico para variables como el grado de saturación y la succión. Se discuten los efectos de la succión a lo largo del tiempo y la disminución del grado de saturación en los materiales, así como la generación del fenómeno de barrera capilar en las arenas. Finalmente, se analizan los efectos de tamaño entre el modelo físico y la prueba de campo a gran escala desarrollada para el sistema HDS.

ABSTRACT

Hydraulic Dewatered Stacking (HDS) technology is a co-disposal methodology for tailings and fines-free sands (CPR sands), in which continuous drainage channels are created to accelerate water recovery and tailings consolidation. To gain better understanding of the potential of HDS technology a large research campaign is ongoing since 2019, including laboratory tests, physical models and field trials. This experimental effort is now being complemented by advanced simulation work within the framework of unsaturated soil mechanics. In this study, we describe the principles informing the development of a hydraulic numerical model for HDS and illustrate its performance simulating a previous physical laboratory model. Water flow occurs under both

saturated and unsaturated conditions. Saturated hydraulic conductivity, relative permeability, and the soil water retention curve (SWRC) are key properties. The simulation is conducted using a finite element code (CODE_BRIGHT) capable of solving thermo-hydro-mechanical (THM) coupled problems in saturated and unsaturated soils. The reference physical model corresponds to a large-scale laboratory test in which the HDS tailings discharge process was replicated by depositing alternating layers of CPR sand and tailings in saturated conditions within a 1.6-meter-high consolidation box. The box was instrumented to monitor the response and evolution of key variables, including piezometric head, total stress, volumetric water content, and suction, among others. The numerical model is capable of simulating the desaturation and resaturation processes occurring during the test. Simulation results are compared with those obtained from the physical model for variables such as saturation degree and suction. The effects of suction over time and the decrease in saturation degree in the materials are discussed, as well as the development of capillary barrier effects in the sands. Finally, scale effects between the physical model and the full-scale field test currently under development for the HDS system are analyzed.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Relaves (Tailings), No Saturado (Unsaturated), Modelación Numérica (Numerical Model).*

1. INTRODUCCIÓN

La mayoría de los relaves mineros, ya sean depositados de forma convencional, espesados o en pasta, se colocan inicialmente en una condición totalmente saturada (Fourie et al., 2022). Los relaves filtrados, por otro lado, se depositan bajo condiciones no saturadas y generalmente se asocian con operaciones de menor escala (Furnell et al., 2022). Una vez depositados, los relaves experimentan procesos de consolidación e interactúan con la atmósfera, intercambiando calor y agua en un proceso acoplado termo-hidro-mecánico (THM) que en ocasiones puede llevar a la desaturación de los relaves.

La tecnología de Apilamiento Hidráulico Deshidratado (HDS) es una metodología de codisposición de relaves y arenas libres de finos (arena CPR), en la cual se crean canales de drenaje continuos hechos de arena CPR para acelerar la recuperación de agua y la consolidación de los relaves (Newman et al., 2022, 2023). Esta tecnología puede mejorar aspectos clave de la gestión de relaves, incluyendo la recuperación de agua, la seguridad y el cierre progresivo (Bruton & Newman, 2023; Newman et al., 2023). Las mejoras en el drenaje y la recuperación de agua conducirían a una instalación de almacenamiento de relaves (TSF por sus siglas en inglés) predominantemente desaturada (Newman et al., 2024), convirtiendo la condición no saturada en un factor clave en el desempeño de la tecnología HDS. La Figura 1 muestra un diagrama conceptual de posibles configuraciones geométricas del HDS. La configuración tipo capas de arena es la estudiada en este artículo.

Bajo condiciones saturadas, el flujo de agua se rige por gradientes de energía (comúnmente representados como gradientes de carga hidráulica), y la tasa de flujo es controlada por la conductividad hidráulica saturada, que se considera constante para un suelo dado (Fredlund et al., 2012). El flujo de agua puede describirse utilizando la ley de Darcy, tanto para condiciones saturadas como no saturadas, considerando que en el caso no saturado los poros del suelo están ocupados por más de un fluido (gas y líquido). Una de las variables básicas para caracterizar la condición del suelo no saturado es la relación volumétrica de saturación de líquido (S_l) (1), definida como la proporción del volumen de poros ocupado por la fase líquida (Gens, 2010).

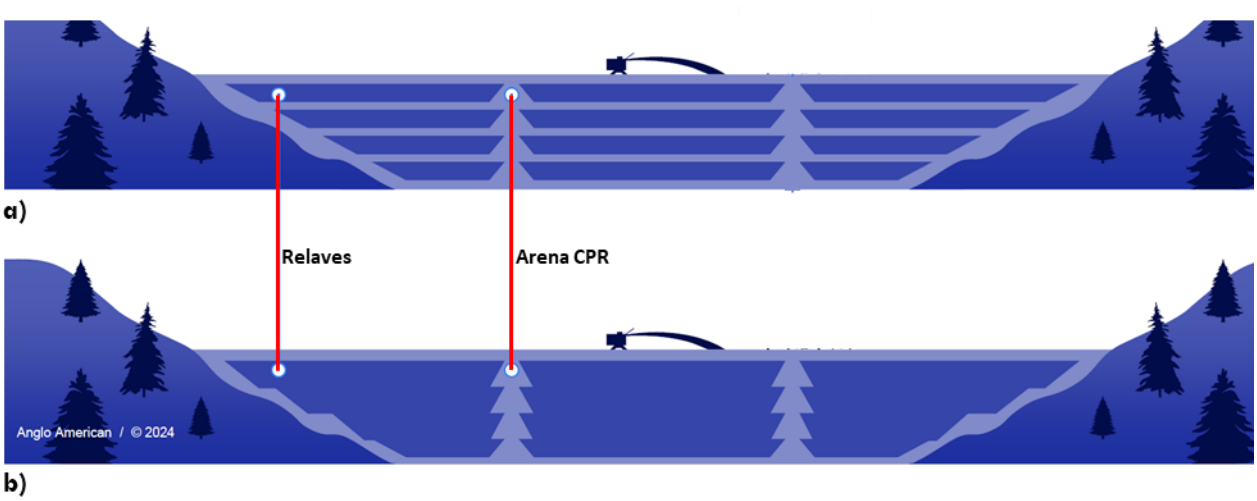


Figura 1. Configuración tipo a) capas de arena y b) canales de arena (modificado de Newman et al., 2024).

Otra variable, posiblemente la más relevante, es la succión. La succión del suelo o succión total se define en base a dos componentes: succión matricial y osmótica. La succión osmótica depende de la concentración de solutos, mientras que la succión matricial (2) puede aproximarse como la suma de los componentes capilares y de adsorción (Gens, 2010), y se define como la diferencia entre la presión del aire y la presión del agua en el suelo.

$$S_l = {V_w}/{V_v} \tag{1}$$

$$s = p_a - p_w \tag{2}$$

Donde V_w es el volumen de poros ocupado por agua, V_v es el volumen total de poros, p_a es la presión del aire en los poros y p_w es la presión del agua en los poros.

El perfil de succión matricial está fuertemente influenciado por las condiciones de presión hidrostática y la posición del nivel freático, particularmente en áreas donde este se encuentra a pocos metros bajo la superficie. La succión matricial es cero en el nivel freático, mientras que por encima de este tiende a alcanzar el equilibrio hidrostático con presiones de agua de poros negativas (Fredlund et al., 2012). Este concepto, conocido como perfil de succión de equilibrio, permite estimar los valores de succión esperados en ausencia de infiltración y evaporación (Khalili et al., 2022).

La relación entre el contenido de agua en los poros del suelo y la succión matricial se representa mediante la Curva de Retención de Agua del Suelo (SWRC por sus siglas en inglés). Esta curva constituye la base de muchas relaciones empíricas en la mecánica de suelos no saturados, incluyendo la resistencia al corte, el comportamiento volumétrico y las propiedades hidráulicas (Khalili et al., 2022). La SWRC puede utilizarse para estimar la conductividad hidráulica no saturada, expresada típicamente como el producto de la conductividad hidráulica saturada y la permeabilidad relativa (4), siendo esta última una función del grado de saturación (Bella, 2021).

La conductividad hidráulica en suelos no saturados puede variar significativamente dependiendo del grado de saturación y, por lo tanto, se expresa como una función de S_l. Si bien la conductividad hidráulica no saturada también varía con el esfuerzo aplicado, es el cambio en la succión del suelo, particularmente más allá del valor de entrada de aire, lo que genera los efectos más significativos, reduciendo potencialmente la conductividad en varios órdenes de magnitud a medida que el suelo se desatura (Fredlund et al., 2012). Se han propuesto numerosas relaciones matemáticas para representar la SWRC, siendo las más utilizadas las de Brooks y Corey (1964), Van Genuchten (1980) y Fredlund y Xing (1994) (Khalili et al., 2022).

2. METODOLOGÍA

2.1. MODELO FÍSICO DE LABORATORIO HDS

El modelo físico es una prueba de laboratorio a gran escala en la que se reprodujo el proceso de descarga de relaves HDS mientras se depositaban capas alternas de arena CPR y relaves convencionales, bajo condiciones saturadas, en una caja de consolidación de 1,6 m de altura. Esta prueba de laboratorio se realizó en la Universidad Técnica Federico Santa María, Chile, y los resultados fueron presentados en (Musso et al., 2023).

La caja de consolidación fue instrumentada para monitorear la respuesta y evolución de variables clave, incluyendo la carga piezométrica, el contenido volumétrico de agua y la succión. La Figura 2 presenta una imagen de la caja y la ubicación de la instrumentación. Los instrumentos se operaron utilizando los ajustes de calibración de fábrica.

La desaturación de relaves es un fenómeno acoplado termo-hidro-mecánico (THM). El acoplamiento hidromecánico (HM), asociado al proceso de consolidación, modifica la porosidad del suelo y, en consecuencia, su permeabilidad y grado de saturación. A su vez, el acoplamiento hidrotérmico (HT), vinculado a las condiciones atmosféricas, genera intercambios de energía y masa entre el suelo y la atmósfera, condicionando los flujos de agua en fase líquida y de vapor, y controlando la condición de saturación en la zona activa. En el modelo físico de laboratorio del HDS, debido a su reducida altura (1,5 m) y al aislamiento de la caja de ensayo respecto de condiciones atmosféricas como la precipitación y la radiación solar directa, se considera razonable asumir que la desaturación observada durante la prueba está gobernada principalmente por procesos hidráulicos.

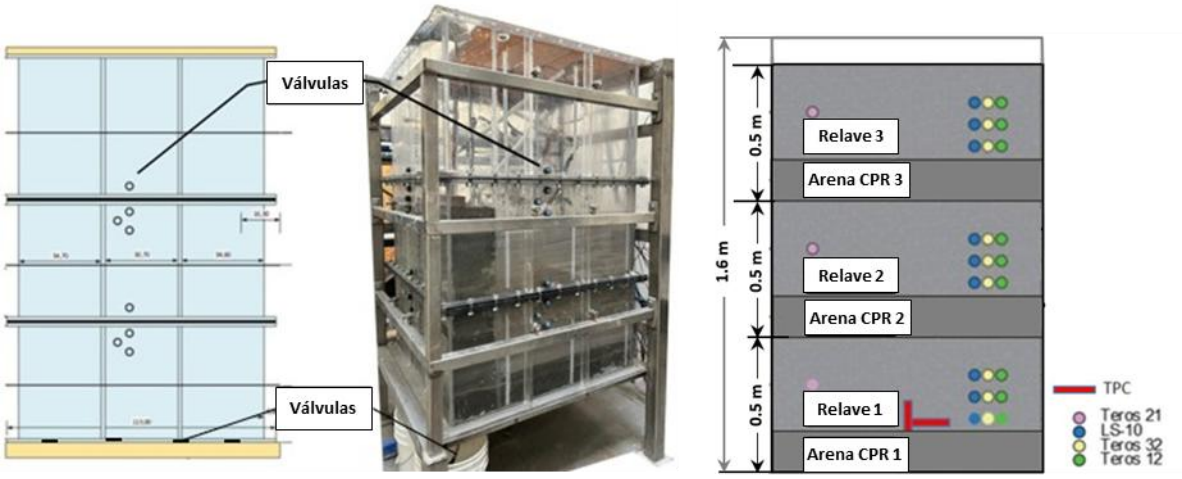


Figura 2. Configuración de la caja de consolidación modificado de (Musso et al., 2023).

2.2. CONFIGURACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico se desarrolla utilizando un código de elementos finitos (CODE_BRIGHT), que es capaz de resolver problemas acoplados en suelos saturados y no saturados (Olivella et al., 1996). En el modelo presentado en este artículo, se simula el comportamiento hidráulico saturado y no saturado. Se asume que el medio poroso está compuesto por granos sólidos y fases líquida y gaseosa. Los flujos advectivos de líquido se calculan utilizando la ley de Darcy en su forma generalizada, como se presenta en la ecuación (3).

$$q_\alpha = \frac{\mathbf{k}\, k_{r\alpha}}{\mu_\alpha} (\nabla P_\alpha - \rho_\alpha g) \tag{3}$$

Donde α = l, g, respectivamente, cuando la ley se aplica a la fase líquida o gaseosa, **k** corresponde a la permeabilidad intrínseca, $k_{r\alpha}$ es la permeabilidad relativa y μ_α es la viscosidad dinámica del fluido.

La secuencia de llenado simulada considera capas alternas de arena CPR y relaves (Figura 2) y replica la cantidad de intervalos descritos en (Musso et al. 2023). La definición y duración de los intervalos es la siguiente:

- Intervalo 1: Construcción de la capa de arena CPR 1 y la capa de relaves 1 – Duración: 14 días.
- Intervalo 2: Apertura de válvulas de drenaje – Duración: 26 días.
- Intervalo 3: Construcción de la capa de arena CPR 2 y la capa de relaves 2 – Duración: 10 días.

- Intervalo 4: Apertura de válvulas de drenaje – Duración: 10 días.
- Intervalo 5: Construcción de la capa de arena CPR 3 y la capa de relaves 3 – Duración: 10 días.
- Intervalo 6: Apertura de válvulas de drenaje – Duración: 35 días.

Como condición de contorno en el modelo, se aplica presión cero (relativa a la presión atmosférica) en la parte superior de cada capa de material recién construida. Esta condición permite que durante la simulación se equilibren las presiones de agua en los poros durante cada intervalo de construcción (Intervalos 1, 3 y 5), acercándose eventualmente a condiciones hidrostáticas en el caso saturado, pero sin que dichas condiciones sean pre-impuestas.

2.3. PARÁMETROS DE LOS MATERIALES

Los principales parámetros hidráulicos utilizados en el modelo numérico son la permeabilidad intrínseca, definida para una porosidad inicial, y las curvas de retención de agua en el suelo (SWRC) tanto para la arena CPR como para los relaves. Se asumió que los materiales eran homogéneos dentro de cada capa. Los valores utilizados se presentan en la Tabla 1. La porosidad inicial y la permeabilidad intrínseca se calcularon basándose en el índice de vacíos y la conductividad hidráulica saturada obtenidas de pruebas en columnas de consolidación.

Tabla 1. Parámetros hidráulicos iniciales para el modelo.

Parámetros	**Valor (unidad)**
Porosidad inicial del relave (ϕ_0)	0,52
Permeabilidad intrínseca inicial relave (a ϕ_0)	4,50 e-14 (m^2)
Porosidad inicial de la arena CPR (ϕ_0)	0,50
Permeabilidad intrínseca inicial arena CPR (a ϕ_0)	4,18 e-12 (m^2)

La permeabilidad relativa se calcula durante el proceso de simulación utilizando la ecuación (4), derivada de la formulación de Van Genuchten para la curva de retención. Las curvas de retención para ambos materiales se obtuvieron ajustando los datos de laboratorio con la expresión de Van Genuchten presentada en la ecuación (5) (Van Genuchten, 1980). Los parámetros característicos se presentan en la Tabla 2.

$$k_{rl} = \sqrt{S_e}\left[1 - \left(1 - S_e^{1/m}\right)^m\right]^2 \tag{4}$$

Donde k_{rl} es la permeabilidad relativa del líquido, S_e es el grado de saturación efectivo y m corresponde al parámetro de forma de la curva de retención de agua en el suelo (Van Genuchten).

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\varphi/a\right)^n\right]^m} \tag{5}$$

Tabla 2. Parámetros de Van Genuchten SWRC para relaves y arena CPR.

Parámetros	**Valor arena CPR/relave (unidad)**
Contenido de humedad saturada θ_s	0,29/0,36
Contenido de humedad residual θ_r	0,002/0,05
Valor de entrada de aire	0,2/10 (kPa)
n	1,67/1,25
m	0,4/0,2

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1. COMPORTAMIENTO DEL MODELO

El modelo desarrollado reproduce los procesos de desaturación y resaturación generados por la secuencia de construcción de la prueba. En la Figura 3a, se puede observar el final del Intervalo 4, donde los relaves y la arena CPR alcanzan su máxima desaturación para esa etapa de construcción, siendo mucho más intensa en la arena CPR que en los relaves. En la Figura 3b, se muestra el inicio del Intervalo 5, donde las capas superiores de arena CPR y relaves están iniciando su deposición. Estos materiales se colocan en un estado saturado con un alto contenido de agua. El agua fluye desde la capa de arena CPR 3 hacia la capa de relaves 2. En la Figura 3c, se puede observar el avance del frente de saturación.

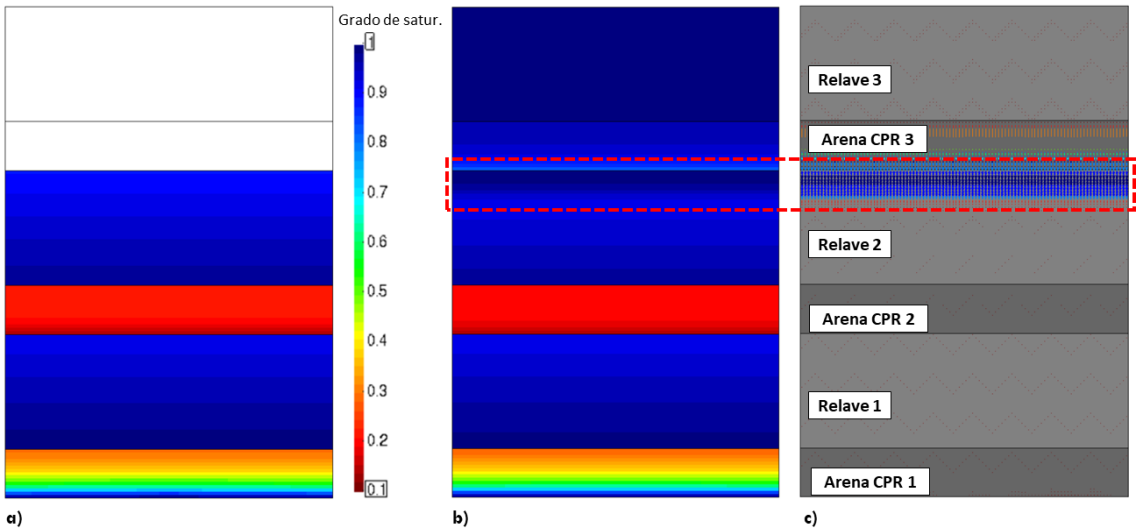


Figura 3. a) Grado de saturación al final del Intervalo 4, b) Grado de saturación al inicio del Intervalo 5, c) Líneas de flujo al inicio del Intervalo 5.

3.2. EVOLUCIÓN DEL GRADO DE SATURACIÓN Y SUCCIÓN

Al finalizar la simulación del modelo físico de laboratorio (Figura 4a), el mayor contenido de agua se alcanza en la capa de relaves inferior (relaves 1), con un grado de saturación de 0,98, mientras que el menor contenido de agua se observó en la capa superior (relaves 3), con un grado de saturación de 0,87. Para la arena CPR, el grado máximo de saturación, que varía entre 0,3 y 1, se alcanzó en la capa inferior de arena CPR 1, mientras que la saturación mínima se observó en la capa superior con un valor de 0,12. En la capa intermedia de arena CPR, el grado de saturación fue de aproximadamente 0,2.

La arena CPR exhibe una desaturación rápida en el modelo. Este comportamiento está determinado por la curva de retención del material, que requiere valores de entrada de aire del orden de solo 0,2 kPa para iniciar la desaturación. Una vez que se supera este valor, un pequeño aumento en la succión resulta en disminuciones significativas en el grado de saturación. Para los relaves, la succión alcanza un valor máximo de 6,0 kPa en la capa superior (Figura 4b). Este valor se encuentra por debajo del valor de entrada de aire, que es del orden de 10 a 15 kPa, lo que conduce a mantener grados elevados de saturación en los relaves, por encima del 90%. A largo plazo (Figura 4c), la succión alcanzaría eventualmente el equilibrio hidrostático en todo el modelo con niveles máximos de succión cercanos a 15 kPa.

La Figura 5 presenta una comparación entre los valores de succión obtenidos en el modelo y los medidos por los sensores Teros 32 durante la ejecución de la prueba. Se puede observar que el modelo reproduce cualitativamente los procesos de desaturación y resaturación. Los valores de succión alcanzados son similares, sin embargo, existen algunas diferencias en su desarrollo, como se examina a continuación.

El desarrollo de presiones negativas tiende a ser más lento en las mediciones que en los resultados presentados por el modelo. Esta diferencia se hace más pronunciada durante la construcción de la tercera etapa (Intervalos 5 y 6). El retraso en las mediciones del modelo físico puede reflejar la apertura lenta de las válvulas reportada en (Musso et al., 2023), así como alguna colmatación de los filtros ubicados en las válvulas, que son utilizados para prevenir la migración de material.

Los niveles de succión medidos en la capa inferior de relaves son menores que los calculados en el modelo (Intervalos 4 y 6). Este comportamiento puede estar influenciado por el acoplamiento mecánico, que no ha sido considerado en este modelo y que generaría una reducción de la porosidad en la capa inferior, afectando la permeabilidad y el grado de saturación. Este efecto es más significativo en la capa inferior y será analizado en futuros estudios asociados al modelo físico HDS.

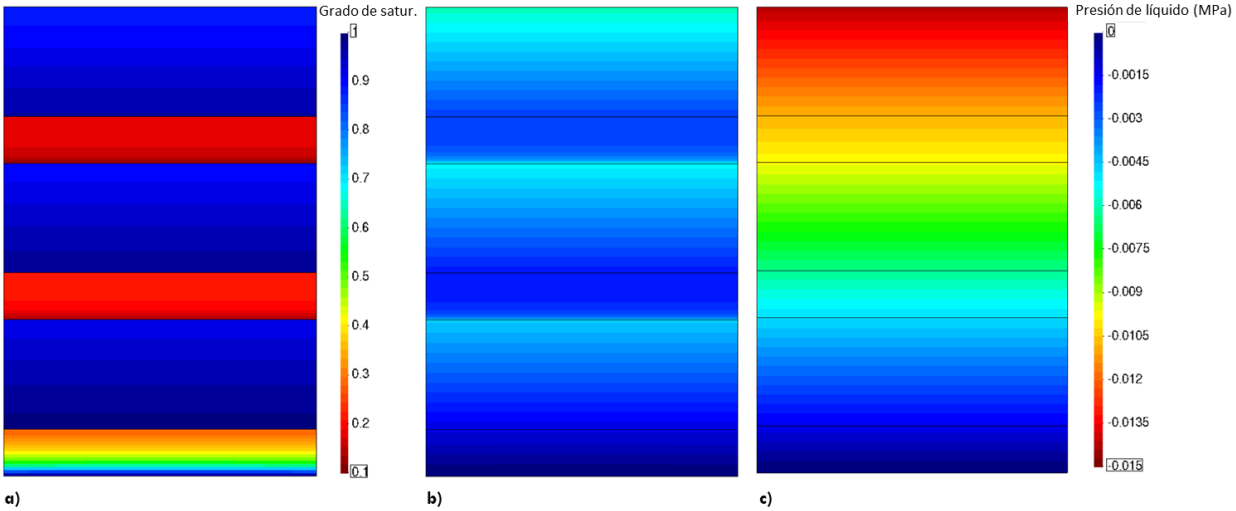


Figura 4. a) Grado de saturación al final de la prueba, b) Presión de líquido al final de la prueba, c) Presión de líquido a largo plazo (50 años).

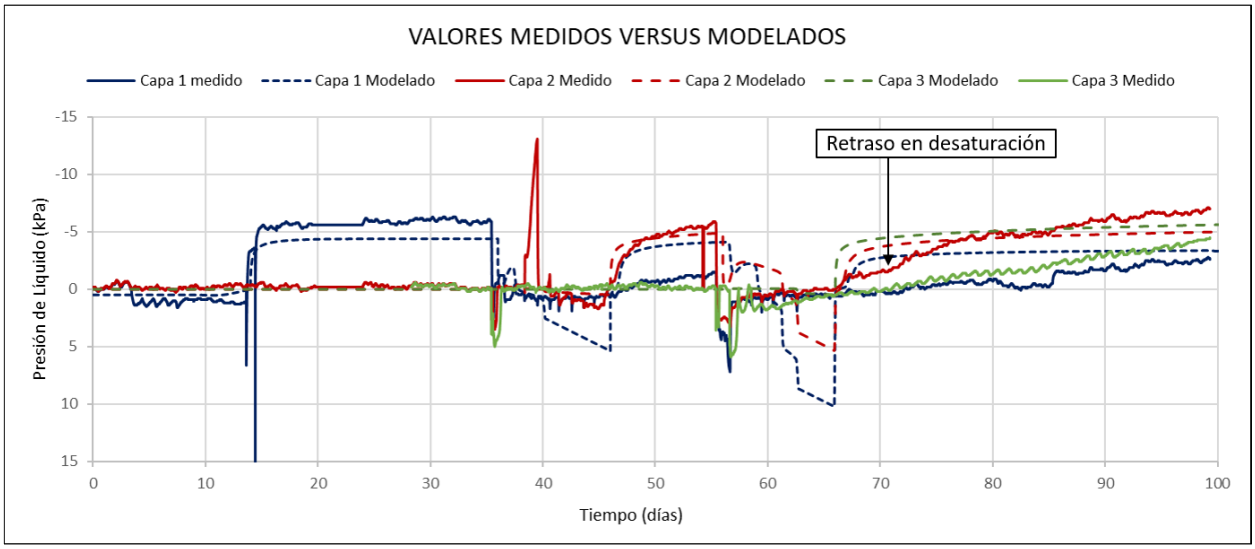


Figura 5. Valores de succión en relaves medidos vs. Modelados.

3.3 DESATURACIÓN Y EFECTO DE BARRERA CAPILAR

El proceso de desaturación de la arena CPR es rápido (horas), y el grado de saturación alcanzado durante la simulación oscila entre el 12% y el 20%. Esto es consistente con los valores reportados en (Musso et al., 2023), que informan un grado de saturación del 17,6% en la capa de arena CPR 3 y del 14,4% en la capa de arena CPR 2, medidos al finalizar la prueba mediante ensayos de laboratorio.

La desaturación a ese nivel tiene un impacto significativo en la permeabilidad relativa, la cual está asociada al grado de saturación según la ecuación (4). De acuerdo con esto, la conductividad hidráulica no saturada de la arena CPR disminuye en varios órdenes de magnitud como se muestra en la Figura 6, limitando tempranamente el movimiento del agua a través de la capa de arena CPR, convirtiéndola efectivamente en una barrera al flujo y manteniendo altos niveles de saturación en los relaves. Este fenómeno se conoce como efecto de barrera capilar y ha sido descrito y analizado por diversos autores (Fredlund et al., 2012; Khalili et al., 2022; Scarfone et al., 2023).

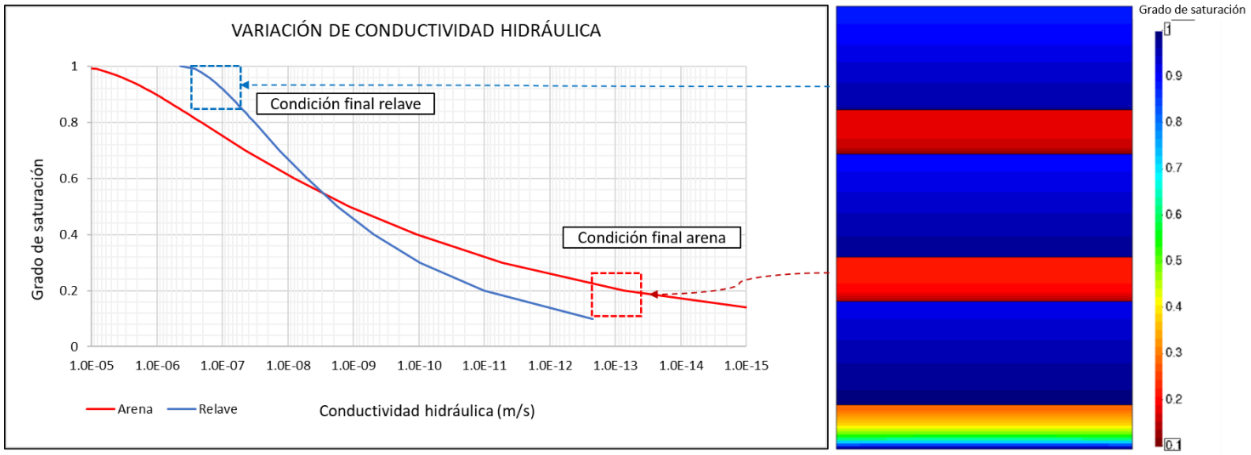


Figura 6. Variación de conductividad hidráulica y efecto de barrera capilar en arena CPR.

3.4. EFECTOS DE ESCALAMIENTO ENTRE PRUEBA DE LABORATORIO Y DE CAMPO

A largo plazo, la succión del suelo tenderá a alcanzar un equilibrio hidrostático (perfil de succión de equilibrio). Sin considerar los efectos atmosféricos, este equilibrio dependerá directamente de la altura del suelo relativa al nivel freático. Esta condición de equilibrio hidrostático genera un efecto de escalamiento entre la prueba de campo, que se compone de capas de arena CPR y relave del orden de metros, y el modelo físico de laboratorio con capas del orden de decímetros.

El efecto de escalamiento es evaluado en la Figura 7, donde se presentan 2 modelos equivalentes con simulación de 150 días. La Figura 7a) corresponde al modelo físico de laboratorio, considerando solo una capa de arena CPR y una de relave, mientras que la Figura 7b) corresponde a un modelo con espesores de capa consistente con las dimensiones de la prueba de campo a gran escala. Se observa que el efecto de tamaño resulta en niveles de succión más altos en el modelo de la prueba de campo en comparación con los registrados en el modelo físico de laboratorio, induciendo una disminución del grado de saturación en los relaves a valores entre 58% y 93%. Estos resultados son comparables con lo presentado por Bruton et al., 2025 para la prueba de campo, donde se informan mediciones de grados de saturación promedio de 48% y 69%.

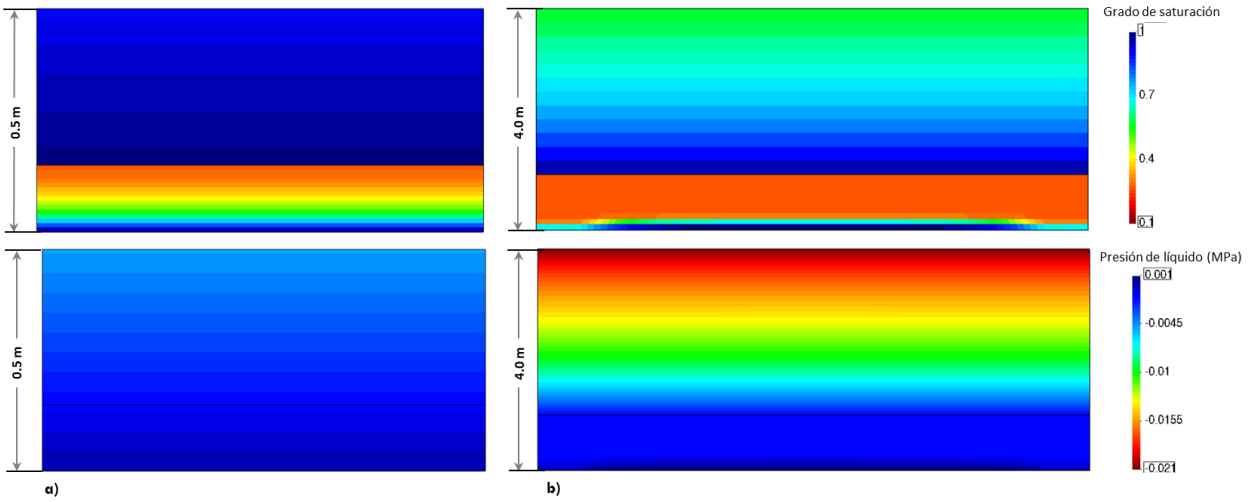


Figura 7. Simulación a 150 días a) modelo físico de laboratorio b) modelo a escala de prueba de campo.

Los efectos de la consolidación y las condiciones atmosféricas también serán más significativos en la prueba de campo. En particular, los efectos atmosféricos impactarán el desarrollo de la succión y el movimiento de las fases líquida y gaseosa del agua dentro de la denominada zona activa (Khalili et al., 2022). Mientras tanto, la consolidación modificará la porosidad del suelo y afectará la permeabilidad intrínseca y la curva de retención de agua en el suelo. Otros fenómenos relevantes están asociados con la segregación de relaves desde el punto de descarga, influyendo en la granulometría de los relaves y afectando la conductividad hidráulica saturada y la curva de retención, condicionando así el flujo de agua dentro del sistema.

4. CONCLUSIONES

El modelo numérico desarrollado es capaz de representar adecuadamente los procesos de desaturación y resaturación del modelo físico HDS. Los resultados presentados resaltan la fuerte influencia de las condiciones no saturadas en el desempeño del sistema HDS, así como la importancia de comprender el fenómeno físico del flujo de agua a través de suelo no saturado y las variables que rigen su comportamiento. Un aspecto importante observado en la simulación del modelo físico de laboratorio es el desarrollo del efecto de barrera capilar en la arena CPR, el cual limita el flujo de agua desde los relaves manteniéndolos con altos grados de saturación.

Con base en el análisis presentado, es posible observar un efecto de escalamiento entre el modelo físico de laboratorio y la prueba de campo del HDS, al generarse un incremento de la succión con la altura relativa al nivel de agua (perfil de succión de equilibrio), el cual induce una mayor desaturación del relave en la prueba de campo respecto al modelo físico.

En esta misma línea, se infiere que en la prueba de campo serán de mayor relevancia para la desaturación de los relaves, los efectos de la consolidación y de segregación de relaves, así como la interacción con las variables atmosféricas.

La succión y el grado de saturación, como variables clave utilizadas en un análisis hidráulico desacoplado, permiten una representación adecuada del comportamiento del flujo de agua bajo condiciones no saturadas. Sin embargo, la inclusión de los efectos de acoplamiento mecánico y térmico, actualmente en curso, mejoraría los resultados obtenidos y facilitaría la extrapolación de los resultados de laboratorio a la escala de campo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a Anglo American y a la Universidad Técnica Federico Santa María por proporcionar los datos experimentales utilizados en este artículo.

REFERENCIAS

Bella, G. (2021). Water retention behaviour of tailings in unsaturated conditions. *Geomechanics and Engineering, 26(2), 117–132.* https://doi.org/10.12989/GAE.2021.26.2.117

Brooks R., & Corey A. (1964). Hydraulic properties of porous media. *Hydrology Paper No.3, Colorado State University, Fort Collins, CO.*

Bruton, M., & Newman, P. (2023). Hydraulic Dewatered Stacking: Facilitating faster and value-accretive closure of tailings facilities. *Mine Closure 2023. 16th International Conference on Mine Closure.* https://doi.org/10.36487/ACG_repo/2315_067

Bruton, M., Mendoza, J., Newman, M., López, A. & Purrington, J. (2025). Hydraulic Dewatered Stacking (HDS) Field Trial Results. *Tailings and Mine West 2025.*

Fourie, A., et al. (2022). Geotechnics of mine tailings: A 2022 State of the Art. *Proceedings of the 20th ICSMGE.*

Fredlund, D.G., Rahardjo, H., Fredlund, M.D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons.

Furnell, E., et al. (2022). Dewatered and Stacked Mine Tailings: A Review. *ACS ES&T Engineering, 2(5), 728–745.*

Gens, A. (2010). Soil–environment interactions in geotechnical engineering. *Géotechnique, 60(1), 3–74.* https://doi.org/10.1680/geot.9.P.109

Khalili, N., Romero, E., Marinho, F. (2022). State of the Art Report. Advances in Unsaturated Soil Mechanics. *Proceedings of the 20th ICSMGE-State of the Art and Invited Lectures– Rahman and Jaksa (Eds).*

Musso, J., Newman, P., Burgos, J., López, A., & Suazo, G. (2023). Laboratory Scale Tests: Hydraulic Dewatered Stacking (HDS) Technology, Anglo American Chile. *Tailings 2023, 266–278.*

Newman, P., Bruton, M., Lopez, A., Burgos, J., & Purrington, J. (2023). Successes with Hydraulic Dewatered Stacking at the El Soldado Demonstration Facility. *Tailings and Mine West.*

Newman, P., Bruton, M., Purrington, J., Nickman, A., & Lopez, A. (2024). Hydraulic Dewatered Stacking Demonstration – Approaching Operational Completion. *Tailings and Mine West.*

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., & Alonso, E. E. (1996). Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. *Engineering Computations, 13(7), 87–112.* https://doi.org/10.1108/02644409610151575

Scarfone, R., Wheeler, S. J., & Smith, C. C. (2023). Numerical modelling of the application of capillary barrier systems for prevention of rainfall-induced slope instability. *Acta Geotechnica, 18(1), 355–378*. https://doi.org/10.1007/s11440-022-01582-w

Van Genuchten, M. Th. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal, 44(5), 892–898*. https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x

PROYECTO, CONSTRUCCIÓN, AUSCULTACIÓN Y MODELIZACIÓN DE LA PRESA DE MATERIALES SUELTOS DE ALBAGÉS

Eduardo ALONSO[(1)*], Núria M. PINYOL[(2,1)], Miguel ALONSO[(3)] y Josep M. SERRA[(4)]

[(1)] Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE)
*eduardo.alonso@upc.edu

[(2)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

[(3)] MAPA Ingeniería

[(4)] Aigües Ter-Llobregat

RESUMEN

La presa de Albagés, de 86.5 m de altura, situada en la provincia de Lérida, constituye una infraestructura hidráulica fundamental para el riego de 65.000 Ha en la margen izquierda del río Ebro. Su diseño se enfrentó a un entorno geológico complejo, dominado por rocas sedimentarias arcillosas del Oligoceno de gran heterogeneidad de su rigidez y resistencia. El núcleo impermeable se ejecutó con arcillas limosas procedentes de depósitos cuaternarios identificados en pequeños valles situados en el área ocupada por el embalse. Un elemento singular para la caracterización de los materiales en fase de proyecto fue la construcción de un terraplén experimental que permitió contrastar los ensayos de laboratorio realizados sobre muestras de sondeos con el comportamiento real de los materiales compactados "in situ". Esos datos sirvieron de base para realizar una predicción "tipo A" del comportamiento de la presa mediante el código de cálculo numérico Code_Bright. Se simuló la construcción secuencial de doce capas sobre el cimiento rocoso, empleando el modelo constitutivo BBM (Barcelona Basic Model) para describir el comportamiento hidromecánico de los suelos, tanto en estado saturado como no saturado. La predicción inicial resultó parcialmente satisfactoria. Cuando se alcanzaron los 40 m de altura en la sección central, se recalibraron los parámetros del modelo integrando datos adicionales de campo, especialmente los procedentes de ensayos de placa de carga y registros de compactación. Esta actualización permitió una estimación significativamente más precisa de los asientos, pero menos satisfactoria de las presiones intersticiales. El artículo concluye con una revisión crítica de las lecciones aprendidas a lo largo del prolongado proceso, desde la fase de reconocimiento geológico hasta la culminación de la obra. Este caso pone de manifiesto la importancia de la instrumentación y la modelización adaptativa, que evoluciona de predicciones a priori a simulaciones calibradas con datos de auscultación, a fin de gestionar la incertidumbre geotécnica en grandes presas de materiales sueltos.

ABSTRACT

Albagés dam, a 86.5 m high structure located in the province of Lérida, is a vital hydraulic infrastructure providing irrigation for 65.000 hectares on the left bank of the Ebro River. Its design addressed a complex geological environment dominated by Oligocene claystone formations, characterized by high heterogeneity in stiffness and strength. The impermeable core was constructed using silty clays sourced from Quaternary deposits identified in small valleys

located in the reservoir area. A unique aspect of the material characterization during the design phase was the construction of an experimental embankment. This allowed for the validation of laboratory tests performed on borehole samples against the actual in-situ behavior of compacted materials. These data formed the basis for a "Class A" prediction of the dam's performance using the CODE_BRIGHT numerical code. The modeling simulated the sequential construction of twelve layers over the claystone foundation, utilizing the Barcelona Basic Model (BBM) to describe the hydro-mechanical behavior of the soils in both saturated and unsaturated states. The initial prediction was partially satisfactory. Upon reaching 40 m in height in the central section, the model parameters were re-calibrated by integrating additional field data, particularly from loading plate tests and compaction records. This update allowed for a significantly more precise estimation of settlements, though the prediction of pore water pressures remained less satisfactory. The paper concludes with a critical review of the lessons learned throughout the lengthy process, from the initial geological reconnaissance phase to the completion of the construction. This case study highlights the importance of instrumentation and adaptive modeling—evolving from a priori predictions to simulations calibrated with monitoring data—to manage geotechnical uncertainty in large earth fill dams.

PALABRAS CLAVE: *Presa de tierras (Earth dam), Suelos compactados (Compacted soils), Modelización hidromecánica acoplada (Coupled hydromechanical analysis)*.

1. INTRODUCCIÓN

La presa, una estructura de materiales sueltos de 90 m de altura, situada en el término municipal de Albagés, provincia de Lérida, se terminó de construir en 2017. En la actualidad ha alcanzado una cota de embalse máxima de un tercio de su máxima altura. La superficie prevista de regadío (50.000 Ha en la margen izquierda del río Ebro) es una tierra árida con una pluviosidad media de 400 mm/año. El embalse se abastece mayoritariamente con el canal Segarra-Garrigues, que recibe el agua del embalse de Rialb. En este artículo se resumen algunos aspectos relevantes del diseño, construcción, monitorización y simulación del comportamiento de la estructura. Este periodo se extendió desde el año 2002 hasta el 2017. Algunos aspectos singulares del proyecto son la realización de un terraplén de ensayos y la adopción de un modelo elastoplástico en condiciones de saturación variable para los suelos compactados utilizados. También se hizo una predicción (Tipo A) del comportamiento de la presa que se contrastó con medidas "in situ" durante la construcción. La Figura 1 muestra la presa al final de su construcción.



Figura 1. Presa de Albagés al final de su construcción.

2. MATERIALES

Por razones medioambientales, los materiales de construcción deben estar situados en el área ocupada por el embalse. El sustrato geológico, del Oligoceno, es una secuencia de bancos en disposición horizontal, de rocas arcillosas con niveles de arenisca que, con frecuencia, está fracturada en planos verticales. La secuencia de estratos de roca arcillosa era muy heterogénea, con cementación y consistencia variables. La única excepción al sustrato oligoceno era la presencia de pequeños valles, parcialmente rellenos de suelos finos, limo-arcillosos, resultantes de la erosión y transporte desde el sustrato de arenisca y roca arcillosa.

Los suelos cuaternarios de "fondo de valle plano" de los pequeños valles tenían una plasticidad baja y aparecían en volúmenes que permitían su utilización como núcleo impermeable y homogéneo de la presa. Los estratos oligocenos planteaban la dificultad práctica de conseguir un material compactado con propiedades geotécnicas predecibles. Se decidió abordar la identificación de ese material mediante la construcción de un terraplén de prueba, utilizando medios de construcción similares a los empleados en la presa. Ello permitía una estimación directa de algunas propiedades (rigidez, permeabilidad), su relación con el proceso de compactación y también una fuente fiable de muestras para ensayos de laboratorio.

3. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

Los suelos limo-arcillosos cuaternarios (w_L = 23-26%, IP = 5.5-8%; % < #200 = 60-80%) se clasifican como CL o CL-ML y están bien graduados (CU > 50). Su composición mineralógica incluye calcita, dolomita, cuarzo e illita (mica). Presentan dificultades de compactación debido a la baja plasticidad de su fracción fina. La roca arcillosa Oligocena, una vez remoldeada, se comporta como una arcilla de baja plasticidad (CL) con límites de Atterberg w_L = 29-34% e IP = 10.5-15%. La excavación mecánica en la cantera y su extensión con bulldozer transforman la roca en una mezcla de fragmentos y arcilla, que experimenta una degradación creciente bajo la influencia de agua y energía mecánica adicional. Los minerales principales son calcita, dolomía y cuarzo, y los de arcilla, illita, mica y clorita. La permeabilidad horizontal, medida mediante ensayos in situ en el terraplén de prueba, arrojó valores entre 10^{-7} y 10^{-6} m/s, con resultados ligeramente superiores en algunas determinaciones. Por el contrario, en las muestras ensayadas en laboratorio se obtuvieron permeabilidades inferiores (10^{-8} a 10^{-10} m/s), que mostraron una buena correlación con el índice de poros (e = 0.3 a 0.5).

La resistencia al corte de muestras de roca arcillosa compactada se determinó en ensayos triaxiales, de corte directo y en corte anular. En la Figura 2 se reúnen los resultados de la relación de tensión (τ/σ'_n) en función de la tensión efectiva normal al plano de corte. El ángulo medio de fricción efectiva es de 27-28º y el residual un poco inferior: 25º -26º. La proximidad de ambos valores se explica por la baja plasticidad de la arcilla. Los contactos arenisca-arcilla tienen ángulos de pico que disminuyen con la tensión normal aplicada (40º sin confinamiento y 23º - 24º bajo una σ'_n=1900 kPa. La fricción residual de esos contactos se reduce a 23º.

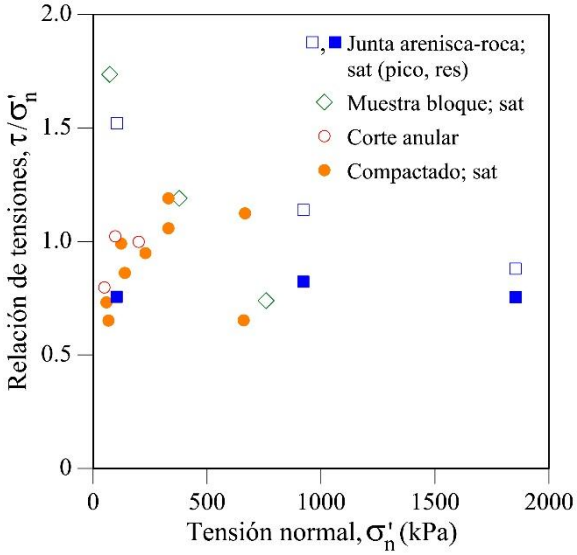


Figura 2. Relación de tensión (τ/σ'_n) en ensayos de laboratorio de muestras compactadas de roca arcillosa.

En la Figura 3 se indican los valores de módulos de rigidez medidos en diversos ensayos (carga isótropa, edómetros) y su relación con el índice de poros. A pesar de la heterogeneidad de los resultados, se observa que en los ensayos edométricos los módulos tienden a ser bajos. Se marca en la figura la posición del índice de poros máximo para dos intensidades de compactación: Proctor Normal (PN) y doble energía del PN (DE), que es inferior a la energía de compactación del Proctor Modificado (PM). Se esperaba que en la obra se alcanzarían valores de e = 0.4-0.54 para la roca arcillosa compactada y módulos E superiores a 50 MPa. Los ensayos realizados mostraron una gran variabilidad del módulo de deformación, atribuible en buena medida a características y limitaciones del tipo de ensayo.

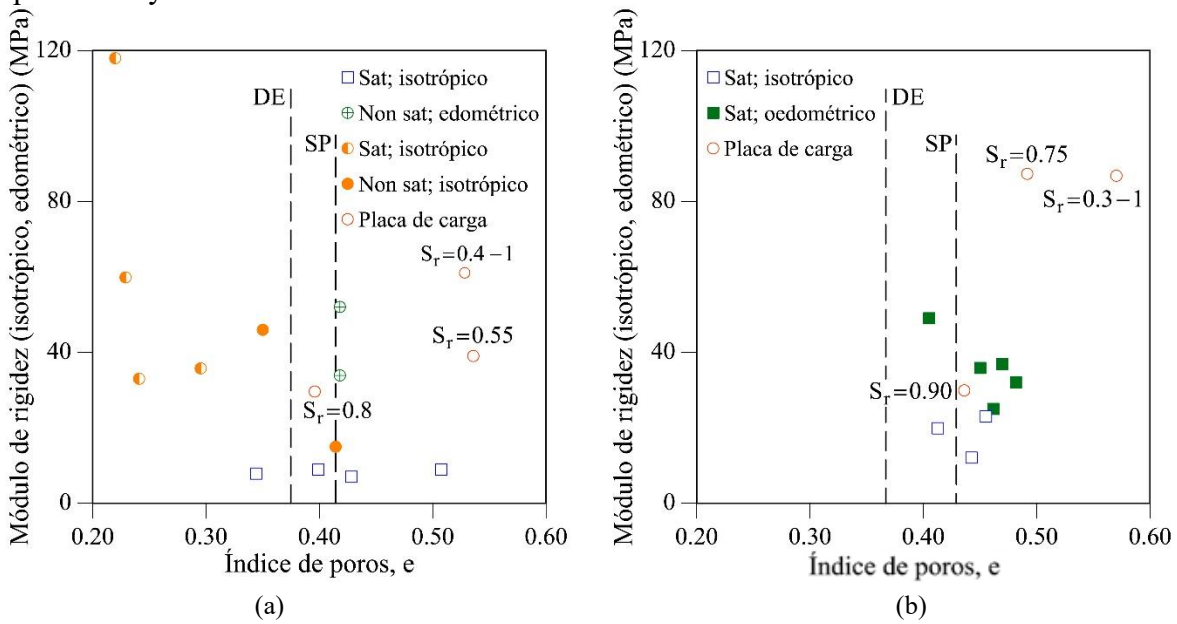
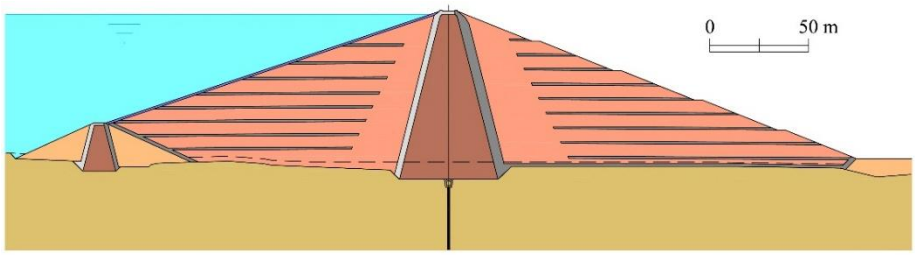


Figura 3. Módulos de deformación isotrópicos y edométricos de suelo compactado en función del índice de poros. (a) Roca arcillosa; (b) Limo arcilloso. Se indican también los módulos medidos en placas de carga 'in situ'.

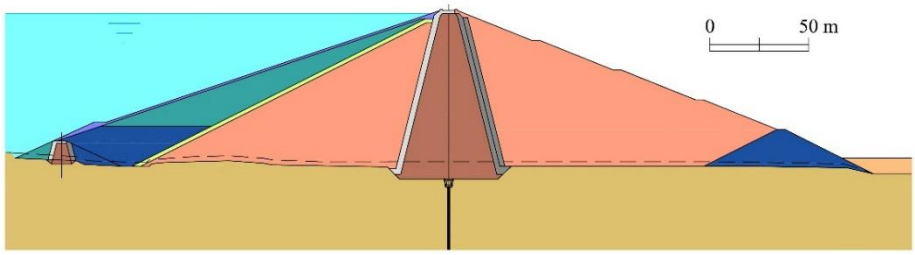
4. DISEÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

Se eligió la roca arcillosa compactada para estabilizar, mediante dos espaldones simétricos, el núcleo central constituido por limo arcilloso compactado. Esa propuesta valoraba la homogeneidad del limo arcilloso, además de su baja permeabilidad y el riesgo de que la roca arcillosa compactada proveniente de bancos alternados de roca arcillosa y arenisca, ambos de variable cementación, pudiera dar lugar a una permeabilidad horizontal alta. El bajo IP del limo arcilloso (riesgo de erosión interna) se resolvió con filtros de protección. El espaldón de escollera, aguas arriba, es un todouno de materiales gruesos de la formación oligocena, apoyado en un relleno de escollera que corona en la cota 328 -ver cotas en Figura 6 , que corresponde al nivel del embalse muerto. El pie de aguas abajo está formado por una escollera estabilizadora del espaldón.

En el primer diseño, Figura 4a, se disponían en los espaldones un conjunto de drenes horizontales para reducir el efecto del desembalse rápido (aguas arriba) y mantener drenado el espaldón de aguas abajo. La incierta disponibilidad de materiales granulares motivó la modificación del diseño original. Se diseñó un manto de escollera aguas arriba y se añadió un pie de escollera en el espaldón de aguas abajo. Los dos diseños satisfacían los factores de seguridad generalmente aceptados (en ausencia de sismos): FS > 1.2 (durante construcción), FS > 1.4 (nivel máximo normal, estacionario) y FS > 1.3 (desembalse rápido).



(a)



(b)

Figura 4. Sección transversal central. (a) Diseño inicial; (b) Diseño definitivo.

5. PREDICCIÓN TIPO A. COMPARACIÓN DEL MODELO DE CÁLCULO CON DATOS DE AUSCULTACIÓN

Esta predicción se inicia tras un largo periodo (2002-2014) de obtención y valorción de datos geotécnicos obtenidos mediante ensayos de laboratorio y de observaciones efectuadas en el terraplén de prueba, que alcanzó los 3.5 m de altura. El modelo adoptado de cálculo acoplado hidro-mecánico para materiales no saturados o saturados realizado en Code_Bright (código abierto desarrollado en en Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la UPC, https://deca.upc.edu/en/projects/code_bright) permite la predicción de tensiones internas, deformaciones y presiones intersticiales durante la construcción de la presa. En trabajos previos, los autores han publicado otros casos singulares: la presa de Beliche en Portugal (Alonso et al., 2005), Lechago en Aragón (Alonso et al., 2011) y Villaveta en Navarra (Vidal et al., 2018).

Los datos siguientes describen la información geotécnica fundamental:

- (a) *Condiciones de compactación óptima:*
  Roca arcillosa: γ_d=21 kN/m^3, w=10%, compactado al PM
  Limo arcilloso: γ_d=19.8 kN/m^3, w=14%, compactado a DE
- (b) *Permeabilidad saturada:*
  Roca arcillosa: $5\cdot10^{-6}$-10^{-9} m/s (vertical) y $5\cdot10^{-5}$-10^{-8} m/s (horizontal)
  Limo arcilloso: 10^{-7}-10^{-9} m/s (vertical) y $5\cdot10^{-6}$-10^{-8} m/s (horizontal)
- (c) *Módulos de deformación*
  Roca arcillosa: 30-120 MPa
  Limo arcilloso: 40-100 MPa
- (d) *Curva de retención*: Indicadas en la Figura 5.

Los parámetros constitutivos del modelo BBM se obtuvieron siguiendo los procedimientos descritos en Alonso et al. (1990) y Gallipoli et al. (2010).

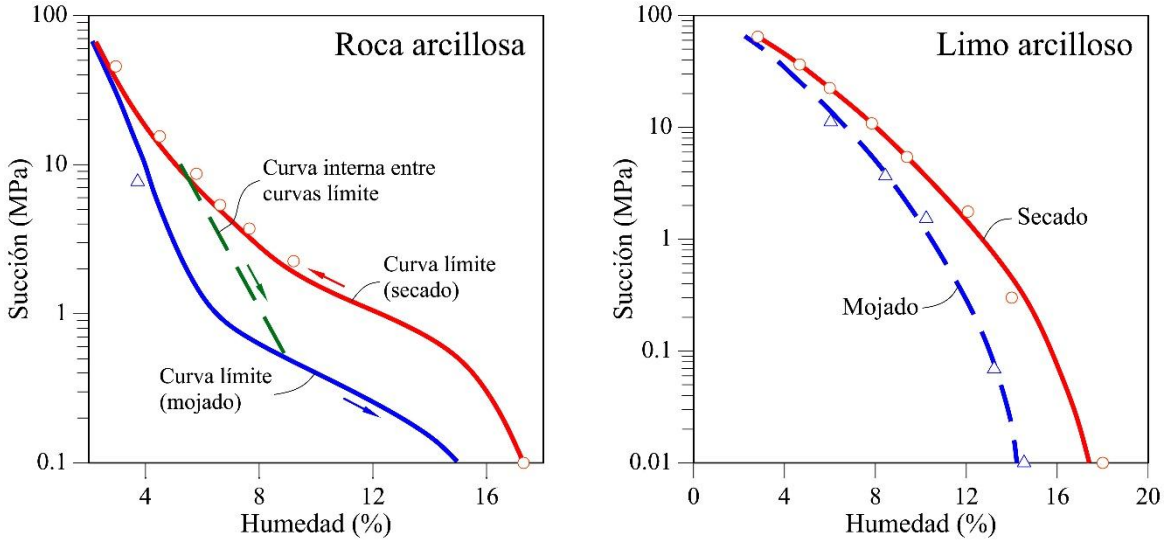


Figura 5. Curvas de retención de secado y humedecimiento ajustadas a los datos de laboratorio.

5.1. MODELOS Y RESULTADOS

La Figura 6 representa el modelo de elementos finitos de la sección de máxima altura de la presa. El terreno de cimentación se simplificó a partir de los sondeos de reconocimiento de la cerrada. La construcción se idealizó mediante doce capas que tienen espesores muy superiores al espesor de las tongadas. El proceso constructivo se simula aplicando de forma creciente el peso de cada capa durante el tiempo de su construcción. El asiento del plano inferior a cada nueva capa se puede aceptar como una buena estimación al asiento real durante la construcción. Sin embargo, los asientos de la capa en construcción son poco realistas al no tener en cuenta la rectificación de los asientos durante la propia construcción de cada tongada. Una mejor aproximación requeriría modelos que permitan incluir grandes deformaciones como se discute en Aviles et al. (2024). Los gráficos continuos de asientos representados más adelante son interpolaciones de los asientos originados al construir cada capa del modelo.

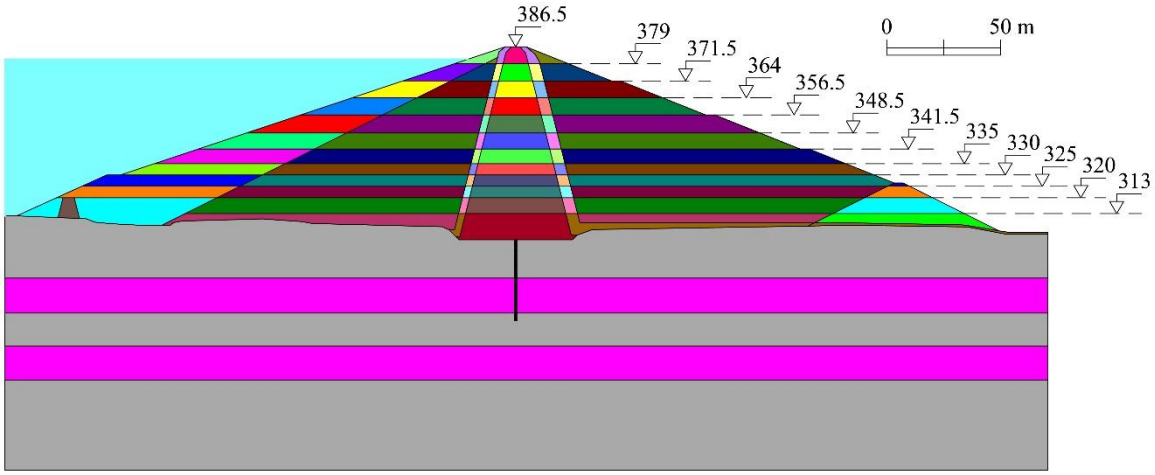
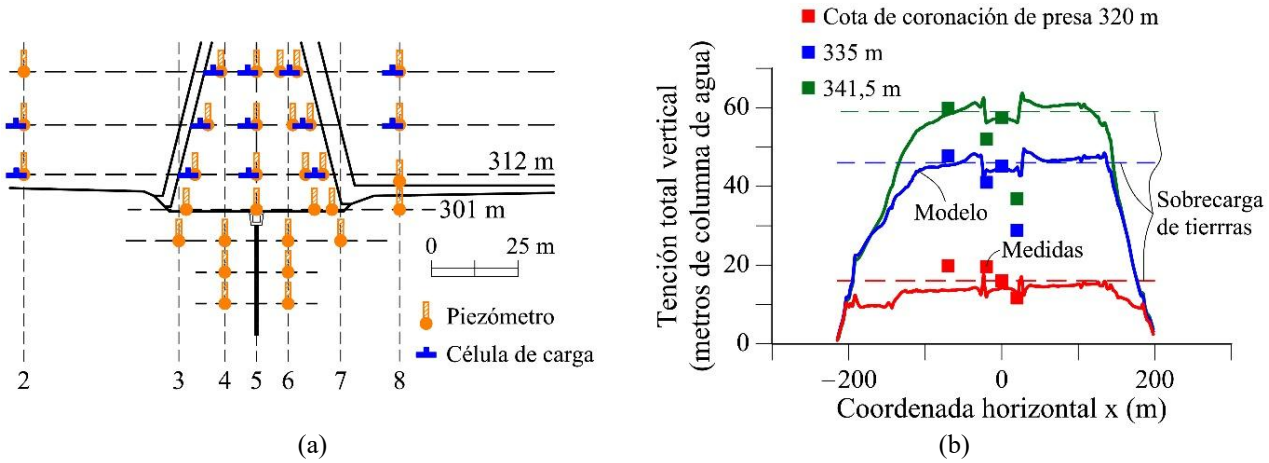


Figura 6. Discretización de la presa y del terreno de cimentación.

Tensiones totales

En la Figura 7a se muestra la disposición de piezómetros de cuerda vibrante y células de carga en los primeros 40 m de altura de la presa. En la Figura 7b, se comparan las medidas de tensión vertical en los sensores situados a la cota 312 y la predicción del modelo cuando la presa alcanza las tres alturas indicadas. La predicción es razonablemente buena y refleja el efecto arco, que reduce las tensiones en el núcleo de limo arcilloso, algo más deformable que los espaldones vecinos de roca arcillosa compactada al Proctor Modificado (PM).

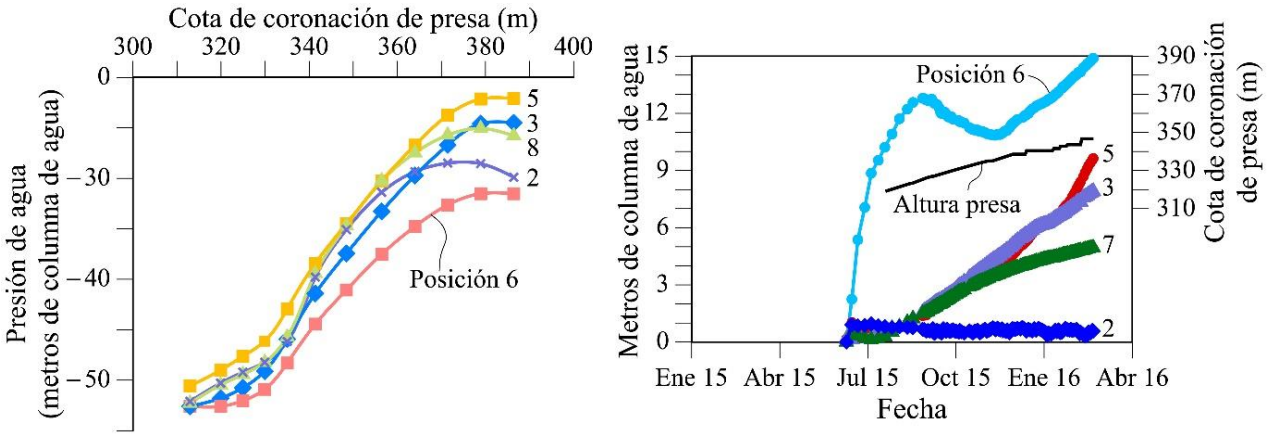


(a) (b)

Figura 7. (a) Ubicación de las células de carga y piezómetros;
(b) Valores de tensión total vertical medidos y calculados.

Presión de agua

El modelo predice presiones de agua negativas. Los valores iniciales (unos 50 kPa de succión) se obtienen de las curvas de retención (Figura 5) para las humedades de compactación. La carga creciente del terraplén reduce el índice de poros, aumenta el grado de saturación y reduce la succión, pero se mantiene siempre en presiones negativas de agua. Las medidas en piezómetros son diferentes: presiones positivas de agua. Esta discrepancia se puede atribuir a un error en la hipótesis del grado de saturación inicial y también a errores en la deformabilidad del material y su permeabilidad.



(a) (b)

Figura 8. Presión de agua en la posición de los sensores situados en la cota 312 (Figura 7a); (a) Cálculos; (b) Medidas.

Asientos

En la Figura 9 se comparan las medidas de asiento a lo largo de dos perfiles verticales durante la construcción de los primeros 40 m de la presa. Los asientos calculados del cimiento son muy superiores a los reales. Por el contrario, los asientos estimados en el cuerpo de la presa infravaloran los reales. Esto indica que la rigidez supuesta del sustrato del Oligoceno se infraestimó notablemente y, a la inversa, la rigidez del suelo compactado se sobreestimó respecto a los valores reales. La conclusión es que la predicción "Tipo A" fue deficiente en cuanto a la estimación de asientos. Si se acepta que el modelo numérico es correcto, las discrepancias mencionadas están asociadas a errores en la estimación de los parámetros geotécnicos.

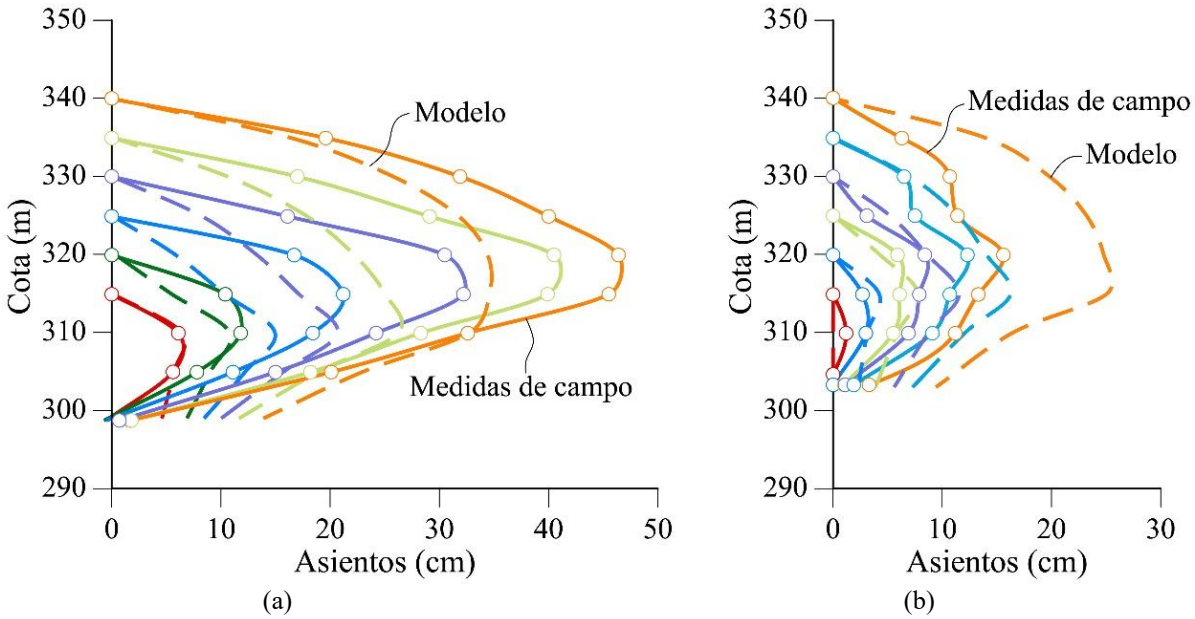


Figura 9. Asientos verticales medidos y calculados en (a) perfil vertical en sección de máxima altura; (b) Perfil vertical aguas abajo (Posición 8, Figura 7a).

6. CONTROL DE CONSTRUCCIÓN

Un control característico de terraplenes compactados es medir la humedad y la densidad seca alcanzadas. Esta información se ha reunido en la Figura 10 para el núcleo de limo arcilloso y los espaldones de roca arcillosa. En la figura se indican los valores del óptimo de compactación obtenidos en ensayos de laboratorio para energías de PN y DE. El núcleo de limo arcilloso no se compactaba bien. Aunque se especificó compactación de energía PM, la referencia se redujo en la práctica al SP. La humedad estuvo sistemáticamente por encima de la humedad óptima del PN (14-17%). Se observó también que la densidad seca alcanzada era muy variable (1.75-2.0 Mg/m³) alrededor del óptimo. La experiencia con la roca arcillosa fue la contraria: la densidad seca alcanzaba con facilidad valores superiores a la óptima PN (2.1-2.2 Mg/m³) y la humedad se situaba por debajo del óptimo PN (7-9%). La excepción fueron los primeros metros de construcción. La escollera de arenisca alcanzó densidades altas debido a la elevada rotura de los fragmentos de roca durante la compactación.

Los densos espaldones alcanzaron una rigidez superior a la estimada y su bajo índice de poros explica el desarrollo de presiones positivas de agua. La rigidez de los espaldones explica el efecto silo observado en el núcleo (Figura 7b).

7. REVISIÓN DEL MODELO

La información más relevante la proporcionaron los ensayos de placa (carga-descarga). Los parámetros de compresibilidad del BBM, así como los índices de poros y humedad, se revisaron a partir de estos ensayos. La permeabilidad del modelo inicial se mantuvo. En el espaldón de arenisca compactada de aguas arriba se realizó un ensayo de permeabilidad in situ ($k = 10^{-4}$ m/s) y se corrigió el valor inicial. El modelo revisado explicaba un efecto silo más marcado en las tensiones totales verticales debido a la rigidez incrementada de los espaldones.

Las presiones calculadas de agua en el arranque de la presa (cota 312), que partían de los valores negativos iniciales del material compactado, solo alcanzaron presiones positivas (Figura 11) al final la construcción. Las presiones positivas iniciales medidas se atribuyeron al flujo de agua observado desde el cimiento hacia la presa, una situación no prevista en el modelo. La estimación actualizada de la rigidez del núcleo y los espaldones permitió reproducir bien los asientos observados durante toda la construcción (Figura 12).

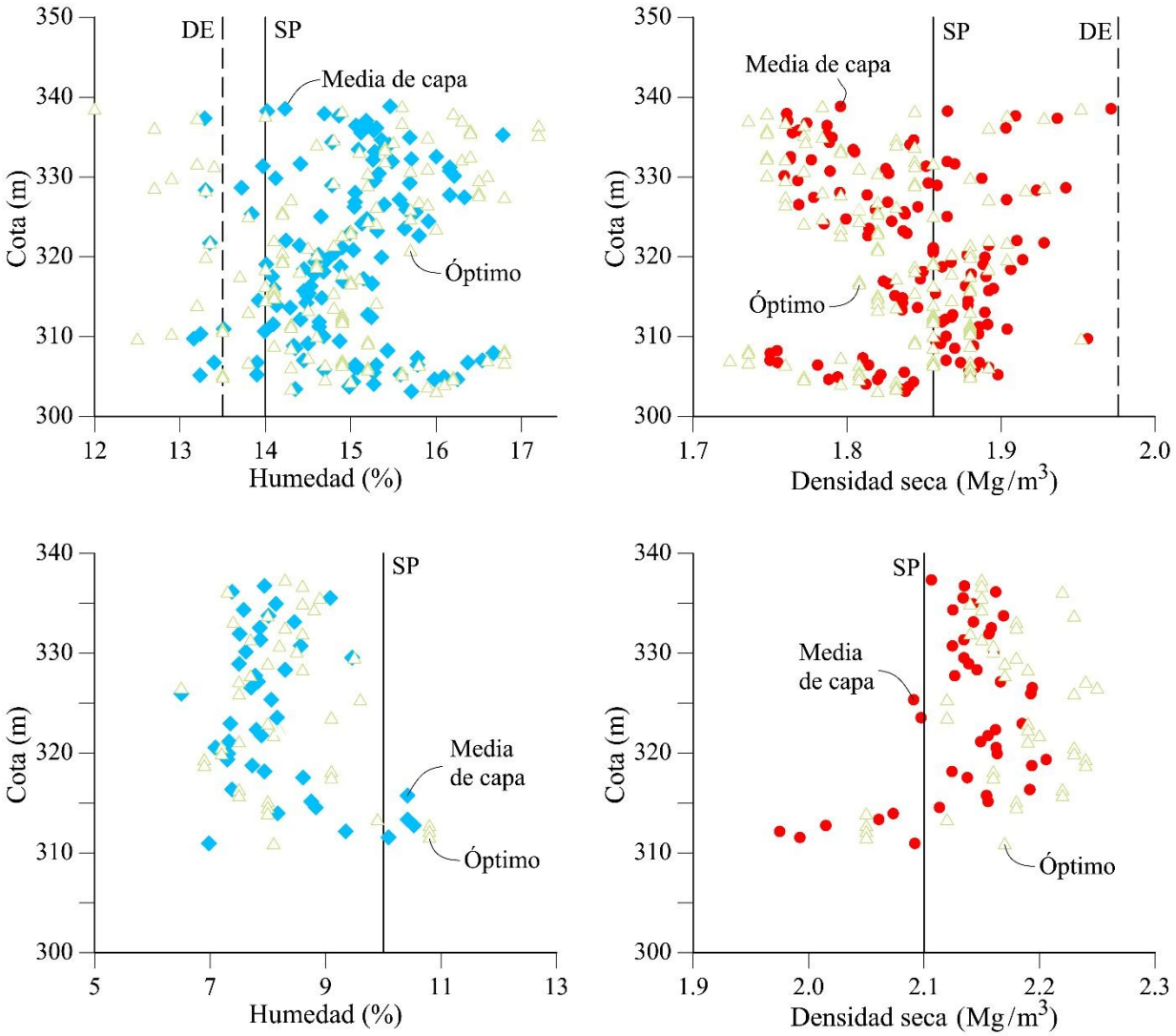


Figura 10. Humedad y densidad seca medidas en los primeros 40 m de construcción.
A y B: limos arcillosos del núcleo; C y D: espaldones de roca arcillosa compactada.

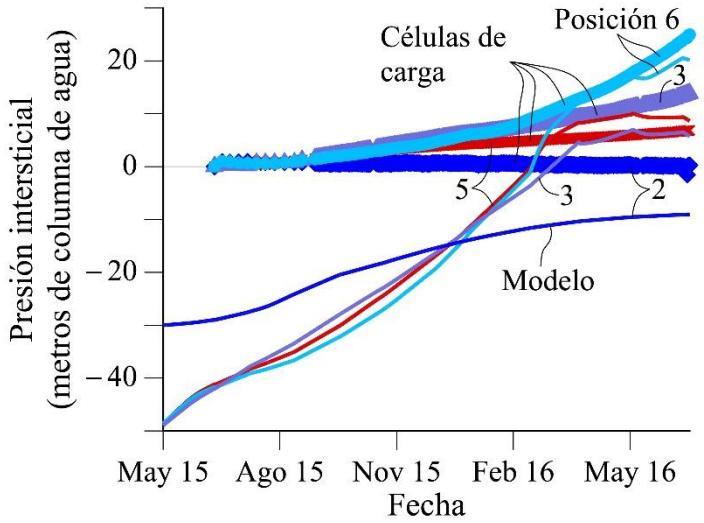


Figura 11. Presiones de agua medidas y calculadas con el modelo recalibrado, a la cota 312
(ver posiciones en la Figura 7a).

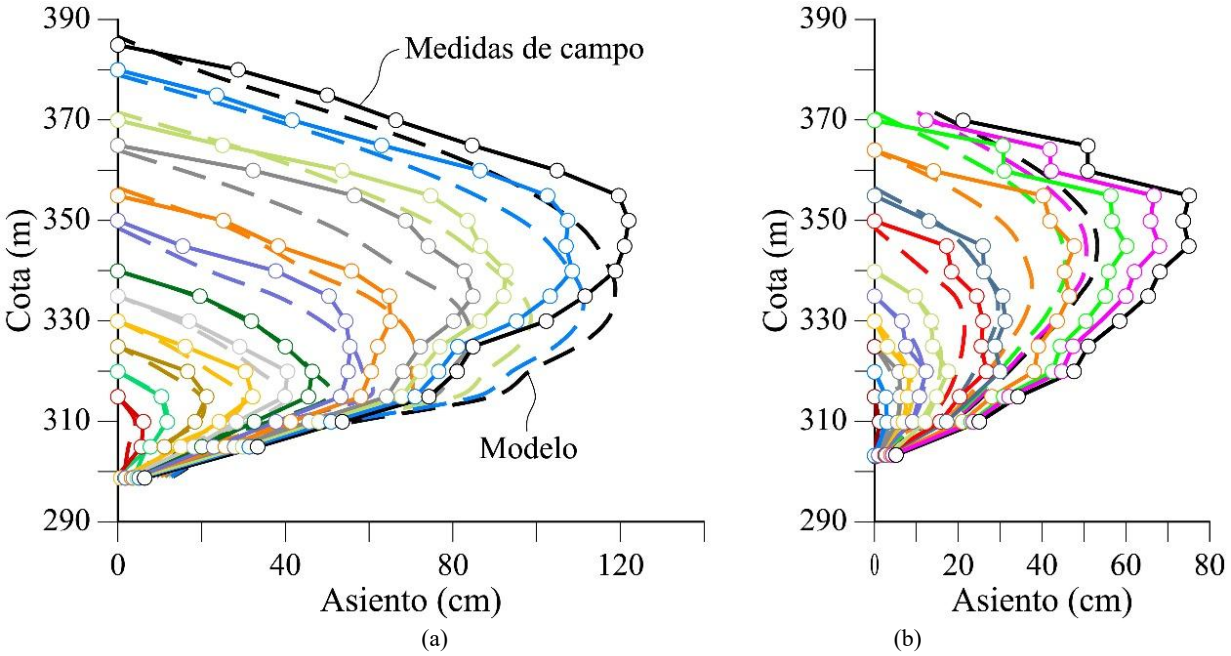


Figura 12. Asientos medidos y calculados con el modelo recalibrado en (a) el núcleo y el (b) espaldón de aguas abajo para la sección central de la presa.

8. CONCLUSIONES

El artículo pone énfasis en la caracterización geotécnica de los materiales compactados utilizados en la presa. La predicción "Tipo A" de las medidas de auscultación, realizada cuando la estructura alcanzó los 40 m de altura, fue parcialmente satisfactoria a pesar de la sofisticación del modelo de cálculo utilizado. La calibración del modelo a partir de los datos obtenidos en ensayos in situ realizados durante la construcción de los primeros 40 m, junto con los abundantes datos de control de compactación (densidad y humedad), ayudaron a modificar los parámetros de compresibilidad y preconsolidación de los materiales fundamentales: el limo arcilloso del núcleo y la roca arcillosa compactada de los amplios espaldones. El modelo final reproduce bien los aspectos principales del comportamiento de la estructura, que ha sido monitorizado mediante una instrumentación bastante extensa.

REFERENCIAS

Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40(3), 405–430.

Alonso, E.E., Olivella, S., Pinyol, N.M. (2005). A review of Beliche Dam. *Géotechnique* 55 (4), 267–285

Alonso, E.E., Olivella, S., Soriano, A., Pinyol, N.M., Esteban, F. (2011). Modelling the response of Lechago earth and rockfill dam. *Géotechnique* 61(5), 387–407.

Aviles, L.A., di Carluccio, G., Pinyol, N.M. (2024). Layered construction process with the material point method. *Computers and Geotechnics* 171, 106401. doi :10.1016/j.compgeo.2024.106401

Gallipoli, D., Onza, F. D., & Wheeler, S. J. (2010). A sequential method for selecting parameter values in the Barcelona basic model. *Canadian Geotechnical Journal* 47, 1175–1186. doi: 10.1139/T10-017

Vidal, R.; Pinyol, N.M., Alonso, E.E. (2018). Modelización de una presa de tierras. Caso real. *Tesis de Màster*. Universitat Politècnica de Catalunya.

PANTALLA DE HORMIGÓN PLÁSTICO EN LA PRESA DE GASSET

José Luis ARCOS[(1)*], Antonio ARCOS[(2)] y Juan MONTERO[(3)]

[(1)] Rodio Kronsa
*jlarcos@rodiokronsa.es

[(2)] Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

[(3)] Proyectista Ingeniero de Caminos

RESUMEN

La presa de Gasset se encuentra ubicada en el término municipal de Fernán Caballero, provincia de Ciudad Real, en el ámbito de la Confederación Hidrográfica del Guadiana. En 2024, a punto de cumplir 125 años desde su construcción, se ha llevó a cabo un plan de emergencia que incluía la construcción de una pantalla de hormigón plástico en su cuerpo como medida reparadora frente a la aparición de unas surgencias en el paramento de aguas abajo de la presa. Como material para la pantalla, se prefirió el hormigón plástico frente a la solución de bentonita-cemento, usada con anterioridad en esta presa con resultados no duraderos. En este artículo se presentan las peculiaridades de un diseño y ejecución de una pantalla de hormigón plástico, excavada con hidrofresa compacta desde un camino de coronación de apenas 4m de anchura, requiriendo un empotramiento en el sustrato cuarcítico. Esta solución de pantalla estaba limitada en dos secciones por la intersección con dos tuberías que atraviesan la presa, la toma de regantes y el desagüe de fondo - toma de abastecimiento de agua potable a Ciudad Real. La imposibilidad de cerrar la pantalla por completo en estas localizaciones se resolvió con un tratamiento por inyecciones plásticas que asegurara el sellado a las filtraciones.

ABSTRACT

The Gasset Dam is located within the municipality of Fernán Caballero, in the province of Ciudad Real, under the jurisdiction of the Guadiana River Basin Authority. In 2024, just short of the 125th anniversary of its construction, an emergency plan was implemented that included the construction of a plastic concrete cutoff wall within the dam body as a remedial measure in response to the appearance of seepage on the downstream face of the dam. Plastic concrete was selected as the material for the cutoff wall instead of the bentonite-cement solution previously used at this dam, which had not delivered durable results. This article presents the particular features of the design and construction of a plastic concrete cutoff wall, excavated using a compact hydromill from a crest road barely 4 meters wide, requiring embedment into the quartzitic substratum. The cutoff wall solution was constrained at two sections by its intersection with two pipelines crossing the dam: the irrigation outlet and the bottom outlet, which also serves as the drinking water intake for Ciudad Real. The impossibility of fully closing the wall at these locations was resolved through a plastic grouting treatment to ensure sealing against seepage.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Pantalla de impermeabilización de Hormigón plástico (Plastic Concrete Cutoff wall), Impermeabilización de cuerpo de presa de materiales sueltos (Waterproofing of an embankment dam body).*

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El proyecto primitivo del llamado embalse de Navarredonda, hoy de Gasset, en el término de Fernán Caballero se terminó de redactar el 14 de septiembre de 1900 en Alcázar de San Juan (Ciudad Real) por parte del ingeniero de Caminos D. Bernardo de Granda.

Se trata de una presa de materiales sueltos cuya estructura ha ido variando a lo largo del tiempo. Su altura máxima sobre cauce se incrementó desde los 14,35m originales hasta los 15,10 m tras su recrecimiento en 1981. Su estructura interna, inicialmente formada por un todo-uno homogéneo de materiales arcillosos, también se modificó mediante una actuación de emergencia en 1999, con la incorporación de una pantalla de bentonita-cemento, como consecuencia de la aparición de unas surgencias en el paramento de aguas abajo de la presa. Su planta es recta, con una longitud de coronación de 205 m, y su capacidad de embalse es de 41,7 hm^3.

Dispone de dos aliviaderos, independientes del cuerpo de presa, situados en las laderas de ambos estribos y gobernados por compuertas tipo vagón. La descarga de aliviaderos tiene lugar por sendos canales revestidos en su totalidad de mampostería. La presa cuenta, además, con tres torres de toma cilíndricas de planta octogonal, que alimentan a tres tuberías de abastecimiento que atraviesan el cuerpo de presa.

Entre los antecedentes de la presa cabe destacar la tubificación que se produjo en el cuerpo de la misma en el año 1998, cuya manifestación se observó hacia la mitad del cuerpo de presa de la margen derecha, en las proximidades de su pie. Esta situación obligó a actuar, con carácter de emergencia, ejecutando una pantalla continua centrada en el cuerpo de presa (empotrada apenas 1,0 m en la cimentación impermeable) y realizada con una mezcla de bentonita-cemento. Adicionalmente, se realizó un nuevo recrecimiento del espaldón de aguas abajo (1999), sobre el ya realizado en 1984, mediante una capa de espesor variable de pedraplén.

Con esta actuación se reducía la pendiente del talud de dicho espaldón y se mejoraba, consecuentemente, el coeficiente de seguridad frente a un posible deslizamiento. La efectividad de la pantalla plástica de bentonita-cemento fue cuestionada por la presencia, en el interior del cuerpo de presa, de los conductos de toma. En aquél entonces, se planteó que la existencia de dichas tomas obligaría, muy probablemente, a dejar una "ventana" en la pantalla plástica, o al menos una zona de "debilidad hidráulica en relación con su aislamiento", en la zona de intersección de la pantalla con los conductos, situación ésta que finalmente requirió de la ejecución en dicha zona de inyecciones convencionales; entendiéndose que esta disposición no garantizaba convenientemente en esas secciones las condiciones de estanqueidad necesarias.

La Figura 1 muestra la situación previa a los trabajos de pantalla de hormigón plástico de 2024:

- Sección transversal de la presa mostrando los dos recrecidos de 1984 (tierras) y 1999 (escollera) previa colocación de un geotextil entre ambos.
- En la sección se representa la pantalla de bentonita-cemento ejecutada en 1999.

Estudios posteriores llevados a cabo (documento de 1ª Revisión y Análisis General de la Seguridad de la presa y su embalse (2001), e informe de esa 1ª revisión (2007), ponen de manifiesto el mantenimiento de unos niveles piezométricos muy elevados en la zona de aguas abajo del cuerpo de presa, reforzando la sospecha de la baja efectividad de la primitiva pantalla de bentonita-cemento.

Como otros antecedentes destacables, cabría mencionar que en el año 2010 se detectaron humedades en el pie de presa y ruidos de circulación de agua en el espaldón de aguas abajo, en la zona contigua a la caseta de bombeo, y en el 2019 se produjo una pequeña chimenea e la berma inferior, también situada junto a la referida caseta.

Finalmente, con fecha 23 de abril de 2024, la Dirección Técnica de la Confederación Hidrográfica del Guadiana (en adelante CHG), emite informe por el que se propone acometer actuaciones de emergencia en la presa de Gasset (Ciudad Real), a raíz de los problemas de seguridad detectados en la infraestructura con ocasión de las intensas lluvias producidas en la última semana de marzo como consecuencia de la borrasca “Nelson”. Con fecha 26 de abril de 2024, el Presidente de la CHG resuelve autorizar la ejecución de las “obras de mejora de la seguridad de la presa de Gasset (Ciudad Real)” declarándolas de emergencia. Esta actuación incluyó la ejecución de la pantalla de hormigón plástico en el cuerpo de presa, objeto de este artículo.

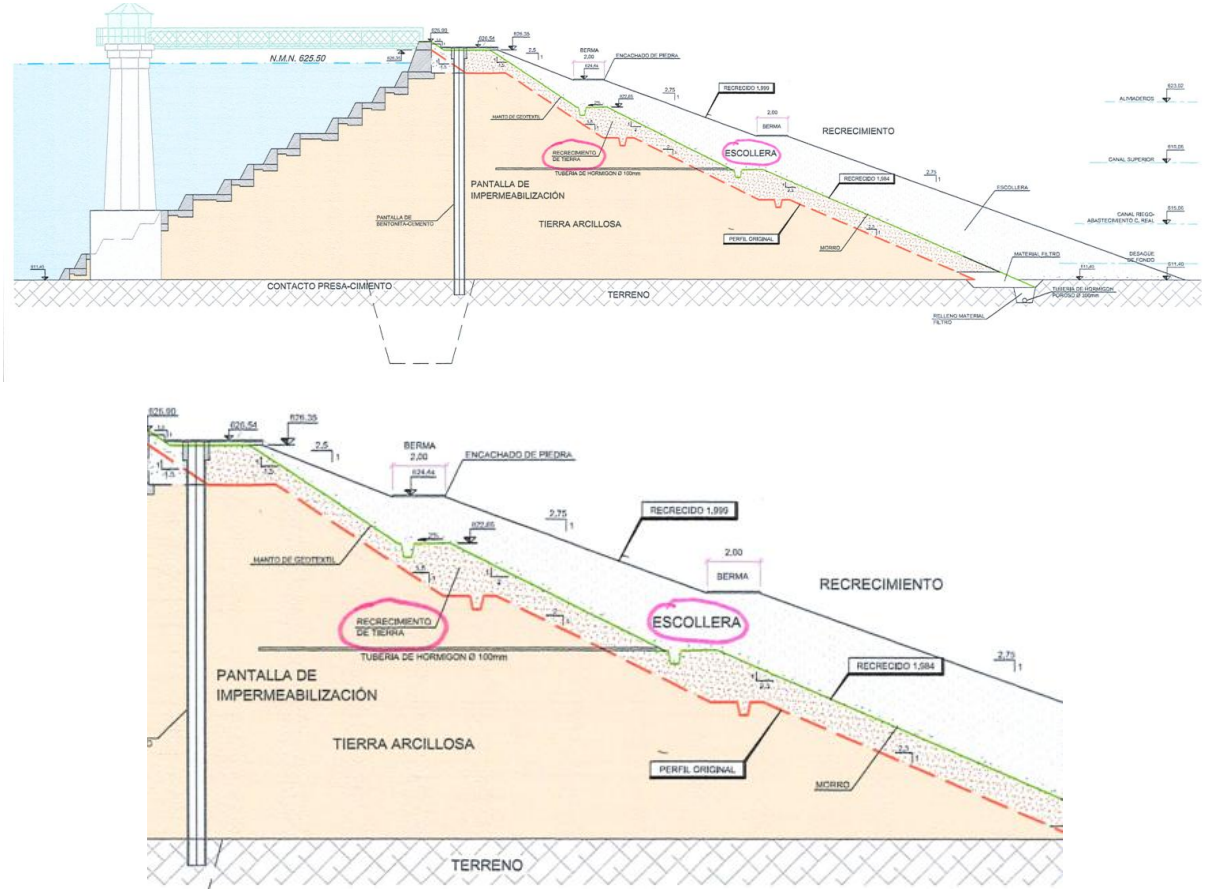


Figura 1. Recorte de los planos del proyecto de la pantalla primitiva de bentonita-cemento. Situación previa a los trabajos de 2024. Sección transversal de la presa mostrando los dos recrecidos de 1984 (tierras) y 1999 (escollera).

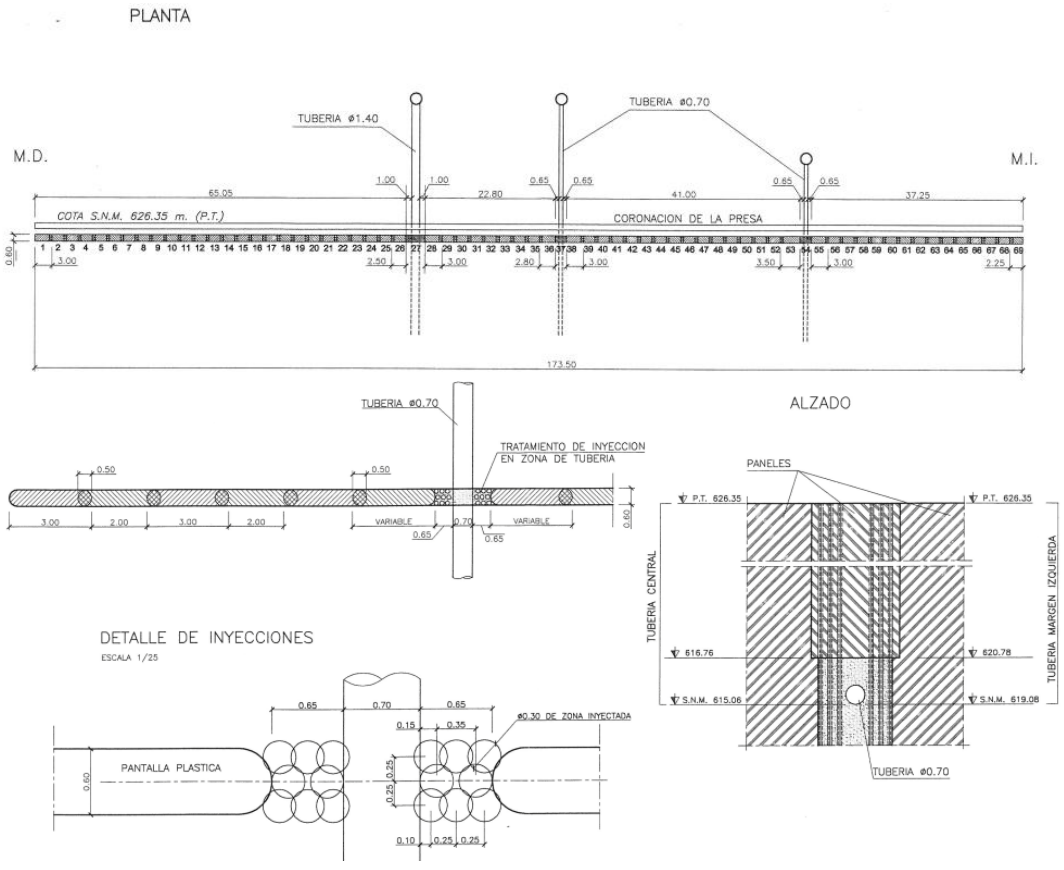


Figura 2. Recortes de los planos del proyecto de la pantalla primitiva de bentonita-cemento y la solución por inyecciones en el contorno de las tuberías.

2. SOLUCIÓN DE PANTALLA DE HORMIGÓN PLÁSTICO

La mejora de la seguridad frente a problemas de filtraciones y posibles tubificaciones en el cuerpo de presa contempló distintas alternativas como el sellado mediante inyecciones sobre la pantalla existente de bentonita-cemento o la ejecución de una nueva pantalla de bentonita-cemento aguas abajo y paralela a la antigua, dada la imposibilidad de ejecutarla aguas arriba. Finalmente se optó por la realización de una pantalla paralela a la antigua, aguas debajo de esta; pero de hormigón plástico en lugar de bentonita-cemento.

2.1. VENTAJAS DE LA SOLUCIÓN DE HORMIGÓN PLÁSTICO

La ejecución de pantallas de hormigón plástico, como las de bentonita-cemento, ha sido empleada desde el último tercio del siglo pasado, pero se comenzó a sustituir por soluciones de bentonita-cemento por considerarse más cara. En principio, el empleo de áridos permite un ahorro en cemento; pero se consideraba que en conjunto era más cara por exigir una mayor complicación constructiva: requería juntas y hormigonado tremie. Sin embargo, en los últimos años, han vuelto a resurgir los proyectos que prefieren la solución de hormigón plástico ante la de bentonita-cemento.

Frente a la bentonita-cemento, el hormigón plástico ofrece la ventaja de que permite, por su mayor densidad, la mejor sustitución del fluido estabilizador de la excavación durante el hormigonado con tubo tremie. Se cree que el pobre funcionamiento de algunas pantallas de bentonita-cemento puede deberse a la contaminación del material por la escasa diferencia de densidad entre la bentonita-cemento usada como fluido estabilizador durante la excavación y la definitiva, limpia, que debe colocarse sustituyendo y desplazando a la anterior. El hormigón plástico, de densidad superior a 20-22kN/m^3, permite la sustitución segura por desplazamiento del fluido estabilizador durante el hormigonado tremie.

En la ejecución de una pantalla de bentonita-cemento, la contaminación se produce durante la excavación. Los detritos que caen de las paredes o de la cuchara y los que ésta remueve quedan en suspensión incorporados al lodo, sin llegar a sedimentar. Esta contaminación es inevitable y, generalmente, no es muy perjudicial, excepto si los detritos son granulares, pudiendo afectar al espesor neto de pantalla impermeable.

Pero, quizá, la ventaja que más haya influido en la decantación por el hormigón plástico ha sido la compatibilidad con el uso de hidrofresas para la perforación de la pantalla: Normalmente la pantalla plástica tiene un requerimiento de empotramiento en el cimiento rocoso bajo la presa. El empotramiento requerido en roca o la profundidad de la pantalla con requerimientos estrictos de verticalidad exigen el empleo de hidrofresa. Si este es el caso, el funcionamiento de la hidrofresa requiere un volumen importante de lodo bentonítico, que funciona como fluido estabilizador del panel excavado, pero también como medio de trasporte por bombeo del detritus excavado. Tras la terminación de la excavación, la colocación del hormigón plástico se lleva a cabo con tubo tremie evitando los problemas de la sustitución del lodo bentonítico por bentonita-cemento (de similar densidad). La hidrofresa no requiere juntas, y el procedimiento de excavación se realiza con paneles primarios y secundarios, con mordida de unos 20-25cm de los paneles primarios al excavar lo secundarios.

2.2. CARACTERÍSTICAS PRETENDIDAS PARA EL HORMIGÓN PLÁSTICO

Las características propuestas a priori para el hormigón plástico buscaban obtener un módulo de deformación, E, entre 200 y 1000 MPa, preferiblemente en la horquilla de 400 a 600 MPa. Estos bajos resultados de módulo van acompañados de bajas resistencias a compresión simple, en el entorno de 1MPa. En cuanto a la permeabilidad, estos hormigones garantizan siempre valores muy bajos, por debajo de los 10^{-8}m/s.

El resultado de permeabilidad suele ser fácil de conseguir, sin embargo, el objetivo de resistencia y módulo es muy dependiente de la relación bentonita/cemento y cemento/agua, así como del tipo de bentonita, el tipo de cemento y la forma en que se adicionan los componentes (premezclados con agua o en polvo).

2.3. FABRICACIÓN DEL HORMIGÓN PLÁSTICO. DOSIFICACIÓN

La fabricación de la bentonita-cemento puede hacerse de tres formas: a) Mezclando previamente en polvo la bentonita y el cemento y añadiendo posteriormente el agua, b) mezclando primero la bentonita con agua y añadiendo posteriormente el cemento en polvo o, por el contrario, c) Añadiendo el cemento en lechada.

El hormigón plástico puede igualmente fabricarse mezclando la bentonita en polvo como un componente más o pre-mezclando la bentonita con agua para ser añadida como lechada premezclada tras una maduración de unas horas con agitación continua. En el caso de adicionar la bentonita en polvo, la obtención de una misma

resistencia objetivo puede llevar a requerir cierta sobredosificación de bentonita.

La dosificación del hormigón plástico se ajusta normalmente para la obtención de un objetivo de permeabilidad, resistencia y módulo de elasticidad; lo que requiere múltiples ensayos previos en laboratorio sobre distintas dosificaciones.



Figura 3. Requerimientos habituales del hormigón plástico.

No se debe predeterminar nunca la dosificación de los componentes, ya que dependerá de los materiales disponibles en la ubicación de la obra, por lo que los ensayos de laboratorio deberán realizarse con esos mismos productos locales.

La dosificación finalmente empleada en la pantalla de la presa de Gasset fue la siguiente:

Material	(%)	Peso		Densidad	Volumen	
Arena 0/2		**450**	kg	2,6	173,1	L
Arena 0/4		**450**	kg	2,6	173,1	L
Grava 4/12		**645**	kg	2,65	243,4	L
Cem		**115**	kg	3,1	37,1	L
Bentonita		**80**	kg	2,5	32,0	L
Agua		**340**	L	1	340,0	L
Aditivo	1,00%	**1,15**	kg	1,18	1,0	L
Retardante	0,40%	**0,46**	kg	1,18	0,4	L
					1000	**L**

Figura 4. Dosificación de los materiales utilizados en la fabricación del hormigón plástico en la presa de Gasset.

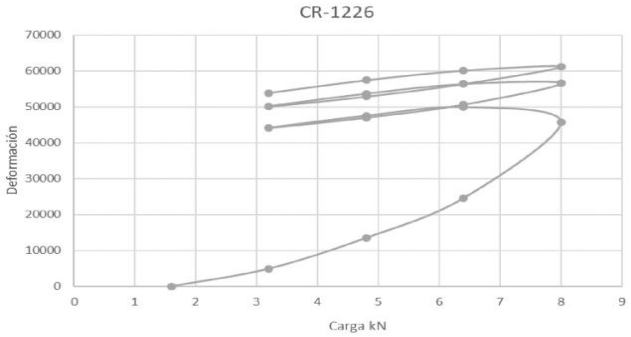
2.4. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EN EL HORMIGÓN PLÁSTICO

El valor de **permeabilidad** medida en ensayos de laboratorio varió entre los $6 \cdot 10^{-8}$m/s y los $2.69 \cdot 10^{-10}$m/s en las dosificaciones ensayadas, considerándose una media de 10^{-9}m/s en la dosificación final.

El valor de **módulo de elasticidad** en este tipo de hormigón debe referirse al módulo secante estabilizado según ensayo normalizado según *UNE EN 12390-13:2014 Ensayos de hormigón endurecido – Parte 13: Determinación del módulo secante de elasticidad en compresión.*

El **módulo secante estabilizado** $\boldsymbol{E_{c,sec}}$ es el módulo obtenido tras ciclos previos de carga-descarga, cuando la respuesta deformacional ya es repetitiva. Este módulo es el que refleja el comportamiento elástico "real" del hormigón tras eliminar los efectos de ajuste del equipo y la microfisuración inicial. Es el módulo de referencia

de la norma y el que se emplea en control de calidad, informes técnicos y como comparación con valores normativos (EC-2, EHE/CTE).



Resistencia a compresión tras módulo (Mpa)	0,81
Módulo secante de elasticidad inicial (GPa)	0,25
Módulo secante de elasticidad estabilizado (GPa)	0,69

Figura 5. Determinación del módulo de elasticidad en compresión según UNE EN 12390-13:2014 Ensayos de hormigón endurecido: Determinación del módulo secante de elasticidad en compresión.

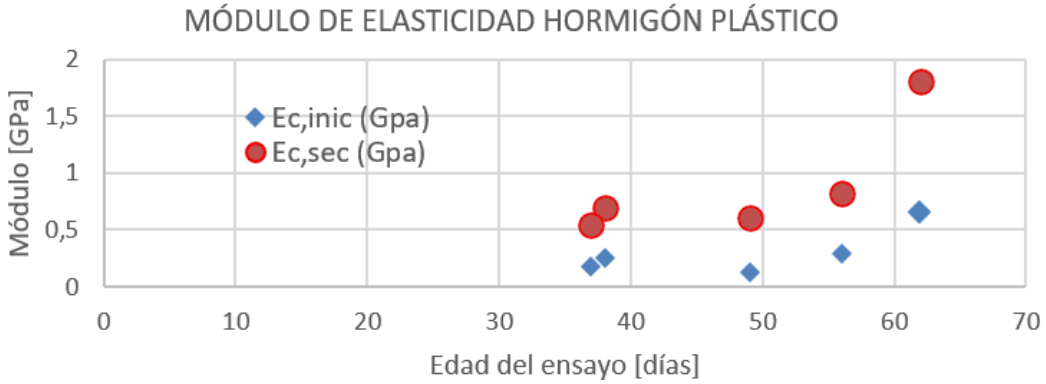


Figura 6. Módulos de elasticidad comprobados en las dosificaciones inicialmente ensayadas para el hormigón plástico de la pantalla de la presa de Gasset. La dosificación final mostró un módulo en torno a los 700MPa.

La **resistencia a la compresión simple** a 28 días se situó en 1,34MPa, mostrando una ganancia con edades superiores a los 28, alcanzando un promedio de 1,44MPa a 56 días.

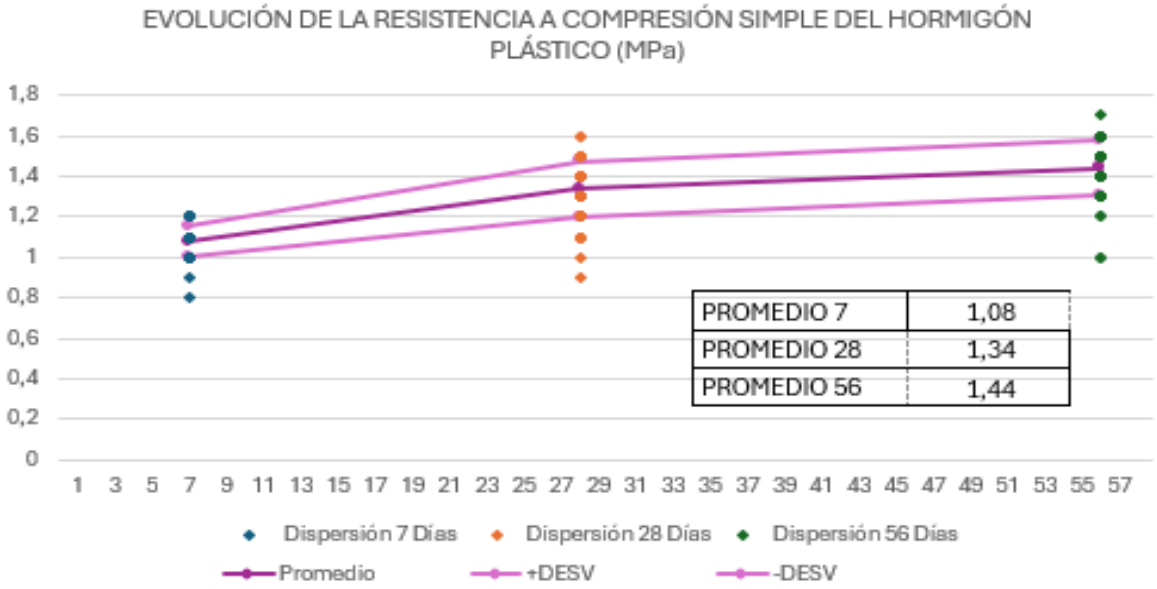


Figura 7. Resultados de ensayos UCS en el hormigón plástico de la presa de Gasset a 7, 28 y 56 días.

Para garantizar la trabajabilidad durante todo el tiempo requerido por el hormigonado de cada panel, al hormigón plástico se le debe exigir una reología apta para el hormigonado con tubo tremie: mantenimiento de la trabajabilidad durante el tiempo que dura el hormigonado y no-segregación.

2.5. GEOMETRÍA DE LA PANTALLA

La pantalla de hormigón plástico se ejecutó desde coronación de la presa, con 0,80 m de espesor, 176,5 m de longitud y de profundidad variable (máxima en el entorno de los 21,54 m). El eje de la pantalla se situó a unos 2,5 m de la cara de aguas abajo de la pantalla de bentonita-cemento existente. El empotramiento en la roca cuarcítica de la cimentación de la presa será variable de hasta 4,0 m ó hasta alcanzar el Sustrato Ordovicico.



Figura 8. Imágenes de la hidrofresa compacta trabajando desde la coronación de la presa de Gasset.

La pantalla se excavó con hidrofresa (Ver Figura 8), con control de verticalidad, por paneles alternos, primarios y secundarios. Los paneles secundarios se realizaron con una mordida de 25 cm en el hormigón plástico de cada uno de los paneles primarios adyacentes.

Los requisitos de verticalidad y de empotramiento en el sustrato cuarcítico exigían el uso de una perforadora tipo hidrofresa, y el ancho de coronación, de apenas 5 metros, hizo necesario el empleo de una hidrofresa compacta.

2.6. INCIDENCIAS DURANTE LA EJECUCIÓN

Durante la perforación de los paneles de la pantalla se interceptaron varias tubificaciones incipientes que provocaron la pérdida de lodo bentonítico que surgía por el aforo en el pie de aguas debajo de la presa. (Ver

La interceptación de estas tubificaciones demuestra la conveniencia de haber declarado la emergencia de esta obra ya que la existencia de tubificaciones se asocia a graves peligros por erosión interna, principal causa de catástrofes en presas de materiales sueltos. (Ver Figura 9).

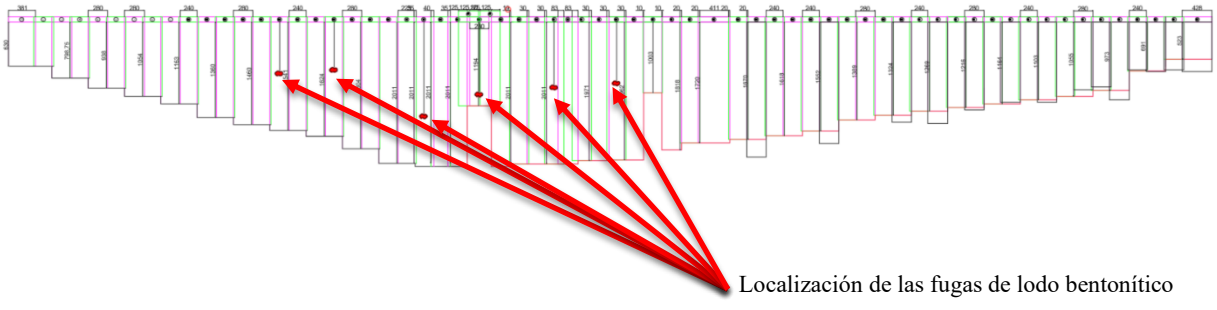
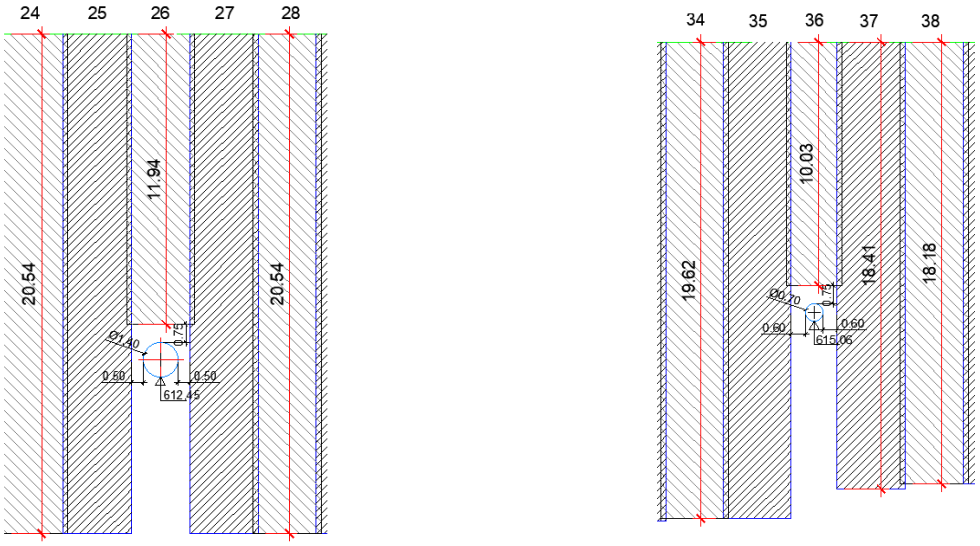


Figura 9. Panelado de la pantalla y localización de paneles con pérdidas francas

3. SOLUCIÓN MEDIANTE INYECCIONES EN ZONAS DE CONDUCTOS

La ejecución de la pantalla plástica, realizada desde coronación de la presa, salva dos tuberías de toma del embalse que impiden tener la continuidad requerida en el entorno cercano y bajo estas tuberías. Inicialmente, el diseño del panelado contemplaba una holgura lateral de 50cm entre los paneles y la tubería de toma del desagüe de fondo:



Geometría de la pantalla bajo toma de desagüe de fondo *Geometría de la pantalla en toma para canal de riego*

Figura 10. Geometría de los paneles de pantalla en las intersecciones con las tuberías de toma.

El control de verticalidad de la hidrofresa permite contar con una garantía en la precisión de la perforación que no es posible con las cucharas bivalvas; sin embargo, existían dudas sobre la posición exacta, en planta y altura de las tuberías. El trabajo topográfico de localización de las tuberías se completó con un modelo 3D y ortofoto. La precisión en la localización permitió realizar los trabajos de perforación de pantalla con garantía de no interceptar estas importantes tuberías, una de ellas suministro de agua potable a Ciudad Real.

3.1. TRABAJOS DE INYECCIONES EN EL ENTORNO DE LAS TUBERÍAS

El cierre de la pantalla en el entorno de las tuberías requirió trabajos de inyección de impermeabilización.

Contemplamos dos objetivos del tratamiento en estas zonas donde no puede ejecutarse la pantalla plástica:

1. El área en el entorno de cada tubo se encuentra rodeada de hormigón plástico por clave y en ambos hastiales. La alta deformabilidad del hormigón plástico, similar a la del propio cuerpo de presa, evita la creación de un área decomprimida en el entorno de los tubos, que pudiera ser más susceptible de sufrir erosión interna. No obstante, el área no tratada por la pantalla de inyecciones requiere la ejecución de un tratamiento para limitar su permeabilidad y, en paralelo, mejorar su compacidad.
2. Por otro lado, se ha de valorar la posibilidad de que ya existan en el cuerpo de presa ciertas tubificaciones incipientes que deberían quedar rellenas de inyección impermeabilizante, en esta zona donde no se puede ejecutar la pantalla de hormigón plástico por la existencia de las tuberías.

Para el primer objetivo se recomendó el uso de inyecciones tipo repetitivas selectivas (IRS) con el sistema de válvulas antirretorno (tubo-manguitos, TAM). Este procedimiento permite la inyección en varias fases, discriminando el punto donde ha de concentrarse la inyección. La dosificación de la mezcla ha de tener una componente importante de bentonita para disminuir la rigidez de las inclusiones de lechada tras su fraguado.

Para el segundo objetivo, se optó preferiblemente por una inyección de mezclas más densas, para el relleno de cavidades, con un procedimiento de inyección “en retirada” ascendente. Al igual que en el tratamiento antes descrito, la mezcla ha de tener una baja rigidez tras su fraguado, por lo que se consideró también una dosificación con importante adición de bentonita a la mezcla agua-cemento.

El criterio de inyección se basó en limitación de volúmenes y presiones. Los parámetros de inyección fueron registrados por medio de una unidad de adquisición de datos automática que permitía la medición y registro de la presión, caudal y volumen inyectado por tramo de taladro.

El diseño geométrico de los taladros de perforación para las inyecciones se acompañó de gráficas tridimensionales de admisiones finales acumuladas de las distintas fases repetitivas de inyección.

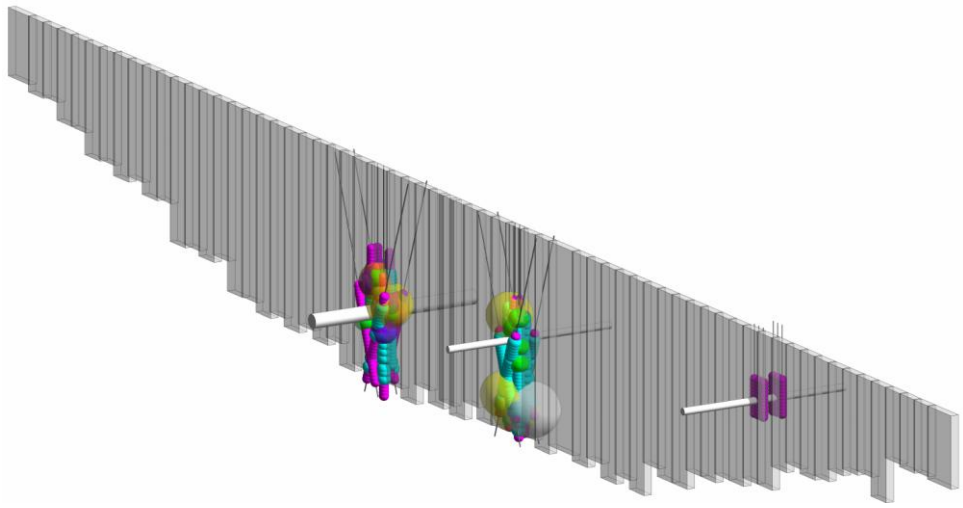


Figura 11. Representación tridimensional de las admisiones por manguito en el entorno de las tuberías.

4. MODELO FOTOGRAMÉTRICO

La precisión necesaria ha requerido la modelización de la presa utilizando técnicas de fotogrametría a partir de un vuelo de dron programado. Esta técnica consigue restituir un modelo tridimensional de la presa y su entorno a partir de un conjunto de fotos georeferenciadas que se capturan con el grado de superposición adecuado para el posterior procesado.

La restitución fotogramétrica ha permitido obtener un modelo tridimensional de precisión de la presa y una ortofoto de alta resolución para la toma de las medidas necesarias, como se muestra en la Figura 12.



Figura 12. Vista en perspectiva del modelo de la presa (izquierda); y ortofoto de la presa (a la derecha).

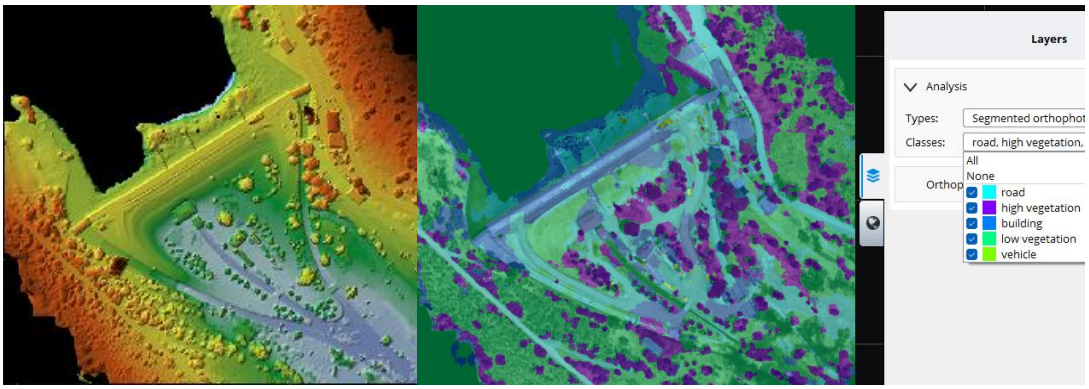


Figura 13. Vista del modelo digital de superficie a partir de la ortofoto (a la izquierda); y zonificación de la ortofoto con indicación de terreno, no terreno, vegetación, vehículos, etc.

La generación del modelo tridimensional implica la obtención de una nube de puntos de alta densidad. El análisis de esta nube de puntos con técnicas de inteligencia artificial permite "clasificar" dicha nube. Dos de estas clasificaciones se muestran en la Figura 13 sobre la ortofoto de la presa y su entorno. En la primera de ellas se muestra un sencillo modelo de elevaciones y en la segunda puede verse una clasificación más avanzada en la que se diferencia de forma automática el terreno de otros elementos tales como vegetación, vehículos o edificaciones.

Esta actuación representa un ejemplo significativo de cómo la tecnología actual puede integrarse en la conservación y mejora de infraestructuras históricas de obra pública, respetando su valor patrimonial y garantizando su funcionalidad futura.

5. CONCLUSIONES

La realización de una pantalla de impermeabilización en el cuerpo de una presa de materiales sueltos constituye un reto en sí misma, por la sensibilidad de este tipo de estructura frente a actuaciones en su interior. El estado tensional del terraplén y su deformabilidad requieren soluciones no rígidas y a su vez seguras y duraderas. En este artículo se ha expuesto una actuación resuelta con éxito mediante la ejecución de una pantalla de hormigón plástico, profundizando en las ventajas de esta tipología frente a alternativas más rígidas y analizando con detalle las propiedades del material, su dosificación y los aspectos clave de su puesta en obra.

El caso desarrollado, correspondiente a la presa de Gasset, aborda además la necesidad de garantizar el empotramiento de la pantalla en el sustrato rocoso mediante el empleo de una hidrofresa compacta, capaz de operar en el ancho limitado de la coronación. Esta solución permitió compatibilizar las restricciones geométricas de la infraestructura existente con los requisitos de continuidad y calidad de la pantalla. Asimismo, el sellado en el entorno de las tuberías de toma se resolvió mediante inyecciones plásticas ejecutadas a partir de un replanteo tridimensional específico, asegurando la estanqueidad en una de las zonas más sensibles de la intervención.

Finalmente, la presencia de obstáculos interiores, conducciones y otras obras embebidas requirió un control geométrico de alta precisión, apoyado en trabajos topográficos detallados y en restitución fotogramétrica. Este enfoque permitió generar un modelo tridimensional preciso de la presa y una ortofotografía de alta resolución, herramientas fundamentales para la planificación, el control de ejecución y la validación final de los trabajos.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a D. Fernando Aranda Gutiérrez y a D. Francisco Velasco Friginal y a la Confederación Hidrográfica del Guadiana, en general, por su valiosa colaboración en la exitosa ejecución de esta obra, que ha hecho posible la elaboración del presente artículo.

REFERENCIAS

Cañizo, L.: *Las pantallas impermeabilizantes de bentonita-cemento*. Boletín Int. Laboratorio Trans. y Mecánica del Suelo. M.O.P. Madrid, julio 1975.

Cañizo, L. et al. *La bentonita-cemento y sus aplicaciones*. Revista de Obras Públicas 1976/Número 3130.

Confederación Hidrográfica del Guadiana (2001). Documento de 1ª Revisión y Análisis General de la Seguridad de la presa y su embalse.

Confederación Hidrográfica del Guadiana (2007), *Informe de esa 1ª Revisión y Análisis General de la Seguridad de la presa y su embalse*.

UNE EN 12390-13:2014 *Ensayos de hormigón endurecido – Parte 13: Determinación del módulo secante de elasticidad en compresión*

Francisco Velasco Friginal (2016) *"Conóceme. La historia de un embalse en Fernán Caballero"*. Editorial Círculo Rojo, 2016

Chelaru, Bogdan, et al. *Integration of point cloud, historical records, and condition assessment data in HBIM*. Automation in Construction 161 (2024): 105347.

Lin, Guiye, et al. *Three-Dimensional Documentation and Reconversion of Architectural Heritage by UAV and HBIM: A Study of Santo Stefano Church in Italy*. Drones 8.6 (2024): 250.

ENSAYO DE CORTE *IN SITU* EN LA PRESA DE AMADORIO

Enrique ASANZA IZQUIERDO[(1)*], Carlos LAINA GÓMEZ[(1)], Diego ESCUDERO MERINO[(1)] y Juan Antonio DÍEZ TORRES[(1)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*enrique.asanza@cedex.es

RESUMEN

En las grandes presas españolas debe realizarse una revisión de seguridad cada cinco años. En lo referente a la reevaluación de la seguridad estructural, la asignación de los parámetros resistentes de la cimentación en ocasiones suscita discusión, tanto por el modo indirecto en que se estiman, como incluso por la posible degradación de los materiales con el paso del tiempo. Este artículo presenta el caso de la presa de Amadorio (Alicante), de gravedad, donde se reevaluaron los parámetros de resistencia al corte en el plano de cimentación a resultas del proyecto de recrecido. Se solicitó al Laboratorio de Geotecnia del CEDEX la realización de un ensayo de corte in situ a gran escala, que requiere una preparación y medios claramente mayores que los trabajos de campo convencionales. Sin embargo, constituyen una forma más directa de determinar los parámetros resistentes que gobiernan el deslizamiento de una estructura de hormigón sobre un plano rocoso. Este ensayo se llevó a cabo justo aguas abajo sobre un afloramiento similar al de la cimentación. Se construyeron cuatro piezas de hormigón armado de 1×1×0,6 m, un marco de reacción vertical y un muro pasivo de empuje lateral, entre los que se interponen gatos hidráulicos con los que se ejercen las parejas de fuerza vertical y lateral. En virtud de estos resultados pudo obtenerse la envolvente de resistencia al corte del contacto hormigón-roca. En este trabajo se describen la configuración del ensayo, la instrumentación, el procedimiento seguido y los resultados obtenidos.

ABSTRACT

A safety review of large Spanish dams is compulsary every five years. When reassessing the structural safety, uncertainties may arise regarding the shear strength on the dam foundation due to the indirect mode of estimation or even to the likely weathering of materials over the years. This paper presents the case of the Amadorio gravity dam (Alicante), where the shear strength parameters at the foundation plane were reevaluated prior to the heightening of the dam. The CEDEX Geotechnical Laboratory was to perform a large-scale in-situ shear test, which requires much more preparation and resources than ordinary fieldwork. However, it provides a more direct way to determine the strength parameters that govern the sliding safety of a concrete structure on a rock surface. This test was carried out just downstream on an outcrop, similar to that of the foundation. Four 1×1×0.6 m reinforced concrete blocks cast-in-place were built, along with a vertical reaction frame and a passive lateral thrust wall. Hydraulic jacks were inserted between these elements to apply the vertical and lateral forces. Based on these results, the shear strength envelope of the concrete-rock contact was obtained. This paper describes the test setup, instrumentation, procedure and the results.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Ensayo in situ (In situ test), Resistencia al corte (Shear strength), Gran escala (Large scale).*

1. INTRODUCCIÓN

La actualización de los caudales de avenida de la presa de Amadorio (Villajoyosa, Alicante), realizada por el Centro de Estudios Hidrográficos del CEDEX a partir de una base de datos hidrológica revisada, puso de manifiesto la insuficiencia de la capacidad de desagüe del aliviadero original frente a la avenida de proyecto, asociada a un período de retorno de 10.000 años. Por ello se definió una solución de recrecido de la presa consistente en el aumento de la cota de coronación en aproximadamente 4 m, manteniendo la tipología de presa de gravedad y las condiciones generales de explotación. Este recrecido implica un incremento significativo de los empujes hidrostáticos y de las subpresiones, especialmente durante eventos extremos, lo que hace necesaria una reevaluación de la seguridad frente al deslizamiento.

La estabilidad al deslizamiento de las presas de gravedad es fuertemente dependiente de los parámetros de resistencia al corte del plano crítico, ya sea la interfaz roca-hormigón, o una discontinuidad del macizo rocoso cinemáticamente compatible con el deslizamiento. Estos parámetros constituyen una de las principales fuentes de incertidumbre en los análisis de seguridad (con frecuencia se asignan valiéndose de experiencias comparables), especialmente en presas antiguas, donde la caracterización geomecánica original puede resultar insuficiente o no representativa de las condiciones actuales debido a procesos locales de alteración, degradación o al desarrollo de fisuras en el entorno del plano potencial de deslizamiento.

En este contexto, el presente artículo aborda la obtención de los parámetros de resistencia en la interfaz del cimiento de la presa de Amadorio mediante la realización de un ensayo de corte *in situ* a gran escala, realizado por el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX a petición de la Confederación Hidrográfica del Júcar. Se pone de manifiesto el valor de este tipo de ensayos, utilizados en ocasiones en la práctica presística española como herramienta eficaz para reducir la incertidumbre geotécnica y proporcionar parámetros representativos que permitan reevaluar con mayor fiabilidad la seguridad de presas existentes y especialmente de las que, por modificaciones de explotación o configuración, se someten a solicitaciones hidráulicas más severas.

2. ENSAYOS DE CORTE *IN SITU* A GRAN ESCALA

2.1. FUNDAMENTOS DE LOS ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

Los ensayos de corte directo tienen por objeto medir la resistencia al corte movilizada (τ_{mob}) en la interfaz de contacto entre dos cuerpos. Esta resistencia al corte se debe tanto a las fuerzas de rozamiento, proporcionales a la tensión normal (σ_n) y caracterizadas por el ángulo de rozamiento (φ), como a las fuerzas de adhesión o cohesión (c), de acuerdo con el criterio de rotura de Coulomb.

$$\tau_{mob} = c + \sigma_n \cdot \tan\varphi \tag{1}$$

En los ensayos de corte directo de laboratorio sobre materiales particulados (suelos), que no constituyen el objeto del presente trabajo, las probetas se disponen en una caja dividida horizontalmente en dos mitades. Los equipos estándar emplean cajas de pequeñas dimensiones (60 × 60 mm), en tanto que las de mayor tamaño son poco frecuentes y costosas, estando disponibles únicamente en centros de investigación especializados, entre ellos el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, que cuenta con 3 equipos de caja de 30 cm x 30 cm y uno de 1 m x 1 m (Figura 1).

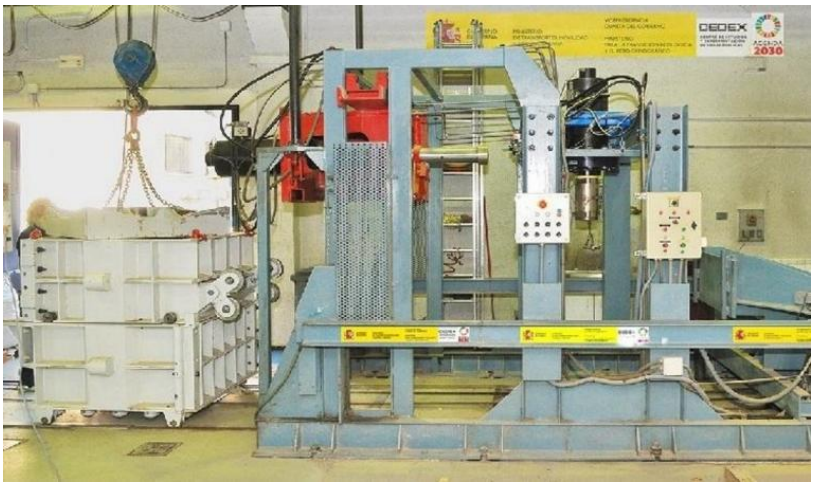


Figura 1. Caja grande de corte (1m × 1m y 1,2 de altura) del Laboratorio de Geotecnia (CEDEX).

El ensayo estándar se realiza imponiendo un desplazamiento relativo entre las dos mitades de la caja a velocidad constante, tras aplicar la tensión normal, registrándose la fuerza cortante movilizada en el plano donde el suelo se opone al movimiento. También se miden los movimientos verticales, que permiten evaluar la dilatancia, la cual contribuye a la resistencia al corte y está asociada a la trabazón entre granos o, en discontinuidades rocosas, a la macrorugosidad, descrita por el modelo de dientes de sierra de Patton (1966) y representada en la Figura 2 (modificada de Budhu, 2010).

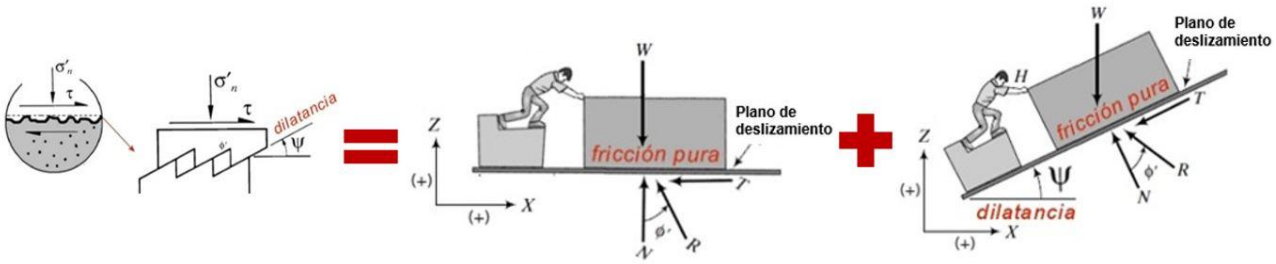
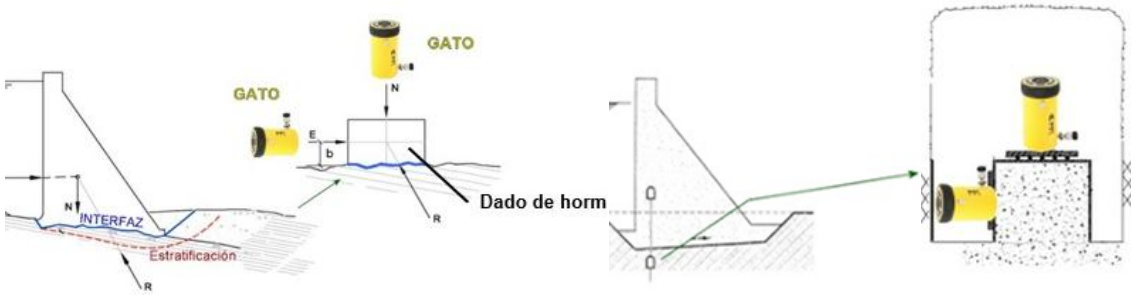


Figura 2. Dilatancia representada mediante el modelo de dientes de sierra (modificado de Budhu, 2010).

2.2. DIFICULTADES ASOCIADAS A LA EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE CORTE *IN SITU* A GRAN ESCALA

Han de hacerse algunas puntualizaciones antes de comparar los ensayos de corte directo de laboratorio con los de corte *in situ* a gran escala, cuyas muestras alcanzan habitualmente dimensiones entre 0,5 y 1 m. A pesar de su similitud conceptual, las elevadas cargas aplicadas, el espacio requerido y las limitaciones presupuestarias de estos últimos impiden, en la práctica, el estricto cumplimiento de los procedimientos normalizados de laboratorio. Hay cuatro requisitos básicos de laboratorio que resultan muy difíciles de cumplir en un ensayo de corte *in situ* a gran escala, por lo que han de tenerse presentes desde la fase de proyecto.

1. **Representatividad.** La ubicación del ensayo es un aspecto clave, ya que se debe compatibilizar la accesibilidad con la representatividad del macizo rocoso. El ensayo puede realizarse en el interior de galerías sin revestimiento de la presa o, alternativamente, en un afloramiento rocoso de características equivalentes, generalmente situado aguas abajo y en las proximidades de la presa (Figura 3).



(A) en exterior: aguas abajo de la presa (B) en interior: en galería de la presa

Figura 3. Dos emplazamientos básicos para un ensayo de corte *in situ* a gran escala.

2. **Aplicación del esfuerzo cortante con velocidad de desplazamiento constante.** Este modo de ensayo permite un fallo post-pico controlado y la obtención de información detallada a lo largo de todo el proceso, siendo el modo preferente en laboratorio (Serrano, 1998; Hudson et al., 1972). Sin embargo, en ensayos *in situ* con grandes cargas, la ejecución imponiendo una velocidad constante resulta inviable, por lo que se recurre a incrementos sucesivos de carga mediante sistemas hidráulicos manuales, procedimiento aceptado en métodos y normas (ASTM, 2002; ISRM, 2007). En las tensiones muy próximas a la resistencia pico esta técnica puede dar lugar a pérdidas locales de información debido a desplazamientos súbitos que hacen decaer la tensión, circunstancia que se produjo en los ensayos aquí presentados y que se ha mitigado mediante el aumento de la frecuencia de muestreo.

3. **Mantenimiento estrictamente constante de la carga vertical durante el corte.** A diferencia de los equipos de laboratorio, donde la carga vertical se aplica mediante pesos muertos, los ensayos *in situ* a gran escala emplean gatos hidráulicos apoyados sobre un cuerpo de reacción semirrígido, ya sea el macizo rocoso o un marco externo (Figura 4). Esta rigidez limita los movimientos verticales libres asociados a la dilatancia, salvo que un sistema hidráulico libere automáticamente el exceso de presión, lo cual resulta poco viable con bombas manuales. En España también se han utilizado con moderado

éxito sistemas de anclajes de cables, que permiten absorber dichos desplazamientos; sin embargo, presentan inconvenientes en términos de seguridad, de concentración de tensiones y de costes, por requerirse maquinaria específica de ejecución y tesado de anclajes.

4. **Mantenimiento de la fuerza cortante coplanar al plano de corte.** El diseño de las cajas de corte de laboratorio cumple este requisito. En los ensayos *in situ* la disposición horizontal del gato hidráulico genera inevitablemente un momento de vuelco que puede distorsionar los resultados (Soriano, 1997). Por ello, las guías de buena práctica (ISRM, 2007; Brady y Brown, 2004) aconsejan inclinar ligeramente la carga lateral ($\alpha \approx 15°$), haciendo pasar su línea de acción por el centro del plano de corte, logrando así una distribución tensional más uniforme. No obstante, aparece una componente vertical de la carga lateral inclinada, que ha de sumarse a la carga vertical de reacción, lo que genera un aumento progresivo de la carga vertical durante el ensayo, circunstancia que obliga, ya en la interpretación de gabinete, a la pertinente corrección de fuerzas. La Figura 4 muestra lo anterior con la configuración del ensayo realizado para la presa de Amadorio; el intradós del muro de reacción se encofró con 15º en desplome, precisamente para facilitar el acople inclinado del gato que ejerce la carga lateral. Esta disposición se asemeja mucho a la que este mismo Laboratorio realizó para la presa del Atance en 1997 en la propia huella de cimentación, previo al inicio de las obras, si bien en aquella ocasión las piezas de hormigón fueron de 50 cm de lado.

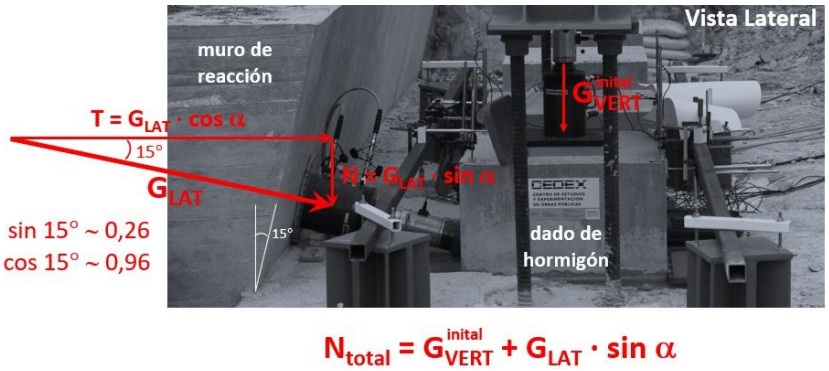


Figura 4. Montaje con carga lateral inclinada (15º): descomposición en fuerzas horizontal y vertical.

La Figura 5 es una vista frontal del ensayo corte *in situ* a gran escala, que muestra la viga de reacción.

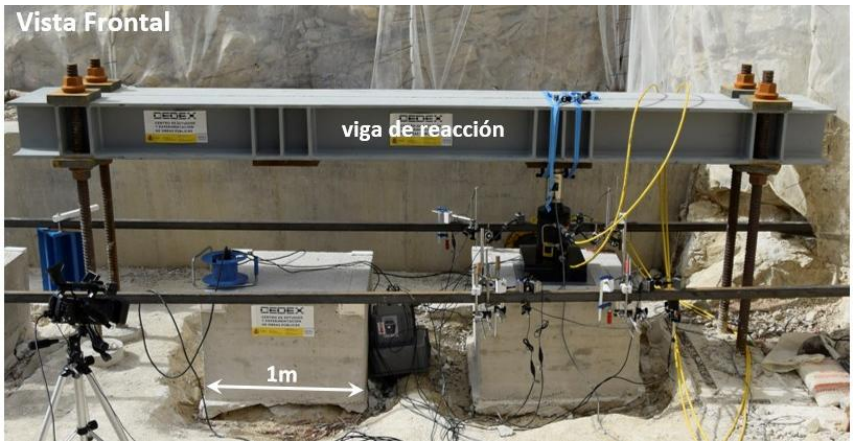


Figura 5. Ensayo de corte *in situ* aguas abajo de la presa de Amadorio. Montaje: bastidor rígido.

3. ENSAYO *IN SITU* A GRAN ESCALA EN LA PRESA DE AMADORIO

3.1. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA PRESA Y OBJETIVOS DEL ENSAYO

La presa de Amadorio, construida entre 1948 y 1960, se ubica en Villajoyosa (Alicante), sobre el curso del río Amadorio, afluente del río Júcar, con un embalse de aproximadamente 16 Hm^3. Se trata de una presa de gravedad de perfil recto, con una altura aproximada de 65 metros desde sus cimientos y una longitud de coronación de unos 335 metros. Debido a la escasez de recursos en la posguerra, fue construida con hormigón pobre (RCS ≈ 10 MPa) de mezcla deficiente y con indicios de segregación.

El cimiento de la presa está compuesto por capas alternas de calizas, calizas margosas y calcarenitas con espesores que varían desde centímetros hasta decímetros. El buzamiento medio de los estratos es de 20° hacia aguas abajo. En general, y de acuerdo con la escasa información disponible, el macizo rocoso no presenta meteorización, especialmente en la margen derecha. Apenas existen datos adicionales sobre las condiciones del cimiento antes del vertido del hormigón.

Como resultado de las recientes inspecciones de seguridad, surgió la necesidad de revisar los parámetros de resistencia asignados para el plano del cimiento de la presa debido a discrepancias entre los tres informes técnicos disponibles. Los valores de ángulo de rozamiento y cohesión propuestos fueron los siguientes: un informe (de 2002) recomendaba 39° y 500 kPa; otro (de 2018), 34° y 250 kPa; y un tercero (de 2021), 36,5° y 350 kPa, recomendando además la realización de un ensayo de corte a gran escala.

3.2. DISPOSICIÓN GENERAL DEL ENSAYO

El área de ensayo se situó aguas abajo de la presa, en la margen derecha, donde afloran las calizas margosas masivas al pie de la ladera (Figura 6A), representativas de la zona y, en concreto, del cimiento. Se requirió un trabajo mínimo de excavación, saneo y nivelación del terreno (Figura 6B) para preparar la zona de ensayo, donde se programó la prueba con cuatro bloques de hormigón armado *in situ* de 1×1×0,6 m (Figura 6C).



Figura 6. (A) Ubicación del ensayo, aguas abajo de la presa; el rectángulo azul es una lona con funciones de toldo. (B) Área de ensayo antes de la obra civil ejecutada para el ensayo. (C) Afloramiento de roca en el plano de contacto de un bloque.

El ensayo requiere de dos estructuras de reacción (Figuras 7 y 8):

- Muro de hormigón armado contra el terreno, con intradós de 15° en desplome, 8 m de longitud y 1,40 m de altura. El muro, que absorbe completamente el empuje pasivo, se hormigonó contra el terreno, excavado verticalmente (Figura 6B), constituido por roca cuya calidad (grado de meteorización III o menor) fue previamente examinada.
- Viga de reacción, formada por dos perfiles HEB-340 de acero soldados, de 5 m de longitud, que abarcan dos bloques de hormigón. Está empotrada en sus extremos mediante cuatro barras roscadas de acero (Ø 63,5 mm, St 670/800), con placas de apoyo y tuercas a ambos lados (Figura 5). La viga es desmontable y móvil, permitiendo cubrir la luz de los otros dos bloques mediante un segundo par de barras roscadas. Las seis barras, encargadas de resistir la fuerza de elevación del gato hidráulico vertical, están ancladas con mortero a 8 m de profundidad en el macizo rocoso. La Figura 7 muestra los planos de diseño del muro y de la viga, ejecutados *in situ*.

3.3. SISTEMA DE CARGA E INSTRUMENTACIÓN

Los incrementos de carga lateral se aplicaron mediante un gato hidráulico asistido por una bomba manual, con capacidad de 2680 kN, mientras que la carga vertical se aplicó mediante un segundo gato de 1680 kN, también con bomba manual. Se emplearon placas y almohadillas de reacción para evitar concentraciones de carga. Para garantizar una correcta alineación y evitar daños en los gatos, se acondicionó cuidadosamente la superficie de contacto entre la cara superior del bloque y la placa de reparto, utilizando una lámina delgada de aluminio para absorber irregularidades, dispuesta bajo un conjunto de placas gruesas con grasa viscosa entre ellas. El gato lateral se apoyó sobre una cuña solidaria al bloque, que permitió imponer la inclinación prefijada de la carga (15º). Ambos gatos están equipados con rótulas, que admiten pequeños giros durante el ensayo.

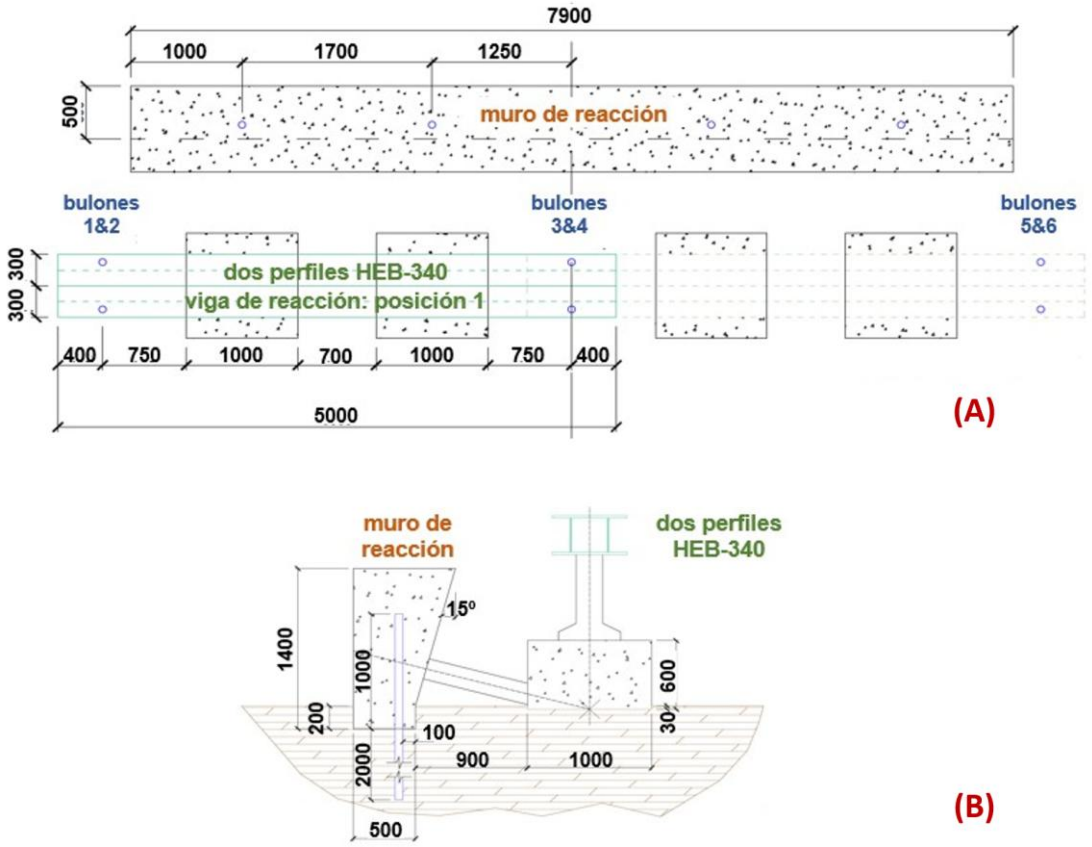


Figura 7. Planos de diseño de la viga de reacción y del muro de hormigón. (A) planta y (B) alzado.

Aunque durante el ensayo la evolución de las cargas puede determinarse a partir de las presiones indicadas en los manómetros de las bombas, con ánimo de redundancia, entre los gatos y las placas de reparto se instalaron células de carga conectadas al sistema de adquisición de datos.

Para la medición de desplazamientos se instalaron seis comparadores mecánicos (precisión 0,01 mm; carrera 100 mm) en cada bloque ensayado: cuatro verticales en los vértices de la cara superior y dos horizontales en la cara frontal. Para lograr una visualización conjunta simultánea de los 6 comparadores y poder anotar periódicamente a mano sus movimientos sin riesgo, se situó una cámara web frente a cada comparador (Figura 8), todas conectadas a un sistema CCTV y un software libre que las proyecta conjuntamente en una pantalla en el puesto de control, fuera de la zona de trabajo (Figura 9).

Con ese ánimo de redundancia, también se instaló un LVDT junto a cada comparador mecánico. Se conectaron al sistema de adquisición de datos, fijando una frecuencia de lectura elevada a fin de registrar roturas frágiles, esperable en una rotura mediante incrementos de carga lateral. Las puntas de los LVDT y los émbolos de los comparadores descansan sobre piezas de azulejo pegadas al bloque; por estar muy pulidas, deslizan suavemente y sin variaciones ligadas a la rugosidad superficial.



Figura 8. Disposición del sistema de monitorización.

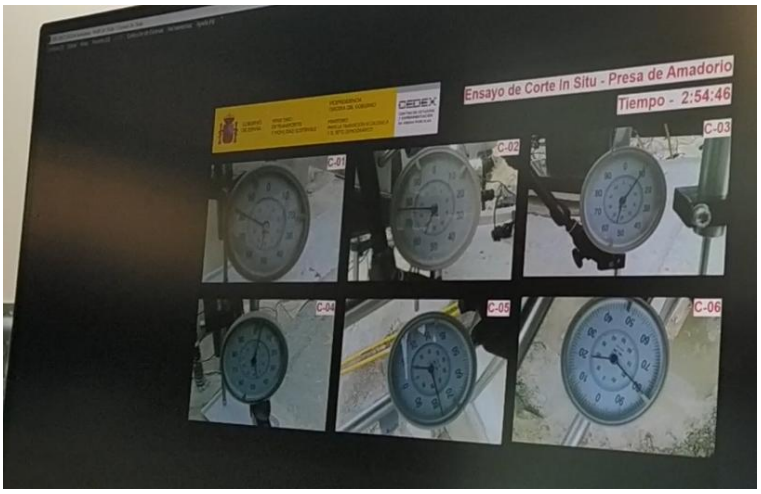


Figura 9. Pantalla en el puesto de control: visualización conjunta de las 6 cámaras web con el seguimiento de los comparadores.

3.4. DESCRIPCIÓN COMENTADA DEL PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Las cargas verticales aplicadas a los cuatro bloques de hormigón debían abarcar el rango de tensiones efectivas promedio en la base de la presa, considerando sus escenarios más desfavorables. Aunque las cargas verticales objetivo se plantearon en 250, 400, 550 y 700 kN (tensiones efectivas aproximadas de 250, 400, 550 y 700 kPa), la verdadera carga vertical al fallo no puede conocerse ni acotarse con precisión de antemano: por un lado, la carga lateral inclinada contribuye inevitablemente con una componente vertical (véase Figura 4); por otro, la propia viga de reacción genera cargas verticales adicionales imprevisibles una vez que las fuerzas adhesivas/cohesivas se han roto tras pequeños desplazamientos de corte, dado que un movimiento mínimo de levantamiento a lo largo de su superficie dentada se ve parcialmente impedido en proporción a la rigidez de la viga de reacción.

De hecho, resulta difícil diferenciar claramente entre fuerzas cohesivas y de rozamiento. Aun así, la lógica básica sugiere que, dado que el hormigón masivo cede aproximadamente a 0,2 % de deformación, las fuerzas cohesivas/adhesivas desarrolladas por el hormigón sobre la superficie rocosa calcárea podrían alcanzar dicho rango de deformación. Por tanto, tras un 1% de deformación horizontal relativa (10 mm a lo largo de un bloque de hormigón rígido de 1 m de longitud), dichas fuerzas deberían haber desaparecido completamente, siendo las fuerzas restantes en la interfaz de naturaleza puramente friccional. En este sentido, los ensayos se diseñaron para alcanzar al menos un desplazamiento horizontal mínimo de 10 mm y, de ser posible, 25 mm, objetivo que finalmente se cumplió.

Al parecer, el ángulo de fricción, debido a un efecto de molienda parcial, decae hacia un valor “residual”. Altarejos-García (2009) llevó a cabo una investigación detallada al respecto, cuyos resultados coinciden con la argumentación anterior y con los obtenidos en los presentes ensayos, como se mostrará más adelante.

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1. RESULTADOS. VALORES PICO

La Tabla 1 resume las condiciones y resultados de los cuatro ensayos. La Figura 10 (izquierda) muestra las trayectorias de la fuerza total (vertical vs horizontal) más allá del fallo máximo y la envolvente de resistencia máxima (derecha). Sin embargo, como se ve, dicha envolvente (también frágil), obtenida por ajuste lineal, sobreestima los parámetros reales de resistencia ($c' \sim 1$ MPa; $\phi_{pico} \sim 55°$), ya que los enlaces cementantes en la base de la presa podrían haberse degradado o roto por fisuras de tracción cerca del pie de aguas arriba. Además, el bloque empleado estaba fabricado con hormigón de calidad superior al de la presa original, por lo que la adhesión o cohesión real de la presa habría sido significativamente inferior a 1 MPa.

Las deformaciones por corte (Tabla 1) en la resistencia pico varían entre 0,2 y 0,7%, tal como se había previsto. Por tanto, en los desplazamientos posteriores desaparecen las fuerzas de adhesión o cohesión, si bien se activa una cierta componente de resistencia por efecto de la dilatancia, que, por estar parcialmente coartada por el marco de reacción, hace incrementar las tensiones. A medida que el movimiento avanza, la superficie se va degradando. Los desplazamientos del ensayo con el Bloque 1 (verticales vs horizontales), representado en la

Figura 11, sigue este comportamiento; la respuesta de los otros tres bloques es similar. El ángulo de dilatancia se determina a partir de la relación entre desplazamientos verticales y horizontales.

Tabla 1. Resumen de las características del ensayo y observaciones.

Ensayo	Fuerza vertical inicial (kN) (*)	Fuerza horizontal en rotura (kN)	Desplazamiento en rotura (mm)	Deformación en pico (%)	Observaciones
Bloque 1	25	~2,050	2	0,2%	Rotura frágil
Bloque 2	50	~1,760	4	0,4%	Rotura frágil
Bloque 3	25	~2,150	7	0,7%	
Bloque 4	25	~1,940	5	0,5%	Medida deformabilidad del macizo rocoso

(*) Peso propio del Bloque incluido

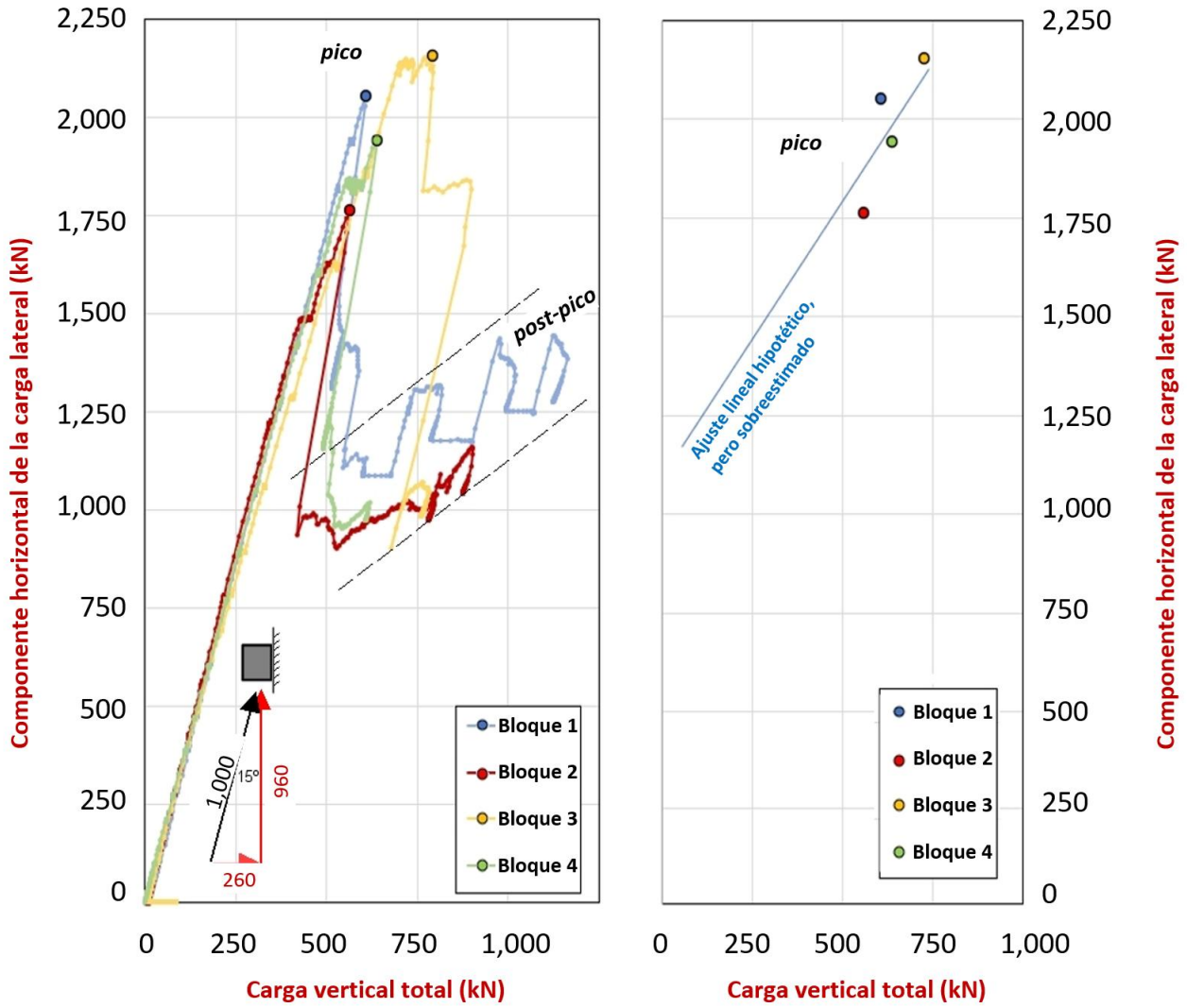


Figura 10. Trayectorias de carga (vertical vs horizontal) de los 4 bloques y envolvente de resistencia máxima.

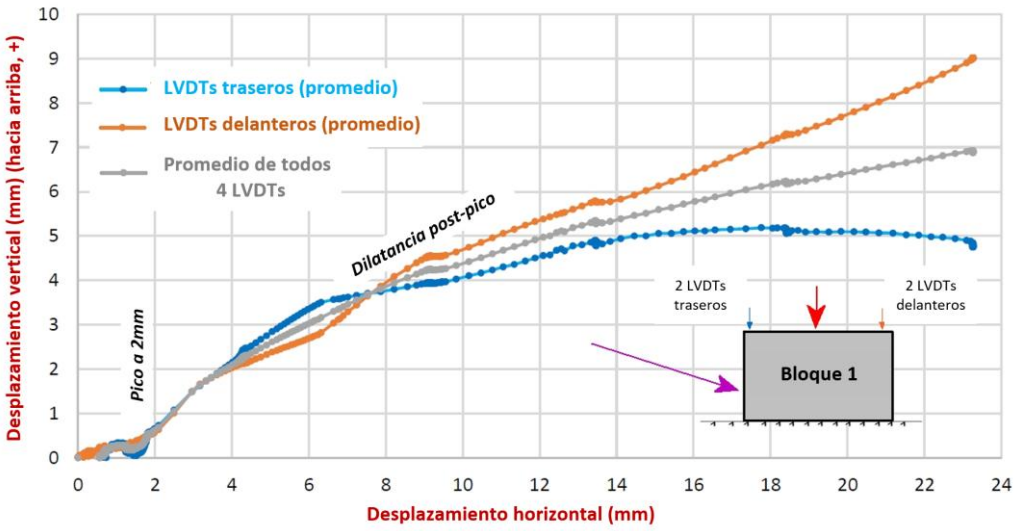


Figura 11. Relación entre los desplazamientos verticales y horizontales (Bloque 1).

4.2. RESULTADOS. RESISTENCIA POST-PICO

La resistencia post-pico se analizó mediante: el modelo de Taylor (Taylor, 1948), basado en el balance energético; el modelo de Barton-Bandis (Barton y Bandis, 1990), más apropiado para discontinuidades naturales; y, finalmente, el modelo de dientes de sierra (Figura 2), que parece el más adecuado. El modelo de Taylor es altamente conceptual y está más orientado a suelos granulares, cuya respuesta dilatante es sensible a la densidad. En última instancia, el modelo de dientes de sierra puede reducirse a la contribución de dos ángulos aditivos:

$$\varphi_{mob} = \psi + \varphi \tag{2}$$

donde ψ es el ángulo de dilatancia; φ, el ángulo de fricción verdadero (o "básico", definido por Barton/Bandis); y φ_{mob}, el ángulo movilizado.

Teóricamente, el ángulo verdadero no debería variar a medida que continúa el corte, mientras que el ángulo de dilatancia debería decaer debido a la degradación de la superficie, salvo que la matriz rocosa sea lo suficientemente dura. La Figura 12 muestra la evolución de los tres ángulos a lo largo del ensayo con el Bloque 1. El ángulo movilizado y el ángulo de dilatancia se obtienen mediante las relaciones indicadas en la propia Figura 12, de modo que el ángulo de fricción (verdadero) se infiere directamente por resta. Los ángulos degradados podrían derivarse aproximadamente si se alcanzaran grandes desplazamientos de corte (>20 mm).

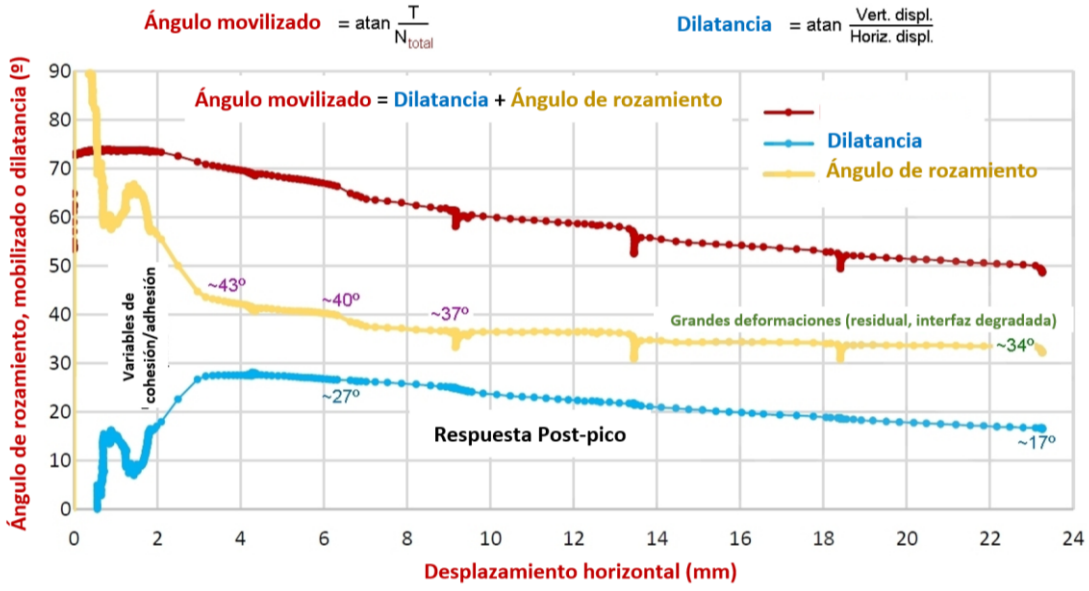


Figura 12. Relación entre el ángulo de fricción, movilizado, el ángulo de dilatancia y los desplazamientos horizontales en el ensayo con el Bloque 1.

La Tabla 2 resume los ángulos obtenidos con los cuatro bloques. Parece razonable, dada la incertidumbre, despreciar las fuerzas cohesivas/adhesivas. Sin duda, las irregularidades durante la limpieza del cimiento y ciertas fuerzas cohesivas podrían contribuir a la estabilidad frente al deslizamiento, aunque únicamente es posible realizar una estimación aproximada.

Tabla 2. Resumen de los ángulos obtenidos en cada uno de los ensayos.

Ensayo	ϕ (rozam, "verdadero")	$\phi_{degradado}$	ψ (dilatancia)	$\psi_{degradado}$
Bloque 1	40-43	34	27	17
Bloque 2	38-48 (1)	34	28	19
Bloque 3	38	32	29	22
Bloque 4	45	<35 (2)	23	(2)

(1) Resultados ambiguos; (2) Desplazamiento limitado

5. CONCLUSIONES

La práctica española para asignar los parámetros de resistencia en la interfaz hormigón-roca en presas se ha basado tradicionalmente en el juicio experto con los sondeos de inspección, así como con la roca fresca excavada y, más recientemente, en criterios basados en clasificaciones geomecánicas (RMR, generalmente) de levantamientos geomecánicos y en experiencias comparables, en ocasiones tomadas de ensayos parecidos al aquí descrito. La configuración específica del ensayo concebido por el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, pese a llevar aparejado el coste de la obra civil (marco de reacción, anclajes y muro con paramento en desplome), es asumible si el grado de incertidumbre no fuera asumible para la categoría de la presa. Este ensayo a gran escala, con el diseño descrito (el montaje puede visualizarse en el siguiente enlace: https://www.youtube.com/watch?v=KVFwXRYSr3c), permite reproducir estados tensionales similares a los que se encuentra sometida la base de la presa y proporciona resultados bastante consistentes entre sí y congruentes (Tabla 2) con los existentes en la literatura especializada para litologías y estado de la roca asimilables. La redundancia en la instrumentación, habida cuenta del coste de la obra civil y medios movilizados, resulta esencial. Finalmente, como se vio en la Figura 12 (cuyas curvas se obtienen con los registros de la Figura 11), es esencial registrar con detalle los movimientos verticales de las esquinas del bloque ensayado.

REFERENCIAS

Altarejos-García, L. (2009). *Contribución a la estimación de la probabilidad de fallo de presas de hormigón en el contexto del análisis de riesgos*. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, España.

ASTM International. (2002). *ASTM D 4554 – 02: Standard Test Method for In Situ Determination of Direct Shear Strength of Rock Discontinuities*. ASTM International.

Barton, N. R., y Bandis, S. C. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. En N. Barton y O. Stephansson (Eds.), *Rock Joints: Proceedings of the International Symposium on Rock Joints* (pp. 603-610). Rotterdam: Balkema.

Brady, B. H. G., y Brown, E. T. (2004). *Rock Mechanics for Underground Mining* (3rd ed.). Springer.

Budhu, M. (2010). *Soil Mechanics and Foundations* (3rd ed.). Wiley.

Hudson, S. L., Crouch, C., y Fairhurst, J. A. (1972). Soft, stiff and servocontrolled testing machines: A review with reference to rock failure. *Engineering Geology*, 6(3), 155-189.

ISRM. (2007). *The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974–2006*. En R. Ulusay y J. A. Hudson (Eds.), *Suggested Methods Prepared by the Commission on Testing Methods*. ISRM.

Patton, F. D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. *Proceedings of the 1st Congress of the International Society for Rock Mechanics*, Lisbon, Vol. 1, pp. 509-513.

Serrano, A. (1998). *Mecánica de rocas* (Tomo I). ETSICCP (UPM).

Soriano, A. (1997). Panel discussion: Shallow foundations of retaining structures on weak rocks. En *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Hamburg).

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons.

FILTRACIONES PROFUNDAS A TRAVÉS DE UN COLLADO DEL VASO DEL EMBALSE DE LA BREÑA II. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Juan Antonio DÍEZ TORRES[(1)], Diego ESCUDERO MERINO[(1)], Enrique ASANZA IZQUIERDO[(1)*] y Carlos LAINA GÓMEZ[(1)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*enrique.asanza@cedex.es

RESUMEN

El Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha revisado los trabajos realizados desde 2009 en el embalse de la Breña II (CH del Guadalquivir), en relación con unas filtraciones profundas que se producen a través de un collado del embalse en su margen derecha. Adicionalmente se han realizado nuevos trabajos complementarios de campo (geofísica) y de laboratorio, con el propósito de hallar las vías de flujo de las filtraciones), así como sus implicaciones en cuanto a la estabilidad del collado, pues las surgencias afloran al pie, en la ladera del collado opuesta al embalse. Se presenta tanto la caracterización geológico-geotécnica del entorno, de una estructura singular; como los resultados de los trabajos geotécnicos de los estratos más relevantes. A efectos de estabilidad, se trata de unas filtraciones que generan presiones intersticiales elevadas en las proximidades del área de surgencia, circunstancia que ha suscitado dudas sobre la estabilidad del collado, especialmente aguas abajo. El artículo presenta las conclusiones de los cálculos de estabilidad en función de las presiones intersticiales procedentes de diversas redes de flujo, variando las relaciones de permeabilidad de los estratos. Se estudia la variación del FS con la situación de la cota del embalse y situaciones de desembalse para el talud de aguas arriba del collado.

ABSTRACT

The Geotechnics Laboratory of the CEDEX has reviewed the work carried out since 2009 in the Breña II reservoir (Guadalquivir HPP), in relation to deep leaks that occur through a minor ridge of the reservoir on its right bank. In addition, new complementary field (geophysics) and laboratory work has been carried out in order to find the flow paths), as well as the assessment of the stability of the ridge, as the upwellings emerge at the foot, on the slope of the pass opposite the reservoir. Both the geological-geotechnical characterization of the environment is presented, of a singular structure; as well as the results of the geotechnical work of the most relevant strata. For stability purposes, these are seeps that generate high pore pressures in the vicinity of the upwelling area, a circumstance that has raised doubts about the stability of the ridge, especially downstream. The article presents the conclusions of the stability calculations as a function of the pore pressures coming from various flow net, varying the permeability ratio of the strata. The variation of the FS with the situation of the reservoir level and situations of release for the slope upstream of the pass is studied.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Presa de la Breña II (La Breña II Dam), Filtraciones profundas (Deep leaks), Análisis de estabilidad (Stability analysis).*

1. INTRODUCCIÓN

El recrecimiento de la presa de La Breña, que se encuentra sobre el río Guadiato, afluente por margen derecha del Guadalquivir, produjo un aumento en la cota del nivel máximo normal del nuevo embalse (La Breña II), de casi 60 m (aumento desde la cota 120 msnm a la cota 179 msnm). Posteriormente diversos estudios identificaron nuevos riesgos geológicos potenciales asociados a la nueva situación hidráulica en las laderas del vaso del embalse, especialmente en la ladera del cierre oeste (margen derecha del embalse) coincidiendo con la presencia de un collado que actúa a modo de dique natural. En dicha ubicación, del lado de aguas abajo, se encuentra el arroyo Guadazueros y fue en esa ladera donde se identificaron una serie de surgencias.

Los estudios de dicha zona identificaron un dique natural formado por depósitos miocenos de carácter arcillo-limosos atribuidos a una sedimentación en régimen deltaico. A través de este dique natural se producen filtraciones potenciadas por la presencia de intercalaciones de materiales más permeables identificadas como paleocauces. Como consecuencia de la existencia de las filtraciones se advirtió de potenciales inestabilidades en el collado, en ambas laderas, hacia el vaso del embalse y hacia el arroyo Guadazueros.

Con el propósito de interceptar los flujos de agua del embalse hacia la cuenca del arroyo Guadazueros y minimizar el riesgo de deslizamiento del dique se diseñó una pantalla de bentonita cemento de 500 m de longitud en la ladera del vaso del embalse, desde la cota 180 msnm hasta la cota 120 msnm. A causa de la excesiva profundidad para su ejecución mediante medios convencionales (cuchara bivalva) se optó por su tramificación. Un tramo superior que arrancaba a cota 180 msnm y profundizaba hasta la cota 155 msnm y un tramo inferior que comenzaba a la cota 163 msnm y alcanzaba la cota 120 msnm.

Durante la ejecución del tramo inferior, un episodio de lluvias torrenciales (septiembre de 2010) generó una subida extraordinaria del nivel del embalse que obligó a abandonar la ejecución del tramo inferior habiéndose completado solamente los 39 paneles primarios y 8 de los secundarios. La finalización del tramo inferior nunca se reanudó, por lo que esta barrera se puede considerar muy poco efectiva. El tramo superior sí se ejecutó completo, de hecho, en el extremo norte se profundizó hasta la cota 140 msnm. Posteriormente se hizo una ampliación del tramo superior en el extremo NO de 150 m de longitud y también con 40 m de profundidad con el fin de interceptar la mayor extensión de paleocanales.

En la Figura 1 se ha representado una imagen aérea del collado objeto de estudio en el que se han identificado la alineación de ambos tramos de pantallas, el arroyo Guadazueros, las fuentes que han aparecido y la dirección de las filtraciones.



Figura 1. Esquema de la problemática de filtraciones en el collado de la ladera oeste del vaso del embalse.

Tras esta actuación no se advirtieron efectos notables de disminución en los caudales de filtración aforados en las surgencias de la ladera del arroyo Guadazueros, ni en los niveles piezométricos registrados por la auscultación instalada en la zona.

En estas circunstancias la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir (CHG) encomendó al Laboratorio de Geotecnia del CEDEX el estudio del collado de cierre, la valoración de los riesgos geológicos potenciales identificados en los informes existentes y la evaluación de la conveniencia o no de finalizar los paneles secundarios pendientes de la pantalla, así como de proponer otras actuaciones o medidas complementarias para la mejora de la estabilidad y minimización de riesgos que se consideraran recomendables.

2. MARCO GEOLÓGICO

El embalse de La Breña II se sitúa en el contexto geológico de la Depresión del Guadalquivir. La mayor parte del vaso del embalse se asienta sobre materiales metamórficos entre los que se distinguen, con distinto grado de metamorfismo, vulcanitas, pizarras, esquistos, cuarcitas y algunos tramos de calizas. La edad de este conjunto es Precámbrica, aunque pueden separarse algunos tramos del Cámbrico.

Los materiales que aparecen en la margen derecha del embalse, situados sobre ese sustrato rocoso paleozoico y próximos a la coronación de la presa, son susceptibles de algunas situaciones de inestabilidad y filtraciones hacia la cuenca del río Guadazueros. En este caso son sedimentos del Mioceno Superior, fundamentalmente detríticos, y se les supone un paleoambiente deposicional mixto marino y continental de tipo deltaico. La complejidad de este tipo de cuencas sedimentarias, así como su gran dinamismo, hace que la variación lateral de facies sea alta, dificultando sobremanera el establecimiento de horizontes de continuidad que puedan cartografiarse.

Centrándonos en los materiales que conforman la ladera natural de la margen derecha afectada por las filtraciones del embalse, cabe decir que, de techo a muro, la serie estratigráfica miocena está formada en primer lugar por unos materiales que presentan un contenido calcáreo alto, con colores claros. Pueden aparecer nódulos y concreciones carbonatadas y, ocasionalmente, niveles de calcarenitas y calizas bioclásticas que, en los puntos investigados, no tienen suficiente entidad y se presentan como bolos o niveles poco definidos. Sin embargo, estas rocas configuran afloramientos importantes en otros relieves próximos, con algunos metros de espesor y amplia extensión en planta.

A continuación, los sondeos perforados muestran una alternancia de arcillas y limos, con coloraciones marrones a marrones rojizas cuya característica destacable es que se trata de materiales sobreconsolidados que, aunque afloren a pocos metros de profundidad, se comportan frecuentemente como un suelo casi litificado. Se aprecian, en la inspección de los testigos extraídos, lentejones irregulares muy compactos en el seno de esa arcilla, ya de por sí dura, confiriendo al material gran resistencia como atestiguan los numerosos ensayos de laboratorio practicados. Algunas de estas arcillas presentan, además, carácter margoso, con tonalidades grises o pardo verdosas y un contenido limoso muy variable.

Seguidamente, aparecen otro tipo de materiales detríticos más gruesos en forma de lentejones de arenas y paquetes de gravas. Estas gravas, redondeadas a subredondeadas, se corresponden con facies de canal. El área fuente de los cantos (ocasionalmente bolos) procede del macizo Hespérico, situado inmediatamente al norte, encontrándose esquistos, cuarcitas y también, aunque en menor medida, grauvacas y vulcanitas.

Por último, en algunos sondeos se ha llegado incluso hasta el sustrato rocoso paleozoico, esquistos fundamentalmente, el cual puede aflorar a cotas distintas, incluso entre puntos cercanos entre sí. El contacto con los materiales del Mioceno es claramente discordante y transgresivo, frecuentemente tectónico, con un amplio salto de edad entre ambos. La roca, puede aparecer cizallada (como una brecha, con distintas concentraciones de matriz) o aflorar de forma más neta, poco alterada, destacándose así la existencia de vetas de cuarcita. La esquistosidad de este material es su principal característica. Además, y según la zona de observación, se puede esperar la presencia de rocas ígneas ácidas, originadas tanto en episodios volcánicos como provenientes de intrusiones plutónicas. Este conjunto que conforma el sustrato rocoso basal se data como Precámbrico – Cámbrico.

La estructura geológica del cierre o ladera natural objeto de estudio por las filtraciones, indica que se está en presencia de los restos de un “Paleo-Delta” asentado sobre un valle rocoso del Pre-Cámbrico / Cámbrico de unos 1.250 m de ancho. La serie detrítica del Paleo-Delta pertenece al Mioceno, caracterizado en la parte superior a partir de la cota 165 msnm hasta la 225 por arenas de origen marítimo, al igual que las Calcarenitas que rematan como costra superior de toda la formación. Por debajo de la cota 165 msnm se encuentra la estructura geomorfológica del delta propiamente dicho, caracterizado por canales en forma de meandros típicos, constituidos de gravas-arenas y limos y por las islas que se formaron entre ellos, constituidas principalmente por arcillas, limos y limos arenosos muy finos.

Los canales del Paleo-Delta cobran una importancia vital en la hidrogeología del cierre natural, ante la nueva configuración que tiene el embalse, por la presencia de la presa de La Breña II, en cuanto a los niveles nuevos que alcanza el agua. Estos canales se han transformado en acuíferos muy importantes y vías de agua con altas permeabilidades, que se manifiestan con la aparición de zonas de filtración en la cara opuesta del embalse del cierre natural, es decir en la vertiente del arroyo Guadazueros.

En las Figuras 2 y 3 se muestran un perfil transversal esquemático representativo de la zona objeto de estudio y el perfil P1-P1´ obtenido en las distintas campañas de sondeos realizadas.

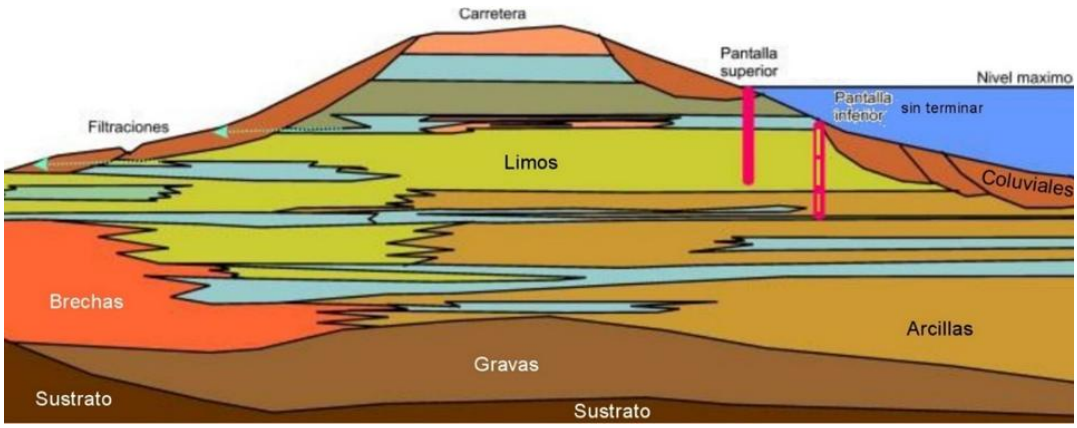


Figura 2. Perfil transversal esquemático del dique con la ubicación aproximada de las 2 pantallas. Los materiales son de origen deltaico, con paleocanales de arenas (en azul) intercalados entre depósitos masivos de arcillas y limos.

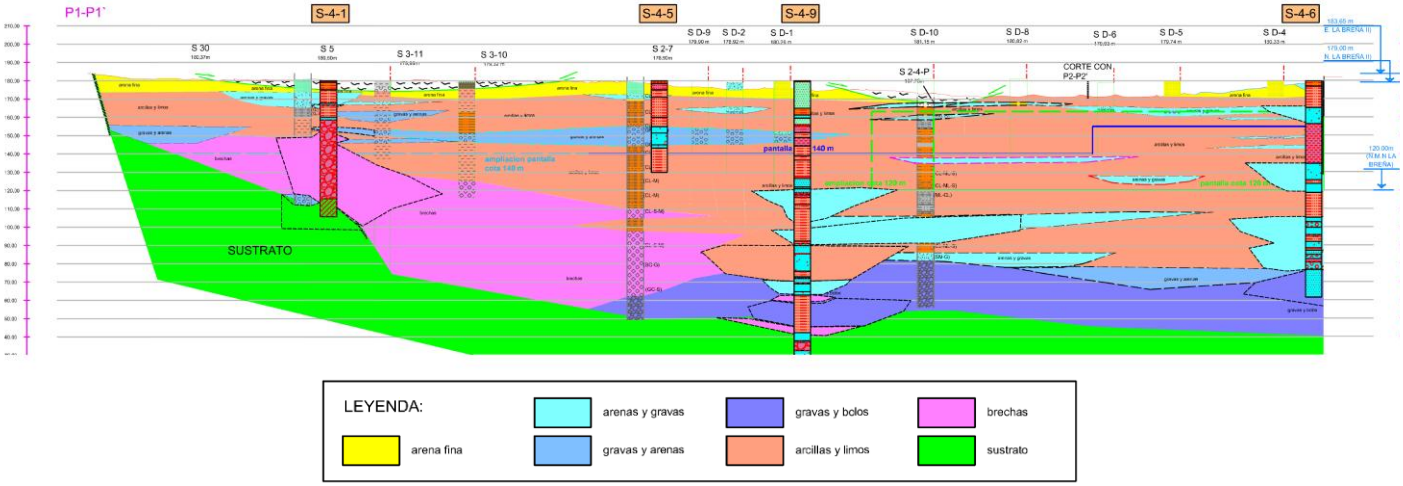


Figura 3. Perfil geológico longitudinal P1-P1´obtenido de la interpretación de los sondeos.

3. NUEVOS TRABAJOS

A resultas de la revisión crítica de la documentación existente y la identificación de las carencias en cuanto a la caracterización del dique, se planteó una nueva campaña geotécnica complementaria. Los nuevos trabajos consistieron en:

- Seis sondeos a rotación para toma de muestras y su posterior ensayo en laboratorio;
- Campaña geofísica consistente en cuatro líneas de tomografía eléctrica y testificación geofísica del interior de los seis sondeos;
- Vuelo fotográfico de la zona de estudio.

En la Figura 4 se muestran los sondeos y las líneas de geofísica realizadas.

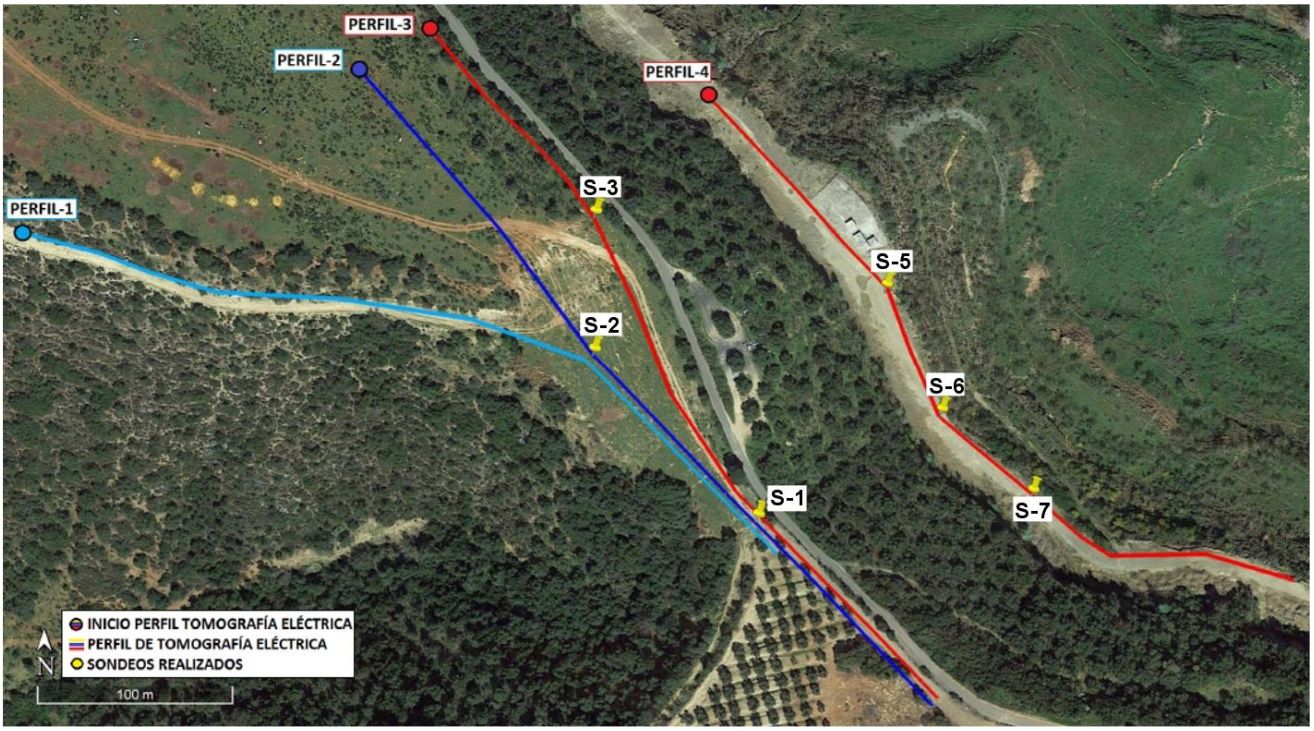


Figura 4. Ubicación de los reconocimientos de la campaña geotécnica complementaria.

3.1. SONDEOS

Como se ha dicho se realizaron seis nuevos sondeos, tres (S-1, S-2 y S-3) en la parte alta del dique, cota aproximada de la cabeza 200 msnm, de 70 m de profundidad, y otros tres (S-5, S-6, S-7) a media altura de la ladera del embalse, cota aproximada 180 msnm (plataforma de ejecución del tramo superior de la pantalla), de 40 m de profundidad. Fueron adjudicados a la empresa Labson Geotecnia y Sondeos S.L. y fueron realizados por CEMOSA Ingeniería y Control.

La testificación de los mismos permitió establecer dos niveles:

- Nivel superior, desde la superficie, aproximadamente a la cota 200 msnm hasta la cota 180 msnm formado mayoritariamente por limosa arenosos o arenas limosas con intercalaciones muy variadas desde arcillas a arenas medias.
- Nivel inferior. Desde la cota 180 msnm hasta la cota 140 msnm, compuesto mayoritariamente por arcillas o limosos arcillosos en el que aparecen varios subniveles arenosos de potencia métrica.

3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

La nueva campaña tuvo como objetivo contrastar toda la información existente hasta la fecha sobre la caracterización de los materiales que rellenan el dique y poder así decidir que valores deben ser considerados para los parámetros necesarios para alimentar el modelo del análisis de estabilidad.

Se realizaron principalmente ensayos de identificación, granulometría, límites de Atterberg; determinación de parámetros resistentes mediante ensayos de corte directo y triaxiales; y cuantificación de la permeabilidad en célula triaxial. Gran parte de estos fueron realizados por CEMOSA. Mientras que el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX realizó ensayos de contraste dada la dispersión de resultados de las campañas previas.

3.3. GEOFÍSICA

Los reconocimientos geofísicos fueron realizados por la empresa Análisis y Gestión del Subsuelo SL (AGS) y fue supervisada por técnicos especialistas del Laboratorio de Geotecnia. Esta consistió en:

Cuatro líneas de tomografía en superficie. Esta técnica analiza los materiales del subsuelo en función de su resistividad y con la conveniente interpretación se puede identificar distintos materiales. Es un método conveniente para identificar los materiales más permeables dentro del relleno del dique ya que la resistividad depende de la estructura de poros, el contenido de agua en ellos y los iones disueltos en dicha agua.

Testificación geofísica de los seis nuevos sondeos. Estos estaban enfocados a dar apoyo a las líneas de superficie ya que permiten tener medidas precisas de las magnitudes registradas en el terreno circundante del sondeo. Debido a la naturaleza de los terrenos atravesados esta testificación se realizó al amparo de una tubería de PVC instalada en el interior de los sondeos, lo que redujo el abanico de sondas que podían utilizarse. Se utilizaron:

- Sonda de inducción electromagnética. Registra la resistividad del terreno alrededor del sondeo. Es ideal para calibrar la tomografía eléctrica en superficie.
- Sonda Gamma natural. Mide la radiación que emiten de forma natural diversos elementos que forman parte de los minerales, como por ejemplo el isótopo potasio radiactivo presente en la mayoría de las arcillas.

Estas técnicas arrojaron resultados coherentes entre sí y además correlacionables con los levantamientos geológicos realizados en cada uno de los sondeos.

La principal conclusión de estos trabajos fue confirmar la existencia, y continuidad apreciable, de laminaciones permeables de diferentes espesores que presumiblemente unen ambas laderas del dique, la ladera del embalse con la ladera del arroyo Guadazueros.

3.4. VUELO

Como complemento el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX realizó un vuelo dron para la toma de fotografías aéreas para tener una visión global de las laderas. Gracias a estas se pudieron identificar afloramientos de materiales de distinta naturaleza. En las fotografías reproducidas en la Figura 5 se pueden identificar dichos estratos arenosos en la ladera del embalse.

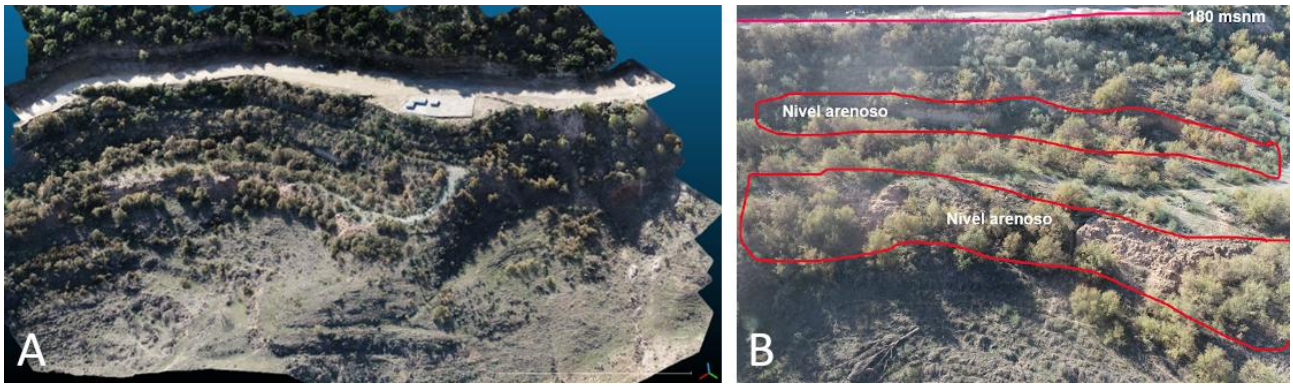


Figura 5. (A), imagen del modelo 3D de la ladera de aguas arriba. (B), detalle de la fotografía aérea en el que se indican niveles arenosos aflorando en la superficie de la ladera del embalse.

4. REINTERPRETACIÓN HIDROGEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

Los trabajos e informes previos estuvieron enfocados a localizar y caracterizar los paleocanales descubiertos. Eran concebidos como las únicas vías de filtración del dique. Se cree que, por esta razón, y porque el NMN de La Breña I era 120 msnm, la pantalla fue proyectada hasta esa profundidad.

El estudio de los perfiles geológico-geotécnicos realizados hasta la fecha juntamente con los registros de los piezómetros instalados en el dique y los aforadores colocados en las surgencias permitió formular una nueva hipótesis de flujo a través de las gravas que constituyen el Mioceno basal sobre el sustrato paleozoico. Se piensa que muy probablemente este nivel de gravas miocenas que forma el cuenco del dique (mostradas en el perfil de la Figura 2 y en color azul oscuro en la Figura 3) estén plenamente conectadas con el vaso del embalse, de tal modo que las condiciones hidráulicas de contorno reales difieran y sean más severas de lo supuesto inicialmente, donde todo el flujo era achacado a las filtraciones a través de los paleocanales arenosos del paleodelta.

Esta conjetura vendría apoyada por el comportamiento de los piezómetros instalados en la zona aguas arriba del dique, en concreto en uno ubicado a la cota que correspondería con dicho nivel de gravas. Dichos piezómetros replican fielmente el comportamiento del embalse, pero cuando este desciende de la cota 140 msnm pierden ese comportamiento. Su respuesta es más lenta al descenso del nivel. La explicación que se ha dado a ese fenómeno es que el nivel piezométrico queda colgado debido a que su evacuación hacia el pie de

aguas abajo es más difícil ya que exige un flujo subvertical ascendente para remontar el cuenco del sustrato paleozoico, (base del dique). Estos flujos son muy desfavorables también a efectos de estabilidad. La Figura 6 fue elaborada para tratar de ilustrar la potencial conexión.

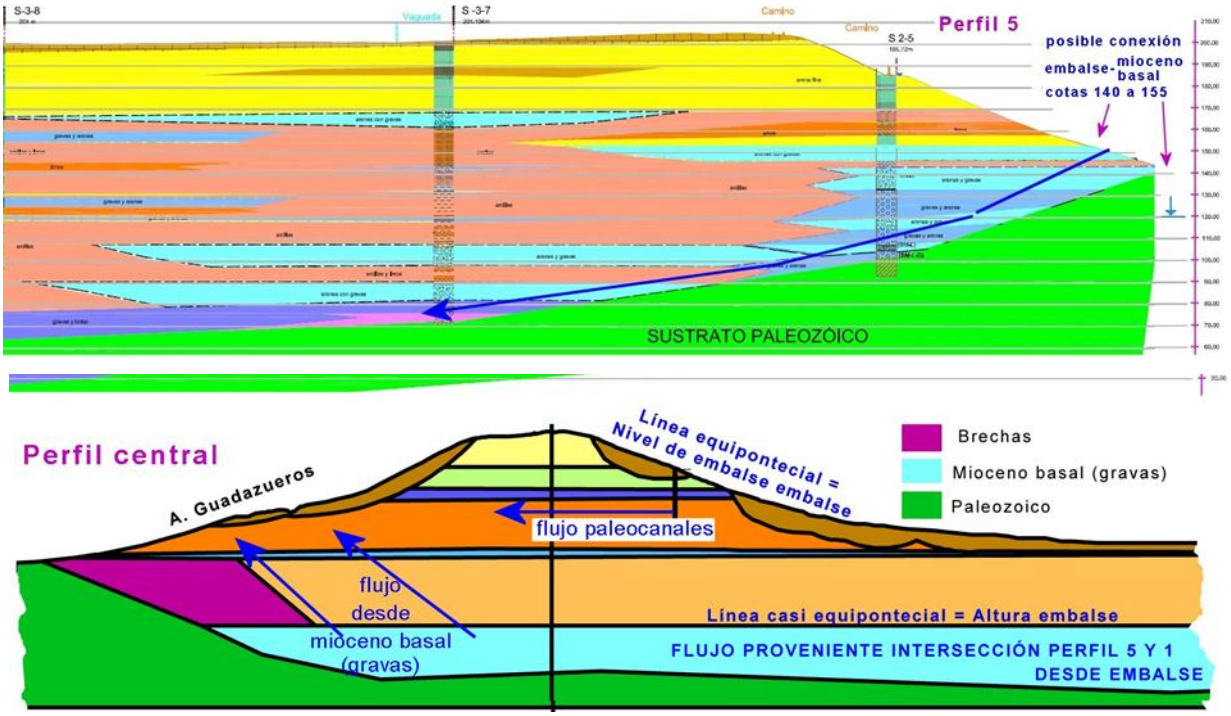


Figura 6. Posible conexión entre el embalse y el mioceno basal de gravas en un perfil real del terreno y esquema que representa esta posible conexión en lo que sería la sección transversal al dique natural.

Esta reinterpretación hidrogeológica-geotécnica requería la existencia de un afloramiento de material permeable a la cota 140 msnm aproximadamente en el extremo Sur del dique, que no aparecía en la cartografía geológica existente hasta la fecha. En aras de corroborar tal cuestión se recomendó la realización de catas en dicha localización en búsqueda de la emergencia de niveles permeables. Unos meses después, cuando se realizaron las calicatas, se pudo comprobar efectivamente la existencia de esos niveles permeables que se corresponden con la formación del Mioceno basal de gravas situado inmediatamente a techo del sustrato paleozoico impermeable, tal y como se muestra en la Figura 7.

5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Tras el análisis crítico de toda la documentación previa y la reinterpretación de las condiciones geológico-hidráulicas del dique de collado, gracias en gran parte a los nuevos trabajos llevados a cabo, se realizó un nuevo análisis de estabilidad de ambas laderas del dique natural, poniendo gran énfasis en las condiciones hidráulicas de contorno. Estas tareas sirvieron también para actualizar del perfil tipo geológico-geotécnico mostrado en la Figura 2, para su análisis en 2D.

Los informes precedentes adolecían de un establecimiento arbitrario de las presiones intersticiales en el cuerpo del dique. Como es sabido estas tienen una importancia mayúscula en la estabilidad de laderas. Por esta razón el CEDEX realizó una cuidada estimación de la red de flujo, y, por ende, del sistema de presiones intersticiales. Para esta tarea se consideró suficiente utilizar un modelo tensodeformacional desacoplado, es decir, las variaciones de presiones intersticiales no alteran la estructura porosa, en otras palabras, considerar que el esqueleto sólido es infinitamente rígido. Se asumió esta simplificación en base a que se trata de un suelo mioceno muy preconsolidado que presumiblemente se regirá por la pendiente de la rama de descarga-recarga.

Las condiciones de explotación del embalse imponen las condiciones de contorno hidráulicas que producen el estado de presiones intersticiales en el cuerpo del dique. Por un lado, se contempló un régimen estacionario a embalse lleno en su NMN (179 msnm), y por otro se consideró un régimen transitorio de desembalse, a diferentes velocidades, desde ese nivel máximo normal, cota 179 msnm hasta la cota 100 msnm, el embalse primigenio tenía su NMN a cota 120 msnm. De forma simplificada, partiendo del NMN, y la red de filtración que este produce, se disminuyó el nivel de embalse en escalones de tiempo diarios, recalculando la red de filtración resultante. Fueron consideradas dos velocidades de descenso del nivel, 3 hm^3/día y 17,5 hm^3/día,

correspondiente a una explotación en condiciones normales y a una en circunstancias extraordinarias. Producto de este descenso del nivel se estimaba la consiguiente red de filtración, asumiendo la capacidad de drenaje de los materiales afectados. Con cada nuevo régimen de presiones intersticiales se reevaluaba la estabilidad. Finalizado cada paso, se procedía a un nuevo escalón de descenso del nivel de embalse y se repetía el proceso de actualización de las presiones y de verificación de la estabilidad.

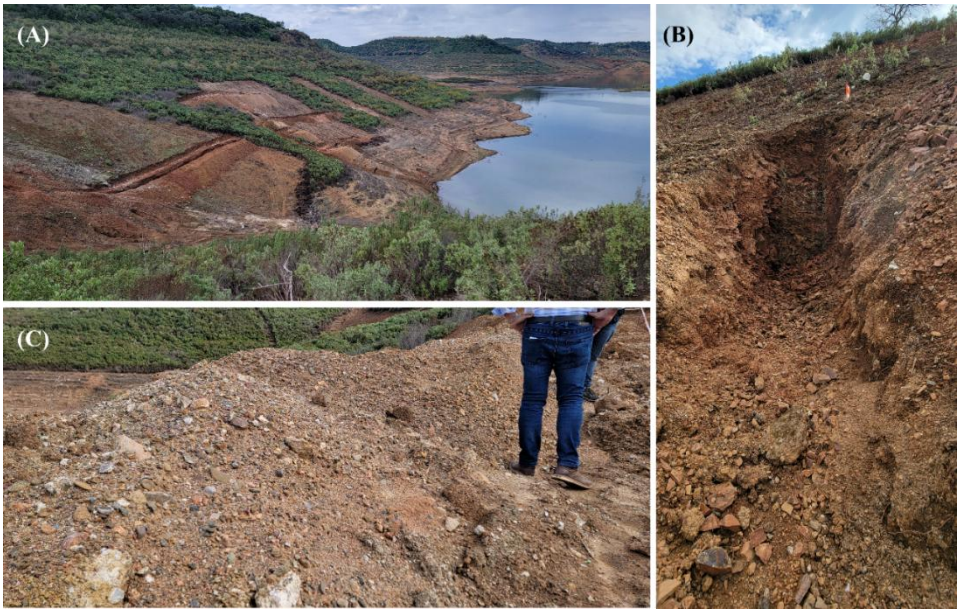


Figura 7. Trabajos de búsqueda del afloramiento de niveles permeables en la ladera del embalse. A) Vista general y B) y C) detalle de las catas y del material extraído que se corresponde con las gravas miocenas que se sitúan inmediatamente por encima del sustrato paleozoico.

Para el establecimiento de los valores de cálculo de los parámetros de cada uno de los niveles, tanto hidráulicos como resistentes, se realizó previamente un análisis de sensibilidad en un perfil simplificado a fin de determinar qué parámetros de entrada tenían mayor influencia en el modelo. Este tanteo de valores buscaba la configuración que mejor represente el comportamiento del dique y la coherencia entre los caudales y presiones resultado de la red de filtración y los valores registrados por la auscultación instalada (piezómetros y aforadores). De esta forma se concluyó:

- La principal dependencia tenía que ver con la relación de permeabilidades entre los distintos niveles. Por esta razón se analizó la estabilidad considerando tres posibilidades respecto a la diferencia de permeabilidades entre los niveles arenosos intercalados y el relleno limo-arcilloso del dique. Las relaciones consideradas eran de un orden de magnitud, de dos órdenes de magnitud y de tres órdenes de magnitud de diferencia. Se cumplía que cuanto mayor era esta diferencia, más se desplazaban las equipotenciales (y por tanto las presiones intersticiales) hacia aguas arriba, comprometiéndose más la estabilidad del talud de aguas arriba y menos el de aguas abajo.
- La resistencia con mayor influencia en la estabilidad del modelo era la de las capas cohesivas, en concreto el nivel de Limos 1 y Arcillas 1. Por esta razón se consideró adecuado tomar distintos valores para estos parámetros.

El último de los condicionantes impuestos al modelo es debido a la existencia de coluviales en la ladera de aguas arriba del dique, es decir, la ladera del embalse. La presencia de estos materiales hace necesario distinguir entre dos tipos de deslizamientos o movimientos de ladera, por un lado, una reptación superficial que involucra principalmente al coluvial y por otro un deslizamiento más profundo y de mayor entidad. Esta diferenciación responde a que la magnitud asociada a cada tipo de rotura condiciona su grado de aceptabilidad.

El perfil del modelo de cálculo se construyó a partir de los trabajos geológicos previos y los perfiles ya elaborados, Figura 2, con las simplificaciones pertinentes en cuanto a subniveles fruto de los análisis de sensibilidad llevados a cabo. La sección tipo finalmente utilizada se representa en la Figura 8.

La combinación de todos estos condicionantes definen todas las situaciones de cálculo tenidas en cuenta. La Figura 9 recoge un cuadro resumen de las combinaciones contempladas.

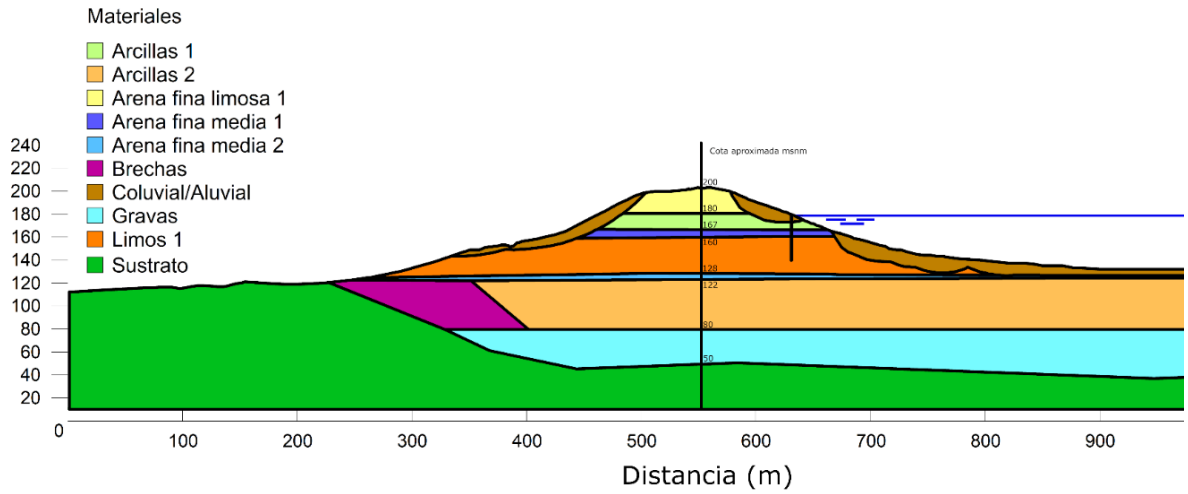


Figura 8. Sección en 2D para el análisis de estabilidad.

	Embalse	Sismo	Diferencia de permeabilidades	Cohesión Arcilla 1	Cohesión Limos 1	Ángulo de rozamiento Limos 1
Talud de aguas abajo	Embalse lleno	Sí	1 orden de magnitud	20 kPa	35 kPa	25°
		No	2 órdenes de magnitud	35 kPa	45 kPa	27°
			3 órdenes de magnitud		55 kPa	29°

	Embalse	Sismo	Tipo de rotura	Diferencia de permeabilidades	Cohesión Limos 1	Ángulo de rozamiento Limos 1
Talud de aguas arriba	Desembalse convencional (3 hm^3/día)	Sí	Reptación	1 orden de magnitud	35 kPa	25°
	Desembalse rápido (17,5 hm^3/día)	No	Rotura profunda	2 órdenes de magnitud	45 kPa	27°
				3 órdenes de magnitud	55 kPa	29°

Figura 9. Situaciones de cálculo consideradas fruto de la combinación de los condicionantes más influyentes en el modelo de análisis de estabilidad.

De la misma forma para la evaluación de la influencia de la pantalla en la estabilidad del talud de aguas abajo, en aras de dilucidar si proceder a su finalización o no, se utilizaron las combinaciones de las variables de entrada recogidas en la Figura 10.

	Embalse	Pantallas	Diferencia de permeabilidades	Cohesión Limos 1	Ángulo de rozamiento Limos 1
Talud de aguas abajo. Eficacia de las pantallas.	Embalse lleno	Sin Pantallas	1 orden de magnitud	35 kPa	25°
		Solo tramo superior	2 órdenes de magnitud	45 kPa	27°
		Pantalla completa	3 órdenes de magnitud	55 kPa	29°

Figura 10. Combinación de las variables de entrada para la evaluación de la eficacia de las pantallas.

Para el análisis de estabilidad se utilizó un software que utiliza el método equilibrio límite basado en modelos de rebanadas o dovelas. A su vez el suelo fue modelizado como un medio mohr-coulombiano.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La principal conclusión de este trabajo es que el nivel de gravas miocenas impone una condición de contorno hidráulica relevante para la estabilidad del dique no considerada hasta la fecha. La presencia de este estrato, significativamente más permeable que los materiales suprayacentes, y su eventual conexión directa con el embalse, implicaría no solo la existencia de una conexión embalse – ladera del arroyo Guadazueros, mediante flujos subhorizontales a través de paleocauces, sino también la aportación de un flujo subvertical ascendente procedente de dicho paquete de gravas.

Incorporada esta nueva condición de contorno al conjunto de las previamente definidas, se procedió al análisis de la estabilidad del dique y a la evaluación de la eficacia de la pantalla para las diferentes combinaciones de escenarios representadas en las Figuras 9 y 10.

Como resultado del conjunto de escenarios analizados y teniendo en cuenta el carácter conservador de varias de las hipótesis adoptadas —como la acción sísmica considerada o los parámetros resistentes e hidráulicos de los materiales—, se propuso una serie de actuaciones encaminadas a incrementar el margen de seguridad en determinadas situaciones. En la ladera del vaso se recomendó la instalación de una escollera de protección superficial, apoyada sobre un geotextil convenientemente anclado, con el objetivo de aumentar la estabilidad frente a las reptaciones seculares de los materiales coluviales. En la ladera del arroyo Guadazueros se planteó la ejecución de drenes californianos, protegidos en cabecera mediante muros de gaviones, con el fin de evitar los procesos de erosión y socavación, asociados a las surgencias. Esta medida contribuiría, además, al retranqueo de la línea de saturación.

Adicionalmente, con el objetivo de contrastar el comportamiento hidráulico del dique, se propuso la instalación de piezómetros de cuerda vibrante que alcancen el nivel de gravas miocenas, así como su disposición a diferentes cotas dentro del cuerpo del dique. Esta instrumentación permitiría evaluar la dependencia entre las presiones intersticiales del dique y las variaciones del nivel del embalse.

En relación con la eficacia de la finalización del tramo inferior de la pantalla desde el punto de vista de la estabilidad, el incremento del factor de seguridad obtenido es limitado, con valores comprendidos entre la centésima y la décima y media. En cuanto a la reducción de filtraciones, y en el supuesto de que se confirme la hipótesis de una conexión hidráulica a través del nivel de gravas, su efecto se considera poco significativo, dado que dicha capa no resulta interceptada en ningún caso por la pantalla.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo ha sido posible gracias a la colaboración de la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, a la que los autores desean expresar su agradecimiento por la completa documentación facilitada, así como por la confianza depositada en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para la realización de este estudio. Asimismo, se reconoce especialmente la disponibilidad de los medios técnicos y humanos puestos a disposición a lo largo de todo el proyecto, que han resultado fundamentales para abordar el trabajo con el rigor y la calidad requeridos.

REFERENCIAS

Análisis y Gestión del Subsuelo S.L. (2021). *Campaña de prospección geofísica mediante perfiles de tomografía eléctrica y testificación geofísica para la caracterización de la ladera de cierre oeste en el embalse de La Breña II, T.M. Almodóvar del Río (Córdoba), CO (DT 6648)*. Informe técnico. AGS, Pozuelo de Alarcón, Madrid.

CEDEX. (2023). *Realización del estudio y modelización de las características geotécnicas y actuaciones necesarias para la estabilización de la ladera de cierre oeste en el embalse de La Breña II (Almodóvar del Río, Córdoba)*. Informe técnico para la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir.

INTERVENCIONES DEL LABORATORIO DE GEOTECNIA DEL CEDEX EN LAS DOS ÚLTIMAS DÉCADAS RELACIONADAS CON PROBLEMAS GEOTÉCNICOS DE PRESAS ESPAÑOLAS

Fernando PARDO DE SANTAYANA[(1)*], Juan Carlos DE CEA[(2)], Enrique ASANZA[(1)] y Juan Antonio DÍEZ[(1)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*f.pardo.s@cedex.es

[(2)] Dirección General del Agua (MITECO)

RESUMEN

Una de las áreas más importantes a las que se dedica el Laboratorio de Geotecnia del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) es la de las presas y obras hidráulicas, al amparo, normalmente, de encargos y programas de trabajo de la Dirección General del Agua o de Confederaciones Hidrográficas. El objetivo de la presente comunicación es ofrecer una panorámica de los casos más interesantes en los que el Laboratorio de Geotecnia ha intervenido en los últimos veinte años en relación con patologías y problemas geotécnicos en presas. Se trata de obras con una larguísima vida útil y en las cuales los trabajos de inspección, mantenimiento y reparación de patologías son absolutamente ineludibles. Se considera que esta revisión de casos será de interés para continuar con estos trabajos en años venideros.

ABSTRACT

One of the most important areas to which the Geotechnical Laboratory of the Centre for Studies and Experimentation on Public Works (CEDEX) is dedicated is that of dams and hydraulic works, usually commissioned by the General Directorate of Water or Hydrographic Confederations. The aim of this paper is to provide an overview of the most interesting cases in which the Geotechnical Laboratory has intervened in the last twenty years in relation to geotechnical problems in dams. These are structures with a very long service life and in which inspection, maintenance and repair of serviceability issues are unavoidable. It is considered that this review of cases will be of interest to continue with these works in the coming years.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Presas (Dams), Reconocimientos geotécnicos (Geotechnical investigations), Patologías geotécnicas (Geotechnical pathologies).*

1. INTRODUCCIÓN

El Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) es un organismo autónomo adscrito orgánicamente al Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible (MITMS) y que depende funcionalmente tanto de éste como del Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (MITECO). El Laboratorio de Geotecnia es uno de los centros que conforman el CEDEX, y está especializado en las actividades de la ingeniería civil vinculada al terreno, desarrollando funciones de investigación y asistencia técnica en todos los ámbitos geotécnicos. Una de las áreas más importantes a las que se dedica este laboratorio, desde hace más de cincuenta años, es la de las presas y obras hidráulicas. El objetivo de la presente comunicación es ofrecer una panorámica de los casos más interesantes en los que el Laboratorio de Geotecnia ha intervenido en los últimos veinte años en relación con patologías y problemas geotécnicos en presas. Se

trata de una actividad que ha tenido bastante continuidad a lo largo de las pasadas dos décadas, pero con intensidad variable según el momento; ha habido encargos relativos al desarrollo de metodologías de auscultación de presas, particularmente geofísicas, a la realización de inspecciones de determinadas presas, a la ejecución de ensayos singulares in situ o en laboratorio, y al análisis de presas de diferente tipología con problemas geotécnicos. Los trabajos se han realizado, normalmente, por encargo de la Dirección General de Agua (DGA), de MITECO; no obstante, se han realizado trabajos para Confederaciones Hidrográficas u otros clientes privados. Más que siguiendo un estricto orden cronológico, se estructura la comunicación por tipo de actividad desarrollada por el Laboratorio de Geotecnia. Esta comunicación ha sido elaborada con base en informes técnicos del Laboratorio de Geotecnia y apoyo en las publicaciones referidas al final del texto.

2. APLICACIONES DE TÉCNICAS GEOFÍSICAS ELÉCTRICAS

En 2006 el Laboratorio de Geotecnia llevó a cabo un primer estudio sobre la aplicación de técnicas geofísicas para detección de filtraciones en presas de materiales sueltos. En ese año se examinaron las presas de *La Puebla de Cazalla*, *Beleña*, *Alcorlo* y *Balsa de Lebrija*. Se utilizaron técnicas eléctricas, incluyendo potencial espontáneo subacuático. Fueron detectadas las zonas de filtración en estas presas y se realizaron recomendaciones para llevar a cabo reconocimientos adicionales. En 2007 se estudiaron las presas de *Francisco Abellán* y nuevamente la *Balsa de Lebrija*. La presa de *Francisco Abellán* es de materiales sueltos, con núcleo de arcilla y espaldones de escollera, de unas dimensiones importantes: 90 m de altura y 244 m de longitud de coronación. Los estribos de la presa están formados por alternancias de areniscas, microconglomerados y limolitas, todos de edad Miocena. Ya desde su construcción se detectó una fracturación importante de los materiales que forman los estribos, especialmente en el izquierdo, que como era previsible provocaba filtraciones desde el primer llenado. En fechas posteriores se realizó una campaña de inyecciones que no consiguió frenar las filtraciones de forma completa. Se pretendía realizar una zonificación precisa de las zonas de entrada de agua para ayudar a diseñar una nueva campaña de inyecciones. La obtención de datos geofísicos se abordó en dos campañas: una primera en la que se realizó la medición del potencial espontáneo en los estribos y desde el cuerpo de la presa mediante el cable multiconductor diseñado y construido en el Laboratorio de Geotecnia; y una segunda en la que se utilizó un "torpedo" arrastrado por el fondo, con obtención continua de datos, mediante un equipo de testificación modificado.

Por lo que se refiere a la *Balsa de Lebrija*, está formada por cuatro diques que represan el agua de una zona cercana a las marismas del Guadalquivir; su principal uso es el riego agrícola, siendo aprovechada también con funciones ecológicas para la nidificación de aves acuáticas. Es una presa homogénea de arcillas con espaldón de escollera. La presa se apoya sobre suelos aluviales blandos, provistos de una malla de drenes verticales conectados a dos filtros, situados, uno bajo la pantalla de protección de aguas arriba, y el otro inmerso en el cuerpo de la presa, en el talud de aguas abajo. Se realizaron 8 perfiles de potencial espontáneo terrestre sobre el estribo izquierdo. En el talud de aguas arriba se realizaron 10 perfiles de potencial espontáneo subacuático. Se realizaron dos tomografías eléctricas, una en el talud de aguas abajo, en el contacto con el agua, y la otra en medio del talud de aguas abajo, identificándose las zonas de anomalías.

En 2008 se llevó a cabo un estudio de filtraciones en presas de gravedad mediante técnicas geofísicas. El objetivo del trabajo era investigar las posibles aplicaciones de métodos geofísicos de potencial espontáneo a la detección de filtraciones a través del cuerpo de presas de hormigón. Fueron seleccionadas las presas de *Torrejón-Tiétar*, en el río Tiétar en su confluencia con el Tajo; la presa de *Urrunaga*, al norte de la ciudad de Vitoria; el *Azud del Esparragal*, en Cazalla de la Sierra (Sevilla); y la presa de *Cortes II* (Fig. 1a), en Cortes de Pallás (Valencia).

En 2009 se realizaron trabajos de reconocimiento geofísico (potencial espontáneo y tomografía eléctrica) en el paramento de hormigón de la presa de *Rialb*, de 99 m de altura, en el río Segre (Lérida), en el estribo derecho, aguas arriba dentro del vaso, y en superficie en la margen derecha.

En 2010, se llevaron a cabo trabajos de reconocimiento geofísico (potencial espontáneo y tomografía eléctrica) en la presa de *Santa Lucía*, en el Barco de Ávila, presa de materiales sueltos con aliviadero lateral de labio fijo, constituida por un núcleo de arcilla protegida por espaldones de bolos y gravas procedentes del entorno del vaso. Se trata de una presa relativamente pequeña de 27 m de altura y 192 m de longitud en coronación. El objetivo era determinar los caminos preferenciales de filtración a través del cuerpo de presa ya que se producían fluencias de agua, con arcillas en suspensión, en el pie del espaldón aguas abajo. La presa venía sufriendo desde su finalización (1990) problemas de filtraciones, tanto a través del cuerpo de la presa como bajo la estructura del aliviadero, que se habían intentado solucionar mediante inyecciones. Se llevaron a cabo

trabajos de reconocimiento geofísico con el nivel de embalse en la cota 1155 m, y posteriormente a la cota 1160 m. Los trabajos incluyeron ensayos de potencial espontáneo subacuático y tomografías eléctricas al nivel del agua embalsada. Se realizaron también calicatas electromagnéticas y se hizo un reconocimiento del cuerpo de la presa mediante georrádar (antena de 50 MHz). Se efectuaron medidas de nivel, conductividad y temperatura en el interior de los sondeos existentes en coronación. Como trabajo complementario se realizó una auscultación mediante georrádar con antena de 500 MHz (Fig. 1b) sobre la solera del aliviadero para detectar posibles despegues de las losas o cavidades bajo ellas. Se concluyó que la entrada del agua en el cuerpo de la presa se concentraba en las cotas 1146-1148, así como al pie del estribo izquierdo aguas arriba. La galería de fondo y su corona de inyecciones marcaban un camino preferencial para el agua; además se detectaron diversas anomalías bajo las losas de hormigón del aliviadero.



a) b)

Figura 1. a) Instalación de electrodos de potencial espontáneo en el paramento de la presa de Cortes II; b) ensayo con georrádar con antena de 500 MHz desde el aliviadero de la presa de Santa Lucía.

En 2011 se realizó un estudio en la presa de *La Loteta*, en Gallur (Zaragoza) que embalsa agua procedente del Canal Imperial de Aragón y del Embalse de Yesa. Se trata de una presa de materiales sueltos dotada de núcleo impermeable, prolongado en su base hacia aguas arriba con tapiz horizontal arcilloso de gran extensión, con una altura máxima, sobre cimiento, de 34 m y cota de coronación a 292 m. Está cimentada sobre unos materiales yesíferos con problemas de karstificación, por lo cual se diseñó con una pantalla de inyecciones, en cimiento, y otra pantalla de inyecciones que se prolonga, a partir del estribo izquierdo, siguiendo el eje de la presa, en el terreno natural. Durante su puesta en carga, y a partir de la cota 280 m., registró, en marzo de 2011 un caudal, medido en los aforadores, de 28 l/s subiendo en junio a 35 l/s, con cota de embalse de 286 m, y presentándose un arrastre de finos. Esta circunstancia provocó que la Confederación Hidrográfica del Ebro solicitase al Laboratorio de Geotecnia del CEDEX un reconocimiento geofísico con la intención de localizar los caminos preferenciales del agua. Los estudios se centraron en el estribo izquierdo ya que era en esta zona donde se concentraba la mayor parte de las filtraciones.

Ya en el año 2024, se llevó a cabo una inspección, con un equipo geofísico de prospección electromagnética, de la coronación de la presa de *Canales* (Granada). Surgió la necesidad de detectar, mediante técnicas no invasivas, el perfil de profundidad, medido desde la coronación de la presa, del techo del núcleo arcilloso, evitando técnicas directas con maquinaria pesada cuya mera presencia podría generar alarma social.

3. ANÁLISIS DE CERRADAS DE PRESAS POR CONSTRUIR

El Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ha desempeñado, durante las últimas décadas, un importante papel en la evaluación geológica y geotécnica de emplazamientos destinados a nuevas presas, especialmente en fases previas a la redacción de proyectos constructivos. Su intervención se ha centrado en determinar la viabilidad de la cimentación, la estabilidad de laderas, la idoneidad de los materiales y los riesgos geotécnicos asociados a cada ubicación.

En varios casos el Laboratorio de Geotecnia ha sido requerido para determinar si el terreno escogido permite la construcción de una presa con garantías. Un caso significativo es el de la presa de *Montemayor*, en La Rioja, estudiada en 2006, donde se detectó un deslizamiento fósil en la margen derecha, desaconsejándose la ubicación inicialmente propuesta para la presa, ya que su construcción y el llenado del embalse podrían inducir la reactivación de este deslizamiento, además de existir unos 20 metros de material alterado y permeable en la

cimentación, lo que complicaba la impermeabilización. Otro ejemplo representativo es el estudio realizado en 2021 de las presas de *Nogalte* y *Béjar*, en Murcia, para las que se analizó la información geológica y geotécnica existente para valorar la posibilidad de cimentar presas de fábrica. Se concluyó que esta información era insuficiente para definir la tipología de presa más adecuada.

La estabilidad de las laderas que conforman el vaso de un futuro embalse es un factor crítico en la selección de un emplazamiento. En la presa de *Siles* (de materiales sueltos, de 52 m de altura, terminada de construir en 2015), en el río Guadalimar (Jaén), por ejemplo, en 2006 (Martínez et al., 2007), se identificaron movimientos en los taludes asociados a la apertura de un camino de servicio, con deslizamientos que afectaban a varias litologías, cuya corrección se consideró que debía ser estudiada de forma independiente al resto de la presa.

En el caso de la presa de *Agua Baja* (de materiales sueltos de unos 1100 m de longitud de coronación, unos 40 m de altura máxima), en la provincia de Zaragoza, la incertidumbre sobre la estabilidad y permeabilidad de los materiales llevó al CEDEX, en 2008, a recomendar la búsqueda de alternativas de ubicación, proponiendo desplazar la cerrada unos 1000 metros aguas arriba para cimentar sobre un substrato más impermeable.

Varios estudios del CEDEX se han centrado en la definición de campañas específicas de reconocimiento, combinando sondeos, calicatas, geofísica y ensayos de laboratorio. En la presa de *Siles* (2006), por ejemplo, se ejecutaron cinco sondeos con ensayos presiométricos y de permeabilidad, cinco calicatas y una campaña de geofísica eléctrica, además de estudios geológicos detallados. Para la presa de *Villalba de los Barros* (Fig. 2) en 2009 se realizaron campañas presiométricas y geofísicas para caracterizar los materiales milonitizados de la cimentación, evaluar su deformabilidad y estimar asientos diferenciales mediante modelación numérica, concluyéndose que la repercusión del terreno existente no era tan relevante como inicialmente considerada.

En definitiva, los trabajos del Laboratorio de Geotecnia han contribuido a identificar riesgos (deslizamientos fósiles o activos; materiales altamente deformables en la cimentación; presencia de fallas; estratigrafías desfavorables) que, de no haberse detectado a tiempo, habrían comprometido la seguridad de la futura presa.

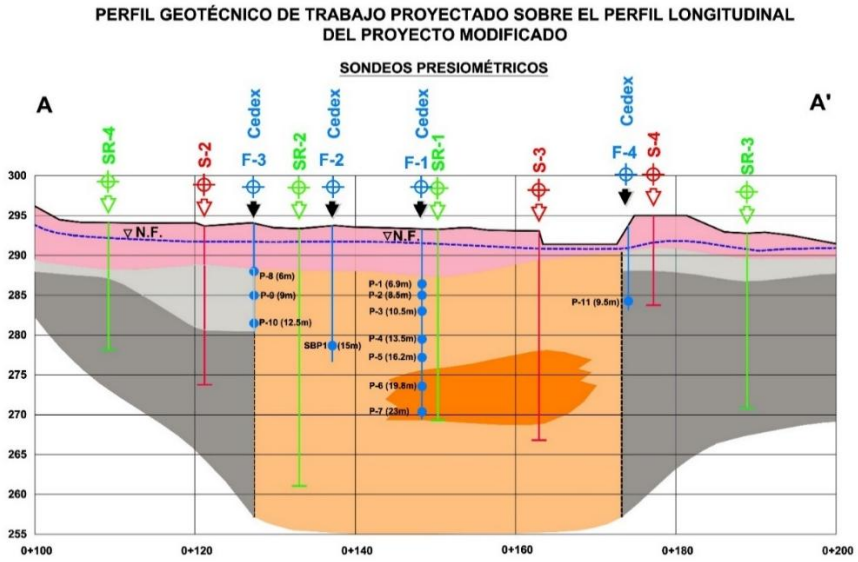


Figura 2. Ensayos presiométricos en el terreno de cimentación de la presa de Villalba de los Barros (2009).

4. ASISTENCIA TÉCNICA EN PRESAS EN CONSTRUCCIÓN

El Laboratorio de Geotecnia ha acompañado la construcción de una serie de presas con intervenciones que han abarcado desde la caracterización geológica y geotécnica inicial, hasta el seguimiento de problemas detectados durante la ejecución, pasando por la verificación de materiales, la auscultación y la evaluación de riesgos emergentes.

Entre los trabajos más representativos destacan los trabajos de recrecimiento de la presa de *Yesa*, en el río Aragón, Navarra. Esta presa, de gravedad, se puso en servicio en 1959, con 78 m de altura sobre cimientos, paramento de aguas arriba vertical y de aguas abajo escalonado, con coronación de 398 m de longitud a la cota 490 y 7 m de anchura. A finales del siglo pasado se proyectó su recrecimiento aguas arriba como presa de materiales sueltos, apoyada en el paramento escalonado de aguas abajo de la presa preexistente hasta alcanzar

la cota 520 m en coronación, y con pantalla de hormigón aguas arriba; las obras comenzaron en 2001. El Laboratorio de Geotecnia realizó múltiples estudios entre 2007 y 2014 relacionados con las obras de recrecimiento, para caracterizar materiales de préstamo, determinar la deformabilidad de las margas de cimentación o analizar deslizamientos potenciales en el vaso que podrían afectar al embalse con el recrecimiento de la presa. En 2014 se desarrolló un protocolo de realización de ensayo de gato plano y se analizaron los resultados provisionales y definitivos obtenidos para su contraste con los ensayos de compresión simple realizados de testigos de hormigón extraídos del interior de la galería perimetral (Bloques 1 y 2) de la presa, en las mismas secciones ensayadas con gato plano; el objetivo era estimar el nivel de seguridad frente al agotamiento de la capacidad estructural por compresión lateral de la presa, como consecuencia del deslizamiento que se estaba produciendo en la ladera del estribo derecho de la presa. Se analizó también este deslizamiento, que llegó a presentar velocidades de hasta 34 mm/semana, y los estudios existentes para orientar las medidas de estabilización y la reducción de sus movimientos tras una serie de actuaciones de emergencia.

En relación con la *Balsa del Cadimo*, de materiales sueltos, situada en Jaén y concebida para modernizar el regadío del Guadalbullón y mejorar la regulación del caudal ecológico, el Laboratorio de Geotecnia realizó dos informes, en 2009 y 2010, de ensayos de laboratorio, geotécnicos y mineralógicos, analizando, entre otras propiedades, la capacidad de filtro de un material de cantera para ejecutar el dren de la balsa y su correspondiente filtro, y la dispersabilidad de posibles materiales para el núcleo de la balsa.

Durante la construcción de la presa del *Búrdalo*, en la provincia de Cáceres, presa de gravedad, de hormigón convencional, de planta recta, unos 35 m de altura sobre el cimiento y con una longitud total de coronación de 768 m, se realizaron varios estudios entre 2010 y 2012. En fase de ejecución se habían detectado problemas geológicos y geotécnicos en la cimentación de la zona central de la presa, afectada por fallas. Se llevaron a cabo campañas de ensayos geofísicos en la cerrada de la presa, con tres técnicas: sísmica de refracción, tomografía eléctrica y perfiles electromagnéticos, y se analizaron los resultados de ensayos presiométricos y geofísicos planteados con el fin de definir con mayor detalle los módulos de deformabilidad del terreno de cimentación de la zona central de la presa. Dichos ensayos se complementaron con una cartografía geológica de la cerrada, el estudio de diferentes sondeos perforados en la zona conflictiva y los resultados de ensayos de laboratorio realizados sobre muestras obtenidas en estos sondeos. Tras la ejecución de una serie de inyecciones en el Bloque 0 de la presa, se llevó a cabo una nueva campaña de ensayos presiométricos y geofísicos tipo *PS-logging* para valorar los resultados del tratamiento.

Para la presa de *Soto-Terroba* (río Leza, La Rioja), de materiales sueltos con pantalla de hormigón, altura desde cimientos de 46 m, terminada de construir en 2020, se llevó a cabo en 2009 una campaña de ensayos de laboratorio con muestras procedentes de la presa, de identificación geotécnica y química de los materiales mediante granulometría, plasticidad, Próctor modificado, determinación de características resistentes mediante ensayos de corte directo y de características deformacionales mediante edómetros tipo Rowe.

5. INTERVENCIONES EN PRESAS DURANTE LA FASE DE PUESTA EN CARGA

La fase de puesta en carga constituye un momento crítico en el comportamiento de las presas, al producirse en ella la transición entre el estado constructivo y el régimen hidráulico y tensional propio de la explotación ordinaria. En este periodo se manifiestan con frecuencia fenómenos asociados a la interacción presa–terreno, a la respuesta hidrogeológica del entorno y a la consolidación de los materiales de cimentación o un cierto asiento por colapso del propio cuerpo de presa. Este capítulo recoge actuaciones del Laboratorio de Geotecnia en presas españolas en las que se detectaron patologías asociadas al primer llenado o a la puesta en carga inicial, tanto presas de hormigón como de materiales sueltos. Las intervenciones del CEDEX en fase de primer llenado o puesta en carga se han concentrado en tres grandes tipos de problemas:

- Necesidad de caracterización previa al llenado (*Villagatón*).
- Filtraciones inesperadas (Castrovido; La Loteta; Lebrija; Santa Lucía).
- Asientos o deformaciones del terreno (Balsa de Barlovento; Lebrija).

Para la *Balsa de Lebrija* (Sevilla), inaugurada en 2003, se realizaron dos informes, en 2006 y 2007, durante la fase inicial de explotación, con el terreno de cimentación (materiales de marisma de elevada compresibilidad) en proceso de consolidación; el primer informe analizó los resultados de la instrumentación (asientos no estabilizados y piezómetros con valores elevados, especialmente en la zona central del dique, donde no se ejecutaron drenes verticales). El CEDEX emitió recomendaciones sobre la gestión del llenado en función de la respuesta de la instrumentación, subrayando la necesidad de un control estrecho durante esta fase. El

segundo informe sirvió, como ya fue comentado, para identificar anomalías mediante técnicas geofísicas (potencial espontáneo terrestre y subacuático, tomografía eléctrica), que permitieron localizar zonas de posible filtración.

En la presa de *Castrovido* (Burgos), de gravedad, con altura máxima sobre cimientos de 95 m, durante el primer llenado del embalse se detectaron surgencias aguas abajo, vinculadas a un sumidero localizado en el arroyo Vaquerizas. Esto motivó la realización de dos informes del CEDEX. En 2022, se realizó un estudio preliminar orientado a determinar el origen de la surgencia y a establecer recomendaciones iniciales. En 2023, se llevó a cabo un análisis hidroquímico e isotópico de muestras de agua procedentes del embalse, del sumidero y de los puntos de afloramiento, cuyos resultados mostraron similitudes significativas entre ellas, sugiriendo la existencia de conexiones hidráulicas entre el embalse y el sistema hidrogeológico del entorno. En concreto, los resultados indicaron que existía cierta similitud entre las aguas del arroyo Vaquerizas, las que entran por el sumidero y las recogidas en los puntos de afloramiento. Este caso constituye un ejemplo representativo de la complejidad de los procesos de filtración en presas de hormigón durante la fase inicial de llenado, especialmente cuando existen estructuras kársticas o conducciones naturales preexistentes.

6. PROBLEMAS GEOTÉCNICOS EN PRESAS DE MATERIALES SUELTOS

Las presas de materiales sueltos constituyen una parte esencial del parque presístico español y pueden presentan una gran diversidad de comportamientos y patologías geotécnicos que requieren actuaciones especializadas, debido a la heterogeneidad de sus materiales, las particularidades de los núcleos arcillosos o pantallas de impermeabilización, la interacción con laderas de características complejas y la sensibilidad a procesos de filtración y erosión interna. La tipología de los problemas en los que ha intervenido el CEDEX es variada (Tabla 1). En primer lugar, pueden señalarse los problemas de filtraciones y erosión interna, patología frecuente manifestada por rezumes, surgencias o arrastre de finos aguas abajo. Conforme comentado en el apartado 2, las técnicas geofísicas tienen un amplio campo de actuación para la identificación de estos problemas. Casos destacados de esta problemática han sido las presas de *Santa Lucía* (Ávila), *La Loteta* (Zaragoza), la *Balsa de Lebrija* (Sevilla), anteriormente comentadas, y la presa de *El Molinar* (Albacete). Otros problemas se refieren a inestabilidad o incertidumbre en laderas del vaso, incluyendo inestabilidades, surgencias y circulación de agua por estratos permeables; alterabilidad de materiales, en particular escolleras de los espaldones, con fracturación o disgregación; problemas de instrumentación, ya sea por ausencia, obsolescencia o insuficiencia para diagnosticar patologías; o, por ejemplo, asientos diferenciales asociados a heterogeneidades del terreno de cimentación. Algunas de las presas estudiadas se comentan a continuación.

A lo largo del año 2009, en el ámbito de actuaciones de mantenimiento y mejora de auscultación, varias presas de materiales sueltos de Castilla y León, en general de tamaño moderado (*Arrieta*, *Antoñán del Valle*, *Tórtoles de Esgueva*, *Encinas de Esgueva* y *Lomilla de Aguilar*), fueron objeto de inspecciones geotécnicas orientadas a la redacción de documentación de seguridad (Estaire et al., 2010).

Entre 2021 y 2022 se llevaron a cabo varios trabajos relativos a la presa de *Arenós* (Castellón). Esta presa, de escollera con núcleo de arcilla y 107 m de altura, ha sido objeto de actuaciones del CEDEX desde hace bastante tiempo debido, principalmente, a las incertidumbres sobre la estabilidad de las laderas del vaso. En 2021, la DGA encargó al Laboratorio de Geotecnia una propuesta de auscultación específica de la ladera izquierda de la cerrada, que se encuentra justo encima del aliviadero. Adicionalmente, fue solicitada una propuesta de revisión y reposición de la instrumentación en las laderas del embalse; esta propuesta, realizada en abril de 2022, incluyó: el establecimiento de un sistema de auscultación de movimientos con 26 nuevos sondeos inclinométricos, que permitieran, junto con los pocos inclinómetros que quedaban útiles, establecer 13 perfiles de medición de movimientos; 13 piezómetros de cuerda vibrante; y la recomendación de un sistema de auscultación topográfica. Ese mismo año se evaluó el potencial de técnicas de teledetección (InSAR, LiDAR y fotogrametría) para el seguimiento de inestabilidades de las laderas.

La presa de *Alcorlo* (Díez, J.A., 2019; Escudero el at., 2022), en el río Bornova, Guadalajara, es de materiales sueltos heterogénea, con un núcleo central impermeable, de arcilla, inclinado hacia aguas arriba, con planta cóncava vista desde aguas arriba, y con espaldones de escollera con taludes 1,7H:1V aguas arriba y 1,4H:1V aguas abajo. La longitud de coronación es de 290 m y el ancho de ésta es de 9 m. La escollera del espaldón de aguas arriba presentaba, hacia el año 2011, un cierto estado de deterioro, con signos evidentes de alteración y arenización. En ese año se llevó a cabo un estudio de caracterización del material a base de ensayos de laboratorio. Años después, en 2021, ante la duda de si la arenización del espaldón aguas arriba podía comprometer su permeabilidad durante un desembalse rápido, el Laboratorio de Geotecnia diseñó y llevó a

cabo un ensayo de permeabilidad in situ a gran escala, en el cual se obtuvieron valores del coeficiente k mayores de 0,4 cm/s, lo que permitió descartar riesgos relevantes (Fig. 3).

Tabla 1. Tabla resumen de intervenciones del CEDEX en presas de materiales sueltos con problemática geotécnica.

Presa	Localización	Tipo	Problemática geotécnica	Año informe	Actuación del CEDEX
Argos	Río Argos, Murcia	Materiales sueltos con núcleo de arcilla	Estado del muro lateral del aliviadero; rezumes.	2006	Revisión estructural, propuestas de anclajes, drenajes e inyecciones.
			Erosión interna y filtraciones elevadas.	2024	Recomendación de diez actuaciones urgentes (inspecciones, drenaje, obturaciones, aforos).
Siles	Río Guadalimar, Siles (Jaén)	Materiales sueltos, con núcleo central de arcilla, de 52 m de altura	Caracterización geotécnica de la cerrada: coluviones, areniscas, zonas yesíferas, laderas inestables.	2006 (marzo)	Sondeos, calicatas, geofísica, cartografía y diagnóstico geotécnico.
			Deslizamientos en taludes del camino de servicio tras lluvias.	2009 (junio)	Visita, análisis de deslizamientos y pautas de actuación y auscultación.
El Molinar	Albacete	Materiales sueltos con núcleo arcilloso	Detección de filtraciones.	2008	Prospección geofísica (PE).
Arrieta	Burgos	Materiales sueltos, núcleo de arcilla	Falta de recomendaciones geotécnicas para documentación de seguridad.	2009	Inspección visual, revisión de archivo, actuaciones menores.
Antoñán del Valle	León	Todo-uno con dren horizontal	Falta de instrumentación; recomendaciones geotécnicas.	2009	Inspección, limpieza, revisión de ventilación de galería.
Tórtoles de Esgueva	Burgos	Homogénea	Falta de recomendaciones geotécnicas.	2009	Inspección, refuerzo de instrumentación.
Encinas de Esgueva	Valladolid	Homogénea	Falta de recomendaciones geotécnicas.	2009	Reparación de fisuras, reposición de escollera, piezómetros.
Lomilla de Aguilar	Palencia	Zonada con núcleo arcilloso	Falta de recomendaciones geotécnicas.	2009	Limpieza, tala, recuperación de piezómetros.
Alcorlo	Río Bornova, Guadalajara	Zonada con núcleo arcilloso	Escollera muy alterable, fracturación y arenización.	2011	Ensayos mecánicos, alterabilidad, granulometría, triaxiales.
			Dudas sobre permeabilidad del espaldón aguas arriba.	2021	Ensayo in situ a gran escala de permeabilidad.
Mairaga	Río Mairaga, Navarra	Zonada con núcleo arcilloso	Rezumes, piezometría anómala, surgencia en estribo.	2020 (sept.)	Análisis geológico; recomendación de drenes californianos.
			La surgencia tiene su origen en el agua proveniente de los paquetes de arenisca.	2020 (dic.)	Interpretación de tomografía eléctrica.
Arenós	Río Mijares, Castellón	Escollera con núcleo de arcilla	Inestabilidad potencial de laderas del vaso; instrumentación obsoleta.	2021	Propuesta de auscultación específica de la ladera izquierda de la cerrada, justo encima del aliviadero primitivo.
				2022 (abril)	Establecimiento de un sistema de auscultación de movimientos de las laderas 26 sondeos inclinométricos, 13 piezómetros, recomendación de auscultación topográfica.
				2022 (julio)	Evaluación de técnicas InSAR, LiDAR y fotogrametría.
Canales	Río Genil, Granada	Zonada con núcleo arcilloso	Necesidad de localizar el techo del núcleo sin métodos invasivos.	2024	Prospección electromagnética.

La presa de *Argos* (Murcia), con núcleo de arcilla y dren chimenea, y una altura de 36,5 m sobre cimientos, entró en servicio en 1973. Ha requerido intervenciones del Laboratorio de Geotecnia en dos momentos concretos. En 2006 se evaluó el muro lateral del aliviadero, donde se observaron "rezumes de agua en algunos puntos del muro", recomendándose actuaciones como anclajes, inyecciones y mejora del drenaje. En 2024, el CEDEX identificó indicios de erosión interna y filtraciones elevadas, proponiendo diez actuaciones urgentes, entre ellas inspección del paramento, limpieza de la galería e inventario de sus fisuras, obturación de

perforaciones y reconstrucción de arquetas. Se alertó además de la urgencia de restaurar la operatividad de las compuertas del aliviadero.



a) b)

Figura 3. a) Alteración de la escollera de aguas arriba de la presa de Alcorlo (2021), en la zona del ensayo de permeabilidad; b) preparación de la alberca de 1 m x 1 m para la realización del ensayo de permeabilidad (2021).

La presa de *Mairaga* (Laina et al., 2022), ubicada en el río homónimo, en el municipio de Olóriz (Navarra), es de materiales sueltos zonada, con un núcleo tendido hacia aguas arriba construido con material arcilloso de baja plasticidad. Su altura máxima es de 39 m respecto del cauce, con una longitud de coronación de 247 m. En 2020, la presa presentaba humedades, rezumes y una surgencia de hasta 4 l/s en el estribo izquierdo. El CEDEX concluyó que las condiciones geológicas de la cerrada podrían ser, en parte, la causa de la patología detectada. Se alternan en la cerrada estratos decamétricos de areniscas (permeables) y de arcillas (impermeables) con una orientación similar a la del espaldón de aguas abajo, siendo los estratos de areniscas vías potenciales de circulación de agua hacia el cuerpo de la presa. El espaldón de aguas abajo, al ser demasiado impermeable, taponaría los afloramientos de los estratos de areniscas, generando presiones intersticiales que comprometerían la estabilidad de la presa. Se propusieron drenes californianos para interceptar los niveles permeables. Una campaña de tomografía eléctrica posterior, en 2020, confirmó que la surgencia procedía de los paquetes de arenisca de la ladera.

7. PROBLEMAS GEOTÉCNICOS EN PRESAS DE GRAVEDAD

Las presas de gravedad constituyen una parte esencial del patrimonio hidráulico español. En lo que respecta a su comportamiento geotécnico, son aspectos fundamentales la interacción entre el hormigón y el macizo rocoso, la integridad de los cimientos y la estabilidad de las laderas del vaso. A continuación, se relacionan las principales intervenciones en este tipo de presas (Tabla 2).

En relación con la instrumentación y seguimiento de deformaciones en presas de gravedad, en los años 2008 a 2012 se llevaron a cabo varios informes relativos a la presa del *Collado de Contreras* (Valencia–Cuenca). En esta presa, el CEDEX instaló y mantuvo un sistema de auscultación compuesto por micrómetros deslizantes, inclinómetros y piezómetros.

En varias presas de gravedad, el Laboratorio de Geotecnia ha intervenido en problemas no directamente relacionados con la tipología de la presa. Por ejemplo, en la presa de *Itoiz* (Navarra), presa de gravedad, de 111 m de altura sobre cauce, en el río Irati, el CEDEX realizó en 2009 una campaña de ensayos de laboratorio para analizar un posible paleodeslizamiento en la ladera izquierda del vaso, incluyendo diferentes ensayos de corte directo, corte circular por torsión y triaxiales.

En el caso de *La Breña II*, situada en el río Guadiato cerca de su confluencia con el Guadalquivir, el problema geotécnico, sin embargo, no estaba relacionado con el cuerpo de la presa en sí, sino con la existencia de potenciales riesgos de inestabilidad por deslizamientos en la zona del vaso situada en un collado al oeste (o derecha), en torno a la cabecera del arroyo Guadazueros. Dicho collado, al estar formado por depósitos miocenos de un antiguo delta, con varios paleocanales, favorece las surgencias importantes de agua a partir de una cierta cota de embalse. Por encargo de la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, se analizaron las características geológico-geotécnicas del entorno. Se detectaron unos niveles de arenas y gravas subyacentes a los paleocanales a partir de los cuales estaría surgiendo el agua, en particular, por un afloramiento lateral situado en el vaso hacia la cota 140 m, que se recomendó desguarnecer e impermeabilizar.

Tabla 2. Tabla resumen de intervenciones del CEDEX en presas de gravedad con problemática geotécnica.

Presa	Localización	Tipo de presa	Problemática geotécnica	Año informe	Actuación del CEDEX
Collado de Contreras	Cabriel–Guadazaón (Valencia–Cuenca)	Gravedad de hormigón	Necesidad de medir deformaciones, movimientos y niveles piezométricos.	2008 (marzo)	Estado de instrumentación y nuevas medidas (micrómetros, inclinómetros, piezómetros).
				2011 (enero)	Actualización de medidas de instrumentación.
				2012 (sept.)	Nuevas medidas y estado de instrumentación.
Villagatón	Arroyo de la Vega, Villagatón (León)	Arco gravedad, 39 m de altura	Filtraciones en galerías y cimiento; bloques en equilibrio precario.	2009 (octubre)	Inspección, estudio geomecánico, ensayos Lugeon, actualización de auscultación y plan de puesta en carga.
Rialb	Río Segre, Lérida	Hormigón, 99 m de altura	Filtraciones en paramento y estribo derecho.	2009 (abril)	Potencial espontáneo y tomografía eléctrica en paramento y estribo.
Itoiz	Río Irati, Navarra	Gravedad de hormigón, 111 m de altura	Estudio de posible paleodeslizamiento en ladera izquierda.	2009 (marzo)	Ensayos de laboratorio: granulometría, Atterberg, corte directo, torsión, triaxiales.
Búrdalo	Río Búrdalo, Escurial (Cáceres)	Gravedad de hormigón, 35 m	Cimiento afectado por fallas con baja calidad geotécnica.	2010 (octubre)	Ensayos geofísicos: sísmica, tomografía eléctrica y electromagnética.
				2011 (octubre)	Ensayos presiométricos, geofísica, cartografía y laboratorio.
				2012 (enero)	*PS logging*, presiómetros y análisis del efecto de inyecciones.
Ontígola	Aranjuez (Madrid)	Dique de mampostería con contrafuertes	Falta de mantenimiento; vertido por coronación con erosión del relleno.	2014 (junio)	Visita, valoración del estado y recomendaciones de reparación urgente.
La Breña II	Río Guadiato, Almodóvar del Río (Córdoba)	Hormigón compactado con rodillos (HCR), 120 m de altura	Riesgo de inestabilidad por deslizamientos en ladera oeste del vaso, con paleocanales y surgencias.	2022 (nov.)	Tomografía eléctrica y testificación geofísica en 4 perfiles y 6 sondeos.
				2023 (junio)	Recomendación de desguarnecido, gunitado, estabilización de coluviales y nueva instrumentación.
Riaño	Río Esla, Riaño (León)	Bóveda doble curvatura con estribos de gravedad	Inestabilidad de bloques decamétricos en ladera del estribo izquierdo y desprendimiento en túnel de desvío.	2024 (abril)	Análisis de cálculos, recomendaciones de refuerzo de auscultación y estudio geomécanico del túnel.
Amadorio	Río Amadorio, Villajoyosa (Alicante)	Gravedad de hormigón, planta recta, 65 m	Determinar resistencia al corte en la interfaz hormigón–roca para recrecido.	2024 (junio)	Ensayo de corte in situ para obtener resistencia movilizable.
Presa de la Rambla del Moro	Rambla del Moro (Murcia)	Gravedad de planta quebrada, 43 m de altura Con función de laminación	Incertidumbre frente a un llenado rápido. Emplazamiento de geología muy compleja, evidencia de filtraciones por ambos estribos en épocas de fuertes precipitaciones.	2024 (nov.)	Visita de inspección. Análisis de la geología de la cerrada. Necesidad de reconocimiento geotécnico e instalación de instrumentación. Necesidad de análisis de estabilidad.
Mediano	Río Cinca, Huesca	Gravedad de hormigón, 74 m de altura	Incertidumbre sobre el fondo del cuenco de restitución del aliviadero.	2024 (dic.)	Evaluación de técnicas para caracterizar fondo inundado y colmatado.

En el caso de la presa de *Amadorio* (Alicante), presa de hormigón, de planta recta y de unos 65 m de altura, surgió la necesidad de caracterizar con precisión los parámetros de resistencia al corte en la interfaz hormigón-roca. Para elevar la capacidad del aliviadero de esta presa, se iba a acometer un recrecido de los cajeros de su aliviadero, dotándole de mayor capacidad de desagüe. Por encargo de la Confederación Hidráulica del Júcar, el Laboratorio de Geotecnia diseñó y ejecutó un ensayo de corte in situ de 1x1 m (Asanza et al., 2025), técnica poco habitual pero muy valiosa para caracterizar la resistencia movilizable real en la interfaz entre el macizo rocoso y varios dados de hormigón construidos al efecto (Fig. 4b).

En 2024 se efectuó una visita a la presa de la *Rambla del Moro* (Murcia), destinada a laminación de avenidas. Se ubica en un emplazamiento de enorme complejidad geológica, presenta falta de información geotécnica y evidencia de filtraciones por ambos estribos en épocas de fuertes precipitaciones. Se analizó la geología de la cerrada y se recomendó la ejecución de una campaña de reconocimiento geotécnico de los materiales del

cimiento, con ensayos in situ y toma de muestras, e instalación de instrumentación, previa a la realización de análisis de estabilidad (Fig. 4a) y, en su caso, inyecciones.



a) b)

Figura 4. a) Rambla del Moro (2024), vista general del cerro que constituye el apoyo del estribo izquierdo en su lado de aguas arriba; b) Presa de Amadorio, ensayos de corte in situ (2024).

8. CONCLUSIONES

Se ha realizado una revisión de la actividad del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en relación con patologías y problemas geotécnicos en presas, ofreciendo una panorámica de los casos más interesantes en los que se ha intervenido en los últimos veinte años. En conjunto, estas actuaciones reflejan la capacidad de este organismo para abordar problemas geotécnicos complejos mediante una combinación de ensayos in situ singulares, geofísica, laboratorio, instrumentación y criterio técnico especializado, dando apoyo, en particular, a la Dirección General del Agua. Las presas son obras con una larguísima vida útil y en las cuales los trabajos de inspección, mantenimiento y reparación de patologías son absolutamente ineludibles. Se considera que esta revisión de casos será de interés para continuar con estos trabajos en años venideros.

REFERENCIAS

Asanza, E., Escudero, D., Laina, C., Díez, J.A., Sánchez, F.J., Antón, J. (2025). The strength at the base of an old concrete dam, based on the Spanish experience with large-scale in situ shear tests. *Fifth Int. Dam World Conference,* Lisboa, Portugal, 13-17 de abril.

Díez, J.A. (2019). Analysis of the alterability of quarry rock used in the Alcorlo rock fill dam (Guadalajara, Spain). *Proceedings in Earth and Geosciences Series.* Vol. 6 pp 1784-1791. *14th International Congress on Rock Mechanics and Rock Engineering*. Foz do Iguassu (Brasil), 13-18 septiembre de 2019.

Escudero, D., Laina, C., Díez, J.A., Asanza, E., Moreno, E., Castilla, R. (2022). Ensayo de permeabilidad in situ en un material todo-uno alterado y mal graduado. *XI Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Mieres, Asturias.

Estaire, J., Diez, J.A., Olalla, C., (2007). Análisis de estabilidad de la ladera de la margen izquierda enfrente de Puebla de Arenoso en el vaso del embalse de Arenós (Castellón). *Jornadas Técnicas sobre estabilidad de laderas en embalses*, pp 423-439. Zaragoza, 11-13 de junio de 2007.

Estaire, J., González, M., Fernández, R., Santana, M., Díez, J. A., Muñoz, C. (2010). Inspección geotécnica de pequeñas presas en materiales sueltos situadas en Castilla y León. Comité Nacional Español de Grandes Presas. *IX Jornadas Españolas de Presas*. Valladolid, 15-17 de junio de 2010.

Laina, C., Asanza, E., Díez, J.A., Tijera, A., Cavero, T., Bautista, A. (2022). *Análisis de los Problemas Relacionados con las Humedades y Filtraciones de la Presa de Mairaga (Navarra). XI Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica*. Mieres, Asturias.

Martínez, J. M., Asanza, E., Díez, J. A. (2010). Análisis de la alterabilidad de la roca de cantera utilizada como escollera en la presa de Alcorlo. Comité Nacional Español de Grandes Presas. *IX Jornadas Españolas de Presas*. Valladolid, 15-17 de junio de 2010.

Martínez, J.M., Estaire, J., Diez, J.A., de Cea, J.C., Rubín, M. (2007). Estudio de los condicionantes geológico-geotécnicos de las laderas de los estribos de la futura presa de Siles en Jaén. *Jornadas Técnicas sobre estabilidad de laderas en embalses*, pp 379-395. Zaragoza, 11-13 de junio de 2007.

CONTROL DE FLUJO EN PRESAS: ¿DÓNDE ESTAMOS?

Josep RAVENTÓS[(1)*] y Guillem VIÑOLAS[(1)]

Socotec España
*josep.raventos@socotec.com

RESUMEN

Las presas son geo estructuras diseñadas y construidas para, entre otras funciones, laminares avenidas, almacenar agua y generar electricidad. Sus casuísticas constructivas, estructurales y geotécnicas son amplias y diversas, pero algunas características se repiten, como son la existencia de un reservorio de agua que condiciona enormemente las condiciones hidráulicas durante la vida de la presa, convirtiendo la monitorización hidráulica en una cuestión de gran importancia. Los parámetros de control vinculados a esta cuestión suelen ser el nivel de embalse, la variación de presión de poro en el terreno (especialmente relevante a nivel de cimentación) y el flujo de agua que se pueda producir desde el reservorio hacia el interior de la presa. El articulo repasa experiencias y lecciones aprendidas del control de flujo de agua en el interior de presas, para resaltar la importancia de obtener datos de calidad y como resolver las problemáticas más habituales.

ABSTRACT

Dams are geo-structures designed and constructed to, among other functions, regulate floods, store water, and generate electricity. Their constructive, structural, and geotechnical characteristics are broad and diverse, but some features are recurring, such as the existence of a water reservoir that greatly influences the hydraulic conditions throughout the dam's lifespan, making hydraulic monitoring a matter of great importance. The control parameters related to this issue are typically the reservoir level, the variation of pore pressure in the ground (especially relevant at foundation level), and the water flow that may occur from the reservoir into the interior of the dam. The article reviews experiences and lessons learned from water flow control inside dams, to highlight the importance of obtaining quality data and how to resolve the most common problems.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Presa (Dam); Flujo (Flow); Instrumentación hidráulica (Hydraulic instrumentation).*

1. INTRODUCCIÓN

Las presas son geo estructuras con diferentes funciones entre las que se encuentran la regulación, la generación hidro eléctrica y el abastecimiento. España es sin duda un país *presero*, convertida en una potencia mundial en infraestructura hidráulica situándose entre los cinco primeros países del mundo y primero de la Unión Europea en cuanto a número de grandes presas y embalses.

La auscultación, entendida como "el conjunto de actividades destinadas a conocer el comportamiento real de una presa, durante una determinada época o a lo largo de toda su vida útil, que se lleva a cabo mediante diferentes técnicas de medición, con aparatos o sensores determinados y que, con un posterior proceso de depuración y análisis de los datos obtenidos, permiten profundizar en la seguridad de las presas" (SPANCOLD, 2004), es una actividad por naturaleza vinculada al mundo de las presas, donde además está regulado por el fuerte cuerpo normativo que regula la construcción, puesta en carga, explotación y puesta en descarga de estas estructuras.

Las presas, por ubicación, tipología estructural y método de construcción, tiene características que las hacen únicas y distintas. Tienen, a pesar de ello una característica común sobre la que se basa la reflexión que este artículo pretende poner sobre la mesa: la presencia de un reservorio de agua con un nivel variable que modifica la presión que este ejerce sobre el cuerpo de la presa y la posible alteración del contexto hidráulico e hidro geológico del medio en lo que a modificaciones de niveles freáticos y/o piezométricos pre existentes y la consecuente modificación del régimen tensional en tensiones efectivas y también del régimen del flujo de agua.

Este artículo se centra en la instrumentación hidráulica en lo que al control de flujos se refiere, explicitando lecciones aprendidas en diferentes proyectos.

2. HIDRÁULICA EN PRESAS. ESPECIFICACIONES GENERALES

La diferencia de niveles de agua entre los lados de aguas arriba y aguas abajo de una presa causa filtraciones y fugas. Los factores principales que influyen en la cantidad de filtración y fuga son los mismos que aquellos que influyen en la distribución de presión. La cantidad de filtración o fuga es directamente proporcional a la permeabilidad y la presión. Es posible tener un caudal elevado con presión alta, caudal elevado con presión baja, caudal bajo con presión alta, o caudal bajo con presión baja.

La mayoría de los factores que influyen en la cantidad de filtración o fuga no cambian durante la vida de un proyecto. Normalmente, la principal variable es el nivel del embalse, y típicamente el volumen de filtración y fuga está directamente relacionado con el nivel del embalse. Cualquier cambio en el volumen de filtración o fuga no relacionado con el nivel del embalse debe ser evaluado inmediatamente. Los cambios significativos o rápidos en la filtración o fuga relacionados con el nivel del embalse también deben ser investigados. Un aumento en la filtración o fuga puede ser una indicación de tubificación (piping).

Una disminución en la filtración o fuga puede indicar drenajes obstruidos. Una disminución en la filtración también puede indicar que la filtración está aumentando en una ubicación distinta a la que está siendo medida, lo cual podría conducir a tubificación (piping). Una filtración turbia o con turbidez puede indicar tubificación. Nuevas filtraciones o fugas también pueden ser indicaciones de problemas en desarrollo.

Otra variable que afecta la cantidad de filtración o fuga es el desarrollo de la superficie freática de estado estacionario en un proyecto de nueva construcción. La superficie freática de estado estacionario puede tardar años en desarrollarse, durante los cuales puede ocurrir un aumento gradual en la filtración o fuga.

Para presas sobre cimentaciones de roca soluble (por ejemplo, yeso o halita), la filtración puede aumentar con el tiempo debido a la disolución de la roca. En estos casos, un aumento lento y constante en la filtración puede indicar problemas en desarrollo.

Las mediciones de calidad del agua pueden proporcionar datos para evaluar la disolución de la roca de cimentación, el origen de la filtración, o la tubificación. Las mediciones comunes de calidad del agua incluyen mediciones de campo de pH, temperatura y conductividad, y mediciones de laboratorio de sólidos disueltos totales, sólidos suspendidos totales, y una variedad de minerales (por ejemplo, sodio, potasio, carbonato, bicarbonato, sulfato y cloruro).

3. AUSCULTACIÓN HIDRÁULICA

En lo que respecta al uso de instrumentos para medir puede buscar una de las dos o las dos casuísticas descritas:

- Se busca el valor exacto de un determinado parámetro. En este caso se debe utilizar un instrumento con una elevada exactitud
- Se busca obtener la variación de un determinado parámetro, en cuyo caso se debe utilizar un instrumento preciso

Generalmente, la auscultación busca medir variaciones de determinados parámetros y por ello se tiende a utilizar instrumentos y sistemas de precisión. En algunas ocasiones, además, puede resultar de particular interés medir también de manera exacta el valor absoluto del parámetro.

Con lo descrito en el punto anterior, la instrumentación hidráulica pretende de manera general medir y monitorizar lo siguiente (SPANCOLD, 2004):

- Filtraciones recogidas en las galerías de la presa
- Filtraciones aguas abajo de la presa
- Sub presiones y niveles piezométricos
- En algunos casos y contexto concretos, además, se puede pretender medir la filtración en algún otro punto del conjunto presa-terreno

La propia guía del SPANCOLD recomienda el uso de aforadores y/o caudalímetros para la medición de los parámetros relacionados con las filtraciones y de piezómetros (en sus distintas categorías y peculiaridades) para la medición de presiones y niveles piezométricos. La medición de presiones y niveles piezométricos y por lógica, el uso de los piezómetros está fuera del alcance de este artículo.

3.1. EL AFORADOR

Los aforadores son el instrumento por excelencia para monitorizar la variación del flujo de agua que circula por el interior del cuerpo de una presa y generalmente su ubican en las galerías visitables ejecutadas en el interior del cuerpo de estas. Dentro de los aforadores genéricos, el más utilizado en la auscultación hidráulica de presas en España es el Aforador tipo Thompson que opera bajo el principio de que una obstrucción en un canal causará un salto hidráulico, creando un nivel alto detrás de la barrera con una corriente de agua típicamente baja (sin movimiento turbulento). El propósito del vertedero con muesca es transformar el nivel del agua en la cuenca aguas arriba en valores de caudal instantáneos del canal donde está instalado el vertedero. Para permitir esto, se utiliza una fórmula específica: considera que el caudal es función de la forma de la muesca y proporcional a la profundidad del agua "H", llamada carga.

Para mediciones fiables, deben verificarse las siguientes condiciones:

- El canal aguas arriba tendrá una pendiente moderada (1-3%) y sección rectangular para una longitud de al menos 10L (donde L = ancho del canal);
- El punto de medición de la carga de agua "H" estará a una distancia mínima de aproximadamente 4H del vertedero;
- Asegurarse de que el aire bajo el agua que se desborda inmediatamente después del vertedero esté en contacto con la presión barométrica (no crear una cámara cerrada);
- Debe tenerse en cuenta la posibilidad de que materiales sólidos sean arrastrados por la corriente y depositados aguas arriba del equipo de medición. Los sedimentos acumulados pueden afectar la fiabilidad de las mediciones, por lo que los sedimentos deben limpiarse regularmente;
- El agua debe ser evacuada del vertedero aguas abajo para no interferir con la muesca.

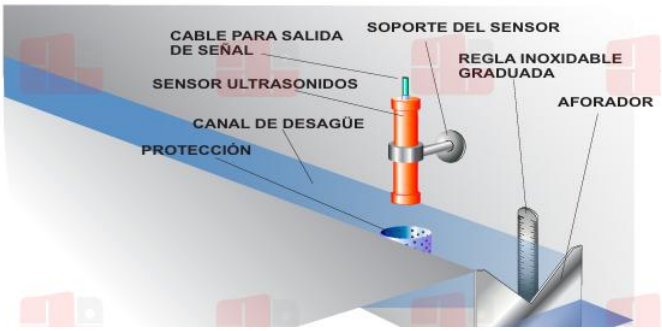


Figura 1. Esquema conceptual de aforador tipo Thompson instalado en canal de galería.
Tomado de Auscultación y Taller de Ingeniería.

De manera resumida, por tanto, es necesario disponer de un canal de geometría conocida donde se ubica una placa metálica con una muesca en forma de V en su superficie. Lo que se mide es la altura de agua que rebasa la base de la muesca y dada la geometría conocida del canal de ahí se calcula el flujo de agua y su variación en el tiempo. Esta medición puede ser manual (según la regla inoxidable graduada) o bien de manera automática usando el sensor de ultrasonidos u otro elemento parecido. Generalmente dada la trascendencia de dicha medición se usan sistemas redundantes incluyendo ambos métodos.

La medición con regla inoxidable graduada es sencilla y se basa en la observación directa de la altura del agua. Es una lectura manual y directa, pero con un nivel de precisión bajo dado que se basa en una observación visual del nivel, con influencia del operario. A pesar de todo esto, es una lectura robusta y fiable.

Respecto del sensor de ultrasonidos, son sensores con largo recorrido en el mundo industrial de la medición de niveles de líquido o sólido, por ejemplo, en recipientes de almacenaje. Los sensores operan con el método de medición del tiempo de vuelo de ondas ultrasónicas, que de manera resumida consiste en lo siguiente:

- El sensor se monta en la vertical del punto de medición, orientado hacia abajo
- El sensor dispone de un diafragma que actúa simultáneamente como emisor y receptor de las ondas
- El diafragma hace vibrar el aire generando un haz de sonido en forma de cono
- Cuando las ondas sonoras chocan contra el agua, se reflejan y vuelven al sensor
- El sensor calcula la distancia midiendo el tiempo transcurrido entre la emisión y recepción de la señal.

El sensor generalmente tiene una salida de señal analógica (del tipo y estilo de 4 a 20mA) y con una sencilla formulación analítica y lineal el valor de salida se convierte en una distancia.

Este sistema se viene usando desde hace muchos años en el entorno de las presas (ver por ejemplo SPANCOLD 2004; Dunnicliff, 1988) y su existo, robustez y precisión se basan en:

- Que la medición no requiere contacto físico evitando sensores sub acuáticos y evitando el desgaste mecánico. Esto también redunda en la vida del sensor
- Que la instalación es muy sencilla y poco tiempo después de esta, ya se obtienen datos
- Que el principio de medición es robusto, sencillo y fiable
- Que la señal de salida es analógica de carga eléctrica, muy robusta y fácil de integrar e interpretar

Existen, tanto por características del sensor como del entorno en el cual se utilizan, algunas consideraciones importantes tanto a la hora de la instalación como del mantenimiento del sistema dado que en muchas ocasiones se pretenden obtener datos de estos sensores durante décadas.

Una de las más trascendentes es la zona de detección: el sensor es capaz de detectar y medir correctamente líquidos que se encuentren por encima de una distancia máxima y por debajo de una distancia máxima. La imagen 2 (Microsonic, 2016) ejemplifica este fenómeno. Este asunto es trascendente y siguiendo con el ejemplo de la imagen 2, ese sensor sería capaz de identificar cambios en la altura de un líquido que se encontrara como mínimo entre 100 y 600mm de distancia del sensor. Se debe considerar este asunto a la hora de la instalación para ubicarlo a una distancia y orientación vertical correcta y no dejar el sensor fuera de rango en su vida útil.

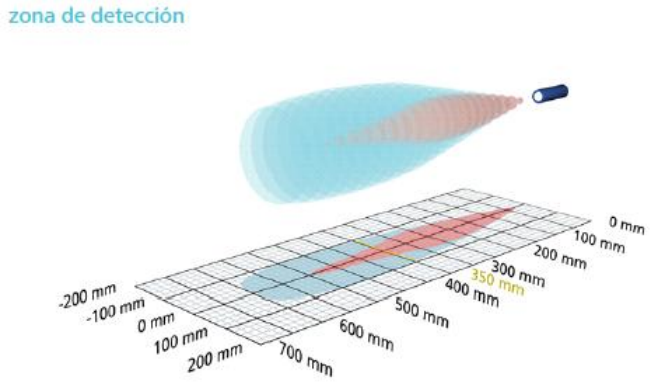


Figura 2. Esquema conceptual del rango de detección de los sensores de ultrasonidos. Tomado de Microsonic, 2016.

La segunda consideración es que cualquier cambio en la geometría del canal donde se pretende medir la altura de agua, afecta tanto la precisión como la exactitud de la lectura. Estos cambios en la geometría pueden ser tanto provocados, es decir una actuación en la presa que afecte el alto o ancho del mismo o bien la acumulación de sedimentos o cristalización provocados por el contexto de la presa.

La tercera consideración son las condiciones ambientales, básicamente referidas a la humedad, densidad y presencia de partículas en la atmosfera entre el sensor y el agua, que alteran la circulación de los ultrasonidos y por tanto producen también perdidas de precisión y exactitud de la medida. A priori las galerías de las presas son entornos controlados y sin demasiada conexión con la atmosfera (como podría ser un túnel) de manera que estos fenómenos atmosféricos deberían producir poco impacto.

4. CASOS PRÁCTICOS. LECCIONES APRENDIDAS

La presa o embalse de Sant Ponç está situada en el río Cardener, en el municipio de Clariana de Cardener (comarca del Solsonès, Lleida). Regula la cuenca alta del río para mejorar el aprovechamiento del agua, especialmente para el abastecimiento de poblaciones situadas aguas abajo donde se concentran mayores núcleos urbanos.

Se trata de una presa de gravedad con sección triangular y planta recta, de 59,5 m de altura sobre cimientos. El vértice teórico se sitúa en la cota 530 msnm (Nivel Máximo Normal). Los taludes son de 0,05 aguas arriba y 0,76 aguas abajo.

En su interior hay cuatro galerías de inspección conectadas parcialmente entre sí, con accesos desde el exterior o mediante pozos de ventilación. Además, cuenta con un sistema de auscultación que ha sido ampliado durante sucesivas obras de rehabilitación.

Se encuentra a una a altitud de superfície de 530m sobre el nivel del mar, construido entre los años 1949 y 1954, propiedad de la administración pública de l'Agència Catalana de l'Aigua.

La situación geológica se encuentra dentro de los materiales sedimentarios de la Depresión Central Catalana del Paleógeno (Eoceno – Oligoceno).

A continuación, se documentan 3 casos de trabajo con diferentes casuísticas, en las que la instrumentación ha sido afectada, o las medidas han sido alteradas por agentes externos.

Caso 1: En una primera fase de obra, se instalaron dos sensores de ultrasonidos en la galería 4 (la más profunda) de la presa. Estos aforadores se colocaron en posición vertical a una altura de 350mm respecto a la canaleta de agua objeto de medida, dónde el abanico del ultrasonido está ubicado.

Los sensores sufrieron durante la fase de demolición de obra, dónde se generó una cantidad de polvo en suspensión dentro de la galería que impidió al aforador generar lecturas coherentes durante este período. Una vez finalizados, se comprobó que el polvo en suspensión era el causante de estas anomalías en las lecturas. A continuación, se muestra el gráfico asociado del sensor en la imagen 3, en el que se observan valores ordinarios entre 4 mAh y 20 mAh, que es el rango del ultrasonido. La conversión de estos valores oscila entre 6 L/min y 10L/min. Sin embargo, en periodos dónde se ha realizado trabajos de demolición, el sensor no ha sido capaz de captar lecturas coherentes e inmediatamente sale de rango, mostrando un valor aleatorio de 3.98 mAh con una conversión a 2977 L/min. Luego, cuando las partículas en suspensión pierden energía y caen al suelo, se recupera la normalidad en las lecturas.



Figura 3. Gráfico de los resultados obtenidos del ultrasonido AFG4B13.

Caso 2: Durante un largo período de tiempo de ejecución de lecturas se determinó una causalidad para las lecturas anómalas en las que el aforador registraba metros de columna de agua mucho mayores a lo esperado teniendo en cuenta la falta de lluvia y el nivel bajo de agua en el embalse. La investigación determinó que la sedimentación de partículas de calcio en la canaleta afectaba la sección, dónde el vértice de la canaleta se veía damnificado por la calcificación. En la imagen 4, se observa como la lámina de agua aumenta y el aforador registra medidas fuera de lo normal. La imagen 5 muestra los resultados del aforador, los valores ordinarios oscilan entre los 4 mAh y 20 mAh. En periodos de calcificación de la canaleta, el caudal aumenta a valores entre 22 L/min hasta 3823 L/min.



Figura 4. Imagen de la canaleta y el ultrasonido AFG4B12.

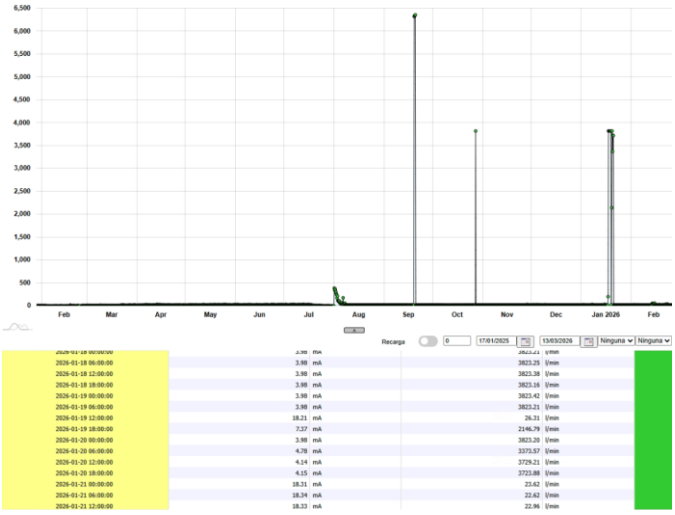


Figura 5. Gráfico de los resultados obtenidos del ultrasonido AFG4B12.

Caso 3: Durante la última fase de obra, se instaló el mismo sistema de control de metros de columna de agua sobre canaletas que recogen las aguas de escorrentía superficial del margen izquierdo del embalse. Estos aforadores se encontraron con una casuística parecida a los aforadores interiores. Durante el periodo intenso de lluvias de la segunda mitad de 2025, la escorrentía superficial arrastró ramas, plantas, hojas y frutos, que quedaron acumulados en la canaleta de ensayo. Se obturaba la canaleta como se ve en la imagen 6 y provocó unos registros de metros de columna de agua más altos de lo esperado. Hubo que modificar el curso del canal para evitar que el material arrastrado se almacenara en el área del aforador.



Figura 6. Imagen de la canaleta y el ultrasonido AFG3B16-2. Tomado por Guillem Viñolas, 2025.

Los datos de este aforador reflejados en la imagen 7, muestran valores ordinarios en periodos de sequía. En Marzo de 2025 se empieza a dejar atrás la sequía y las lluvias provocaron la escorrentía y acumulación de material en el canal. Eso provoca un aumento de valores entre 10 L/min y 20 L/min, hasta valores de 80 L/min o incluso picos de 180 L/min, que son extraordinarios y registrados por el ultrasonido debido a la obturación de la canaleta y aumentando drásticamente el caudal. A partir de entonces, los valores siguen oscilando con mucho ruido entre 55 L/min y 85 L/min registrando crecidas de agua y picos con caudal superior a los 240 L/min. En Noviembre de 2026 se realizó una obra de modificación del curso del agua en la zona del ultrasonido y se tuvo que modificar el curso del agua. Como no se acumulaba agua ni material, el sensor registraba valores muy por debajo de lo habitual.

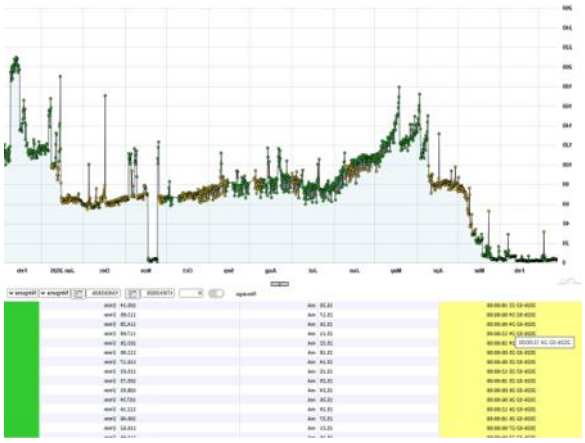


Figura 7. Gráfico de los resultados obtenidos del ultrasonido AFG3B16-2. Tomado de DamData, 2026.

5. CONCLUSIONES

La instrumentación hidráulica es de gran importancia dado el contexto en que se construyen y explotan la presas. Como cualquier sistema de auscultación debe considerar los efectos de la precisión y exactitud de las medidas para validar los datos y tomar decisiones basadas en estas.

El artículo demuestra y ejemplifica el valor de los sensores de ultrasonidos para la toma automática de datos referentes a las filtraciones en el interior y el entorno del cuerpo de una presa asi como las medidas a tomar respecto su mantenimiento para mantener un nivel de calidad de datos suficientes.

REFERENCIAS

Dunnicliff, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance.* A Wiley-Interscience Publication. ISBN 0-471-00546-0 .

Microsonic (2016). *Catalogo on-line del sensor MIC+35/IU/TC*. Tomado de la web de Microsonic.

SPANCOLD (2004). *Guia técnica de Auscultación de las presas y sus cimientos.* Comité Nacional Español de Grandes Presas. ISBN 84-89567-14-X .

¿ESTOS PIEZÓMETROS FUNCIONAN CORRECTAMENTE?

Josep RAVENTÓS[(1)*]

[(1)] Socotec España
*josep.raventos@socotec.com

RESUMEN

La pregunta que formula el título del artículo es una de las habituales cuando los instrumentos en general, y lo piezómetros en particular, ofrecen unos datos no esperados. La interpretación de los datos piezométricos es especialmente compleja dado que, entre otros, se producen los siguientes efectos: efectos de la instalación que pueden cambiar las condiciones iniciales y por tanto que el piezómetro pueda medir en condiciones distintas a las originales; cambios inesperados en el régimen hidráulico provocado por actuaciones de terceros (por ejemplo, rebajes del freático en otras actuaciones cercanas); el régimen hidráulico actuante es distinto al previsto inicialmente; que el piezómetro esté reflejando un fenómeno local- especialmente relevante en terrenos sedimentarios con muchos cambios; y que en el terreno donde instalamos existan bolsas de gas y que el gas termine entrando tarde o temprano en el interior del piezómetro. El artículo presentará –en buen contexto geotécnico– datos reales de piezómetros y analizará la viabilidad de sus datos.

ABSTRACT

The question posed in the article's title is one of the common queries when instruments in general, and piezometers in particular, provide unexpected data. The interpretation of piezometric data is especially complex given that, among others, the following effects occur: installation effects that can alter initial conditions and therefore cause the piezometer to measure under conditions different from the original ones; unexpected changes in the hydraulic regime caused by third-party interventions (for example, groundwater drawdown from nearby construction activities); the actual hydraulic regime differs from what was initially anticipated; the piezometer may be reflecting a local phenomenon – especially relevant in sedimentary terrains with numerous variations; and the presence of gas pockets in the ground where the instrument is installed, with the gas eventually entering the interior of the piezometer sooner or later. The article will present –within a proper geotechnical context– real piezometer data and will analyze the reliability of such data.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Instrumentación (Instrumentation); Flujo (Seepage); Piezómetros (Piezometers); Presión de poros (Pore pressure).*

1. INTRODUCCIÓN

Los piezómetros son los instrumentos por definición para capturar y monitorizar la presión de poro (UNE, Dunnicliff). Existen diferentes tipologías de piezómetros que básicamente se ubican en dos categorías conceptuales distintas, una referente a su conexión con la presión atmosférica y la segunda referida a su tiempo de respuesta.

Respecto de la tipología, se clasifican en función de cómo se miden y la señal que se obtiene. Generalmente se diferencian entre piezómetros abiertos y cerrados y dentro de la segunda por la tipología de medición, distinguiendo piezómetros eléctricos, de fibra óptica y un largo etcétera.

Respecto del tiempo de respuesta, esta clasificación está vinculada a la definición de tiempo de respuesta hidrodinámica del ingeniero danés Hvorslev en los años 1950s (Hvorslev, 1951). Se clasifican entre el tiempo que ocurre entre que se produce un cambio en la presión en el terreno y el que este fenómeno se ve reflejado en el piezómetro. Las dos grandes categorías son los de respuesta lenta, básicamente asociados a piezómetros de tubo abiertos y los de respuesta lenta asociados a piezómetros con una cámara más pequeña y salida de señal eléctrica.

La instalación de estos instrumentos es un asunto muy relevante, en realidad lo es en todas las tipologías de instrumentos geotécnicos, asunto al cual se suele prestar poca atención. La tipología de instalación debe adoptarse en función del parámetro a medir, del piezómetro que se vaya a instalar y del contexto geotécnico e hidráulico tanto del terreno como del fenómeno que se pretenda capturar. Para entrar en mayor detalle en esto se puede consultar, entre otros: UNE (2020), Raventós (2024), Dunnicliff (1988).

La interpretación de los datos obtenidos por los piezómetros no es una cuestión sencilla de resolver. Generalmente los instrumentos suelen proveer datos. De estos datos, algunos parecen encajar con cierta facilidad con lo que se esperaba y en otras ocasiones no lo hacen. Como en otros contextos, el hecho que encajen con lo que esperábamos no es una indicación de calidad de los mismo. O lo que es lo mismo, pero en dirección contraria: que no encajen con lo esperado no es un indicativo de que los datos estén mal. Si el instrumento funcionaba correctamente, se instaló de manera adecuada y sigue funcionando, y los datos se están procesando de la manera adecuada, tal y como se indica en Dunnicliff, se deben dejar de lado los sesgos y se debe pensar en que fenómeno puede producir dichos datos en vez de descartarlos. El proceso de validación e interpretación de datos debe hacerse de manera colegiada entre los diferentes actores que intervienen en el proyecto, incluyendo el autor del proyecto, el instalador y lector de la instrumentación y el que tiene el encargo de interpretarlos. Idealmente, de este entorno colegiado, debería salir una respuesta de consenso a la pregunta.

El contexto del artículo es el análisis de datos obtenidos por piezómetros instalados de distintas maneras y como este efecto se debe considerar para un correcto uso de los datos.

2. INSTALACIÓN DE PIEZÓMETROS

El objetivo de un piezómetro es medir la presión del agua intersticial en el terreno donde está instalado. La presión de poros cambia de un punto a otro y su medida debe asignarse a una elevación particular en el terreno.

Los dos principales tipos de error asociados con la presión del agua intersticial utilizando piezómetros fueron descritos por Hvorslev (1951). El primero está relacionado con la alteración de las condiciones hidráulicas en el sitio por la instalación del piezómetro, modificando el flujo de agua y, como consecuencia, la distribución de presión del agua intersticial que se pretende medir. Este problema surge si, por ejemplo, aparece un flujo significativo en la dirección de la perforación. El segundo problema es el tiempo de retardo hidrodinámico (el tiempo entre un cambio en la presión del terreno y el mismo cambio capturado por el dispositivo). Si el retardo es significativo, el instrumento pierde precisión.

El piezómetro clásico, denominado Casagrande, consiste en un tubo con una sección ranurada que está rodeada de arena y/o grava. Esta área está separada del resto por un sello de bentonita (Figura 1a). Este sello de bentonita aísla la zona del filtro. La arena o grava reduce el tiempo de retardo hidrodinámico, ya que estos piezómetros requieren un volumen significativo de agua para fluir dentro del tubo para medir cambios en la presión.

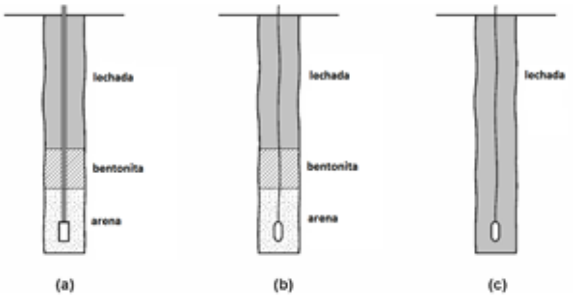


Figura 1. Instalación de piezómetros. Adaptada de Contreras (2011).

Los piezómetros eléctricos de cuerda vibrante también son estándar y se utilizan en las últimas décadas. Estos piezómetros tienen un retardo hidrodinámico muy bajo en comparación con los de Casagrande (Penman, 1960), ya que el volumen de agua requerido para medir un cambio en la presión es significativamente menor.

De hecho, los piezómetros de cuerda vibrante pueden considerarse instrumentos sin flujo (Win Bo, 2023). En la práctica habitual, el procedimiento de instalación (Figura 1b) sigue la tendencia establecida para la instalación de piezómetros Casagrande: empaque de arena y sello de bentonita.

Las condiciones geométricas del piezómetro de cuerda vibrante permiten la instalación de diferentes unidades en una sola perforación. Esta es una ventaja importante, pero la colocación de varios sellos de bentonita es difícil desde el punto de vista práctico. En esas condiciones podemos preguntarnos si el procedimiento de instalación clásico puede modificarse teniendo en cuenta que la arena que rodea el piezómetro no es necesaria.

Esta cuestión es planteada formalmente por Penman (1960) y posteriormente por Vaughan (1969). De hecho, Vaughan (1969) estableció la posibilidad de evitar los filtros de arena y los sellos de bentonita e instalar piezómetros directamente embebidos en una mezcla lechada de agua, cemento y bentonita (Figura 1c). Este autor también demostró, desde el punto de vista analítico, que, si se utilizan lechadas con conductividades hidráulicas no superiores a un orden de magnitud respecto al terreno, no se producen errores significativos. Vaughan probó el buen rendimiento de esta disposición instalando piezómetros en el núcleo arcilloso de una presa de tierra.

El trabajo de Vaughan no se hizo tan popular dentro de la industria; sin embargo, aparece en publicaciones de referencia (Dunnicliff, 1988), donde el autor limita su uso solo a una situación muy específica. Las discrepancias entre Vaughan y Dunnicliff pueden estar relacionadas con algunos detalles de la elaboración de la mezcla -comentados en este artículo, que no están demasiado claros en el documento de Vaughan- y que son de importancia crítica para el éxito de la técnica.

La posibilidad de instalar varios piezómetros dentro de la lechada también se menciona en el trabajo de McKenna (1995), que presentó un enfoque sistemático en el monitoreo de operaciones mineras en arenas bituminosas pesadas en Canadá, destacando ventajas económicas y prácticas. Mikkelsen (2002), Contreras *et al*. (2007, 2011), Simeoni *et al*. (2011) en un contexto de ingeniería civil, apoyan la idea de Vaughan con propuestas teóricas y prácticas. En particular, Contreras *et al*. (2007) mejora el análisis numérico iniciado por Vaughan y establece que el uso de lechadas con conductividades hidráulicas hasta tres órdenes de magnitud mayores que las del terreno pueden operar sin errores significativos. Otras afirmaciones interesantes (Contreras, 2007; Contreras 2011) están relacionadas con la necesidad de corregir las mediciones con la presión barométrica y una discusión detallada sobre la composición e instalación de la lechada mezclada.

Otros tipos de errores de medición están relacionados con una falta de atención basada en el concepto de "lo hemos estado haciendo así durante décadas". Entre otros, estos errores son:

Posicionamiento incorrecto del instrumento/punto de medición debido a la falta de información geotécnica detallada del sitio. • No instalar el instrumento apropiado según la velocidad de cambio del parámetro medido. Esto está relacionado con el uso de piezómetros de tiempo de respuesta lento en condiciones no drenadas y/o mediciones a baja frecuencia (Raventós, 2022). • Procedimiento de instalación inadecuado y/o operaciones de perforación incorrectas.

Para evitar o, al menos, minimizar errores y decidir el mejor procedimiento de instalación y el instrumento apropiado, se recomienda encarecidamente seguir las instrucciones de la norma ISO 18674/4 "Monitoreo geotécnico mediante instrumentación de campo - Medición de presión del agua intersticial: piezómetros".

3. INSTALACIÓN DE PIEZÓMETROS DE RESPUESTA RAPIDA SEGÚN EL MÉTODO CONVENCIONAL PARA LA MEDICIÓN DE PRESIONES DE PORO EN UN TERRENO *SECO*

El objetivo del proyecto era analizar un problema de estabilidad de taludes en un proyecto vial. Las condiciones geotécnicas del terreno eran de un terraplén construido encima de un terreno natural compuesto por una masa arcillosa situada entre suelo duro y roca blanda, con capas granulares intercaladas en la arcilla. Estas capas granulares permitían el flujo de agua hacia la masa arcillosa.

Entre el final de la construcción y la puesta en servicio de la infraestructura aparecieron varias patologías geotécnicas, siendo necesario un estudio geotécnico que incluyera un plan de instrumentación.

El plan de monitoreo incluye inclinómetros para evaluar el patrón general de desplazamiento en los taludes y piezómetros para comprender el papel del flujo de agua y la generación de presión de poros en la estabilidad general.

La Figura 2 muestra los resultados de un inclinómetro ubicado en una zona de desplazamiento significativo. Los resultados son ampliamente compatibles con una falla significativa dentro del terreno natural in situ.

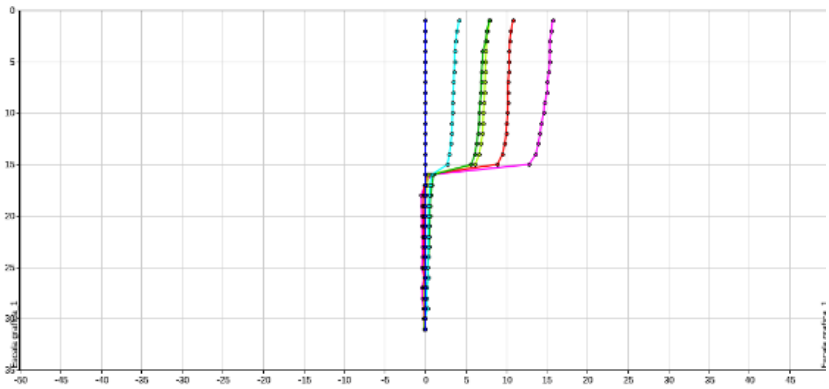


Figura 2. Resultados de inclinómetros mostrando evidencias de falla en el terreno.

Se instalaron varios piezómetros de cuerda vibrante de respuesta rápida en las perforaciones siguiendo el método tradicional. Estos piezómetros se instalaron: i) en las capas granulares dentro de la masa arcillosa, ii) a diferentes elevaciones dentro de los terraplenes, y iii) en los puntos de contacto entre el terraplén y la masa arcillosa. Los datos se adquirieron a través de nodos inalámbricos de cuerda vibrante que miden los piezómetros cada hora.

Las Figuras 3 y 4 muestran algunos detalles de la instalación. En particular, la Figura 3 muestra la orientación del piezómetro con el filtro apuntando hacia arriba. Esta orientación evita la cavitación y la desaturación del filtro durante la instalación.



Figura 3. Detalle de instalación del piezómetro con el filtro apuntando hacia la parte superior.



Figura 4. Detalle del filtro granular envolviendo el piezómetro siguiendo los preceptos del método clásico de instalación.

Los piezómetros instalados mostraron una variedad significativa de comportamientos.

La Figura 5 muestra datos de una columna piezométrica construida con dos sensores, uno a 12.5m de profundidad y el segundo a 27.5m. El papel inicial de la perforación donde se instalaron estos instrumentos era puramente para fines de estudio geotécnico, pero al aparecer condiciones artesianas, finalmente fue instrumentada. La flexibilidad juega un papel fundamental en este tipo de proyectos.

El desafío de la instalación fue asegurar el funcionamiento adecuado del sello de pellets de bentonita, teniendo en cuenta las presiones significativas de levantamiento en la perforación. Con la disposición final, los piezómetros mostraron presiones 50 kPa por encima de la distribución de presión hidrostática, como se puede observar en la Figura 5.

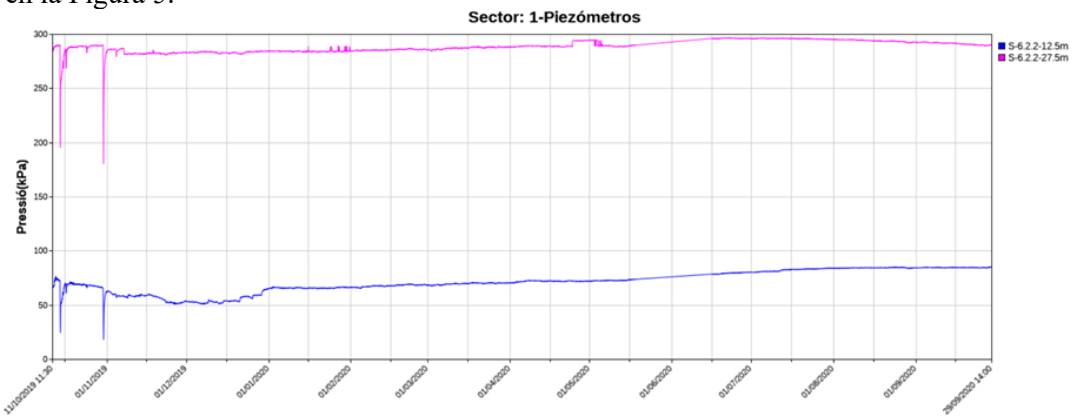


Figura 5. Resultados de columna piezométrica mostrando condiciones artesianas.

La Figura 6 muestra datos de otra perforación realizada en el área donde se detectaron los desplazamientos mayores, cerca del inclinómetro de la Figura 2. En este caso, se instaló una columna de tres piezómetros: un piezómetro a la elevación del desplazamiento mayor y los otros distribuidos en diferentes capas granulares dentro de la masa arcillosa. Los tres piezómetros mostraron comportamiento similar con aumentos repentinos en la presión medida cuando llueve. Este comportamiento está relacionado con el hecho de que las capas granulares son responsables del flujo de agua hacia el terreno. La respuesta a estos aumentos en la presión del agua es drenada rápidamente, ya que también se observa una disipación rápida del exceso de presión.

El piezómetro instalado a la elevación del desplazamiento máximo se perdió después de algunos años de monitoreo, probablemente debido a que el exceso de desplazamiento dañó los cables y/o el instrumento.

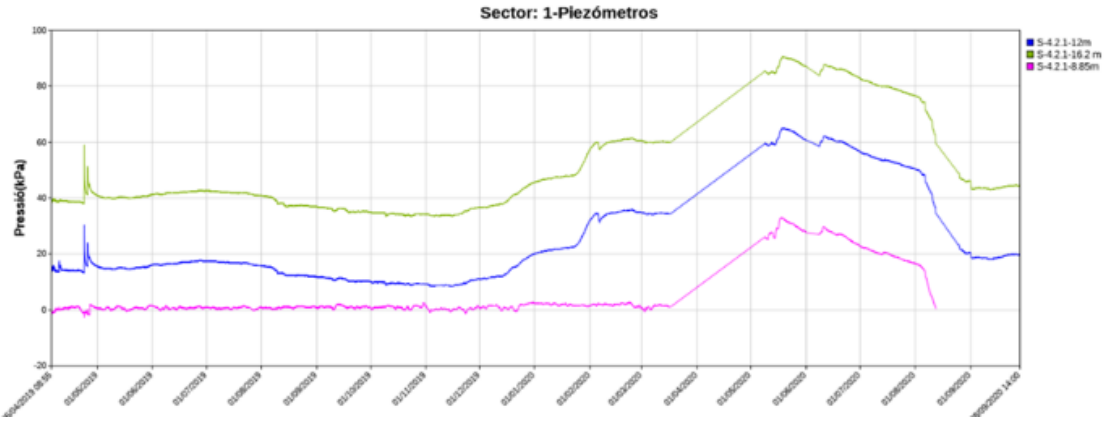


Figura 6. Valores piezométricos.

La Figura 7 muestra datos de una de las últimas instalaciones del proyecto. Esta perforación fue diseñada específicamente para este propósito y ubicada cerca de un área que mostraba desplazamiento. En este caso, la perforación estaba completamente seca después de las operaciones de perforación. Por lo tanto, se debe agregar agua después de la instalación del piezómetro para asegurar que los pellets de bentonita puedan hincharse y convertirse en un sello. Esto crea un aumento artificial en la presión que debe considerarse en el análisis. La instalación del piezómetro se realizó durante un período de presiones atmosféricas sostenidamente bajas. Este fenómeno también afecta los datos, ya que la lectura cero se midió con el piezómetro completamente saturado a la elevación de la superficie del terreno, con la presión atmosférica medida en el sitio.

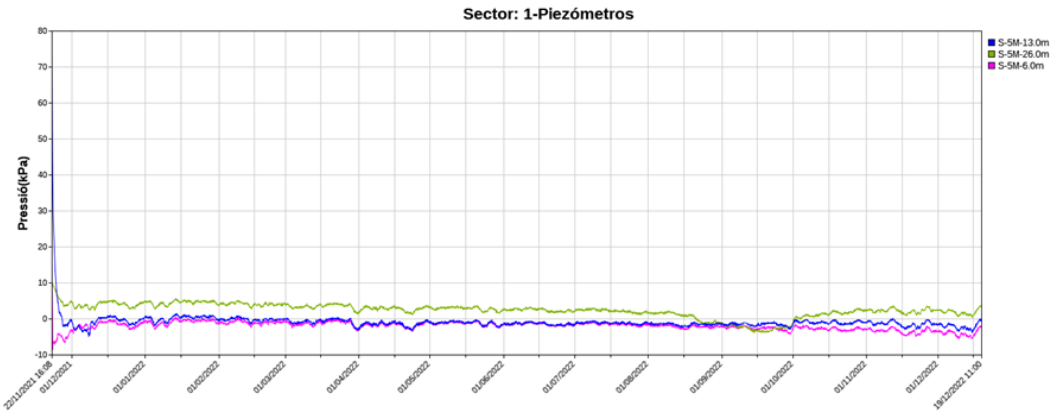


Figura 7. Valores piezométricos.

4. CONCLUSIONES

El uso de piezómetros como instrumento geotécnico es una práctica común. Esta situación puede crear, bajo ciertas circunstancias, una falsa sensación de confianza en el diseño, instalación y uso de estos dispositivos como instrumentos geotécnicos.

El artículo ejemplifica la necesidad de una comprensión más consciente de algunos términos teóricos -por ejemplo, el desfase hidrodinámico temporal según la definición de Hvorslev- y algunos aspectos prácticos para optimizar la calidad de los datos y superar algunos problemas de instalación.

Es necesario incorporar en fase de análisis de los datos obtenidos el método de instalación y sus detalles, dado que esto puede crear anomalías en los datos obtenidos justo después de la instalación.

REFERENCIAS

Arroyo, M. y Alonso, E., editores (2010) Instrumentación de túneles y excavaciones, Jornada Técnica Aula PaymaCotas de Ingeniería de Túneles, Barcelona 21/10/2010

Contreras, I. A., Grosser, A.T, VerStrate, R.H (2007) The use of the Fully-grouted Method for Piezometer Installations. FMGM 2007: Seventh International Symposium on Field Measurements in Geomechanics

Contreras, I.A, Grosser, A.T, VerStrate, R.H (2011) Practical aspects of the fully-grouted method for piezometers installation. En Proceedings Field Measurements in Geomechanics. Berlin

Dunnicliff, J (1988). Geotechnical Instrumentation for Measuring Field Performance. J.Wiley, New York 577 p

Hvorslev, M.J. (1951). Time lag and soil permeability in ground water observations. Bull. U.S Watways exploration Station, No.36, Vicksburg.

McKenna, G.T. (1995). Grouted-in Installation of Piezometers in Boreholes. Canadian Geotechnical Journal, 32, pp 355-363

Mikkelsen, P.E. (2002). Cement- Bentonite Grout Backfill for borehole instruments. Geotechnical Instrumentation News. Diciembre 2002.

Penman, A.D.M (1960). A study of the response time of various types of piezometers. In Seminar on Geotechnical Field Instrumentation at University of Washington, Am. Society of Civil Engineers Seattle Section, Geotechnical Group, Seattle: ASCE.pp 53-58.

Raventós, J. (2022). Human role and I&M projects. Canadian geotechnical journal, 3(1), 65-66

Raventós, J. (2024). Piezometers installed following the classical approach: from installation to data interpretation. Proceedings 7th ISC, Barcelona

Simeoni, L., De Polo, F., Caloni, G., & Pezzetti, G. (2011, September). Field performance of fully grouted piezometers. In Proceedings of the FMGM Congress.

UNE-EN-ISO 18674-4: (2020).Auscultación geotécnica mediante instrumentación de campo. Parte 4: medida de presión intersticial: piezómetros

Vaughan, P.R (1969). A note on sealing Piezometers in Boreholes. Géotechnique, Vol 19, No, 3. Pp 405-413.

Win Bo, M. (2023). Geotechnical instrumentation and applications. Springer editorial

TEMA 7

TALUDES

EFECTO DE INCENDIOS FORESTALES EN LA ESTABILIDAD DE UN SUELO

Laura Natalia ALEGRIA[(1)], Yamile VALENCIA-GONZÁLEZ[(1)], Luis LARA-VALENCIA[(1)*] y André Luis CAVALCANTE[(2)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil. Facultad de Minas
Universidad Nacional de Colombia
*lualarava@unal.edu.co

[(2)] Faculdade de Tecnologia
Universidade de Brasilia

RESUMEN

Las quemas o incendios forestales son considerados como uno de los factores que provoca perturbaciones ambientales severas, principalmente en la capa superficial del suelo. Estos materiales, pueden sufrir degradaciones debido a la exposición a altas temperaturas, lo que ocasiona la alteración de sus propiedades geotécnicas, convirtiéndose en un tema de creciente preocupación en la investigación científica y en la gestión ambiental y social. Evaluar los efectos del fuego en las propiedades del suelo directamente en laboratorio, facilita un análisis detallado de las alteraciones de los materiales, sin incurrir en costos económicos, logísticos y ambientales que conllevan las simulaciones controladas en campo. En esta investigación, se busca determinar el efecto de una quema simulada de baja severidad en laboratorio sobre la microestructura de un suelo y su influencia sobre ciertas propiedades geotécnicas del material. Las simulaciones desarrolladas muestran que, las quemas favorecen la agregación de partículas, la aparición de microfisuras y los cambios microestructurales, incrementando la infiltración del agua, aumentando consecuentemente la susceptibilidad a la disgregación del suelo, inestabilizándolo, posibilitando la ocurrencia de inundaciones y movimientos en masa.

ABSTRACT

Wildfires are considered a major cause of severe environmental disturbance, primarily affecting the topsoil. Exposure to high temperatures can degrade these materials, altering their geotechnical properties. This has become a growing concern in scientific research, as well as in environmental and social management. Directly evaluating the effects of fire on soil properties in the laboratory facilitates a detailed analysis of material alterations without incurring the economic, logistical, and environmental costs associated with controlled field simulations. This study examines the effect of a simulating low-severity fire in the laboratory on soil microstructure, and its influence on certain geotechnical properties of the material. Findings indicate that fires promote particle aggregation and the formation of microcracks and microstructural changes, increasing water infiltration, consequently increasing susceptibility to soil disintegration, making it unstable, which can lead to flooding and mass movements.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Incendio forestal (Wildfires), disgregación (disgregation), perdida de suelo (Soil loss).*

1. INTRODUCCIÓN

Debido al cambio climático, los suelos pueden estar sujetos a ambientes sometidos a altas temperaturas, en especial aquellos que se encuentran expuestos a eventos como incendios forestales y quemas frecuentes de la cobertura superficial, ya sea por la renovación de cultivos o por incendios accidentales. Estas variaciones extremas de temperatura, generalmente afectan algunas de las propiedades geotécnicas de los suelos, interfiriendo directamente en su comportamiento hidromecánico (Valencia *et al.*, 2018).

En este estudio, se buscó determinar el efecto sobre un suelo de origen residual, de una quema controlada en laboratorio, simulando un incendio de baja severidad (indicado por autores como García, F. *et al.*, 2017, como un incendio donde la superficie del suelo alcanza temperaturas de 100° a 250°C); dicho proceso generó la agregación de partículas, la aparición de microfisuras y cambios microestructurales, con consecuente aumento de la capacidad de infiltración del agua y la disgregación de las partículas de suelo, tornándolo más inestable, y con mayores posibilidades de ocurrencia de inundaciones y posteriores movimientos en masa.

2. METODOLOGÍA

2.1. MATERIAL DE ESTUDIO

El suelo de estudio correspondió a un cuerpo Neisico de composición granítica a granodiorítica, con predominio de cuarzo, plagioclasa y epidota, bandeamiento composicional de biotita y pequeñas cantidades de hornblenda (Correa *et al.*, 2005). En cuanto a su clasificación por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el material correspondió a una arena limosa (SM), con Limite Plástico (Lp) del 23% e Índice de Plasticidad (IP) del 1%, caracterizado por su bajo grado de meteorización (Figura 1).



Figura 1. Suelo de estudio.

2.2. PREPARACIÓN DE MUESTRAS

Las muestras ensayadas, fueron preparadas reconformando el suelo, al interior de anillos con dimensiones de 20 x 20 cm de superficie y 5 cm de altura, aplicando una carga compresiva en dos capas de 2,5 cm cada una, garantizando la uniformidad en la densificación del material. En cada muestra se chequeaba que se tuviese la masa y el volumen especificados, de tal forma que alcanzara un índice de vacíos constante (e= 0,75) y una humedad preestablecida (w) del 12 %, buscando minimizar la variabilidad entre los especímenes. Estas muestras recibieron el nombre de “Suelo Natural (N)” (Figura 2a). Para quemar el suelo, se calentó el horno a 190°C durante 50 minutos, de tal forma que la muestra llegara a los 100°C en su interior, con condiciones de quema controladas y replicables en el laboratorio, típicos de incendios de baja intensidad; y siguiendo la metodológia propuesta por Arango *et al.*, 2023 (Figura 2b). El nombre de estas muestras fue de “Suelo Quemado”.



Figura 2. a) Reconformación Suelo Natural, b) Proceso de Quema controlada.

2.3. CARACTERIZACIÓN MICROESTRUCTURAL

Para analizar la morfología y microestructura del suelo, se empleó un Microscopio Electrónico de Barrido (MEB) de tipo JSM-5910 LV, propiedad de la Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín (Figura 3). Las muestras de suelo fueron previamente secadas y recubiertas con un material conductor, para posteriormente obtener imágenes de alta resolución (Goldstein, 1984).

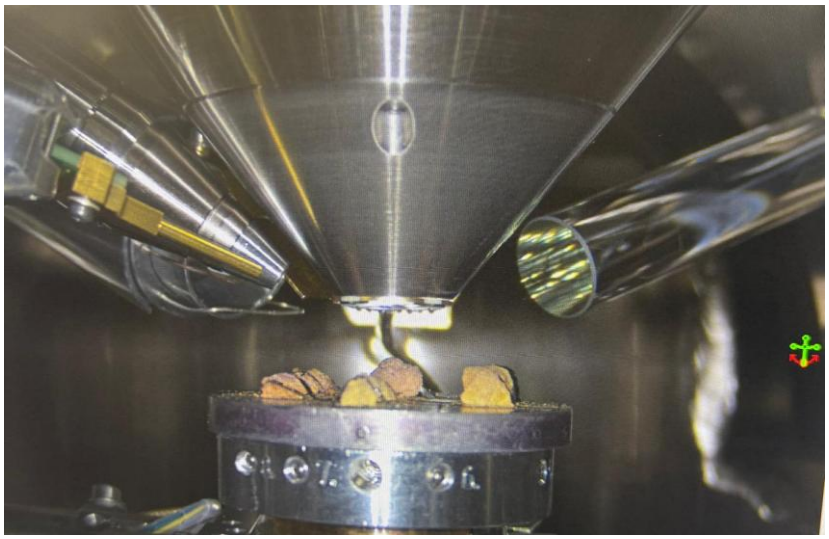


Figura 3. Muestras al interior del MEB.

2.4. ENSAYO DE DESAGREGACIÓN

El ensayo de desagregación es un ensayo basado en la prueba *Crump test* (ASTM D6572-21), muy utilizada para identificar la dispersividad en suelos arcillosos. El ensayo de desagregación, evalúa la estabilidad de los agregados del suelo al ser sometidos a inmersión en agua, permitiendo relacionarlo con la dispersividad y erodabilidad del suelo. Para su desarrollo, se colocan dos muestras cúbicas de 6 cm por cada lado, sobre una piedra porosa y papel filtro, una de ellas se somete a inmersión total en agua destilada por 24 horas y la otra a inmersión parcial, agregando agua en tres ciclos cada 15 minutos hasta cubrir por completo la muestra. Se observa y registra el comportamiento de los especímenes durante este tiempo (Camapum de Carvalho *et al.,* 2006).

3. RESULTADOS

3.1. CARACTERIZACIÓN MICROESTRUCTURAL

En la Figura 4 se presentan las imágenes obtenidas mediante Microscopia Electrónica de Barrido (MEB) del suelo “Natural” y “Quemado”, para un aumento de X100. Claramente, se evidenció un cambio significativo

en la microestructura del suelo quemado. La muestra "Natural" se observó con una estructura homogénea, más cerrada, compacta y sin agregaciones relevantes, mientras que la muestra "Quemada" exhibió una microestructura más porosa y abierta, con presencia de agregaciones, poros mayores entre esas agregaciones y microfisuras, como resultado de la exposición a altas temperaturas; estas modificaciones facilitan la percolación del agua hacia el interior de la estructura, y con la entrada de agua se aumenta la posibilidad de disolución de las conexiones, provocando la dispersión y desintegración de las agregaciones, favoreciendo la inestabilidad del suelo (Camapum de Carvalho *et al.,* 2023). Estos cambios microestructurales, se vieron reflejados también en el incremento de los vacíos detectados a partir del tratamiento de las imágenes, con ayuda de los programas Scion y Photoshop, donde se constató un aumento del porcentaje de vacíos de 7.5% para la muestra "Natural" a 11.3% para la muestra "Quemada" (Figura 5).

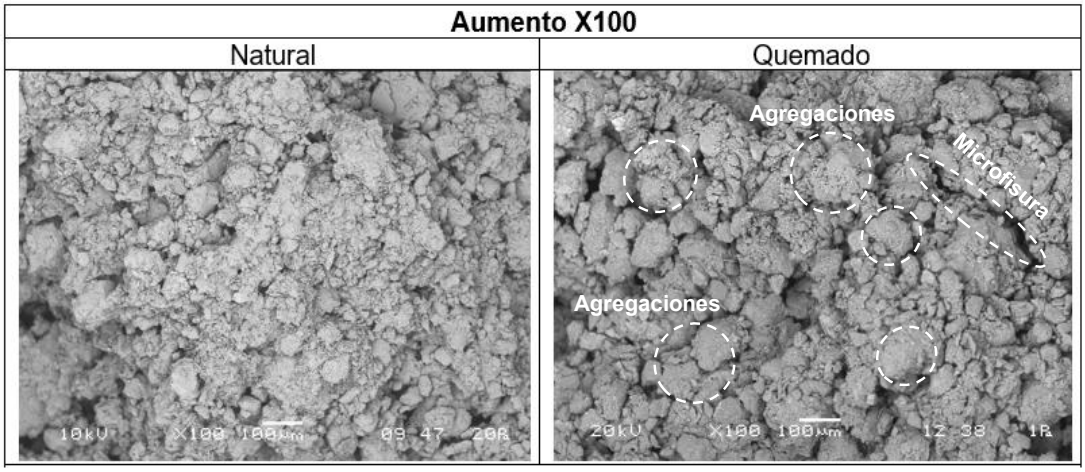


Figura 4. Microscopio Electrónico de Barrido para suelo "Natural" y Suelo "Quemado", Aumento X100.

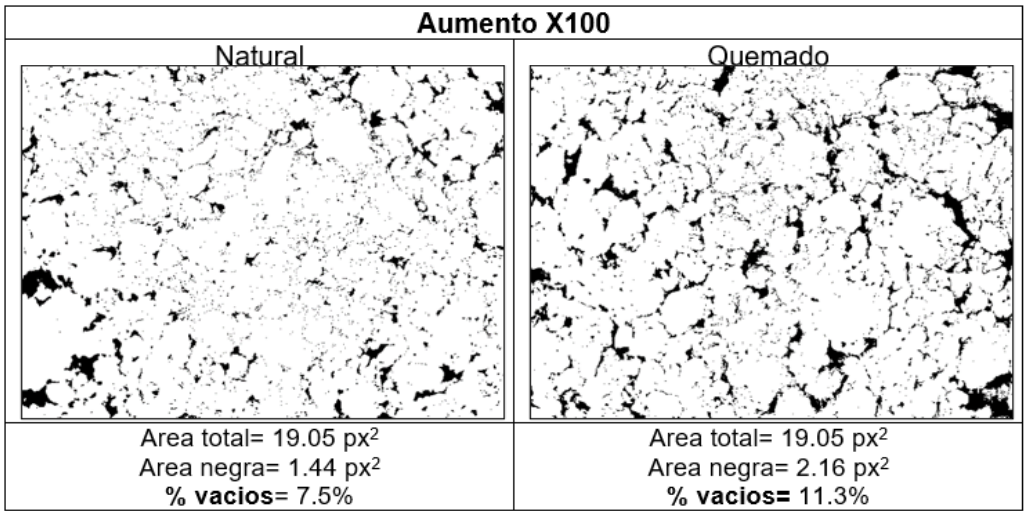


Figura 5. Tratamiento de imágenes del Microscopio Electrónico de Barrido con Scion y Photoshop para suelo "Natural" y Suelo "Quemado", Aumento X100.

3.2. ENSAYO DE DESAGREGACIÓN

En la Figura 6, se muestra como para el suelo "Natural", completamente sumergido, la desagregación comenzó desde el inicio de la inmersión, colapsando a los 5 minutos aproximadamente y generando turbidez en el agua. En el caso de la inmersión parcial, el proceso de desagregacion del material fue gradual. Durante el primer tercio de inundación del cuerpo de prueba, no hubo mayor turbidez, en el segundo tercio la muestra comenzó a debilitarse, y en el último tercio falló completamente, formando una nube coloidal densa a su alrededor. Para el suelo "Quemado", se observó un comportamiento más crítico, ya que bajo la inmersión total la desagregación fue inmediata desde que se inició la adición de agua; y en la inmersión parcial, la muestra comenzó a desagregarse desde el inicio, y falló completamente al finalizar el primer tercio, indicando una pérdida significativa de resistencia frente al ingreso de agua. Este aumento en la susceptibilidad a la desagregación confirma que, el proceso de quema intensificó el comportamiento dispersivo del suelo, disminuyendo su estabilidad estructural, reforzando la hipótesis de una estructura más frágil e inestable después de la quema.

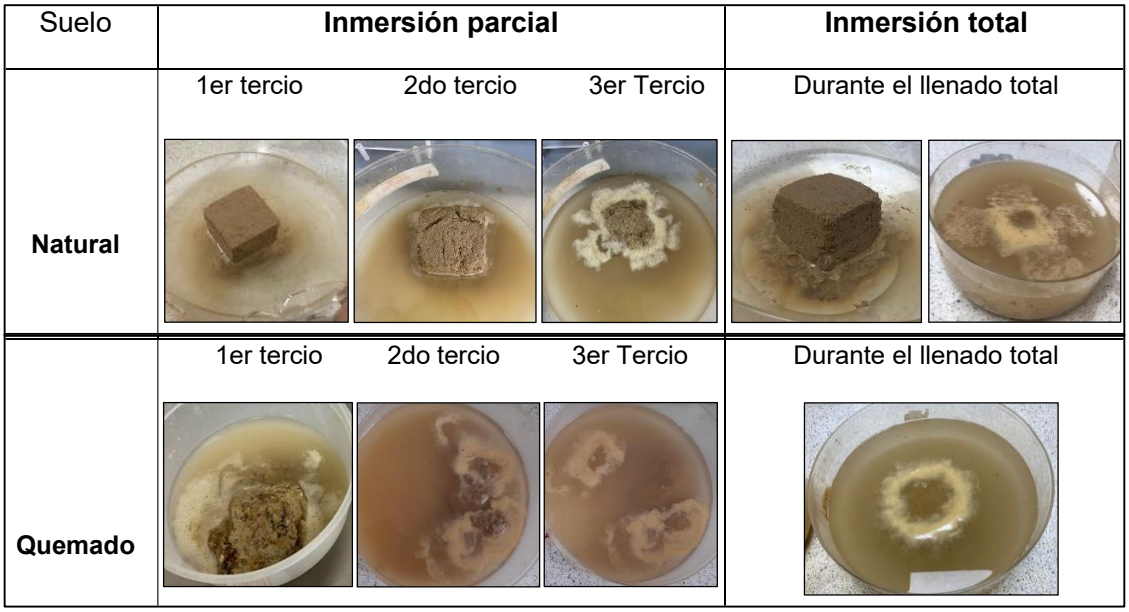


Figura 6. Ensayo de desagregación.

4. CONCLUSIONES

Los estudios mostraron como, inclusive una quema de baja severidad, induce alteraciones en las propiedades microestructurales del suelo, afectando su comportamiento frente a la presencia de agua.

Las imágenes de MEB, permitieron identificar agregaciones, junto con la aparición de microfisuras inducidas por el proceso de quema, promoviendo el ingreso de agua, favoreciendo la desestabilización estructural. Dichas alteraciones generaron un aumento en la relación de vacíos, tornando la estructura del suelo afectado por la quema más abierta, frágil e inestable.

Los hallazgos de esta investigación, son de gran importancia en el contexto actual, donde el incremento de los incendios forestales impulsados por el cambio climático, el uso inadecuado del suelo y la expansión antrópica representan una amenaza creciente para la estabilidad y funcionalidad de los ecosistemas. Es por ello que comprender como el fuego altera las propiedades del suelo e influye en su estabilidad es fundamental para el manejo del riesgo en zonas propensas a incendios o quemas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Universidad Nacional de Colombia, al Ministerio de Ciencia, Tecnología e Innovación de Colombia (MINCIENCIAS) y al Instituto Colombiano de Crédito Educativo y Estudios Técnicos en el Extranjero (ICETEX), por su apoyo para el desarrollo de esta investigación.

REFERENCIAS

Arango, J; Barreto A, Alegria L; Valencia Y, Echeverri O. (2023). Propuesta metodológica para simular un incendio sobre un suelo superficial en laboratorio. *XVI Congreso Internacional Multidisciplinario de Investigación.*

ASTM D6572. (2021). *Standard test method for determining dispersive characteristics of clayey soils by the crumb test.*

Camapum de Carvalho, J., Sales, M. M., Mortari, D., Fázio, J. A., & Motta, da N. O. Francisco, R. A. (2006). Processos erosivos. In: *Processos erosivos no centro-oeste brasileiro*.1st ed., p. 39–88.

Camapum de Carvalho, J., Gitirana, G., Machado, S., Mascarenha, M., Filho, F. (2023). Solos Não Saturados No Contexto Geotécnico, segunda ed., Associação Brasileira de Mecanica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo. https://doi.org/10.4322/978-65-992098-3-3.

Correa-Martínez, A., Martens, U. Restrepo, J., Ordóñez-Carmona, O. Pimentel, M. (2005). Subdivisión de las metamorfitas básicas de los alrededores de Medellín – Cordillera central de Colombia. Vol.- 29, *Revista de la Academia Colombiana de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales*. 325-343. Doi/10.18257/raccefyn.29(112).2005.2167

García-Orenes, F., Arcenegui, V., Chrenkova, K., Mataix-Solera, J., Moltó, J., Jara-Navarro, A.B., Torres,M.P., (2017). Effects of salvage logging on soil properties and vegetation recovery in a fire-affected Mediterranean forest: a two year monitoring research. *Sci. Total Environ*. 586, 1057–1065.

Goldstein, J. (1984). Scanning electron microscopy and X-ray microanalysis.

Valencia González, Y., Patiño-Restrepo, J., Álvarez-Guerra, M. C., Ortega-Ramírez, D., & Echeverri-Ramírez, Ó. (2018). Cambio en las propiedades geotécnicas de un suelo sometido a ignición en laboratorio. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 17(32), 85-107. https://doi.org/10.22395/rium.v17n32a5.

EFECTO DE LAS QUEMAS FORESTALES EN EL POTENCIAL EROSIVO DE UN SUELO TROPICAL

Laura Natalia ALEGRIA[(1)], Yamile VALENCIA GONZÁLEZ[(1)*], Angela Patricia BARRETO[(1)] y André Luis CAVALCANTE[(2)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil. Facultad de Minas
Universidad Nacional de Colombia
*yvalenc0@unal.edu.co

[(2)] Faculdade de Tecnologia
Universidade de Brasilia

RESUMEN

La erosión es un fenómeno que implica el desprendimiento y transporte de partículas de suelo por agentes como el agua y el viento, que puede intensificarse por actividades humanas, como la agricultura, la expansión urbana y las quemas o incendios forestales. Estos últimos, son considerados como uno de los factores que provoca mayores perturbaciones ambientales, como la pérdida de la cobertura vegetal y la alteración en la estabilidad estructural del suelo, debido a la exposición a altas temperaturas, influyendo en la ocurrencia y celeridad de la pérdida de suelo. El Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA) advierte que, la frecuencia e intensidad de los incendios debido al cambio climático y a el cambio en el uso y manejo del suelo, se han incrementado de forma significativa en las últimas dos décadas. En regiones tropicales, estos efectos pueden acentuarse por las altas temperaturas y variabilidad climática, sumadas a la intensidad del fuego y el tiempo de duración de los incendios, que determinan el grado de afectación del suelo. Evaluar los efectos del fuego en las propiedades del suelo directamente en campo presenta limitaciones económicas, logísticas y ambientales, por lo cual, se recurre a simulaciones controladas en laboratorio, permitiendo reducir costos y evitar impactos negativos sobre el ambiente y la salud humana. En esta investigación se busca determinar la erodabilidad de un suelo tropical sometido a quema controlada de baja severidad en laboratorio, utilizando el ensayo de Inderbitzen como herramienta de evaluación. El ensayo considera un canal que simula diferentes condiciones de pendiente (15°, 30° y 40°) y caudal (30, 35 y 40 cm^3/s) para estudiar el desprendimiento de partículas debido a la escorrentía superficial. Los resultados revelaron un incremento en el coeficiente de erodabilidad K tras la quema en ambas simulaciones, demostrando que incluso incendios controlados y de baja severidad influencian la respuesta a la erosión hídrica, aumentando los riesgos a inundaciones y a posibles movimientos en masa. Estas propuestas permiten alertar a los entes gubernamentales y a la sociedad, sobre la importancia de cuidar el medio ambiente y el planeta.

ABSTRACT

Erosion is a phenomenon involving the detachment and transport of soil particles by agents such as water and wind, which can be intensified by human activities such as agriculture, urban expansion, and forest fires. The latter are considered one of the factors that cause major environmental disturbances, such as loss of vegetation cover and alteration of soil structural stability due to exposure to high temperatures, influencing the occurrence and speed of soil loss. The United Nations Environment Program (UNEP) warns that the frequency and intensity of fires

due to climate change and changes in land use and management have increased significantly in the last two decades. In tropical regions, these effects can be exacerbated by high temperatures and climate variability, combined with the intensity and duration of fires, which determine the degree of soil damage. Assessing the effects of fire on soil properties directly in the field has economic, logistical, and environmental limitations, which is why controlled laboratory simulations are used, reducing costs and avoiding negative impacts on the environment and human health. This research seeks to determine the erodibility of tropical soil subjected to low-severity controlled burning in the laboratory, using the Inderbitzen test as an evaluation tool. The test uses a channel that simulates different slope conditions (15º, 30º, and 40º) and flow rates (30, 35, and 40 cm^3/s) to study particle detachment due to surface runoff. The results revealed an increase in erosion due to burning, favored by particle aggregation and the appearance of microcracks. The results revealed an increase in the erodibility coefficient K after burning in both simulations, demonstrating that even controlled and low-severity fires influence the response to water erosion, increasing the risks of flooding and possible mass movements. These proposals allow government agencies and society to be alerted to the importance of caring for the environment and the planet.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Incendio controlado (Controlled fires), Erosión superficial (Surface erosion), Suelo residual (Residual Soil).*

1. INTRODUCCIÓN

La erosión de los suelos consiste en un proceso natural donde se presenta el desprendimiento y transporte de partículas por agentes como el agua y el viento (Camapum de Carvalho *et al.*, 2006), su ocurrencia puede intensificarse por actividades humanas, como la agricultura y la expansión urbana. Las quemas o incendios forestales son considerados también, uno de los factores que más provoca perturbaciones ambientales severas, con pérdida de la cubierta vegetal y la alteración en la estabilidad estructural del suelo, influyendo en la ocurrencia y celeridad de la pérdida de material (Agbeshie *et al.*, 2022; Prats *et al.*, 2019; Shakesby, 2011). Así mismo, la frecuencia e intensidad de los incendios debido al cambio climático y la modificación en el uso y manejo del suelo, causan efectos en la dinámica y conservación de los ecosistemas. Es por ello que, se torna importante evaluar los efectos del fuego en las propiedades del suelo, pero hacerlo directamente en campo presenta limitaciones económicas, logísticas y ambientales; por tal motivo, se recurre a simulaciones controladas en laboratorio, que permiten reducir costos y evitar impactos negativos sobre el ambiente y la salud humana, de una forma más simple y asequible.

En el actual trabajo, se determina a partir del ensayo de Inderbitzen, el efecto en la erodabilidad de un suelo, de un proceso de quema controlada en laboratorio, simulando un incendio de baja severidad (temperaturas en la superficie del suelo de 100° a 250°C (García et al., 2017). El ensayo Inderbitzen, es una herramienta clave para determinar parámetros como la tensión de corte crítica y el coeficiente de erodabilidad (K), en condiciones hidráulicas controladas. El método consiste, en generar un flujo laminar en un canal abierto, bajo caudal constante, sobre una muestra de suelo puesta en una superficie inclinada, durante un intervalo de tiempo definido. El objetivo se centra, en cuantificar la pérdida de suelo por unidad de área, replicando condiciones de escorrentía superficial (de Oliveira et al, 2021). Con ello, se espera identificar la influencia de las altas temperaturas en la erosión hídrica de un suelo, con el fin de alertar a los entes gubernamentales y a la sociedad, sobre la importancia de cuidar el medio ambiente y el planeta.

2. METODOLOGÍA

2.1. PREPARACIÓN DE MUESTRAS

Las muestras ensayadas, fueron preparadas reconfigurando un suelo de origen residual, clasificado como Arena limosa (SM), en anillos con dimensiones de 20 x 20 cm de superficie y 5 cm de altura. La reconfiguración del suelo se realizó mediante la aplicación de una carga compresiva en dos capas de 2,5 cm cada una, lo que aseguró la uniformidad en la densificación del material. Durante el proceso de acomodamiento, se controló cuidadosamente la deformación generada en el suelo con la carga transmitida.

Esto garantizó que cada muestra tuviera la masa y el volumen especificado, alcanzando así un índice de vacíos constante (e= 0,75). Además, las muestras se reconfiguraron con una humedad (w) del 12 %, lo que contribuyó a minimizar la variabilidad entre ellas. Este grupo de muestras, fue utilizado como punto de partida y se denominó "Suelo No Quemado (N)" (Figura 1a). El segundo grupo, correspondió a las muestras sometidas al proceso de quema en el laboratorio. Este procedimiento, se llevó a cabo en condiciones de quema controladas y replicables en el laboratorio (Massman y Frank, 2004 y Carrington, 2010). En el proceso, se calentó el horno a 190°C durante 50 minutos, para que la muestra alcanzara los 100°C típicos de los incendios de baja intensidad. El nombre dado a este grupo fue "Suelo Quemado (Q)" (Figura 1b).

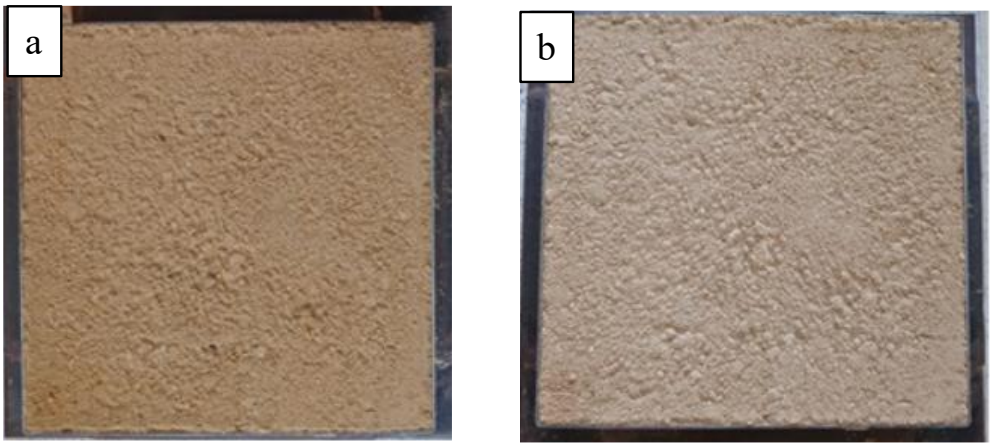


Figura 1. a) Suelo No Quemado, b) Suelo Quemado.

2.2. ENSAYO DE INDERBITZEN

El ensayo de Indetbitzen (Figura 2), se ejecutó bajo dos escenarios: el primero, para caudal variable y pendiente constante (Q_{var} *vs* S_{cte}), con caudales de 30 cm³/s, 35 cm³/s y 40 cm³/s y una pendiente de 30°; el segundo escenario consistió en colocar pendiente variable y caudal constante (S_{var} *vs* Q_{cte}), en este caso se usó 15°, 30° y 45°, con un caudal de 30 cm³/s. Para cada una de las diversas combinaciones, se generaron curvas de peso retenido de suelo en tamices en función del tiempo, a partir de las cuales se construyeron gráficos de pérdida de masa acumulada por unidad de área a lo largo del tiempo, para cada tensión hidráulica desarrollada.

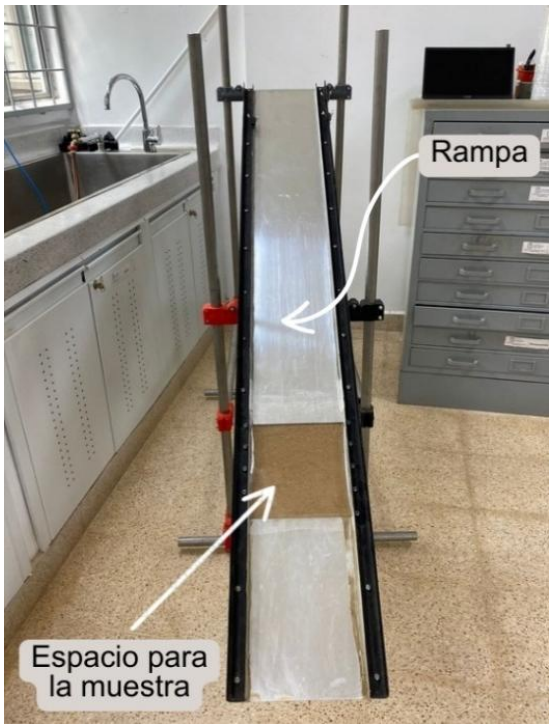


Figura 2. Ensayo Inderbitzen.

Para la determinación de la erodabilidad, fue estimado el cortante hidráulico del agua mediante la ecuación (1) (Du Boys, 1879):

$$\tau_h = 10000 * \gamma * h * \tan \alpha \quad (1)$$

Donde:

- τ_h= tensión de corte hidráulica (Pa);
- γ= peso específico del agua (0.01 N/cm^3);
- h= altura de lámina de flujo (cm);
- α= ángulo de inclinación de la escorrentía (grados);

Cada ensayo permitió construir la curva de erodabilidad, gráfico que relaciona las pérdidas de suelo (g/cm^2/min) con la tensión hidráulica (Pa). A partir de esta curva, se pueden identificar parámetros como el coeficiente de erodabilidad (K), coeficiente angular de la ecuación de la línea que mejor se ajusta a los datos, y la intersección con el eje x, que se denominada tensión hidráulica crítica del suelo (τ_{crit}) (Martins, 2022).

Bastos (1999) a partir de la relación entre la tensión hidráulica y las pérdidas de suelo, propone rangos de erodabilidad según el valor de K presentados en la Tabla 1.

Tabla 1. Criterios de erodabilidad según Bastos (1999).

Nivel de erodabilidad	**Valores de *K* (g/cm^2/min/Pa)**
Alta	$K > 0.1$
Media	$0.001 < K < 0.1$
Baja	$K < 0.001$

3. RESULTADOS

3.1. CAUDAL VARIABLE CON PENDIENTE CONSTANTE

Para el “Suelo No Quemado (N)”, se presentaron volúmenes de sólidos erosionados de 1.6%, 2.4% y 5.1% de acuerdo con los aumentos de caudal, mientras que en el “Suelo Quemado (Q)” fueron de 3.3%, 5.0% y 6.5%; observándose que, para el “Suelo Quemado (Q)” se generaron mayores pérdidas de material que para para el “Suelo No Quemado (N)”. Esto indica que, el proceso de quema aumentó la susceptibilidad a la pérdida de material en un 48%, 53% y 19%, respectivamente, bajo esta condición.

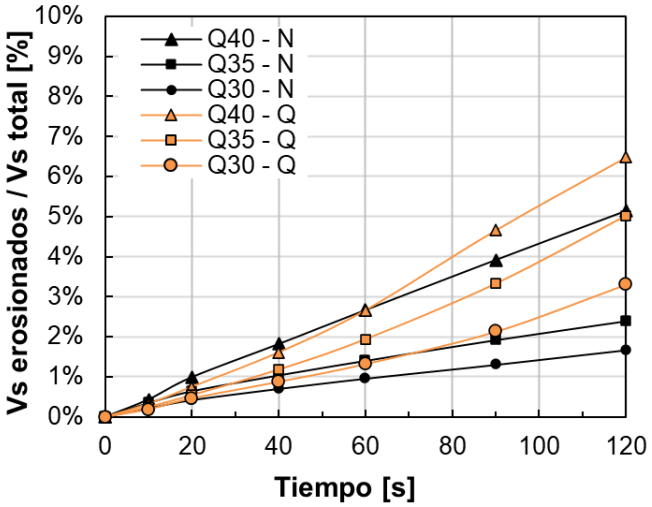


Figura 3. Volumen de sólidos erosionado con respecto al volumen de sólidos total en el tiempo, Q_{var} *vs* S_{cte}.

Según los resultados, para ambas condiciones (No Quemado y Quemado), se obtuvo un coeficiente de erodabilidad K mayor a 0.1 g/cm^2/min/Pa, clasificando los suelos como de "Erodabilidad alta", según la metodología propuesta por Bastos (1999). Sin embargo, aunque el valor K es muy cercano incrementando un 13% en el suelo quemado, es claro el efecto de la quema en la respuesta a este proceso, ya que la pendiente de la línea de erodabilidad es más pronunciada para el caso del suelo sometido a la quema, incrementando la magnitud del coeficiente de erodabilidad K, pasando de 0.248 a 0.286 g/cm^2/min/Pa. Adicionalmente, se observó que para el suelo quemado se requirió de una resistencia crítica del suelo menor (τ_{crit}=1.195 Pa) para iniciar el proceso de arrastre de partículas, en comparación con la muestra no quemada (τ_{crit}=2.121 Pa).

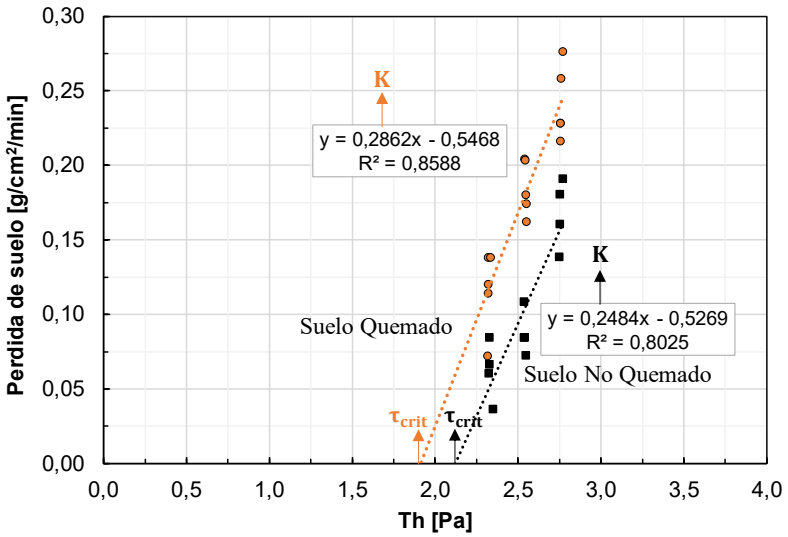


Figura 4. Curva de erodabilidad, Q_{var} *vs* S_{cte}.

3.2. PENDIENTE VARIABLE CON CAUDAL CONSTANTE

Para el caso en el que se varió la pendiente y se mantuvo el caudal (Figura 5), en el "Suelo No quemado (N)" se presentaron volúmenes de sólidos erosionados de 0.96%, 2.0% y 4.11% respectivamente, de acuerdo con los aumentos de pendiente, mientras que el "Suelo Quemado (Q)" mostró volúmenes erosionados de 2.6%, 4.9% y 6.1%; indicando mayor susceptibilidad a la pérdida de material ante el proceso de quema, coincidiendo con el comportamiento observado en la simulación de caudal variable.

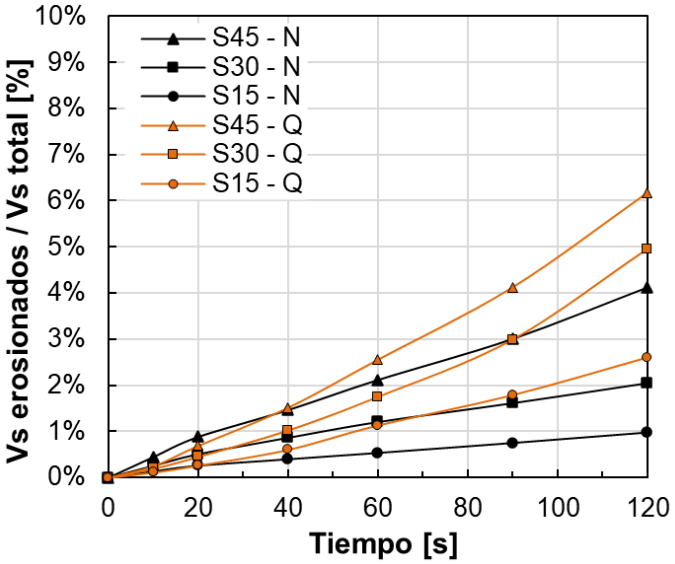


Figura 5. Volumen de sólidos erosionado con respecto al volumen de sólidos total en el tiempo, S_{var} *vs* Q_{cte}.

La Figura 6, muestra que el coeficiente de erodabilidad K para ambas condiciones se ubicó entre 0.001 y 0.1 g/cm^2/min/Pa, clasificando los suelos como de "Erodabilidad media" (Bastos, 1999). Sin embargo, la pendiente es más pronunciada para el "Suelo Quemado", incrementando la magnitud del coeficiente de erodabilidad K, pasando de 0.056 a 0.076 g/cm^2/min/Pa del "Suelo No Quemado" al "Suelo Quemado", confirmando el efecto la exposición a altas temperaturas en la erodabilidad del material. Adicionalmente, se requirió de una resistencia critica para el "Suelo Quemado" menor (τ_{crit}=0.215 Pa) para iniciar el proceso de arrastre de partículas, en comparación con la muestra de "Suelo No Quemado" (τ_{crit}=0.833Pa).

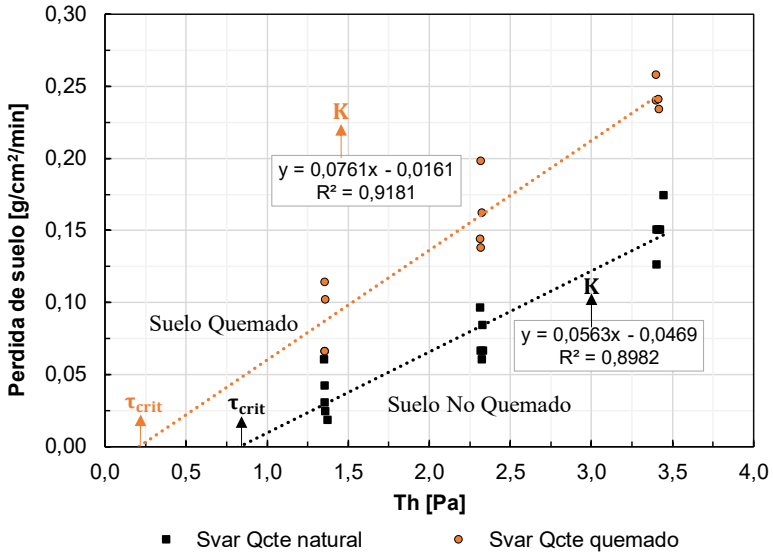


Figura 6. Curva de erodabilidad, S_{var} *vs* Q_{cte}.

Adicionalmente, cuando se trabajó S_{var} *vs* Q_{cte}, las bajas pendientes beneficiaron la infiltración del agua al interior del suelo, provocando una saturación más rápida de los poros, promoviendo la escorrentía superficial y por ende la erosión y pérdida de suelo con tensiones hidráulicas menores. Cabe resaltar que, para la condición Q_{var} *vs* S_{cte}, existió una influencia directa del aumento de caudal sobre el esfuerzo hidráulico aplicado, controlando la movilización de la partícula debido a la energía de arrastre del flujo. Por consiguiente, no se puede indicar que un escenario sea más crítico que otro, debido a que cada uno representa condiciones distintas de escorrentía superficial; pero es claro que, al someter el suelo al proceso de quema, se favoreció la aparición de microfisuras, influenciando la respuesta del suelo a la erosión hídrica, incluso para incendios controlados y de baja severidad, aumentando los riesgos a inundaciones y a posibles movimientos en masa.

4. CONCLUSIONES

Ensayos simples y económicos, como el Inderbitzen permitieron cuantificar el efecto erosivo causado por una quema controlada en laboratorio, y con ello, clasificar el suelo dentro de un rango de erodabilidad.

De manera general, se evidenció que la quema del suelo incrementó las magnitudes de los coeficientes de erodabilidad K, en ambas simulaciones (Q_{var} *vs* S_{cte} y S_{var} *vs* Q_{cte}), tornándolo más inestable y susceptible a posibles movimientos en masa.

Adicionalmente, se confirmó que la pendiente del terreno y los caudales de escorrentía influyen en la cantidad de suelo erosionado, las bajas pendientes beneficiaron la infiltración del agua al interior del suelo, provocando una saturación más rápida de los poros, promoviendo la escorrentía superficial; y en el caso de los caudales, el incremento de los mismos, generó energías de arrastre de partículas mayores.

Se constató que, las mayores pérdidas de material se dieron ante el proceso de quema. Dicha movilización de partículas, ocurrió para cortantes hidráulicas menores en el suelo quemado que para el suelo no quemado.

Es importante considerar que, el incremento de los incendios forestales impulsados por el cambio climático, el uso inadecuado del suelo y la expansión antrópica, influyen en la ocurrencia de procesos erosivos superficiales; es por ello que, la presente investigación ofrece una herramienta metodológica rápida, simple y económica, para prever la respuesta de un suelo afectado por quemas ante exposiciones a procesos erosivos superficiales, con lo cual se podría alertar a los entes territoriales y prevenir desastres asociados a la degradación y erosión de suelos a mayor escala.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Universidad Nacional de Colombia y al Ministerio de Ciencia, Tecnología e Innovación de Colombia (MINCIENCIAS) y el Instituto Colombiano de Crédito Educativo y Estudios Técnicos en el Extranjero (ICETEX), por su apoyo para el desarrollo de esta investigación.

REFERENCIAS

Agbeshie, A.A., Abugre, S., Atta-Darkwa, T., Awuah, R. (2022). A review of the effects of forest fire on soil properties. 33 (5). https://doi.org/10.1007/s11676-022-01475-4.

Bastos, C. (1999). Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados. *Tese de Doutorado*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Camapum de Carvalho, J., Sales, M. M., Mortari, D., Fázio, J. A., & Motta, da N. O. Francisco, R. A. (2006). Processos erosivos. In: *Processos erosivos no centro-oeste brasileiro*.1st ed., p. 39–88.

de Oliveira, V. N., Gitirana, G. de F. N., Dos Anjos Mascarenha, M. M., Sales, M. M., Varrone, L. F. R., & da Luz, M. P. (2021). An enhanced flume testing procedure for the study of rill erosion. *Water* (Switzerland), 13 (21). https://doi.org/10.3390/w13212956.

Du Boys, P. (1879). Le Rhône et les rivières à lit affouillable. *Annales des Ponts et Chaussées*, 18, 141-195.

García-Orenes, F., Arcenegui, V., Chrenkova, K., Mataix-Solera, J., Moltó, J., Jara-Navarro, A.B., Torres,M.P., (2017). Effects of salvage logging on soil properties and vegetation recovery in a fire-affected Mediterranean forest: a two year monitoring research. *Sci. Total Environ*. 586, 1057–1065.

Martins, M. M. (2022). Modelagem físico-matemática da interação solo-atmosfera e erosão hídrica em bordas de reservatórios. *Dissertação de Mestrado*. Universidade de Brasilia, Brasilia, DF.

Massman, W. J., & Frank, J. M. (2004). Effect of a controlled burn on the thermophysical properties of a dry soil using a new model of soil heat flow and a new high temperature heat flux sensor. *International Journal Of Wildland Fire*. Recuperado 2 de marzo de 2024, de https://www.publish.csiro.au/WF/WF04018.

Prats, S.A., Malvar, M.C., Coelho, C.O.A., Wagenbrenner, J.W. (2019). Hydrologic and erosion responses to compaction and added surface cover in post-fire logged areas: Isolating splash, interrill and rill erosion. *J. Hydrol*. 575, 408–419. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.05.038.

Shakesby, R. A. (2011). Post-wildfire soil erosion in the Mediterranean: Review and future research directions. *In Earth-Science Reviews* Vol. 105, Issues 3–4, pp. 71–100. https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2011.01.001.

ANÁLISIS NUMÉRICO DE LOS PROCESOS ACOPLADOS SUELO-VEGETACIÓN-ATMÓSFERA EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Ehsan BADAKHSHAN[(1)*] y Jean VAUNAT[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
*ehsan.badakhshan@upc.edu

RESUMEN

Comprender las interacciones entre el suelo, la vegetación y las condiciones atmosféricas es esencial para evaluar con precisión la estabilidad de taludes y predecir los cambios relacionados con el clima en terrenos vegetados. En este estudio, se desarrolla un marco numérico en CODE_BRIGHT para investigar cómo la vegetación y las condiciones de contorno atmosféricas influyen en la respuesta del talud bajo condiciones climáticas transitorias. Se utiliza una condición de contorno suelo-vegetación-atmósfera (SVA) para representar los flujos de agua y energía en la superficie, lo que permite una simulación realista de los intercambios de masa y calor impulsados por el clima. El modelo se aplica al terraplén bien instrumentado de Agropolis en Barcelona, que proporciona datos de monitoreo de alta resolución sobre la temperatura del suelo, el contenido de agua y la presión de poro. Los resultados simulados coinciden estrechamente con los datos de campo, lo que indica que el enfoque es fiable. Los análisis muestran que la vegetación incrementa la succión y reduce las presiones de poro durante los períodos secos. Las comparaciones entre escenarios con vegetación y con suelo desnudo revelan que el talud vegetado presenta un grado de saturación aproximadamente un 8% menor y desarrolla una zona no saturada distintiva bajo la zona radicular, ausente en la condición de talud desnudo. Los análisis térmicos indican además que, cuando las temperaturas del aire superan los 30 °C, el talud vegetado permanece más fresco que el talud desnudo, mientras que por debajo de 15 °C, el efecto aislante de la vegetación lo mantiene más cálido. Durante las estaciones frías, el talud desnudo puede acercarse a la congelación, mientras que el talud vegetado permanece notablemente más cálido, en buen acuerdo con las predicciones del modelo.

ABSTRACT

Understanding the interactions between soil, vegetation, and atmospheric conditions is essential for accurately assessing slope stability and predicting climate-related changes in vegetated terrains. In this study, a numerical framework is developed in CODE_BRIGHT to investigate how vegetation and atmospheric boundary conditions influence slope response under transient climatic conditions. A soil–vegetation–atmosphere (SVA) boundary condition is used to represent water and energy fluxes at the surface, enabling a realistic simulation of climate-driven mass and heat exchanges. The model is applied to the well-instrumented Agropolis embankment in Barcelona, which provides high-resolution monitoring data for soil temperature, water content, and pore-water pressure. The simulated results closely match the field data, indicating that the approach is reliable. The analyses show that vegetation increases suction and reduces pore-water pressures during dry periods. Comparisons between vegetated and bare-soil scenarios reveal that the vegetated slope has a lower degree of saturation by approximately 8% and develops a distinct unsaturated zone beneath the root zone, absent in the bare-slope condition. Thermal

analyses further indicate that when air temperatures exceed 30 °C, the vegetated slope remains cooler than the bare slope, while below 15 °C, the insulating effect of vegetation keeps it warmer. During cold seasons, the bare slope can approach freezing, while the vegetated slope remains noticeably warmer, in good agreement with model predictions.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Interacción suelo-vegetación-atmósfera (Soil-vegetation-atmosphere interaction); Talud (Slope); Modelo numérico (Numerical model).*

1. INTRODUCCIÓN

El sistema suelo–vegetación–atmósfera (SVA) es complejo, ya que los intercambios de masa y energía dependen de factores climáticos como la precipitación, la humedad, la temperatura, la radiación y el viento. La vegetación desempeña un papel importante al interceptar la lluvia, reducir la escorrentía, devolver vapor a la atmósfera, reforzar el suelo mediante las raíces y aumentar la permeabilidad a través de la desecación (Song *et al*., 2017; Jamalinia *et al*., 2021). También reduce la radiación solar y el flujo de calor en la superficie del suelo, lo que disminuye la evaporación del suelo y las variaciones diarias de temperatura (Guglielmi *et al*., 2023; Woodman *et al*., 2020). Estos procesos influyen en la estabilidad de los taludes al afectar el contenido de agua del suelo, la presión de poros y el esfuerzo efectivo. Aunque varios estudios han modelado las interacciones suelo–atmósfera–vegetación, la predicción del flujo de agua en taludes vegetados sigue siendo un desafío. Un modelado preciso requiere considerar tanto las propiedades del suelo (por ejemplo, succión, permeabilidad y presión de poros) como las condiciones atmosféricas (por ejemplo, precipitación, temperatura, radiación solar y evaporación), así como los efectos de la vegetación sobre la infiltración y la redistribución del agua dentro del suelo (Hemmati *et al*., 2012; Badakhshan y Vaunat, 2025; Badakhshan *et al*., 2024). Por lo tanto, el objetivo específico de este estudio es investigar la influencia de la vegetación y de la histéresis en la curva de retención de agua del suelo sobre los procesos termo-hidráulicos en un terraplén no saturado sometido a condiciones atmosféricas reales.

En este estudio se utiliza CODE_BRIGHT para simular la infiltración y los intercambios de agua y calor dentro del sistema suelo–atmósfera–vegetación bajo condiciones meteorológicas. El modelo incorpora el comportamiento histerético de la curva de retención de agua del suelo (SWRC) y analiza cómo la vegetación influye en la respuesta del talud. Las principales variables que gobiernan estas interacciones son la presión del líquido (P_l), la presión del gas (P_g) y la temperatura del suelo (T). El rendimiento del modelo se evalúa utilizando mediciones de un terraplén construido en Barcelona junto con datos meteorológicos reales. Aunque el modelo es capaz de acoplar procesos termo-hidro-mecánicos (Badakhshan y Vaunat, 2026), este estudio se centra únicamente en los procesos termo-hidráulicos para comprender y predecir mejor el comportamiento de los suelos no saturados bajo la acción de las condiciones atmosféricas.

2. FORMULACIÓN DEL MODELO SVA

La vegetación interactúa con el sistema suelo–atmósfera mediante intercambios de calor y de masa de fluidos, en parte controlados por la fracción de radiación solar que alcanza la superficie del suelo. En las plantas, la pérdida de agua ocurre principalmente a través de los estomas, que son pequeñas aberturas en las hojas que permiten la transferencia de vapor de agua y gases. En consecuencia, es esencial considerar la influencia de la cobertura vegetal sobre la transpiración, un proceso que implica la absorción de agua por las raíces y su posterior evaporación a través de los tejidos de la planta, junto con los intercambios de calor que tienen lugar cerca de la superficie del suelo.

Para tener en cuenta el efecto de la vegetación en el comportamiento del talud, se adopta un modelo basado en flujos para simular la evapotranspiración dentro de la zona radicular. Este modelo utiliza parámetros relacionados con la vegetación como datos de entrada y calcula procesos como la transpiración, la evaporación del suelo, el drenaje desde la zona radicular y la intercepción de la lluvia por la vegetación. En consecuencia, el balance hídrico del suelo se evalúa dentro de la zona radicular, que se define mediante una profundidad característica que representa la longitud de las raíces y su capacidad asociada de almacenamiento de agua. La Figura 1 ilustra los diferentes flujos que actúan sobre el medio, los cuales se consideran como condiciones de contorno en la formulación de un problema de valor inicial y de contorno.

El flujo de evapotranspiración está gobernado por las resistencias de la planta y del suelo, que controlan los intercambios de calor sensible y latente. En la superficie del suelo, dos componentes de la vegetación, la

cobertura de césped y el dosel vegetal, actúan en paralelo con la evaporación del suelo. El sistema de césped incluye resistencias que regulan la transpiración entre el potencial hídrico en las raíces y el de las hojas. El flujo de transpiración (E_T) a nivel del dosel se expresa, siguiendo a Badakhshan *et al*. (2025b), como una función de la diferencia de densidad de vapor entre la hoja y la atmósfera. Dado que la humedad relativa dentro de la hoja es aproximadamente del 100%, la densidad de vapor corresponde a condiciones de saturación y depende únicamente de la temperatura de la hoja, la cual se asume igual a la temperatura atmosférica.

$$E_T = veg\frac{1}{r_a + r_s}(\rho_{vasat} - \rho_{va}) \tag{1}$$

donde r_s es la resistencia superficial de la hoja debida a los estomas y ρ_{vasat} es la humedad absoluta de saturación de la atmósfera. En este caso, r_s y r_a actúan en serie. r_a es la resistencia aerodinámica, definida como la resistencia a las difusiones turbulentas y moleculares del vapor de agua entre la superficie de las hojas y el aire situado por encima del dosel a una altura de referencia. ρ_{va} y ρ_v representan la humedad absoluta en la atmósfera y en los nodos de condición de contorno, respectivamente. Además, *veg* es la superficie vegetada por unidad de área de suelo (fracción de vegetación), calculada como la proyección vertical de la vegetación sobre la superficie del terreno. Una aproximación de r_a se obtiene con frecuencia a partir del flujo de cantidad de movimiento (Dapena *et al*., 2011; Hemmati *et al*., 2012), como sigue,

$$r_a = \frac{\ln\left(\frac{z_a}{z_0}\right)^2}{k^2 v_a \varphi} \tag{2}$$

donde k es la constante de von Kármán (generalmente tomada como 0.4), φ es un factor de estabilidad, v_a es la velocidad del viento, z_0 es la longitud de rugosidad de la superficie del suelo (a menudo asimilada a la altura del dosel), y z_a es la altura de referencia (altura a la que se miden la velocidad del viento y la humedad absoluta de la atmósfera). La humedad absoluta (ρ_{va}) debería medirse estrictamente a la altura z_0. Sin embargo, en este caso se calcula a partir de las variables de estado justo por debajo de la superficie del suelo, asumiendo un perfil de velocidad del viento constante entre la superficie del suelo y z_0. La resistencia estomática (r_s) se describe mediante cuatro funciones, como sigue:

$$r_s = \frac{r_{smin}}{LAI}\left[\frac{F_1}{F_2 F_3 F_4}\right] \tag{3}$$

donde r_{smin} es la resistencia superficial mínima y varía según el tipo de planta (Badakhshan *et al*., 2025a). *LAI* es el índice de área foliar, definido como la relación entre el área total de todas las hojas de una planta y el área del suelo cubierta por dicha planta (Tagarelli y Cotecchia, 2020; Song *et al*., 2017; Elia *et al*., 2017).

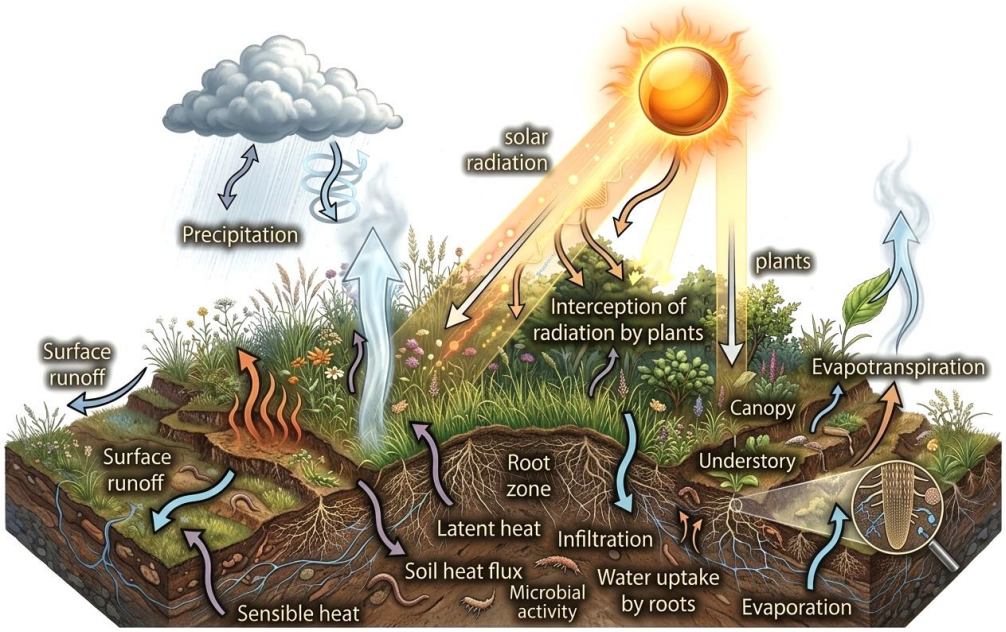


Figura 1. Representación esquemática de los balances de masa y energía en la interfaz suelo-vegetación-atmósfera.

3. CONFIGURACIÓN DEL MODELO

Se realizaron extensos experimentos de campo en el Parc UPC en Barcelona, donde se construyó un terraplén instrumentado con lados vegetados y no vegetados para investigar la pérdida de material superficial inducida por el clima en taludes (Oorthuis *et al*., 2018; Badakhshan *et al*., 2025b). A diferencia de muchos estudios previos, este experimento permite la comparación entre taludes orientados al norte y al sur, compuestos del mismo suelo y con coberturas tanto desnudas como vegetadas. Por lo tanto, estas mediciones se utilizan en el presente estudio para la validación del modelo. Como se muestra en la Figura 2, el talud, construido en 2017 dentro del Proyecto SMuCPhy, incluye cuatro secciones instrumentadas: sur no vegetada (SnV), norte no vegetada (NnV), sur vegetada (SV) y norte vegetada (NV). Variables termo-hidráulicas como succión matricial, grado de saturación, flujo de calor, presión de poros, temperatura y conductividad eléctrica se registran cada 5 minutos a diferentes profundidades. El terraplén tiene 18 m de largo, 12 m de ancho y 2,5 m de alto, con un ángulo de pendiente de 32°, y está compuesto por arena limosa. Se instaló una geomembrana impermeable de polietileno a una profundidad de 0,56 m para reproducir la condición común en campo de capas de suelo poco profundas sobre roca impermeable, observada frecuentemente en regiones montañosas como los Pirineos y la Cordillera Costera Catalana (Oorthuis *et al*., 2018).

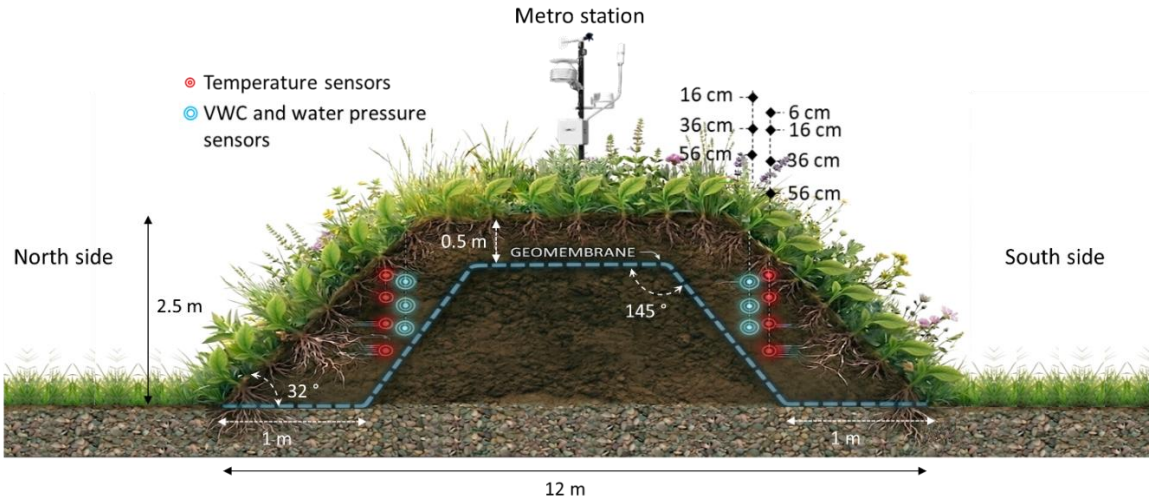


Figura 2. Vista del terraplén construido en Barcelona y de las dos secciones diferentes del talud vegetado.

Las interacciones suelo-vegetación-atmósfera en CODE_BRIGHT se utilizan para realizar simulaciones numéricas y validar el modelo. Para minimizar los efectos de las fronteras, el dominio del talud se extendió 15 m tanto en longitud como en profundidad. La malla de elementos finitos consta de 851 elementos cuadriláteros y 796 nodos, con una malla más densa cerca de la superficie del suelo para capturar mejor las interacciones suelo-atmósfera (Figura 3). Las condiciones iniciales incluyeron una temperatura de 20 °C y presiones de gas y líquido constantes de 0.1 MPa. Las simulaciones termo-hidráulicas se realizaron con un paso de tiempo horario, siguiendo a Guglielmi *et al*. (2023).

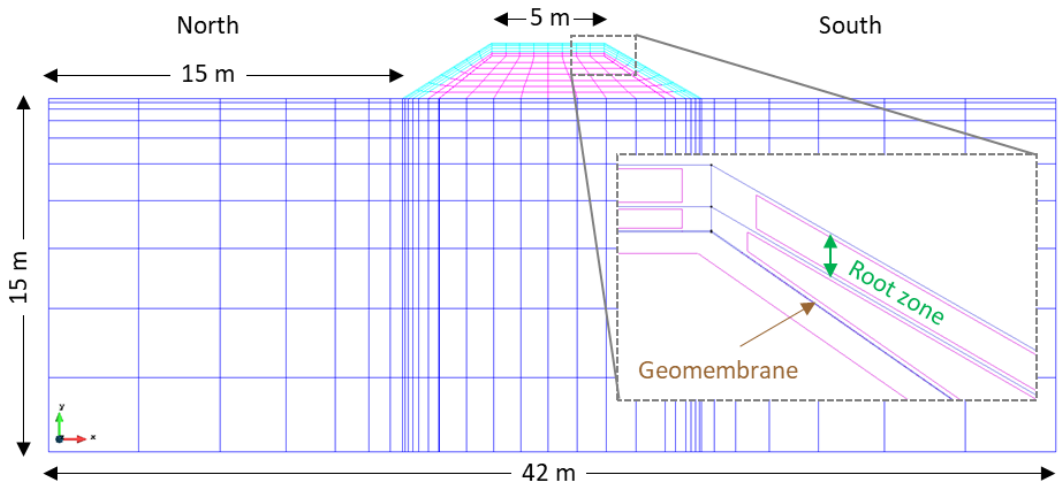


Figura 3. Malla generada del talud modelado.

Las variables atmosféricas horarias, que incluyen temperatura del aire, presión del gas, humedad relativa, radiación, índice de nubes, precipitación, velocidad del viento, radiación de onda larga y transmisividad atmosférica, se obtuvieron a partir de mediciones meteorológicas de campo. La Figura 4 presenta casi tres años de estos datos, utilizados como entradas del modelo. En este estudio, la radiación de onda corta se toma directamente de las mediciones, mientras que la radiación atmosférica de onda larga se calcula mediante la formulación de CODE_BRIGHT (Badakhshan y Vaunat, 2025). Los parámetros necesarios para definir las condiciones de contorno atmosféricas relevantes se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1. Parámetros atmosféricos para las diferentes condiciones de contorno de flujo del talud.

Parámetros	Valor
Latitud (rad)	0.72069
Tiempo del otoño (s)	22723200
Tiempo al mediodía (s)	43200
Altura de referencia, z_a, (m)	1.8
Factor de estabilidad, φ, (kgm^{-3})	1
Densidad del gas atmosférico (kgm^{-3})	1.2
Albedo en seco	0.4
Albedo en húmedo	0.2
Gamma para gas ($kgm^{-2}s^{-1}MPa^{-1}$)	-1×10^{6}
Gamma para líquido ($kgm^{-2}s^{-1}MPa^{-1}$)	-1×10^{6}
Coeficiente de intercepción de lluvia (%)	20
Inclinación (rad): North, Top, South	0.575, 0, 0.575
Orientación (rad): North, Top, South	4.677, 0, 1.535
Coeficiente de intercepción de radiación (%)	10

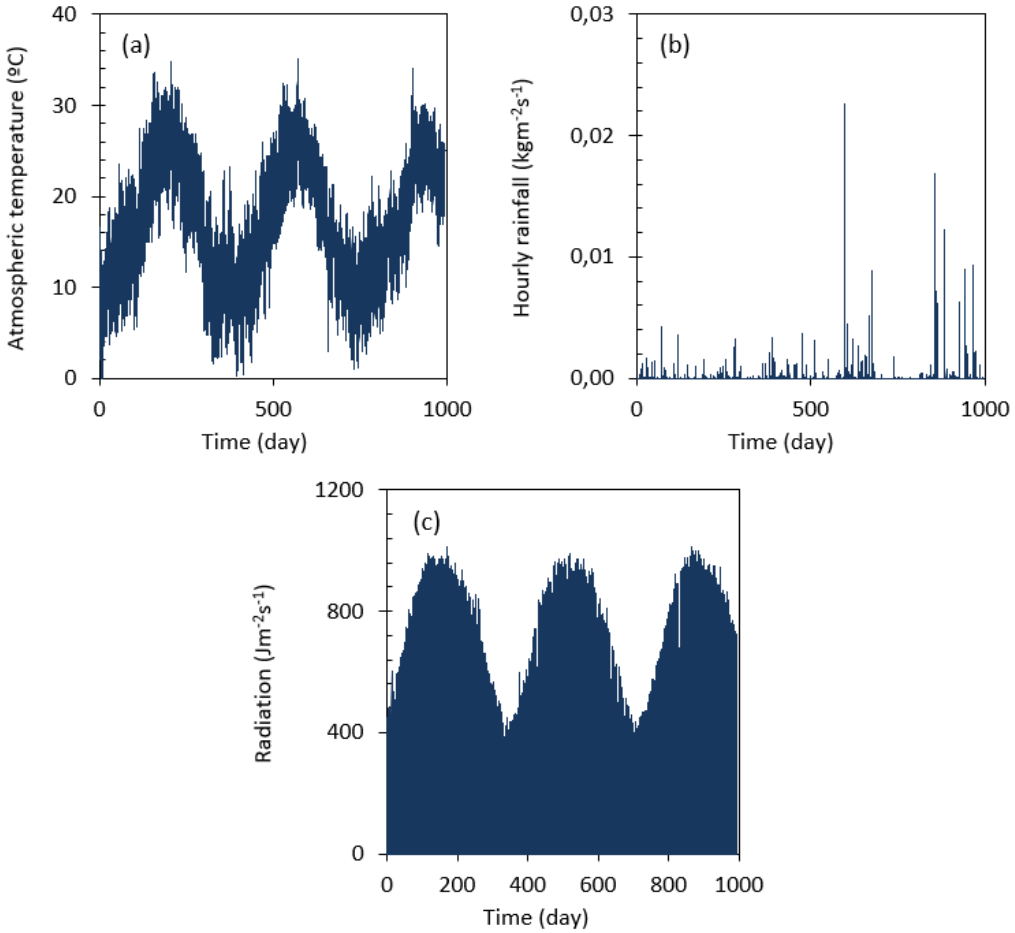


Figura 4. Datos atmosféricos horarios y variables en función del tiempo para las simulaciones: a) temperatura atmosférica, b) precipitación, c) radiación.

Los mismos valores de los parámetros asociados al flujo difusivo de vapor (D, τ_t, y n_v) fueron adoptados para las tres zonas debido a que estos parámetros están principalmente relacionados con el transporte de vapor en la fase gaseosa y no se esperaba que variaran significativamente entre los materiales considerados en el terraplén. Esta simplificación se adoptó con el fin de reducir la incertidumbre del modelo y mantener la consistencia en el análisis termo-hidráulico. Además, los resultados mostraron que la respuesta global del terraplén estuvo gobernada principalmente por las propiedades hidráulicas y las condiciones atmosféricas de contorno, mientras que la influencia de estos parámetros de difusión de vapor fue comparativamente limitada. Los parámetros especificados para las curvas de retención de agua se definen en la Tabla 2 (Badakhshan y Vaunat, 2025). Se emplea una SWRC histérica tanto para el terraplén como para la zona radicular, mientras que el modelo de van Genuchten se utiliza para la capa de geomembrana. Los parámetros esenciales de un modelo de histéresis incluyen las constantes del suelo (P, γ, ξ y m), el grado de saturación residual (S_{ls}), el grado de saturación máximo (S_{ls}), así como el grado de saturación inicial (S_{l0}) y la succión inicial (s_0). Los valores de s_0 y S_{l0} se seleccionan a partir de datos de campo. Los parámetros P, γ, ξ y m se determinan mediante un proceso de prueba y error con el fin de ajustar los resultados del modelo a las mediciones *in situ*.

Tabla 2. Parámetros de entrada para la simulación de los taludes.

Propiedad	**Parámetro**	**Terraplén**	**Zona radicular**	**Geomembrana**	
Porosidad	ϕ	0.40	0.45	0.1	
Permeabilidad intrínseca (m^2)		8.5×10^{-16}	8.5×10^{-15}	1×10^{-20}	
Permeabilidad relativa de la fase líquida	m_p	0.6	0.6	0.8	
Flujo difusivo de vapor Ley de Fick para el coeficiente de difusión: (D_a^i): $D_a^i = D\left(\frac{(373.15+T)^n}{P_g}\right)$					
Parámetro del modelo ($m^2Pas^{-1}K^{-n}$)	D	5.90×10^{-6}	5.90×10^{-6}	5.90×10^{-6}	
Coeficiente de tortuosidad	τ_t	1	1	1	
Parámetro del modelo	n_v	2.3	2.3	2.3	
Flujo conductivo de calor					
Conductividad térmica en seco ($Wm^{-1}K^{-1}$)	λ_{dry}	2.5	1.5	0.5	
Conductividad térmica saturada ($Wm^{-1}K^{-1}$)	λ_{sat}	3.0	2	1	
Curvas de retención de agua					
Tipo	Histérico			van Genuchten	
Presión de referencia en secado (MPa)	P_{0d}	0.7	0.025	P_0	2.27
Tensión superficial (Nm^{-1})	σ_0	0.072	0.072	σ_0	0.072
Función de forma	m	0.42	0.6	m	0.8
Saturación residual	S_{lr}	0.1	0.1	S_{lr}	0.034
Saturación máxima	S_{ls}	1	1	S_{ls}	0.913
Presión de referencia en humectación (MPa)	P_{0w}	0.0025	0.0065	-	-
Función de forma en secado	γ_d	0.9	1.6	-	-
Succión inicial (MPa)	s_0	0.0001	0.0001	-	-
Grado de saturación inicial	S_{l0}	1	1	-	-
Función de forma en humectación	γ_w	0.7	0.5	-	-
Succión en estado seco en horno (MPa)	s_{dry}	1000	100000	-	-
Parámetros de escaneo	ξ_{ave}	0.035	0.027	-	-

La Tabla 3 muestra los parámetros de la vegetación utilizados como condición de contorno en la superficie del suelo. Para caracterizar el flujo de la vegetación, se requieren diez parámetros con significado físico. La longitud de rugosidad, considerada equivalente a la altura del dosel, se supone de 0.30 m, según lo determinado a partir de observaciones de campo.

Tabla 3. Parámetros de las condiciones de contorno del flujo de la vegetación.

Propiedad	**Valor**
Longitud de rugosidad (m)	0.30
Radiación global límite ($Jm^{-2}s^{-1}$)	80
Resistencia superficial estomática mínima (sm^{-1})	100
Resistencia superficial estomática máxima (sm^{-1})	2800

Propiedad	Valor
Grado de saturación en el punto de marchitez	0.20
Grado de saturación en capacidad de campo	0.50
Grado de saturación en el punto de anaerobiosis	0.90
Parámetro dependiente de la especie (MPa^{-1})	25
Fracción de vegetación	0.85
LAI (m^2m^{-2})	1.95

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. ANÁLISIS TÉRMICO

En las Figuras 5a–5d, la temperatura calculada para las zonas con vegetación y sin vegetación se compara con las mediciones realizadas en los lados norte y sur. Se observa una buena correlación entre los datos in situ y los obtenidos mediante el código numérico. Las predicciones de temperatura son bastante consistentes con los datos registrados por los sensores. Bajo condiciones ambientales idénticas, la temperatura del suelo varía entre los perfiles de las laderas norte y sur. Esta diferencia se debe a la cantidad de radiación recibida por cada talud. La ladera sur, al recibir radiación directa, presenta temperaturas más elevadas y mayores oscilaciones, especialmente en las capas más superficiales. En los primeros centímetros de cada talud se observan mayores variaciones, mientras que a mayores profundidades la temperatura tiende a mantenerse constante.

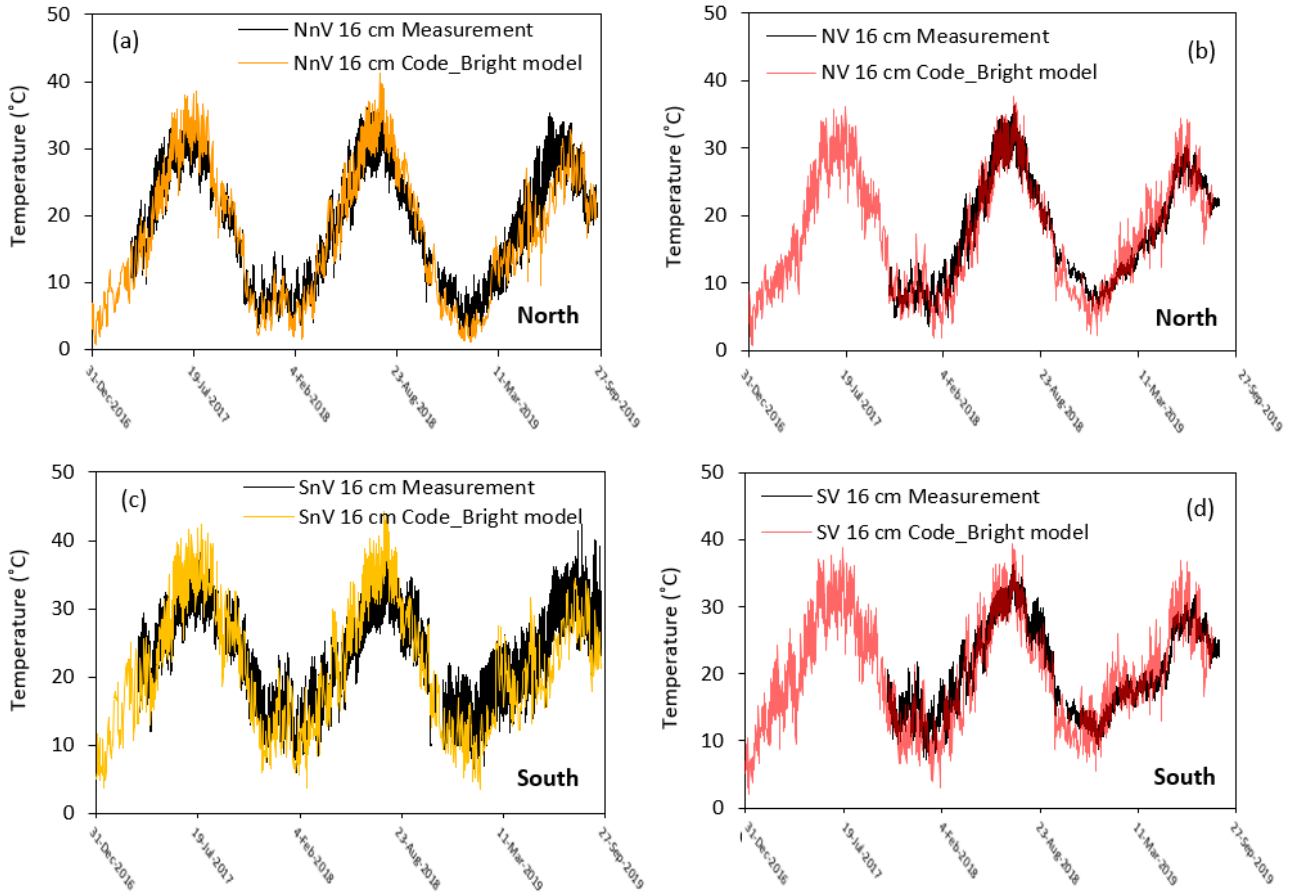


Figura 5. Comparación de la temperatura del suelo entre los resultados numéricos y las mediciones en taludes sin vegetación y con vegetación a 16 cm de profundidad.

La comparación entre condiciones con vegetación y suelo desnudo muestra que la ladera vegetada presenta aproximadamente un 8% menos de saturación y desarrolla una zona no saturada claramente definida bajo las raíces, la cual no aparece en el talud sin vegetación. El análisis térmico también indica que, cuando la temperatura del aire supera los 30 °C, la ladera vegetada se mantiene más fresca, mientras que por debajo de 15 °C permanece más cálida debido al efecto aislante de la vegetación. Durante los periodos fríos, el talud desnudo puede acercarse al punto de congelación, mientras que el talud vegetado se mantiene significativamente más cálido, en concordancia con las predicciones del modelo.

4.2. ANÁLISIS HIDRÁULICO

La evolución del contenido volumétrico de agua (VWC) en las partes norte y sur del terraplén, a una profundidad de 16 cm, se presenta en la Figura 6. Los datos de precipitación también se incluyen en la gráfica para permitir una comparación directa entre los eventos de lluvia y las variaciones del VWC. Esto facilita la identificación del efecto inmediato de la lluvia sobre la dinámica de la humedad del suelo, la evaluación del tiempo de respuesta del terraplén a la infiltración y la comprensión de la correlación entre la intensidad de la precipitación y los cambios en el VWC. Durante los eventos de lluvia, el terraplén experimenta un proceso de humectación que se observa en las figuras como aumentos repentinos del VWC, especialmente cuando el contenido de humedad del suelo es bajo. Sin embargo, la relación entre la lluvia y los cambios en el VWC no siempre es directa debido a diversos procesos hidrológicos. Existen casos en los que ocurre precipitación sin que se observen cambios significativos en el VWC, ya que no toda el agua infiltrada penetra en el suelo. Este fenómeno puede explicarse por varios factores. En primer lugar, parte del agua puede escurrir sobre la superficie del suelo (efecto de escorrentía). Además, la vegetación puede interceptar y retener una fracción de la lluvia (efecto de interceptación foliar). Durante los periodos secos, el VWC mínimo varía entre 0.09 en la zona sur y 0.06 en la zona norte. Tras los eventos de lluvia, el VWC aumenta a valores más elevados. A una profundidad de 16 cm, el lado sur con vegetación presenta ciclos más pronunciados de secado y humectación en respuesta a la precipitación en comparación con el lado norte. Las diferencias en el contenido volumétrico de agua (VWC), así como en la respuesta a los ciclos de lluvia y secado entre las zonas sur y norte del talud, pueden atribuirse a varios factores interrelacionados. La ladera orientada al sur recibe una mayor radiación solar directa, lo que provoca temperaturas del suelo más elevadas y mayores tasas de evapotranspiración. Como resultado, en el lado sur se presentan ciclos de secado y humectación más intensos en comparación con el lado norte, que se mantiene más fresco y experimenta variaciones más graduales del VWC. De acuerdo con la Figura 6, cuando el VWC supera 0,2 (durante periodos de lluvias intensas), la ladera sur presenta un mayor contenido de agua que la ladera norte. En cambio, cuando el VWC se sitúa entre 0.1 y 0.2 (es decir, durante periodos de lluvia moderada), la ladera norte mantiene un contenido de agua más elevado que la ladera sur. Durante periodos de baja precipitación (cuando el VWC es inferior a 0.1), ambas laderas muestran un grado de saturación relativamente similar, en concordancia con los datos de campo.

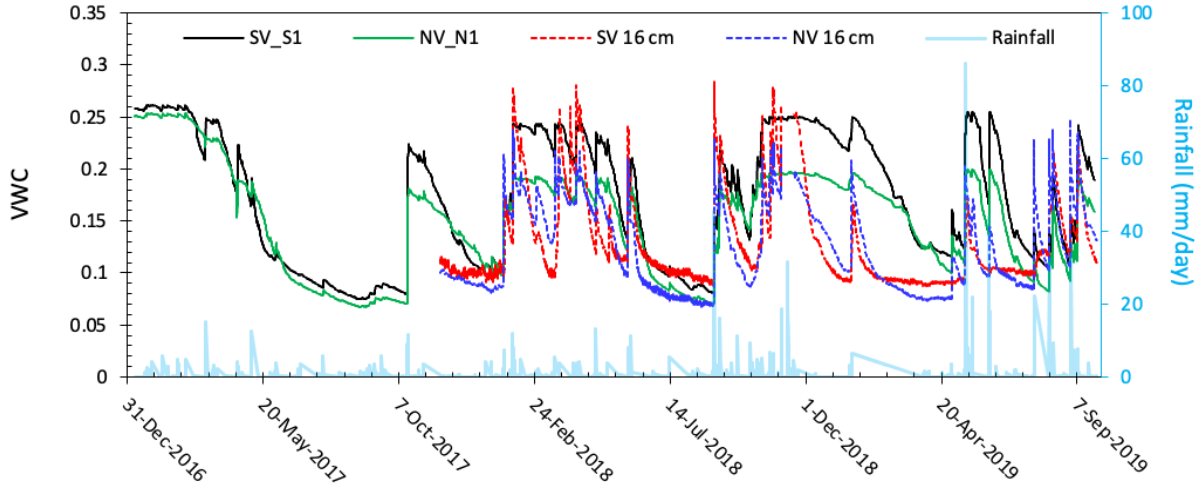


Figura 6. Contenido volumétrico de agua a 16 cm de profundidad para los lados norte y sur de los taludes vegetados.

La Figura 7 ilustra la variación temporal de la succión del suelo para las laderas orientadas al norte (NnV) y al sur (SnV), junto con la precipitación registrada entre diciembre de 2016 y septiembre de 2019. Se observa una clara relación inversa entre la lluvia y la succión. Durante los eventos de precipitación, la succión disminuye bruscamente debido a la infiltración de agua y al consecuente aumento de la humedad del suelo. Después de estos eventos, la succión aumenta gradualmente a medida que el suelo se seca por evaporación y transpiración de las plantas. La separación de las variables en diferentes figuras se realizó con el fin de mejorar la claridad en la presentación e interpretación de los resultados, ya que el contenido volumétrico de agua y la succión presentan comportamientos espaciales y temporales distintos. Este enfoque también permite una evaluación más clara del efecto de la vegetación mediante la comparación directa de las configuraciones con y sin vegetación bajo las mismas condiciones de contorno. Los resultados también muestran un patrón estacional evidente. Durante los periodos húmedos, principalmente en invierno y a principios de primavera, las lluvias frecuentes mantienen la succión baja, acercándose a valores cercanos a cero, lo que indica un mayor grado de saturación del suelo. En contraste, durante los meses secos de verano, cuando la precipitación es limitada y la

demanda atmosférica es alta, la succión aumenta de manera significativa. En varios periodos, los valores de succión superan los 2 MPa, reflejando un intenso secado del suelo. También se aprecian diferencias entre las laderas norte y sur. La ladera sur generalmente muestra picos de succión más altos en comparación con la ladera norte. Este comportamiento se puede atribuir a la mayor radiación solar recibida por el lado sur, lo que intensifica la evaporación y la transpiración de las plantas, provocando un secado más pronunciado del suelo.

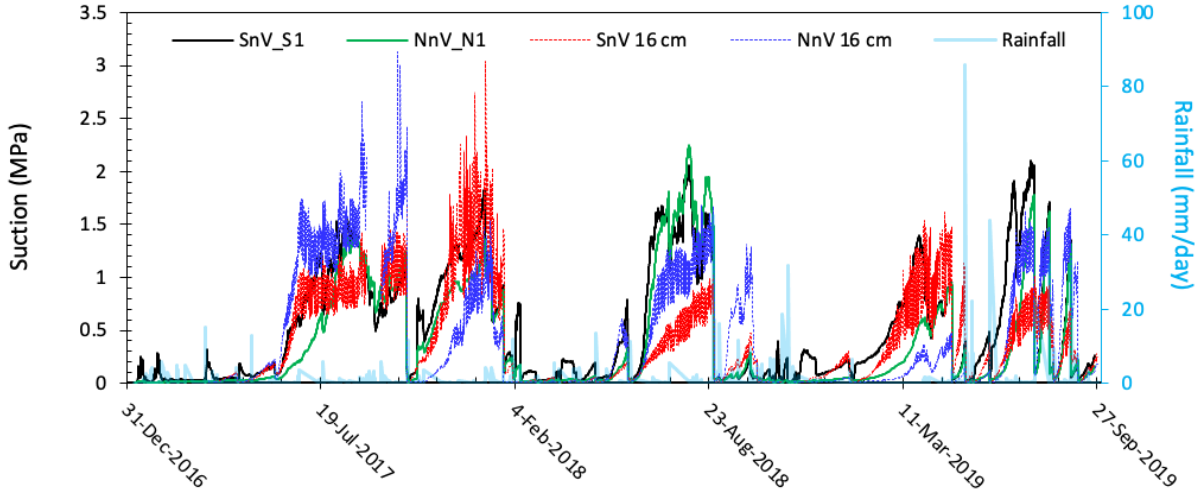


Figura 7. Succión a 16 cm de profundidad para los lados norte y sur de los taludes no vegetados.

El modelo numérico confirma que los procesos térmicos e hidráulicos están intrínsecamente acoplados, ya que el balance de energía proveniente de la radiación solar y la temperatura del aire dicta directamente el intercambio de masa de agua a través de la evapotranspiración. Esta relación es más evidente en la ladera orientada al sur, donde los mayores niveles de radiación provocan temperaturas del suelo elevadas que intensifican los ciclos de secado, aumentando la succión del suelo y reduciendo la presión de poros en comparación con la ladera norte, más fresca y estable. La vegetación actúa como el principal regulador dentro de este acoplamiento al proporcionar aislamiento térmico, enfriando el suelo cuando el aire supera los 30°C y calentándolo cuando baja de los 15°C, mientras extrae simultáneamente agua mediante la absorción radicular para impulsar la transpiración. En consecuencia, el estado hidráulico del talud (como la saturación un 8% menor en las zonas con vegetación) es una consecuencia directa del entorno térmico, una conexión que se refuerza mediante el uso de P_l, P_g y T como las variables de control interdependientes en el marco de CODE_BRIGHT. Aunque el estudio se centra en el análisis termohidráulico, los resultados tienen implicaciones directas en la estabilidad de taludes, ya que la succión inducida por la vegetación y la evaporación actúa como una cohesión aparente que aumenta la resistencia al corte del suelo. El acoplamiento térmico refuerza este comportamiento al intensificar los gradientes de succión en periodos secos, mejorando temporalmente el factor de seguridad. Por lo tanto, las variaciones en la presión de poros y el contenido de agua analizados definen el estado tensional y la integridad geotécnica del sistema suelo-vegetación ante agentes atmosféricos. Una limitación principal del modelo actual es la representación simplificada de la arquitectura radicular, la cual no considera la dinámica de crecimiento estacional. Desarrollos futuros deberían incorporar este factor para capturar con mayor precisión la evolución del comportamiento biogeotécnico del talud a lo largo del tiempo.

5. CONCLUSIONES

La precisión del modelo se evalúa mediante un talud a gran escala equipado con instrumentación y cubierto de vegetación, expuesto a condiciones meteorológicas reales. La condición de contorno propuesta para modelar la interacción suelo-vegetación-atmósfera (SVA) se identifica como un factor crucial que influye en la respuesta del talud.

Las variaciones bruscas del contenido volumétrico de agua (VWC) durante los eventos de humectación (lluvia) y el retorno gradual a menores niveles de saturación durante las fases de secado son coherentes con la naturaleza histérica de la SWRC.

Debido a que recibe un mayor nivel de radiación, la ladera sur experimenta temperaturas más altas en comparación con el lado norte.

En el lado sur, la vegetación es probablemente más activa debido a la mayor radiación solar, lo que resulta en tasas de transpiración más altas y una mayor extracción de agua por las raíces, especialmente cerca de la superficie a 16 cm de profundidad. Por el contrario, las condiciones más frescas en el lado norte reducen el estrés de la vegetación, conduciendo a una transpiración menos intensa y a una humedad del suelo más estable.

La ladera orientada al norte presenta valores de succión relativamente más bajos, ya que recibe menos radiación solar y, por lo tanto, retiene más humedad.

REFERENCIAS

Badakhshan, E., Vaunat, J. (2025). A specialized boundary condition for soil–vegetation–atmosphere interaction in embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 151(11): 04025133.

Badakhshan, E., Vaunat, J. (2026). Thermo-hydro-mechanical modeling of root–soil interaction in unsaturated slopes. *Computers and Geotechnics*, 192: 107931.

Badakhshan, E., Vaunat, J., Scarfone, R. (2025b). A hysteretic water retention model incorporating the soil deformability and its application to rainfall-induced landslides. *Computers and Geotechnics*, 178: 106912.

Badakhshan, E., Vaunat, J., Veylon, G. (2024). Meteorological and vegetation effects on the thermal analysis of slopes. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 196: 114352.

Badakhshan, E., Vaunat, J., Veylon, G. (2025a). A finite element model of thermo-hydraulic behavior of vegetation considering soil-atmosphere interactions. *Computers and Geotechnics*, 188: 107540.

Dapena, E., Alaejos, P., Lobet, A., Pérez, D. (2011). Effect of Recycled Sand Content on Characteristics of Mortars and Concretes. *Journal of Materials in Civil Engineering,* 23(4): 414–422.

Elia, G., Cotecchia, F., Pedone, G., Vaunat, J., Vardon, P. (2017). Numerical modelling of slope–vegetation–atmosphere interaction: an overview. *Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 50(3): 249–270.

Guglielmi, S., Pirone, M., Dias, A., Cotecchia, F., Urciuoli, G. (2023). Thermohydraulic numerical modeling of slope-vegetation-atmosphere interaction: case study of the pyroclastic slope cover at Monte Faito, Italy. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149(11): 1–21.

Hemmati, S., Gatmiri, B., Cui, Y., Vincent, M. (2012). Thermo-hydro-mechanical modelling of soil settlements induced by soil-vegetation-atmosphere interactions. *Engineering Geology*, 139(140): 1–16.

Jamalinia, E., Vardon, P.J., Steele-Dunne, S.C. (2021). The effect of soil-vegetation-atmosphere interaction on slope stability: a numerical study. *Environmental Geotechnics*, 8(7): 430–441.

Oorthuis, R., Hürlimann, M., Fraccica, A., Lloret, A., Moya, J., Puig-Polo, C., Vaunat, J. (2018). Monitoring of a full-scale embankment experiment regarding soil-vegetation-atmosphere interactions. *Water*, 10: 688.

Song, L., Li, J.H., Zhou, T., Fredlund, D.G. (2017). Experimental study on unsaturated hydraulic properties of vegetated soil. *Ecological Engineering*, 103: 207–216.

Tagarelli, V., Cotecchia, F. (2020). The effects of slope initialization on the numerical model predictions of the slope-vegetation-atmosphere interaction. *Geosciences*, 10(2): 85.

Woodman, N.D., Smethurst, J.A., Roose, T., Powrie, W., Meijer, G.J., Knappett, J.A., Dias, T. (2020). Mathematical and computational modelling of vegetated soil incorporating hydraulically-driven finite strain deformation. *Computers and Geotechnics*, 127: 103754.

IDENTIFICACIÓN DE INESTABILIDADES EN DEPÓSITOS DE TILL GLACIAR COMBINANDO INSTRUMENTACIÓN IN SITU Y TECNOLOGÍAS AVANZADAS DE TELEDETECCIÓN (LIDAR, RGB, MULTIESPECTRAL EN PLATAFORMAS RPAS)

Mercy ERAS-GALARZA[(1)*], Carles RAIMAÏT[(1)], Jonathan TRUJILLO[(1)], Adrián RIQUELME[(2)] y Roberto SARRO[(3)]

[(1)] Kuroba Quatre S.L.
*tech@geo-hazardadvisors.com

[(2)] Departamento de Ingeniería Civil
Universidad de Alicante

[(3)] Departamento de Riesgos Geológicos y Cambio Climático
Instituto Geológico y Minero de España (IGME)

RESUMEN

Las corrientes de derrubios históricamente presentes en La Vall de Boí han ocasionado pérdidas significativas, tanto humanas como materiales, resaltando la necesidad de identificar indicadores tempranos de inestabilidad. El estudio tiene como objetivo analizar la respuesta hidrogeológica de un depósito de till glaciar e identificar posibles precursores de movimientos en masa mediante la integración de técnicas de monitoreo in situ y teledetección. El área de estudio corresponde al barranco de Erill (Pirineos Catalanes) y dispone de un sistema de instrumentación con más de 15 años de operación continua como parte de varios proyectos de investigación, el último, el Proyecto Phusicos. Este trabajo analiza datos adquiridos entre agosto de 2023 y enero de 2026, incluyendo registros de precipitación, presión intersticial, modelos tridimensionales obtenidos con dron, e imágenes RGB capturadas mediante una cámara fija. El sistema de monitoreo comprende una estación pluviométrica automática, una cadena multinivel de piezómetros instalados a diferentes profundidades, una cámara fija y la utilización de sistemas RPAS dotados con cámaras RGB, LiDAR y Multiespectral. El análisis combinado de la precipitación y la presión intersticial evidencia un comportamiento similar entre los piezómetros situados a 9 y 23 m de profundidad, con un ligero desacoplamiento hidráulico y temporal. Durante el periodo analizado se identificaron cuatro ciclos de carga y descarga, junto con una precipitación acumulada de 1520,5 mm, dominada por eventos de baja intensidad y trece episodios de lluvia intensa (>20 mm/día), sin desencadenamiento de corrientes de detritos en el barranco. El análisis comparativo de modelos tridimensionales permitió identificar 43 zonas en las que se observaron cambios morfológicos, principalmente vinculados a procesos de erosión por escorrentía superficial y caída de rocas. El espacio temporal entre vuelos consecutivos con RPAS no permite acotar en espacio y tiempo el momento en el cual se han producido dichos cambios morfológicos por lo que la instalación de una cámara fija de adquisición automática de imágenes en espacio acotable debe permitir identificar el momento en el cual ocurren los eventos e identificar las condiciones que los preceden. En este artículo se muestran algunos de los primeros resultados de laboratorio y algunas imágenes del software, captura, registro y análisis. La integración de datos hidrogeológicos y geomorfológicos, complementada con el análisis de imágenes LiDAR, RGB y Multiespectral, sobre RPAS y fijas demuestra ser una estrategia eficaz para la identificación de patrones de inestabilidad y la mejora de los sistemas de monitoreo en depósitos glaciares.

ABSTRACT

Historically, debris flows in La Vall de Boi have resulted in substantial human and economic losses, highlighting the need to identify early indicators of slope instability. This study investigates the hydrogeological response of a glacial till deposit and identifies potential precursors of mass movements through the integration of in situ monitoring techniques and remote sensing methodologies. The research focuses on the Erill catchment in the Catalan Pyrenees, where a long-term monitoring system has been operating for more than 15 years within several research initiatives, most recently the Phusicos Project. We analyse data collected between August 2023 and January 2026, including precipitation records, pore-water pressure measurements, three-dimensional models derived from unmanned aerial vehicle (UAV) surveys, and RGB image time series acquired by a fixed camera. The monitoring setup comprises an automatic rain gauge, a multilevel piezometer chain installed at different depths, a fixed optical camera, and RPAS platforms equipped with RGB, LiDAR, and multispectral sensors. The joint analysis of precipitation and pore-water pressure reveals comparable responses at depths of 9 m and 23 m, albeit with slight hydraulic and temporal decoupling. Four recharge–discharge cycles were identified during the study period, along with a cumulative precipitation of 1520.5 mm dominated by low-intensity events and thirteen high-intensity rainfall episodes (>20 mm/day). None of these episodes triggered debris-flow activity in the catchment. Comparative assessment of the three-dimensional models allowed the identification of 43 areas exhibiting morphological changes, primarily associated with surface-runoff erosion and rockfall processes. The temporal gaps between consecutive RPAS flights limit the ability to precisely constrain the timing of these morphological changes. To overcome this limitation, a fixed camera with automatic image acquisition was installed to enable event-scale detection and characterization of pre-failure conditions. This article presents initial laboratory results and sample outputs from the image capture, registration, and analysis workflow. The integration of hydrogeological and geomorphological datasets, complemented by LiDAR, RGB, and multispectral imagery from RPAS and fixed systems, demonstrates strong potential for identifying instability patterns and enhancing monitoring strategies in glacial deposits.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Precursores de movimientos (Precursors of movements), Till glaciar (Glacial till), Corrientes de derrubios (Debris flows).*

1. INTRODUCCIÓN

El barranco de Erill, situado en el sector central de los Pirineos catalanes, alberga un depósito glaciar de tipo till en media ladera, caracterizado por una estructura estratigráfica heterogénea y sobreconsolidada con intercalaciones de capas métricas de gravas con limoarenas de menor permeabilidad buzando 8-14° en dirección al fondo del valle. En combinación con pendientes pronunciadas (15-32º) y la falta de cobertura vegetal constituyen condiciones que favorecen inestabilidades durante episodios de precipitación intensa o prolongada. Estudios previos (Raïmat, 2018) han definido umbrales pluviométricos asociados a la activación de corrientes de derrubios; sin embargo, la superación de dichos umbrales no conduce sistemáticamente a la ocurrencia de eventos, lo que refleja la compleja combinación de los mecanismos implicados.

En este contexto, el monitoreo piezométrico constituye una herramienta clave para evaluar la respuesta hidrogeológica del depósito frente a la precipitación en superficie; así como para identificar y relacionar dicha respuesta con posibles movimientos precursores del terreno. Este estudio analiza registros continuos obtenidos entre agosto de 2023 y enero de 2026, evaluando la relación entre la precipitación minutal y la evolución de las presiones intersticiales en piezómetros instalados a distintas profundidades. Los resultados se contrastan con los umbrales pluviométricos existentes, contribuyendo a una mejor comprensión de los procesos que controlan la estabilidad de laderas en depósitos glaciares de montaña.

Este trabajo incorpora la localización e identificación del tipo de movimientos en masa y señales precursoras, mediante el análisis de nubes de puntos y productos fotogramétricos RGB y multiespectrales obtenidos mediante dron, adquiridas entre el 2023 y 2026. Para acotar mejor en el tiempo y de forma complementaria,

el sistema de monitoreo se apoya en una cámara fija que captura imágenes con frecuencia horaria durante el periodo diurno y que un software creado con tal finalidad integra junto al resto de los datos para anticipar escenarios de movimiento en masa.

Este estudio se enmarca en el desarrollo de una Tesis Doctoral Industrial financiada en el marco de la convocatoria AEI 2024, en colaboración con la empresa KUROBA QUATRE S.L.

2. ÁREA DE ESTUDIO Y DATOS INSTRUMENTALES

Los estudios de riesgos geológicos en los Pirineos han adquirido una relevancia creciente debido a la elevada susceptibilidad de las cuencas de montaña a procesos gravitacionales extremos (Balasch *et al.,* 2008; ICC, 2004; Luis-Fonseca *et al.,* 2011; Portilla *et al.,* 2010). Entre estos fenómenos, las corrientes de derrubios representan una de las amenazas más significativas por su rápida dinámica, alta capacidad de transporte y potencial impacto sobre infraestructuras y núcleos habitados (Raïmat *et al.,* 2013). La combinación de precipitaciones intensas, pendientes pronunciadas y materiales inestables favorece la ocurrencia recurrente de estos eventos en sectores de alta montaña.

La zona de l'Esvomegada d'Erill (nombre en el dialecto local que recibe el deslizamiento), ubicada en el municipio de la Vall de Boí, en la vertiente sur de los Pirineos (provincia de Lleida, España; **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) constituye un lugar idóneo para el estudio de corrientes de derrubios y la identificación de movimientos precursores de inestabilidad en depósitos de till glacial de media ladera. Este entorno funciona como un laboratorio natural donde se integran técnicas de instrumentación *in situ* y sistemas de adquisición de imágenes RGB, LiDAR y Multiespectral para el monitoreo continuo de la dinámica superficial y subsuperficial asociada a movimientos en masa.

El depósito de till glaciar del barranco de Erill está constituido por una alternancia de arcillas arenosas y gravas gruesas (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), pertenecientes a materiales morrénicos. Litológicamente se encuentra un zócalo rocoso compuesto por cuarcitas y pizarras del Cambro-Ordovícico, pizarras negras bituminosas del Silúrico y mármoles del Devónico que actúa como impermeable frente al depósito glacial sobre consolidado discordante.

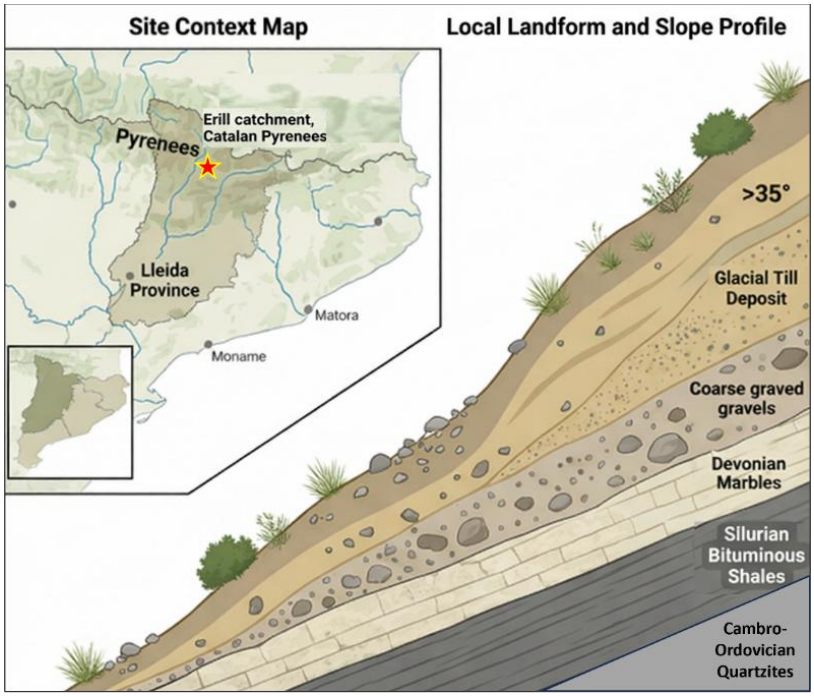


Figura 1. Contexto geográfico y perfil litológico del área de estudio en el valle de Erill (Pirineos catalanes). A la izquierda, localización del área dentro de la provincia de Lleida. A la derecha perfil de ladera que muestra la secuencia estratigráfica de depósitos glaciares sobreconsolidados sobre un sustrato rocoso paleozoico.

Desde el punto de vista geomorfológico, la cuenca presenta pendientes medias superiores a 35°, un sistema de drenaje dendrítico encajado, escasa o nula cobertura vegetal en las zonas activas y la presencia de depósitos no consolidados que aportan sedimentos al canal principal. El sitio se encuentra instrumentado desde 2009 con equipos autónomos instalados *in situ* que incluyen piezómetros, pluviómetro, geófonos y caudalímetros, los

cuales generan datos en tiempo real y un seguimiento mediante drones para la alimentación de un gemelo digital que identifica cambios morfológicos y de humedades. Todo lo anterior integrado en la plataforma de monitoreo de KUROBA QUATRE S.L, al que adicionalmente, desde enero de 2026 se ha incorporado una cámara RGB y Multiespectral fija para el monitoreo continuo del área más activa de la superficie.

En la cabecera del afloramiento se dispone una cadena multinivel compuesta por cinco piezómetros instalados a profundidades de 3, 9, 23, 36 y 44 m, conectados a dos unidades de adquisición automática con una frecuencia de registro de 2 horas. Asimismo, una estación meteorológica localizada en el flanco izquierdo del depósito cuenta con un pluviómetro con resolución de 0,1 mm y registro cada 2 minutos. Para el presente estudio se han analizado los datos correspondientes a los piezómetros situados a 9 y 23 m de profundidad, junto con los registros de precipitación (Figura 2). Ambos sensores se encuentran emplazados en niveles de gravas identificados en la columna estratigráfica del sondeo, separados por un intervalo de menor permeabilidad dominado por arcillas arenosas.

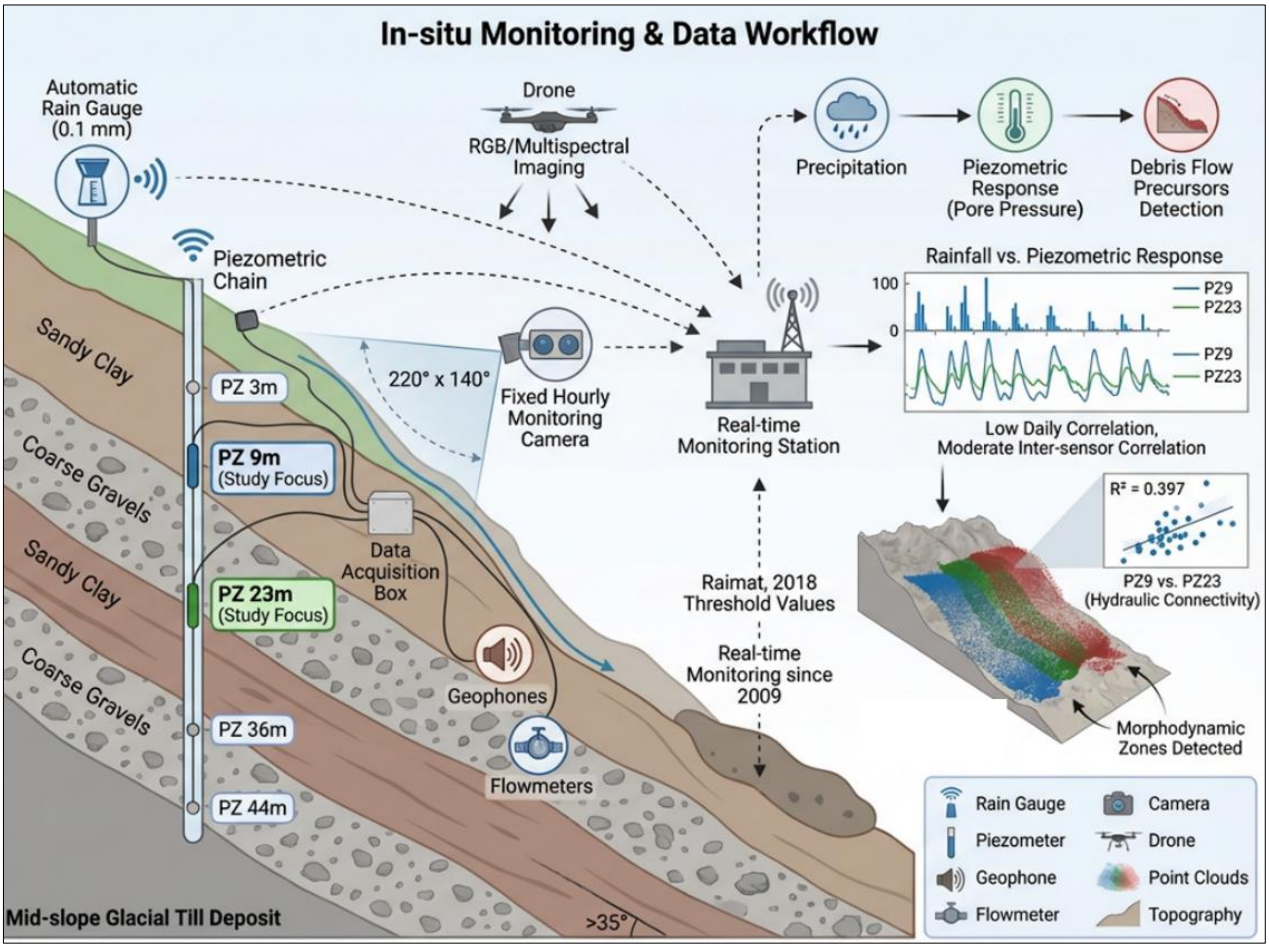


Figura 2. Esquema gráfico del instrumental y objetivos de la Tesis, que es la base de este artículo.

El periodo de análisis abarca desde agosto de 2023 hasta enero de 2026. Los datos piezométricos y los registros pluviométricos corresponden a la estación de KUROBA QUATRE S.L., complementados con información del Servicio Meteorológico de Cataluña.

3. METODOLOGÍA

La metodología diseñada para este artículo consta de tres etapas: (i) recopilación de antecedentes y análisis de la casuística (2009-2023), (ii) análisis de piezómetros y base pluviométrica (2023-2026), y (iii) correlación con datos de instrumentación *in situ* y RPAS.

En primer lugar, se han estudiado las condiciones antecedentes y transitorias del terreno (Raïmat, 2018) con la piezometría y pluviometría que permitan identificar comportamientos que puedan ser considerados precursores de inestabilidad y generen corrientes de derrubios. Para el segundo y tercer paso, se describen brevemente los sistemas de monitoreo con los que se cuenta el lugar de estudio para alcanzar los objetivos de este trabajo.

3.1. SISTEMA DE MONITOREO CONTINUO *IN SITU*

El monitoreo continuo *in situ* en este trabajo se centra la piezometría y la pluviometría. En particular, el monitoreo piezométrico se basa en el análisis de los registros obtenidos entre agosto de 2023 y enero de 2026 correspondientes a los piezómetros instalados a 9 y 23 m de profundidad (Figura 2), los cuales permiten medir la presión intersticial (kPa) con una resolución temporal de 2 horas.

El monitoreo de la precipitación se lleva a cabo utilizando la estación meteorológica autónoma y automática con una resolución de medición de 0.1 mm en intervalos de 2 minutos. En el análisis de la lluvia, las series temporales originales fueron trabajadas a intervalos de 2 horas con el fin de facilitar la comparación con la variable piezométrica.

3.2. SISTEMA DE MONITOREO SEMICONTINUO INTERMITENTE

El sistema de monitoreo semicontinuo intermitente se basa en la comparación multitemporal de productos derivados de plataformas RPAS. Se obtuvieron nubes de puntos mediante tecnología LiDAR y RGB que permiten alimentar un gemelo digital basado en la localización e identificación de movimientos en masa. Estos datos permitieron identificar y analizar cambios superficiales en el terreno, entre ellos reblandecimientos, surgencias de agua, caídas de rocas, erosión por surco y pequeños deslizamientos.

3.3. SISTEMA DE MONITOREO SEMI CONTINUO HORARIO

Para complementar el monitoreo de la respuesta piezométrica y pluviométrica en superficie, en enero del presente año se instaló un sistema de cámara dual de 16 MP, con un ángulo de visión de 220° en horizontal y 140° en vertical capturando automáticamente una fotografía cada hora en horario diurno (08h00 a 19h00). El conjunto de datos fotográficos se analiza en un proceso automatizado en plataforma (Figura 3).



Figura 3. Equipo remoto y autónomo de seguimiento fotográfico RGB+Multiespectral en la zona de estudio.

3.4. ANÁLISIS DE DATOS

El análisis de los datos obtenidos *in situ* evaluó la relación entre la precipitación registrada y la respuesta piezométrica observada en los niveles acuíferos monitorizados. Para ello y, en primer lugar, se construyeron series temporales a partir de los registros pluviométricos y piezométricos a intervalos de 2 horas para visualizar la evolución conjunta de las variables a lo largo del periodo de monitoreo. Estas series permiten identificar eventos de precipitación significativos y observar la respuesta general del sistema hidrogeológico.

Posteriormente, se utilizaron series agregadas a 24 h para realizar análisis estadísticos comparables entre las variables. La variación piezométrica diaria se calculó como la diferencia entre valores piezométricos consecutivos. La relación entre las variables se evaluó mediante el coeficiente de correlación de Pearson. Se calcularon los coeficientes de correlación entre la precipitación diaria acumulada y la variación piezométrica registrada en cada piezómetro, así como entre los niveles piezométricos de ambos sensores. Adicionalmente, se estimó una regresión lineal para evaluar la relación entre los niveles piezométricos registrados a 9 m y 23 m de profundidad.

El análisis de los datos de captura RPAS e intermitentes se llevó a cabo mediante la identificación de los cambios morfológicos en la superficie de la ladera como resultado de la comparación de las nubes de puntos sobre la base de un gemelo digital.

Las nubes de puntos fueron georreferenciadas mediante puntos de control topográfico, lo que permitió asegurar una buena consistencia geométrica a escalas macro topográficas. Sin embargo, la precisión de la georreferenciación no resulta suficiente para evaluar desplazamientos del orden milimétrico. Por esta razón, el análisis se orientó principalmente a la identificación de cambios morfológicos de mayor escala, tales como zonas de erosión superficial o acumulación de sedimentos.

Las fotografías RGB horarias por el momento se recopilan en un servidor en línea y se descargan de forma masiva una vez por semana para un control visual y posterior registro de los cambios superficiales detectados.

Con el fin de automatizar el análisis de imágenes orientado a la detección temprana de movimientos precursores asociados a la generación de corrientes de derrubios se están llevando a cabo ensayos experimentales (Figura 4), tanto físicos como computacionales, en condiciones de laboratorio. En estas pruebas se emplean materiales de distintas granulometrías, formas y texturas, con el objetivo de caracterizar, a escala de píxel, sus firmas espectrales en el espacio de color RGB y Multiespectral. Esto permite la identificación de zonas con humedad diferencial, así como la detección de desplazamientos superficiales mediante la comparación entre imágenes, considerando una imagen base de referencia y una imagen subsecuente de análisis (Trujillo *et al.*, en preparación), lo anterior, para ser integrado en plataforma con los datos tomados *in situ.*

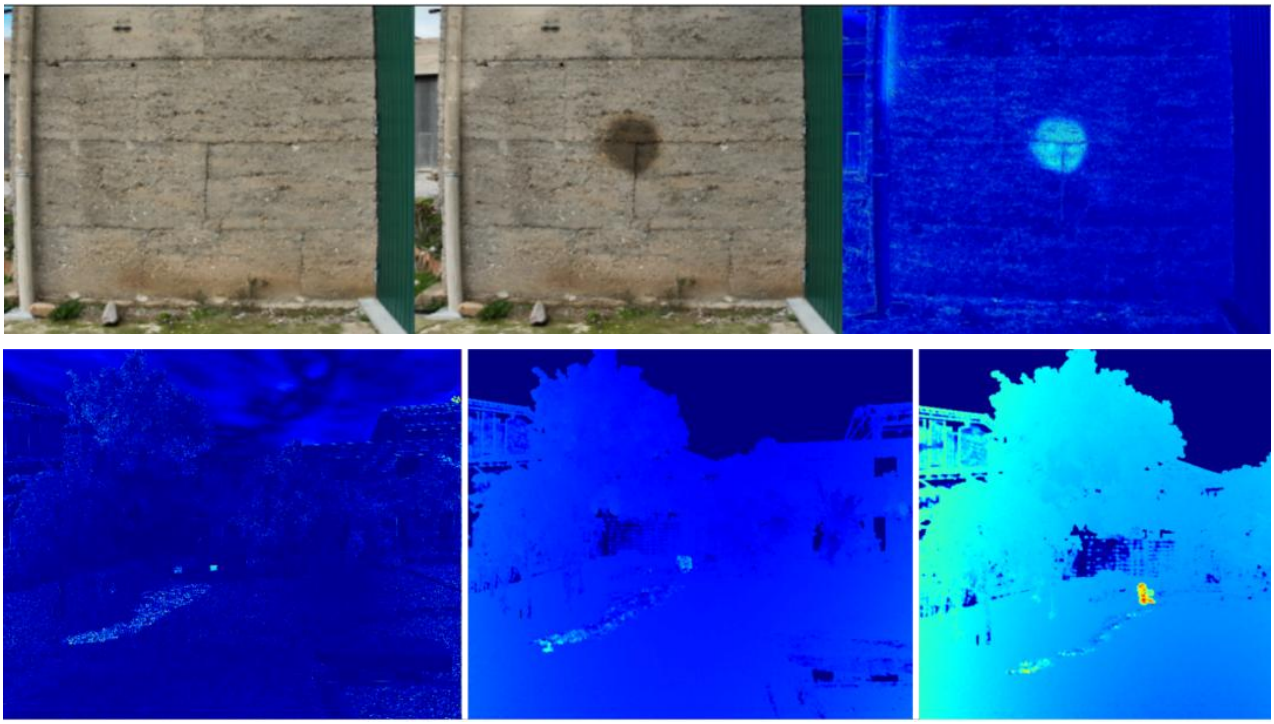


Figura 4. Aplicación de diferentes métodos de análisis en laboratorio para la detección de movimientos e identificación de zonas húmedas. Arriba: Ensayos de identificación de humedad en una pared con material semejante a un depósito glacial. Abajo: Detección de movimiento en objeto y trayectoria.

4. RESULTADOS

4.1. DINÁMICA TEMPORAL DEL SISTEMA HIDROGEOLÓGICO

Durante el periodo de monitoreo se registró una precipitación total acumulada de 1520.5 mm distribuida a lo largo de 916 días de observación. De estos, 476 días presentaron precipitaciones superiores a 0.1 mm, lo que refleja una ocurrencia relativamente frecuente de eventos pluviométricos durante el periodo analizado.

La precipitación diaria mostró una variabilidad considerable con un valor máximo de 51.1 mm en 24 h. En términos de intensidad, la mayoría de los eventos correspondieron a precipitaciones ligeras (<5 mm), con 384 días registrados, mientras que 79 días presentaron precipitaciones moderadas (5–20 mm) y únicamente 13 eventos superaron los 20 mm en 24 h. Es destacable que 10 de estos eventos intensos se concentraron entre agosto de 2025 y enero de 2026, lo que indica una distribución temporal no homogénea de los episodios de mayor intensidad.

La evolución temporal conjunta de la precipitación y de los niveles piezométricos registrados a 9 m (PZ9) y 23 m (PZ23) de profundidad se muestra en la Figura 5. A pesar de la ocurrencia de múltiples eventos de precipitación, incluidos episodios de intensidad moderada a alta, los registros piezométricos presentan variaciones relativamente suaves y continuas, sin incrementos abruptos claramente sincronizados con los eventos de lluvia más intensos.

Este comportamiento sugiere que la respuesta piezométrica del sistema no está controlada principalmente por la precipitación local a escala temporal diaria.

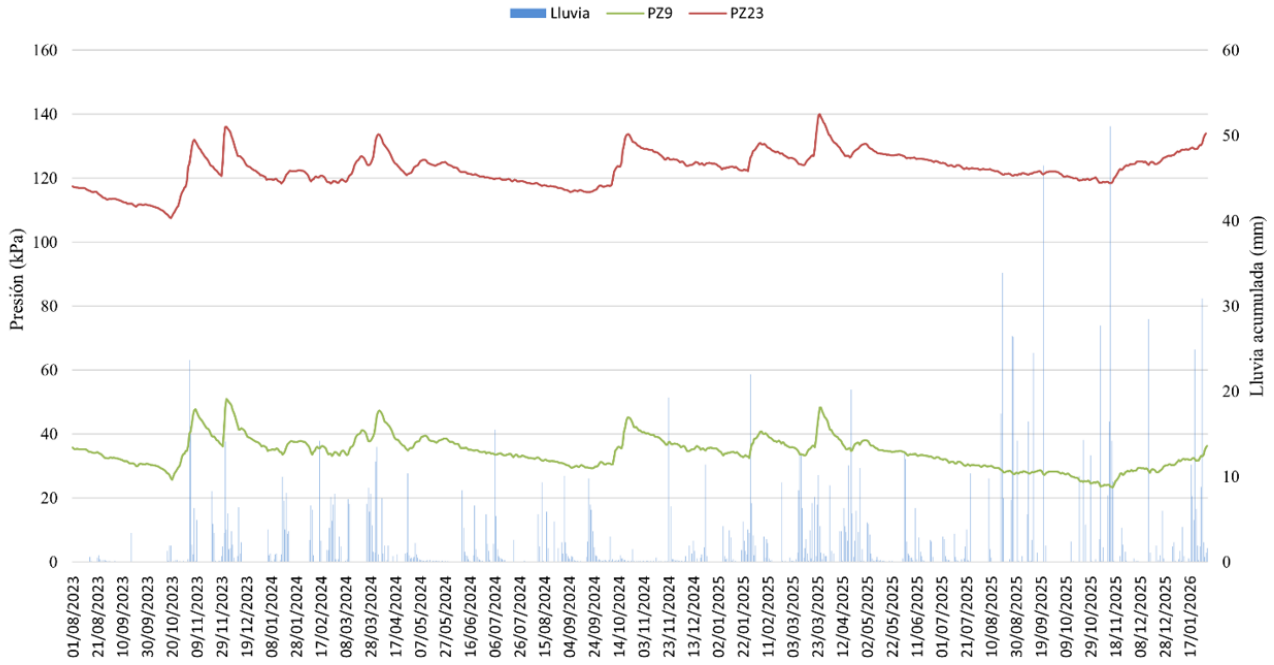


Figura 5. Serie temporal diaria de precipitación y niveles piezométricos registrados a 9 m (PZ9) y 23 m (PZ23) de profundidad durante el periodo de monitoreo. La figura permite observar la evolución temporal del sistema hidrogeológico y la respuesta piezométrica frente a los eventos de precipitación.

4.2. RELACIÓN ENTRE PRECIPITACIÓN Y VARIACIÓN PIEZOMÉTRICA

El análisis estadístico realizado sobre las series diarias indica una correlación muy baja entre la precipitación acumulada y la variación piezométrica en ambos niveles monitorizados.

El coeficiente de correlación obtenido entre la precipitación diaria y la variación piezométrica del piezómetro ubicado a 9 m de profundidad es de $r = 0.057$, mientras que para el piezómetro situado a 23 m de profundidad el valor es $r = 0.096$.

Estos valores indican que la precipitación local no constituye el principal factor de control de las fluctuaciones piezométricas observadas en los niveles acuíferos monitorizados durante el periodo analizado.

4.3. RELACIÓN ENTRE NIVELES PIEZOMÉTRICOS

El análisis de correlación entre los niveles piezométricos registrados en ambos piezómetros muestra una relación positiva moderada, con un coeficiente de correlación de $r = 0.63$ y un coeficiente de determinación de $R^2 = 0.397$.

La regresión lineal obtenida entre ambas variables presenta la ecuación 1:

$$Y = 0.6977x + 99.025 \quad (1)$$

La distribución de los datos en el diagrama de dispersión evidencia una tendencia positiva entre ambos niveles piezométricos e indica que la conexión entre ambos niveles no es completamente directa, lo que podría reflejar la influencia de los niveles de baja permeabilidad presentes en la columna estratigráfica.

4.4. COMPARATIVA DE NUBES DE PUNTOS

La comparación de las nubes de puntos permitió identificar 43 zonas de interés para hacer el análisis visual de las diferencias entre pares fotográficos. Estas zonas se agruparon en base a la litología para intentar encontrar mayor densidad o agrupamiento de deformaciones. Los cambios morfológicos se concentran principalmente en zonas donde se observan evidencias de escorrentía superficial y redistribución de sedimentos finos (Figura 6). Aunque estos cambios indican procesos activos de erosión y transporte superficial de material, la resolución geométrica de las nubes de puntos no permite confirmar la existencia de desplazamientos milimétricos o deformaciones progresivas del terreno asociadas a procesos de inestabilidad profunda.

La cámara RGB+Multiespectral instalada *in situ* empieza a ofrecer resultados en cuanto a que se identifican anticipadamente las zonas potencialmente inestables, especialmente aquellas que pueden mostrar diferencias de humedad en la cara del terreno y que pudieran vincularse a los cambios piezométricos y/o a los pluviométricos. Estos datos serán motivo de próximos artículos.

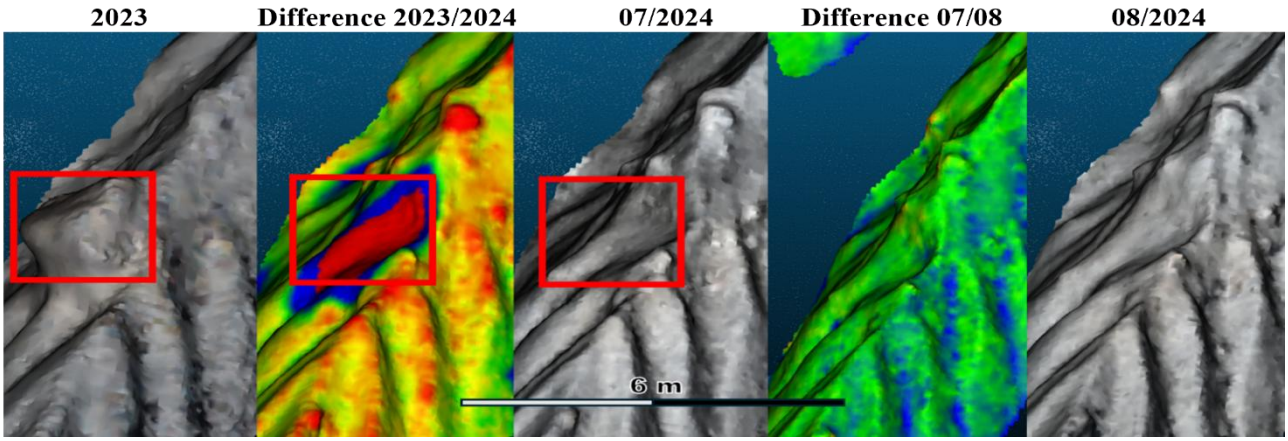


Figura 6. Identificación de cambios morfológicos entre nubes de puntos.

5. DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos muestran una respuesta piezométrica relativamente tardía frente a los eventos de precipitación registrados durante el periodo de monitoreo. A pesar de que durante los 916 días analizados se registró una precipitación acumulada de 1520.50 mm, incluyendo 13 eventos superiores a 20 mm en 24 h y un máximo diario de 51.1 mm. Los registros piezométricos correspondientes a los niveles monitorizados a 9 m (PZ9) y 23 m (PZ23) no presentan incrementos abruptos claramente sincronizados con dichos episodios de precipitación. Este comportamiento se refleja también en los bajos coeficientes de correlación observados entre la precipitación diaria y la variación piezométrica con valores de 0.057 para PZ9 y 0.096 para PZ23, indicando una relación muy débil entre ambas variables a escala temporal diaria. En contraste, la correlación positiva moderada observada entre los registros piezométricos de ambos niveles ($r = 0.63$) sugiere que los piezómetros responden, al menos parcialmente, a un sistema hidráulico común, aunque con distintos grados de transmisión de presión.

La comparación de estos resultados con los rangos piezométricos reportados previamente para el mismo sistema por Raïmat (2018) resulta relevante. Dicho estudio identificó valores de presión intersticial situados entre 40 y 68 kPa para el piezómetro situado a 9 m y entre 100 y 125 kPa para el piezómetro ubicado a 23 m de profundidad. Los valores medios registrados en el presente estudio del orden de ~35 kPa para PZ9 y ~117 kPa para PZ23 se sitúan dentro o muy próximos a dichos rangos históricos, lo que sugiere que el estado de presión intersticial del sistema se ha mantenido relativamente estable a escala temporal decadal.

Otro aspecto relevante señalado por Raïmat (2018) es el tiempo característico de respuesta piezométrica a los episodios de precipitación. Según dicho estudio, el piezómetro situado a 9 m de profundidad requiere aproximadamente 13 días para mostrar cambios claros en su dinámica de presión, mientras que el piezómetro situado a 23 m responde en escalas del orden de 17 días. Estos tiempos de respuesta son coherentes con los resultados obtenidos en el presente estudio, donde la relación entre precipitación diaria y variaciones piezométricas resulta prácticamente inexistente. En este sentido, el análisis a escala temporal diaria podría ser insuficiente para capturar la señal de recarga efectiva del sistema; la cual probablemente opera en escalas temporales más prolongadas.

La estructura estratigráfica del depósito parece desempeñar un papel clave en este comportamiento. El perfil litológico muestra la alternancia de niveles permeables y semipermeables que podrían limitar la infiltración vertical rápida de la precipitación y favorecer una transmisión de presión más lenta y parcial hacia los niveles más profundos.

En este contexto, la comparación entre los umbrales pluviométricos establecidos por Raïmat (2018) y los resultados piezométricos obtenidos en el presente estudio sugieren que los procesos torrenciales del barranco responden principalmente a episodios de precipitación intensa de corta duración; mientras que la dinámica piezométrica en los niveles más profundos parece estar controlada por procesos de recarga más prolongados. Esta diferencia de escalas temporales podría explicar la aparente desconexión observada entre los eventos de precipitación diarios y las variaciones de presión registradas en los piezómetros.

En conjunto, los resultados sugieren que la dinámica hidrogeológica del sistema está controlada por una combinación de factores estratigráficos, geomorfológicos y de flujo lateral, más que por una respuesta directa e inmediata a la precipitación local.

Desde otro punto de vista, los cambios morfológicos identificados a partir de la comparación de nubes de puntos sugieren que los cambios observados son producto de episodios de escorrentía superficial. Así mismo, la precisión geométrica de los modelos tridimensionales limita la posibilidad de detectar deformaciones milimétricas como precursores de inestabilidad.

En este sentido, la implementación de un sistema de monitoreo visual semi continuo y horario constituye una herramienta complementaria para mejorar la detección de cambios morfológicos a escalas centimétricas o subcentimétricas y reducir el tiempo de identificación de un evento a una franja horaria establecida.

Si bien la combinación de los sistemas de monitoreo implementados en el sitio de trabajo ha contribuido con la identificación de cambios morfológicos en el depósito; sigue siendo un reto la integración de esta y nuevas herramientas para alcanzar la determinación las power laws que permitan identificar movimientos precursores de inestabilidad para depósitos de till glacial.

6. CONCLUSIONES

La dinámica piezométrica del sistema presenta una débil dependencia directa de la precipitación diaria. Los resultados indican que la variabilidad observada en los niveles piezométricos no responde de forma inmediata a los episodios de lluvia registrados localmente, lo que sugiere que los procesos de recarga del sistema operan en escalas temporales superiores a la diaria. Así también, los piezómetros muestran una respuesta hidráulica parcialmente coherente, pero con cierto grado de desacoplamiento o retardo, probablemente asociado a la presencia de niveles de menor permeabilidad dentro de la secuencia litológica que limitan la infiltración vertical rápida, favoreciendo procesos de transmisión de presión más lentos y posiblemente asociados a flujos subterráneos laterales.

Los cambios morfológicos en la superficie de la ladera mediante comparación de nubes de puntos y fotografías RGB+ Multiespectral, podrían estar asociados a procesos de escorrentía superficial. Actualmente, la precisión de la georreferenciación no permite detectar desplazamientos milimétricos que puedan interpretarse como deformaciones paulatinas del terreno. La implementación en curso de un sistema de monitoreo visual continuo mediante la cámara de alta resolución abre nuevas posibilidades para mejorar la detección de cambios morfológicos y avanzar en la identificación de procesos precursores de inestabilidad en depósitos glaciares.

Los ensayos y/o pruebas en laboratorio permiten conocer más sobre las diferentes variables (influencia de cantidad de luz, humedad, ángulo de captura, número/distancia de disparos láser, resolución, etc., etc.) a considerar en campo abierto para la definición de las power laws y el desarrollo de una aplicación que identifique de manera automática los movimientos precursores de inestabilidad en un depósito de till glacial en los Pirineos Catalanes.

Finalmente, los resultados obtenidos contribuyen a mejorar la comprensión de la dinámica hidrogeológica y geomorfológica en depósitos glaciares heterogéneos y destacan la importancia de considerar escalas temporales similares para su análisis y la eventual pérdida de información.

REFERENCIAS

Balasch, C., Becat, J., Marugan, C.M., Nadal, A., Rapalino, V. y Remacha, R. (2008). Les riuades del segle XX al Pallars Sobirà: 1907, 1937 i 1982. Arxius i Societat: Quaderns de divulgació històrica, 2. Departament de Cultura i Mitjans de Comunicació, Generalitat de Catalunya, Barcelona.

ICC (2004). Estudi de riscos geològics al terme municipal de La Vall de Boí (Alta Ribagorça), Ref. ICC/AR. Institut Cartogràfic de Catalunya, Generalitat de Catalunya, Barcelona.

Luis-Fonseca, R., Raïmat, C., Hürlimann, M., Abancó, C., Moya, J. y Fernández, J. (2011). Debris-flow protection in recurrent areas of the Pyrenees. Experience of the VX systems from output results collected in the pioneer monitoring station in Spain. Italian Journal of Engineering Geology and Environment, Special Issue, 1063-1071. https://doi.org/10.4408/IJEGE.2011-03.B-115

Portilla, M., Chevalier, G. y Hürlimann, M. (2010). Description and analysis of the debris flows occurred during 2008 in the Eastern Pyrenees. Natural Hazards and Earth System Sciences, 10, 1635-1645. https://doi.org/10.5194/nhess-10-1635-2010

Raïmat, C. (2018). Dinámica y Peligrosidad de las corrientes de derrubios: aplicación en el Barranco de Erill, Pirineo catalán. Tesis doctoral. Departamento de Ingeniería del terreno y Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertas. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 515 pp.

Raïmat, C., Riera, E., Graf, C., Luis-Fonseca, R., Fañanás, C. y Hürlimann, M. (2013). Experiencia de la aplicación de RAMMS para la modelización de flujo tras la aplicación de las soluciones flexibles VX en el barranc de Portainé. En VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables (pp. 1131-1144). CIMNE, Barcelona.

EL BARRANCO DE PORTAINÉ (PIRINEO CENTRAL): EVALUACIÓN GEOMORFOLÓGICA Y FUNCIONAL DEL SISTEMA DE DIQUES FLEXIBLES TRAS CASI DOS DÉCADAS

Carles FAÑANAS-AGUILERA[(1)], Carles RAÏMAT-QUINTANA[(2)*], Jona TRUJILLO MORENO[(2)], Arabela VEGA-AGUILAR[(3)] y Mercy ERAS GALARZA[(2)]

[(1)] Departamento de Agricultura, Ramaderia, Pesca i Alimentació (GENCAT)

[(2)] Kuroba Quatre S.L.
*carles.kuroba4@geo-hazardadvisors.com

[(3)] World Bank Group

RESUMEN

El barranco de Portainé y su afluente Reguerals, en el Pallars Sobirà, registraron entre 2006 y 2015 una fase de intensa actividad torrencial con flujos hiperconcentrados y corrientes de derrubios que afectaron repetidamente a la carretera de acceso a la estación de esquí de Port Ainé. Para reducir este riesgo se implantó entre 2008 y 2012 un sistema escalonado de diques de redes metálicas ancladas, concebido para retener sedimentos, disipar energía y limitar la erosión sin generar una afección excesiva sobre el entorno. Casi veinte años después, este trabajo evalúa de forma integrada el funcionamiento del sistema y su capacidad remanente mediante análisis geomorfológico, teledetección de alta resolución, modelización hidráulica y una inspección funcional basada en la metodología CONSIS. La base geométrica se obtuvo mediante la combinación de LiDAR aerotransportado, LiDAR terrestre, escaneado móvil y fotogrametría UAV, generando modelos tridimensionales precisos del cauce y de las estructuras. Sobre esta base se han simulado escenarios de flujo denso con densidades de hasta 1,8 t/m^3 y distintos periodos de retorno, considerando además estados de barreras vacías y colmatadas. Los resultados muestran que el sistema instalado mantiene una eficacia elevada: reduce la velocidad del flujo en torno a un 30-50 % respecto a un escenario sin estructuras, favorece la sedimentación escalonada y limita las presiones dinámicas. No obstante, se identifican tramos donde el flujo actual sigue generando solicitaciones altas. A partir de este diagnóstico se plantea una optimización del sistema mediante incorporación de nuevas barreras y la reconstrucción de una estructura dañada. Las simulaciones del escenario mejorado indican reducciones adicionales de velocidad y presión, así como una mejora clara de la resiliencia hidráulica del conjunto. La experiencia de Portainé confirma el valor de los sistemas flexibles para generar perfiles longitudinales escalonados, más estables, cuando se combinan con una evaluación periódica, modelización avanzada y una estrategia activa de mantenimiento y monitorización.

ABSTRACT

The Portaine torrent and its main tributary, Reguerals, in the Catalan Central Pyrenees, experienced intense torrential activity between 2006 and 2015, with hyperconcentrated flows and debris flows repeatedly damaging the access road to the Port Aine ski resort. To reduce this risk, a stepped system of drained flexible barriers was installed between 2008 and 2012 in order to retain sediment, dissipate flow energy and reduce erosive capacity while minimizing environmental disturbance. Almost two decades later, this paper presents an integrated

assessment of the system based on geomorphological analysis, high-resolution remote sensing, hydraulic modelling and a functional inspection using the CONSIS methodology. Airborne and terrestrial LiDAR, mobile scanning and UAV photogrammetry were combined to build detailed three-dimensional models of the channel and the existing structures. These models were used to simulate dense-flow scenarios with bulk densities up to 1.8 t/m3, several return periods and different sediment storage conditions in the barriers. Results show that the existing system still performs effectively, reducing flow velocity by about 30-50 % compared with a no-structure scenario, enhancing upstream sediment deposition and lowering dynamic pressures. However, some reaches remain critical because of sediment infilling, local slope increases and flow confinement near infrastructure crossings. Based on this diagnosis, an optimized protection scheme is proposed, including additional flexible barriers and the reconstruction of one damaged structure. Model results for the upgraded scenario indicate further reductions in velocity and dynamic pressure and an overall increase in system resilience. The Portaine case highlights the long-term value of stepped flexible barriers when they are supported by periodic assessment, advanced modelling and an active maintenance and monitoring strategy.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Flujos de derrubios (Debris flows), Diques flexibles (Flexible barriers), Modelización hidráulica (Hydraulic modelling), RAMMS.*

1. INTRODUCCIÓN

Los procesos torrenciales constituyen uno de los riesgos naturales más relevantes en cuencas de montaña por su capacidad para movilizar grandes volúmenes de sedimento en periodos muy cortos.

El sistema Portainé-Reguerals representa un caso singular dentro del Pirineo catalán por la intensidad de la actividad registrada desde mediados de la década de 2000 y por la implantación temprana de un sistema de diques de mallas ancladas, flexibles como solución de corrección hidrológica torrencial. El interés técnico del caso no radica solo en la respuesta frente a episodios pasados, sino también en la posibilidad de valorar la evolución geomorfológica y funcional del sistema tras casi veinte años de servicio.

El objetivo de este trabajo es evaluar el estado actual del sistema de protección, cuantificar su efecto hidráulico y definir criterios de mejora a partir de una metodología integrada que combina análisis geomorfológico, teledetección de alta resolución, modelización numérica y evaluación funcional estructurada.

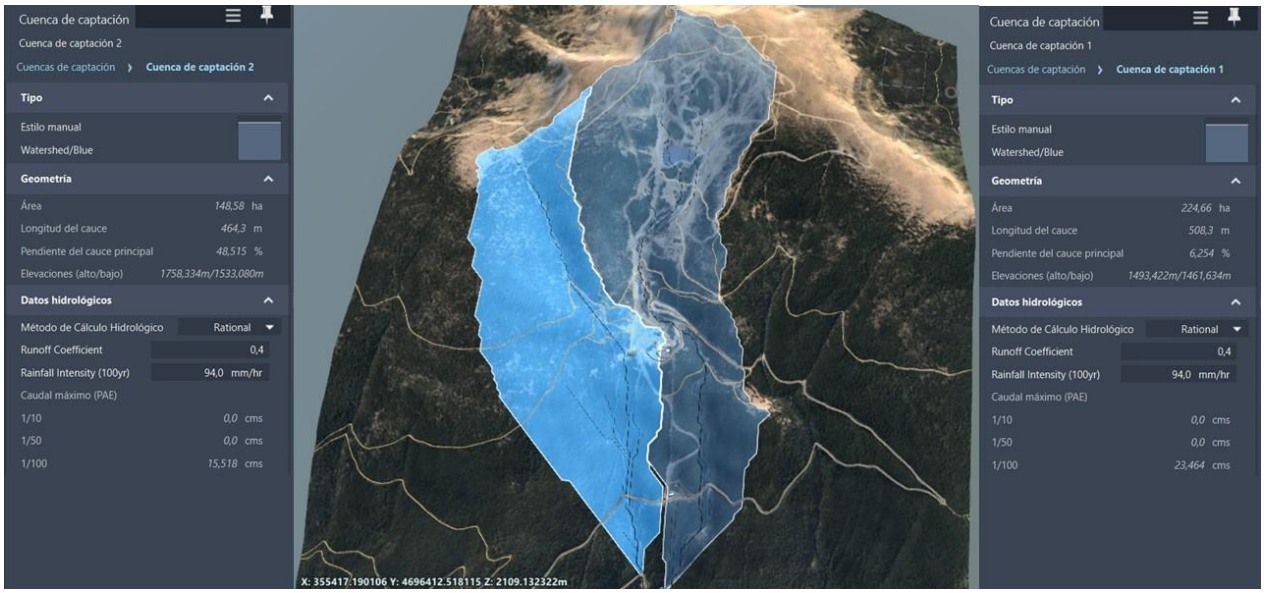


Figura 1. Localización del ámbito de estudio y principales rasgos geomorfológicos e hidrológicos de la cuenca de Portainé-Reguerals.

2. ÁREA DE ESTUDIO Y ANTECEDENTES

La cuenca se sitúa en la vertiente norte del macizo del Orri, en el Pallars Sobirà, y presenta un relieve abrupto, con pendientes superiores a 25°, cauces encajados en su tramo inferior y una marcada disponibilidad de sedimentos. El barranco de Portainé drena aproximadamente 225 ha a lo largo de 508 m en el tramo analizado, mientras que Reguerals aporta otras 148 ha y confluye en un sector de especial complejidad hidráulica.

Desde el punto de vista geológico predominan materiales paleozoicos metamórficos muy fracturados, recubiertos por depósitos cuaternarios coluviales y periglaciares poco consolidados. Esta combinación favorece la movilización de sedimentos en eventos de lluvia intensa. A ello se suman alteraciones antrópicas ligadas a la estación de esquí, como caminos de servicio, drenajes, embalses y sistemas de innivación, que modificaron la respuesta hidrológica.

Entre 2006 y 2015 se documentaron múltiples episodios con daños recurrentes en la carretera de acceso a Port Ainé. La evidencia geomorfológica, dendrogeomorfológica e histórica confirmó que el transporte sólido se producía de forma habitual en régimen de flujo denso, con densidades que podian alcanzar 1,8 t/m^3 en los escenarios más desfavorables. Como respuesta, entre 2008 y 2012 se instalaron diques de redes metálicas ancladas generando un perfil escalonado, diseñados para retener el material sólido, reducir la velocidad del flujo y mantener una baja afección constructiva sobre el entorno.

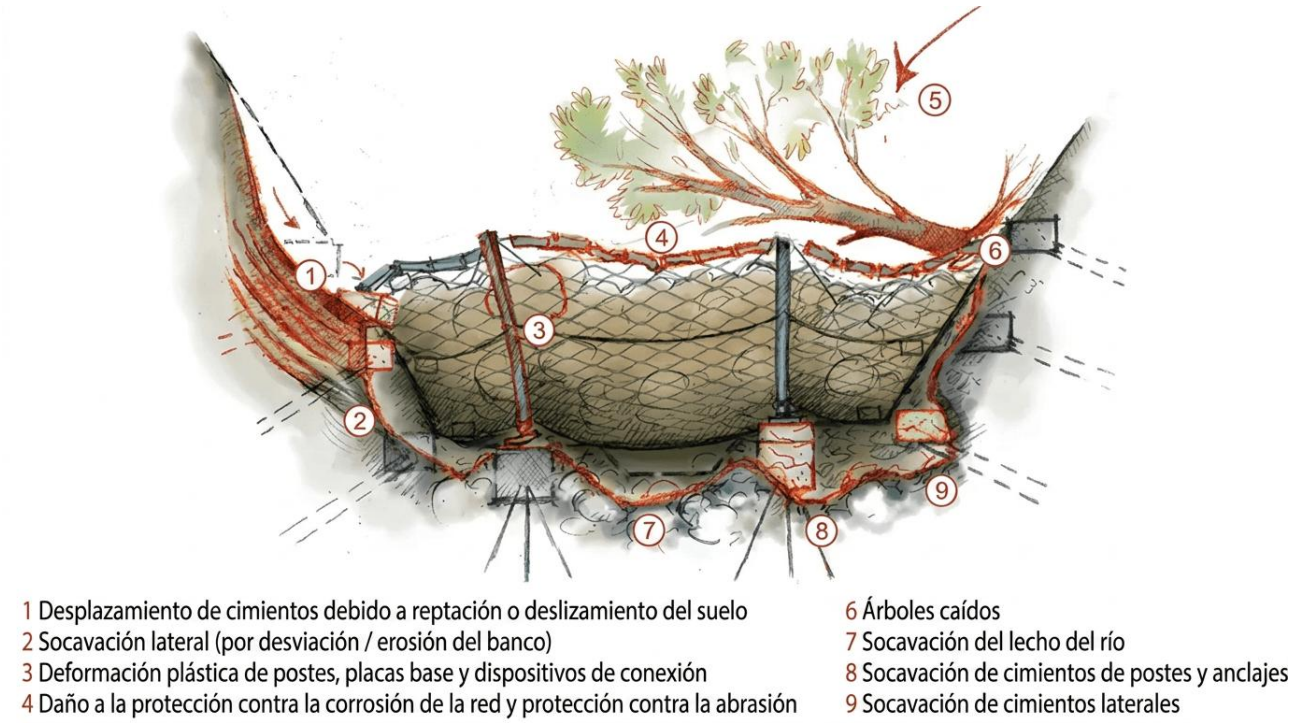


Figura 2. Afecciones comunes por el uso en los diques flexibles instalados entre 2008 y 2012.

3. METODOLOGÍA

Se han combinado distintas fuentes de datos y métodos de evaluación y cálculo para dar robustez al resultado de diseño. A continuación, se describen y argumentan.

3.1. RECONSTRUCCIÓN GEOMORFOLÓGICA MEDIANTE TELEDETECCIÓN

La caracterización geomorfológica del sistema torrencial se realizó mediante la integración de diferentes técnicas de teledetección de alta resolución. Se utilizaron datos LiDAR aerotransportados, levantamientos LiDAR terrestres (TLS), escaneado móvil SLAM y fotogrametría aérea mediante UAV.

La integración de estos datos permitió generar modelos digitales de terreno de alta resolución y reconstrucciones tridimensionales detalladas del cauce y de las infraestructuras existentes. Estos modelos constituyen la base geométrica para las simulaciones hidráulicas y permiten cuantificar con precisión los cambios geomorfológicos experimentados por el sistema desde la instalación de las estructuras de protección.

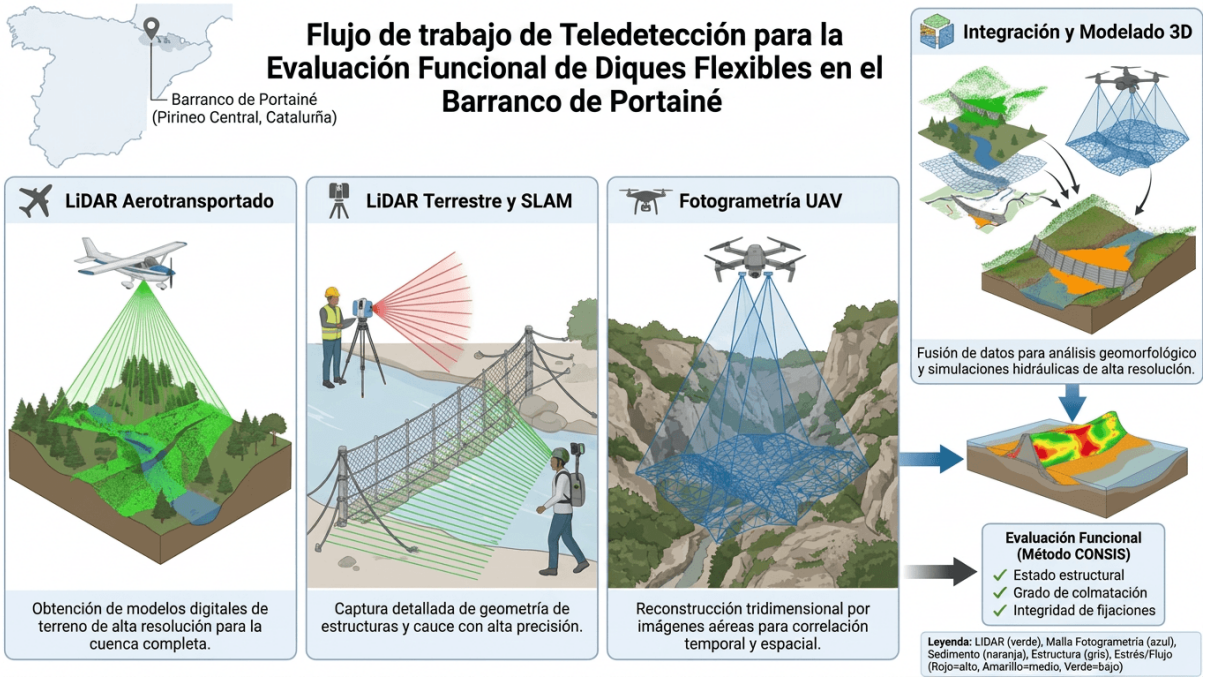


Figura 3. Metodología combinada de toma de datos en terreno utilizada en el proyecto.

3.2. MODELIZACIÓN HIDRÁULICA

La evaluación del comportamiento hidráulico del sistema se realizó mediante simulaciones numéricas de flujos torrenciales basadas en modelos de flujo granular con reología tipo Voellmy. Este tipo de formulación reológica es ampliamente utilizada en la modelización de flujos de derrubios y permite representar adecuadamente el comportamiento de flujos granulares densos con densidades variables.

Las simulaciones permitieron estimar parámetros hidráulicos relevantes como la altura de flujo, la velocidad del flujo, la presión dinámica y la extensión potencial del área afectada. Estos parámetros son fundamentales para evaluar la eficiencia de las estructuras de protección existentes y para el diseño de nuevas estructuras complementarias.

3.3. MODELIZACIÓN AVANZADA DE FLUJOS DE DEBRIS (ANÁLISIS DE 2025)

En 2025 se ha desarrollado un proyecto complementario con el objetivo de evaluar el rendimiento funcional del sistema existente de protección del flujo de derrubios e identificar sectores donde estructuras adicionales puedan mejorar el comportamiento hidráulico global del sistema torrencial.

El análisis ha incorporado simulaciones numéricas de mayor resolución y más avanzadas, del proceso de flujo permitiendo la representación de flujos granulares densos con densidades variables que oscilan entre 1,2 y 2,4 t/m³. En el diseño de las nuevas estructuras se ha considerado el escenario más desfavorable con densidad de 1,8 t/m³.

Se han realizado simulaciones hidráulicas para múltiples periodos de retorno (T=2, 5, 10, 20, 50, 100 y 200 años), integrando la relacion intensidad-duración de la lluvia obtenida de estaciones meteorológicas locales. El marco de modelización ha permitido la estimación espacial de parámetros hidráulicos clave, incluyendo altura de flujo, velocidad, presión dinámica, esfuerzo cortante y grosor potencial de deposición a lo largo del canal.

Estas simulaciones se han utilizado para evaluar la capacidad remanente de las barreras flexibles existentes e identificar sectores donde las solicitudes hidráulicas superan los umbrales operativos óptimos del sistema de protección. El análisis se ha realizado considerando dos escenarios para cada estructura: barreras vacías (capacidad de retención completa) y barreras llenas (capacidad de retención agotada), lo que permite evaluar comportamientos extremos del sistema.

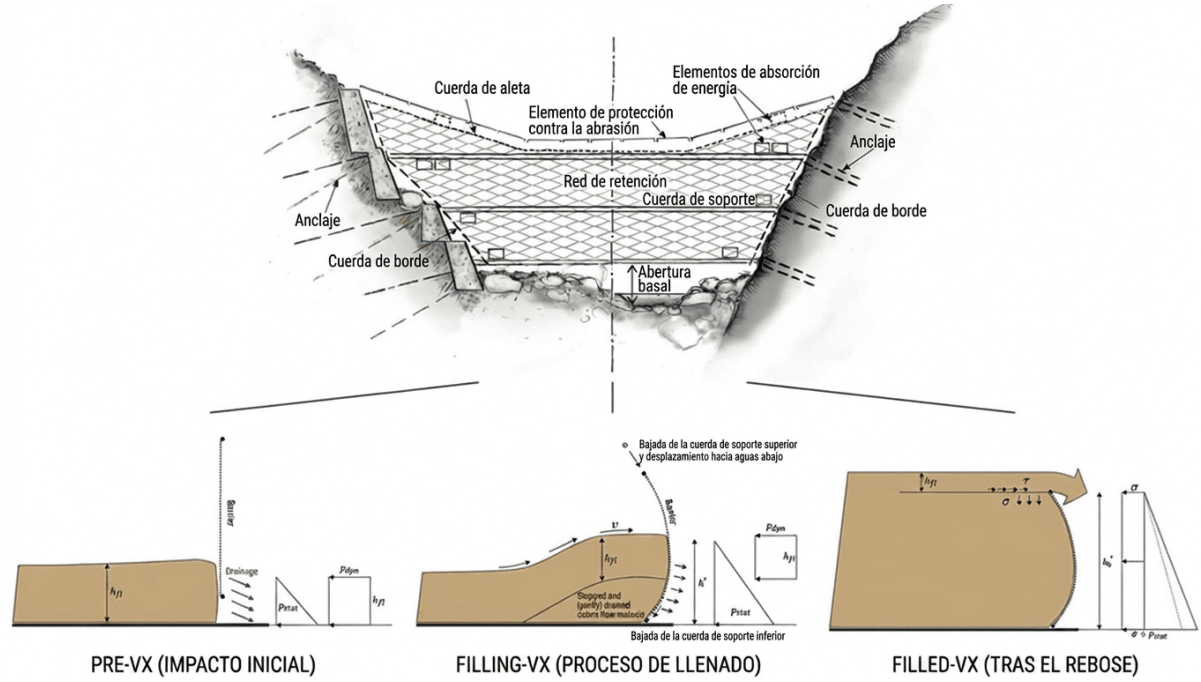


Figura 4. Sección transversales de un sistema tipo dique flexible drenante y distribución de fuerzas en el proceso de llenado.

3.4. EVALUACIÓN FUNCIONAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA CONSIS

La evaluación del estado funcional del sistema de estabilización torrencial se ha realizado mediante la metodología CONSIS promovida por la entidad certificadora internacional TÜV. Esta metodología permite realizar inspecciones estructuradas de infraestructuras flexibles de protección y estabilización frente a riesgos naturales introduciendo criterios objetivos y reproducibles de evaluación del estado estructural y funcional de las estructuras.

La metodología CONSIS evalúa diferentes aspectos de las estructuras, como el estado de los elementos estructurales, el grado de colmatación, la funcionalidad de los sistemas de drenaje, y la integridad de los anclajes y elementos de fijación. Esta evaluación sistemática permite identificar necesidades de mantenimiento y reparación, así como priorizar las intervenciones en función del estado funcional de cada estructura.



Figura 4. Metodología CONSIS utilizada en el proyecto.

3.5. DEFINICIÓN DE ESCENARIO DE MEJORA

A partir de los resultados de la modelización hidráulica se han identificado tramos del cauce donde las condiciones hidráulicas continuan siendo críticas. Sobre esta base se ha desarrollado un proyecto de optimización del sistema de protección que propone la incorporación de nuevos diques ubicados en los tramos más críticos observados.

El diseño de las nuevas estructuras se basa en los parámetros hidráulicos procedentes de las simulaciones numéricas, considerando las presiones dinámicas, los volúmenes de sedimentos esperados y las fuerzas de cizallamiento. Las estructuras propuestas han sido dimensionadas para resistir eventos de flujo de derrubios con periodos de retorno de hasta 100 años. También se reducen los posibles efectos destructivos asociados a eventos extremos (200-500 años).

4. RESULTADOS

Los modelos 3D muestran la evolución geomorfológica del cauce desde la instalación del sistema. Las barreras han promovido una deposición progresiva aguas arriba, con generación de cuñas de sedimento que suavizan localmente la pendiente y reducen la energía específica del flujo. Este comportamiento confirma que el sistema no actúa únicamente como elemento de retención puntual, sino como un sistema escalonado que redistribuye gradualmente el transporte sólido y la pendiente efectiva del canal.

Las simulaciones indican que, frente a un escenario sin estructuras, el sistema actual reduce la velocidad media del flujo en torno a un 30-50 %, disminuye la altura de lámina y limita las presiones dinámicas máximas. El efecto es especialmente relevante en los sectores donde varias barreras trabajan de forma encadenada y en los tramos próximos a tramos canalizados. El análisis también muestra que en determinadas zonas la colmatación parcial de las barreras, la concentración del flujo y el incremento local de pendiente mantienen solicitaciones elevadas, por lo que la eficacia del conjunto depende de forma directa del mantenimiento periódico y de la gestión de los sedimentos.

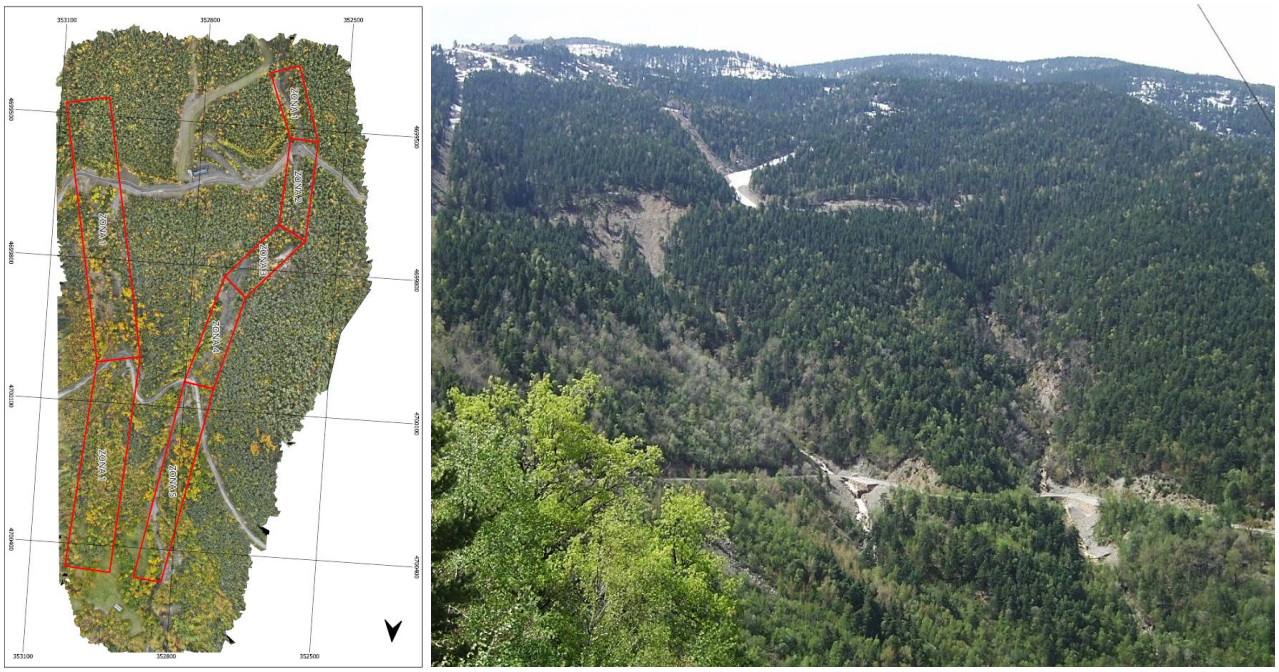


Figura 5. Situación de los tramos de estudio dentrode la ortofoto e imagen panorámica de la zona.

El análisis ha permitido diferenciar tramos con problemáticas distintas:

- Zona 1, cabecera de la corrección, la incorporación de 3 nuevas barreras mejoraría la retención temprana y reduciría la capacidad erosiva antes de alcanzar sectores más confinados.
- Zona 2, depende de la funcionalidad de los drenajes transversales y del control de obstrucciones.
- Zona 3, concentra parámetros hidráulicos muy elevados y proponemos implantar una nueva barrera para disipación.
- Zona 4, se identificó una estructura existente con daños que requiere reconstrucción, complementada por una nueva barrera aguas abajo.

- Zona 5 el comportamiento global es aceptable, pero persisten puntos sensibles en la interacción entre cauce y carretera.

En el barranco de Reguerals hemos constatado flujos con abundantes sólidos, en las proximidades dela confluencia con Portainé. Aunque el trabajo se centra en las afecciones a la carretera de Portainé, el afluente condiciona la respuesta global del sistema y recordamos la necesidad de un enfoque de gestión integrado a escala de cuenca.

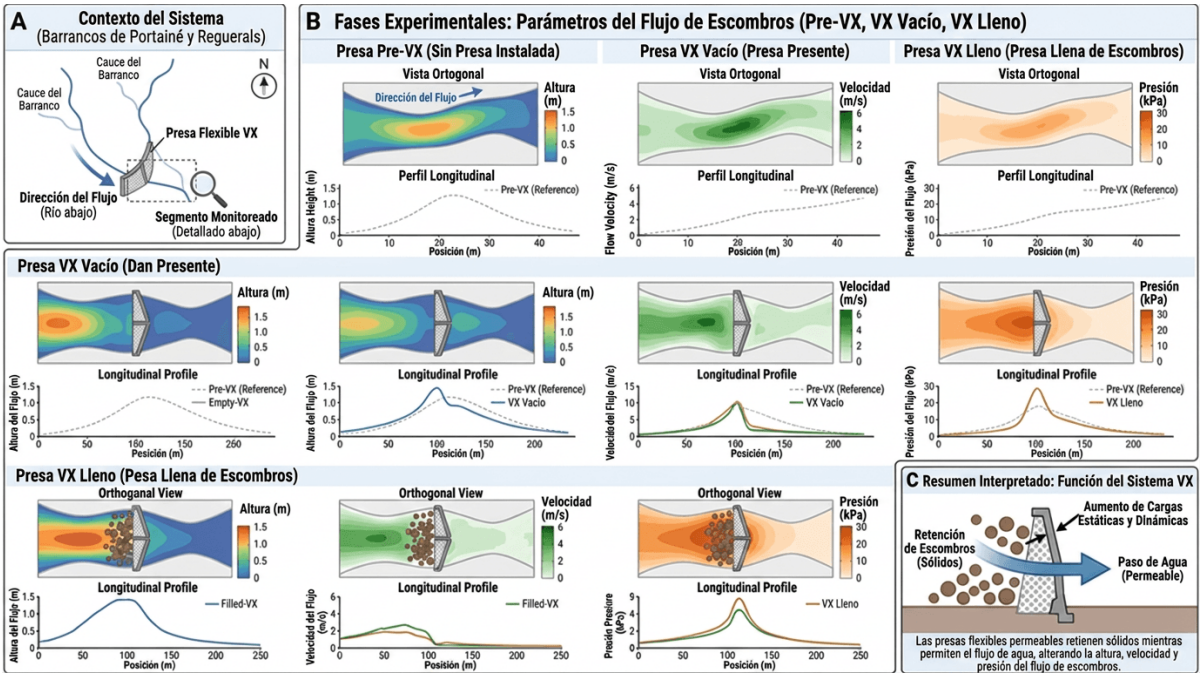


Figura 6. Evolución geomorfológica del cauce y áreas de deposición asociadas al sistema de barreras.

Tabla 1. Comparación de parámetros hidráulicos entre escenarios de simulación.

Escenario	Velocidad media del flujo (m/s)	Altura máxima de flujo (m)	Presión dinámica máxima (kPa)	Comportamiento del sistema
Sin estructuras	7 - 9	3,0 - 3,5	> 1400	Alta energía y elevada capacidad erosiva
Sistema existente (2008-2012)	4 - 6	2,0 - 2,5	600 - 900	Reducción significativa de energía y deposición progresiva
Sistema optimizado (2025)	3 - 4	1,5 - 2,0	350 - 500	Comportamiento estabilizado y mayor eficiencia sedimentaria

Tabla 2. Características técnicas de las nuevas estructuras propuestas.

Estructura	Cota (m)	Altura (m)	Anchura (m)	Capacidad estimada (m3)	Presión de diseño (kPa)	Zona
Barrera nueva n°1	1778	5,5	18	2.000 - 5.000	600 - 800	1
Barrera nueva n°2	1713	5,0	16	1.000 - 1.200	550 - 750	1
Barrera nueva n°3	1680	5,5	20	1.300 - 1.600	650 - 850	1
Barrera nueva n°4	1642	6,0	22	1.500 - 1.800	700 - 900	3
Reconstr. barrera n°4	1550	5,5	20	1.400 - 1.700	650 - 850	4
Barrera nueva n°5	1532	5,0	18	1.100 - 1.400	600 - 800	4

5. DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos muestran que el sistema de corrección hidrológica instalado entre 2008 y 2012 ha sido eficaz en la reducción del riesgo torrencial en la cuenca de Portainé. La reducción significativa de la velocidad del flujo y de las presiones dinámicas observadas en las simulaciones confirma el efecto disipador de energía que ejercen los sistemas escalonados de retención de acarreos.

Este tipo de soluciones ha sido ampliamente utilizado en cuencas torrenciales alpinas, donde la combinación de pendientes elevadas, disponibilidad de acarreos y materiales sólidos y precipitaciones intensas genera

condiciones favorables para la aparición de flujos hiperconcentrados y corrientes de derrubios. En estos contextos, el sistema de corrección hidrológica basado en diques o barreras flexibles permite modificar la dinámica del flujo mediante la retención progresiva de acarreos y la disipación de energía, por reducción de la pendiente y calado, con una mínima afección al entorno natural.

Diversos estudios realizados en sistemas torrenciales alpinos han mostrado que las estructuras de retención escalonadas generan una reducción progresiva de la energía del flujo mediante la creación de zonas de depósito y la disminución de la pendiente hidráulica efectiva del cauce. Este comportamiento es comparable al observado en cauces naturales caracterizados por la sucesión de pozas y saltos, donde la energía del flujo se disipa gradualmente a lo largo del canal.

La parametrización hidrológica con sensores de nivel de aguas, velocidad, imágenes de flujo y geófonos puede aportar muchos datos, que confundan, por la precisión de los mismos, la bondad del parámetro que se quiere estimar. Las variaciones son muy notables en pocas distancias, y lo más significativo de un parámetro hidráulico estimado por un dato es su efecto sobre la estructura. Por lo tanto, las deformaciones de los frenos, la rotura o el deterioramiento de las piezas que forman las estructuras correctoras, derivan de esfuerzos significativos por su transformación en la estructura (abrasión, tensiones). Si se estimaran parámetros hidráulicos que generaran solicitaciones muy diferentes en los elementos de la estructura, parece más lógico priorizar el efecto en la estructura que el dato estimado por un sensor.

En el caso del barranco de Portainé-Reguerals, la modelización hidráulica realizada confirma que el sistema existente modifica significativamente la dinámica del flujo. Las simulaciones muestran que barreras generan un patrón de disipación de energía escalonado, reduciendo tanto la velocidad del flujo como la capacidad de transporte de acarreos. La reducción de la velocidad simulada (30-50% respecto al escenario sin estructuras) es consistente con los valores reportados en la literatura para sistemas similares.

La evolución geomorfológica del cauce y la acumulación progresiva de acarreos aguas arriba de las barreras modifican el comportamiento hidráulico del sistema a medio y largo plazo. Este fenómeno ha sido observado en correcciones torrenciales con diques rígidos, donde la colmatación de los diques reduce su capacidad de retención efectiva. Las simulaciones realizadas que consideran escenarios de diques llenos muestran que, aunque se mantiene cierta capacidad de disipación de energía, su eficiencia se reduce significativamente cuando se colmatan totalmente. En lugar de disponer de datos puntuales, desligados de la topografía real, disponemos de datos continuos, coherentes con la situación en 3D, y que repercuten en las barreras de manera observable y contrastable por cualquiera.

La aplicación de la metodología CONSIS ha permitido evaluar de forma objetiva el estado funcional de las estructuras existentes, identificando los sectores del cauce que podrían afectar a la eficiencia futura del sistema. Esta metodología, promovida por la entidad certificadora internacional TÜV, introduce criterios estandarizados y reproducibles en la evaluación de infraestructuras de protección frente a riesgos naturales, lo que facilita la comparación entre diferentes sistemas y la priorización de intervenciones de mantenimiento.

En este contexto, la propuesta de optimización del sistema de protección de 2025 constituye una estrategia de adaptación basada en el análisis de los resultados de modelización hidráulica. La incorporación de nuevas estructuras en sectores críticos permite mejorar el comportamiento hidráulico global del sistema y reforzar su capacidad de disipación de energía frente a nuevos eventos torrenciales.

El análisis por zonas del presente estudio permite identificar los sectores donde las condiciones hidráulicas continúan siendo elevadas a pesar de la presencia de barreras. Este enfoque espacialmente explícito es fundamental para el diseño de estrategias de optimización eficientes, ya que permite focalizar las inversiones en los sectores donde las mejoras son más eficientes y donde el beneficio en términos de reducción del riesgo es mayor. Los resultados de las simulaciones del escenario optimizado muestran mejoras sustanciales en todos los parámetros hidráulicos analizados. La reducción adicional de la velocidad del flujo (20-40% respecto al sistema existente) y de las presiones dinámicas (aproximadamente 40% de reducción) indica que las nuevas estructuras propuestas complementan eficazmente el sistema existente, generando un efecto sinérgico que mejora la eficiencia global del sistema de protección.

Es importante destacar que el diseño de las nuevas estructuras se ha basado en simulaciones hidráulicas que consideran eventos con períodos de retorno de hasta 100 años, lo que garantiza un nivel de protección adecuado para eventos frecuentes y moderadamente extremos. Sin embargo, el sistema también ha evaluado eventos más extremos (200-500 años), con el objetivo de minimizar posibles efectos destructivos asociados a casos excepcionales. La estrategia de mantenimiento y gestión de las barreras existentes constituye un componente

esencial para garantizar la eficiencia del sistema de protección a largo plazo. La redistribución de acarreos acumulados, la eliminación de vegetación que pueda obstruir los sistemas de drenaje, o la vegetación regenerada que puede contribuir a consolidar márgenesy la inspección periódica del estado estructural de las barreras es fundamental para mantener la funcionalidad del sistema.

La implementación de un sistema de monitorización continua podría representar un avance significativo en la gestión del riesgo torrencial en la cuenca de Portainé. Este sistema permitiría la detección temprana de eventos torrenciales, la evaluación en tiempo real del comportamiento de las barreras, y la activación de protocolos de emergencia si fuera necesario. La integración de sensores de nivel, velocidad de flujo, y presión dinámica, junto con sistemas de comunicación en tiempo real, permitirian mejorar sustancialmente la capacidad de respuesta ante eventos torrenciales y también contrastarían el modelo de simulación.

Este enfoque, basado en la integración de análisis geomorfológico, modelización hidráulica avanzada, metodologías de inspección estructurada, y sistemas de monitorización continua, puede generar una herramienta muy útil de gestión adaptativa de las infraestructuras de protección frente a riesgos torrenciales en cuencas de montaña. La experiencia de los barrancos de Portainé puede servir como referencia para la gestión de sistemas torrenciales similares en el ámbito pirenaico y alpino.

6. CONCLUSIONES

La cuenca del barranco de Portainé presenta una elevada actividad torrencial asociada a flujos hiperconcentrados y corrientes de derrubios, con densidades de flujo que pueden alcanzar 1,8 t/m³ y velocidades superiores a 8 m/s en ausencia de estructuras de protección.

El sistema de diques flexibles instalado entre 2008 y 2012 ha demostrado una elevada eficacia en la reducción de la energía del flujo, con reducciones de velocidad del orden del 30-50% y reducciones de presión dinámica superiores al 50% respecto a escenarios sin estructuras.

La integración de técnicas avanzadas de teledetección (LiDAR aerotransportado, LiDAR terrestre, SLAM y fotogrametría UAV) ha permitido generar modelos tridimensionales de alta resolución del sistema torrencial, constituyendo una base geométrica precisa para las simulaciones hidráulicas, el análisis geomorfológico y la evaluación de la funcionalidad remanente.

La aplicación de la metodología CONSIS permite introducir criterios objetivos y estandarizados en la evaluación del estado funcional de las infraestructuras, facilitando la identificación de necesidades de mantenimiento y la priorización de intervenciones.

El análisis hidráulico por zonas ha permitido identificar sectores críticos donde las condiciones hidráulicas continúan siendo elevadas a pesar de la presencia del sistema existente, especialmente en tramos caracterizados por aumentos locales de pendiente y confinamiento del flujo.

La propuesta de optimización del sistema desarrollado en 2025 propone la instalación de cinco nuevas barreras complementarias y la reconstrucción de una barrera existente dañada, mejorando significativamente el comportamiento hidráulico del sistema con reducciones adicionales de velocidad del 20-40% y de presión dinámica del orden del 40%.

Las simulaciones del escenario optimizado muestran que el sistema propuesto reduce la velocidad media del flujo a 3-4 m/s y las presiones dinámicas máximas a 350-500 kPa, valores que garantizan un nivel de protección adecuado para eventos con períodos de retorno de hasta 100 años.

La integración de modelización avanzada de flujo de derrubios y evaluación estructural realizada en 2025 ha permitido identificar sectores críticos del canal y proponer estructuras de protección complementarias que mejoran significativamente la resiliencia global del.

La estrategia de mantenimiento y gestión de sedimentos propuesta, junto con la implementación de un sistema de monitorización continua, constituyen componentes esenciales para garantizar la eficiencia a largo plazo del sistema de protección y mejorar la capacidad de respuesta ante eventos torrenciales.

REFERENCIAS

Balasch, C., Becat, J., Marugan, C.M., Nadal, A., Rapalino, V. y Remacha, R. (2008). Les riuades del segle XX al Pallars Sobirà: 1907, 1937 i 1982. Arxius i Societat: Quaderns de divulgació històrica, 2. Departament de Cultura i Mitjans de Comunicació, Generalitat de Catalunya, Barcelona.

Fañanás, C., Aguilar Marín, N., Raïmat Quintana, C. y Luis Fonseca, R. (2009). Corrección hidrológica en el barranco de Portainé. En E. Alonso, J. Corominas y M. Hürlimann (Eds.), *VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables* (pp. 999-1011). CIMNE, Barcelona.

Furdada, G., Victoriano, A., Díez-Herrero, A., Génova, M., Guinau, M., De las Heras, Á., Palau, R.M., Hürlimann, M., Khazaradze, G., Casas, J.M. et al. (2020). Flood Consequences of Land-Use Changes at a Ski Resort: Overcoming a Geomorphological Threshold (Portainé, Eastern Pyrenees, Iberian Peninsula). Water, 12(2), 368. https://doi.org/10.3390/w12020368

García-Oteyza, J., Génova, M., Calvet, J., Furdada, G., Guinau, M. y Díez-Herrero, A. (2015). Datación de avenidas torrenciales y flujos de derrubios mediante metodologías dendrogeomorfológicas (barranco de Portainé, Lleida, España). *Ecosistemas*, 24(2), 43-50. https://doi.org/10.7818/ECOS.2015.24-2.07

ICC (2004). Estudi de riscos geològics al terme municipal de Rialp (Pallars Sobirà), Ref. ICC/AR-029-04. Institut Cartogràfic de Catalunya, Generalitat de Catalunya, Barcelona.

IGC (2012). Avaluació hidrològica i geològica preliminar de l'estat actual dels barrancs del vessant nord del Pic de l'Orri i de la carretera de Roní a Portainé (Rialp): Bloc 1: Estudi de la conca hidrològica nord del Pic de l'Orri. Ref. AO-003/12. Institut Geològic de Catalunya, Generalitat de Catalunya, Barcelona.

IGC (2013). Avaluació de la dinàmica torrencial del torrent de Portainé (2 vols.), Codi AP-035/13. Institut Geològic de Catalunya, Generalitat de Catalunya, Barcelona.

Luis-Fonseca, R., Raïmat, C., Hürlimann, M., Abancó, C., Moya, J. y Fernández, J. (2011). Debris-flow protection in recurrent areas of the Pyrenees. Experience of the VX systems from output results collected in the pioneer monitoring station in Spain. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, Special Issue, 1063-1071. https://doi.org/10.4408/IJEGE.2011-03.B-115

Mikoš, M. y Bezak, N. (2021). Debris Flow Modelling Using RAMMS Model in the Alpine Environment With Focus on the Model Parameters and Main Characteristics. *Frontiers in Earth Science*, 8, 605061. https://doi.org/10.3389/feart.2020.605061

Moya, J. y García, R. (2014). Obtención de la curva de magnitud-frecuencia de corrientes de derrubios mediante el uso combinado de datación relativa y datación dendrocronológica. El ejemplo del Barranco del Tordó (Prepirineo Oriental). En S. Schnabel y A. Gómez Gutiérrez (Eds.), Avances de la Geomorfología en España 2012-2014 (pp. 376-379). Universidad de Extremadura y Sociedad Española de Geomorfología, Cáceres.

Palau, R.M., Hürlimann, M., Pinyol, J., Moya, J., Victoriano, A., Génova, M. y Puig-Polo, C. (2017). Recent debris flows in the Portainé catchment (Eastern Pyrenees, Spain): analysis of monitoring and field data focussing on the 2015 event. *Landslides*, 14, 1161-1170. https://doi.org/10.1007/s10346-017-0832-9

Portilla, M., Chevalier, G. y Hürlimann, M. (2010). Description and analysis of the debris flows occurred during 2008 in the Eastern Pyrenees. Natural Hazards and Earth System Sciences, 10, 1635-1645. https://doi.org/10.5194/nhess-10-1635-2010

Raïmat, C., Riera, E., Graf, C., Luis-Fonseca, R., Fañanás, C. y Hürlimann, M. (2013). Experiencia de la aplicación de RAMMS para la modelización de flujo tras la aplicación de las soluciones flexibles VX en el barranc de Portainé. En *VIII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables* (pp. 1131-1144). CIMNE, Barcelona.

Victoriano, A., Brasington, J., Guinau, M., Furdada, G., Cabré, M. y Moysset, M. (2018). Geomorphic impact and assessment of flexible barriers using multi-temporal LiDAR data: The Portainé mountain catchment (Pyrenees). *Engineering Geology*, 237, 168-180. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.02.016

Wendeler, C. (2016). Debris-Flow Protection Systems for Mountain Torrents: Basic Principles for Planning and Calculation of Flexible Barriers. WSL Berichte, 44. Swiss Federal Institute for Forest, Snow and Landscape Research WSL, Birmensdorf.

BARRERAS FLEXIBLES FRENTE A FLUJOS DE DETRITOS: CRITERIOS DE DISEÑO Y CONSIDERACIONES PRÁCTICAS

Diego GARCÍA[(1)*], Laura MOLANO[(1)] y Jordi COLL[(1)]

A. Bianchini Ingeniero, S.A.
*dg.gordo@maccaferri.com

RESUMEN

Los flujos de detritos constituyen uno de los procesos hidrogeológicos más complejos y destructivos en zonas de montaña, especialmente en torrentes con gran pendiente y precipitaciones intensas. En estos movimientos de masa, el agua juega un papel central y pueden venir desencadenados por un deslizamiento inicial. Las barreras flexibles se han consolidado como una solución eficaz para la mitigación de este tipo de fenómenos, al combinar una elevada capacidad de retención con una instalación más sencilla en áreas remotas respecto a muros convencionales de hormigón. Este trabajo presenta una síntesis de la normativa de ensayo y dimensionamiento de estas barreras, el Documento de Evaluación Europeo DEE 340020-00-0106, donde se exponen los principales componentes de la barrera como estructura de intercepción, postes, cables de aleta o disipadores. También se describen una serie de casos de carga, donde el parámetro más relevante a determinar es la presión máxima que puede aguantar una barrera contra flujo de detritos. Se analizan además los principales criterios de diseño con un enfoque práctico y, por último, se discuten los tipos de galvanizado necesarios para aportar la durabilidad requerida, conforme a las normas UNE EN 10.223-3 e ISO 17745.

ABSTRACT

Debris flows are one of the most complex and destructive hydrogeological processes in mountainous areas, especially in gullies with steep gradient with intense rainfall. In these mass movements, water plays a central role and they can be triggered by an initial landslide. Flexible barriers have become established as an effective solution for mitigating these phenomena, combining high retention capacity with simpler installation in remote areas, in comparison with concrete walls. This paper presents a summary of the testing and design standards for these barriers, the European Assessment Document EAD 340020-00-0106, which outlines the main barrier components such as the interception structure, posts, winglet ropes, and energy dissipating devices. It also describes a series of load cases, where the most relevant parameter to determine is the maximum pressure a debris flow barrier can withstand. The main design criteria are also analyzed with a practical approach and, finally, the types of galvanizing needed to provide the required durability are discussed, in accordance with the UNE EN 10.223-3 and ISO 17745 standards.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Flujo de detritos (Debris flow), Barreras flexibles (Flexible barriers), Criterios de diseño (Design criteria).*

1. INTRODUCCIÓN

Los flujos de detritos (*debris flows*) son procesos complejos que combinan agua, rocas y áridos en una masa altamente viscosa y con gran poder erosivo. Su comportamiento dinámico se caracteriza por un movimiento rápido, capaz de generar presiones de impacto muy elevadas. Estos eventos pueden desencadenarse por precipitaciones intensas, deshielos o fallas estructurales en taludes naturales o artificiales (Jakob y Hungr, 2005).

La necesidad de proteger infraestructuras, poblaciones y corredores de transporte ha impulsado el desarrollo de estructuras de contención que absorban o desvíen la energía del flujo. Entre las alternativas disponibles, las barreras flexibles representan una evolución tecnológica significativa frente a los diques rígidos de hormigón o mampostería, al ofrecer una mejor adaptabilidad geométrica, menores costes de instalación y una alta capacidad de retención.

En los últimos años, la investigación aplicada ha permitido mejorar los criterios de diseño, optimizando los materiales, la configuración de los sistemas y los procedimientos de ensayo a escala real. Sin embargo, el diseño sigue requiriendo una comprensión profunda de la interacción entre el flujo, la malla y los dispositivos disipadores (Grimod *et al.*, 2014). Este artículo aborda dichos aspectos, integrando la visión normativa con la experiencia práctica en obra.

2. CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO DE DETRITOS

El flujo de detritos es un proceso complejo que involucra varias zonas. Habitualmente, un evento como la lluvia intensa provoca un deslizamiento inicial en la zona de salida. El tipo de deslizamiento (desprendimiento, vuelco, etc.) es también un factor de clasificación (Cruden *et al.*, 1996). El volumen del deslizamiento inicial puede ser reducido, pero la elevada pendiente, entre 20 y 45º, le proporciona al flujo energía suficiente para ganar velocidad e incorporar sedimentos al flujo. En este sentido, la magnitud del evento está principalmente determinada por el mecanismo de flujo, y no tanto por el volumen del deslizamiento inicial (Hungr *et al.*, 2005).

La zona de tránsito está caracterizada por el movimiento del flujo de detritos por un canal erosionable o de lecho rocoso, que puede seguir acumulando material en su descenso sin perder velocidad. Generalmente el frente está formado por bloques rocosos, la parte central es una masa con detritos licuados y la parte final es un flujo más diluido con partículas finas. A diferencia de las caídas de rocas, el flujo de detritos implica una carga distribuida y prolongada en el tiempo (Wendeler *et al.*, 2012).

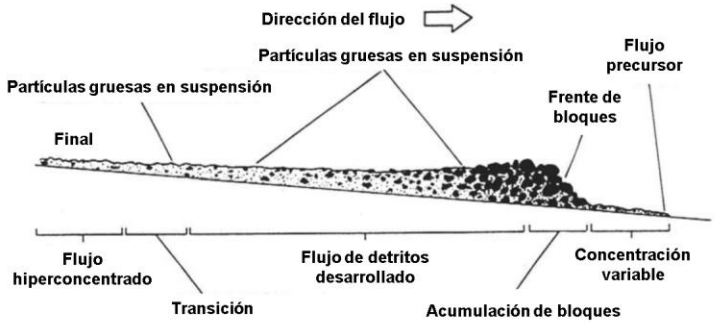


Figura 1. Distribución de materiales en un flujo de detritos (Pierson, 1986).

La zona de acumulación se ubica donde la pendiente es más baja (y donde habitualmente están las viviendas o infraestructuras a proteger). La baja inclinación, junto con la pérdida de confinamiento por la morfología del canal, provoca que el material se deposite en un cono, con los bloques rocosos situados en la base del cono. Estos flujos también se pueden clasificar en función de las medidas del material transportado y del contenido de agua entre flujo de detritos, avalancha de detritos, flujo de tierra y flujo de barro (Hungr *et al.*, 2001).

3. MEDIDAS ESTRUCTURALES Y COMPONENTES DE LAS BARRERAS

En función de las zonas del flujo antes descritas, las medidas estructurales para mitigar el riesgo pueden variar:

Zona de salida (Zona 1 figura 2): Dado que se caracteriza por fenómenos de erosión o deslizamientos, las medidas deben estar orientadas a prevenir el inicio del movimiento. Por tanto, se pueden adoptar sistemas para el control de la erosión, sistemas de contención flexible o incluso técnicas de bio ingeniería.

Zona de tránsito (Zona 2 figura 2): Caracterizado por el paso del flujo, con características variables. Las medidas deben ser capaces de controlar el flujo reduciendo su velocidad y contener su transporte de sólidos, a fin de limitar la erosión. En este sentido, se puede optar por pequeños diques de contención o barreras contra flujo de detritos.

Zona de acumulación (Zona 3 figura 2): Zona donde se acumula el material transportado por el flujo. Las medidas de protección deberían mitigar los efectos negativos del evento. Por ello, se puede considerar el desvío del flujo (terraplenes, encauzamientos), o la acumulación de los materiales (diques de contención, barreras contra flujo de detritos para canales abiertos).



Figura 2. Zonas de un flujo de derrubios.

Las barreras contra flujo de detritos están compuestas por una serie de elementos metálicos que trabajan en conjunto para resistir y disipar las fuerzas del flujo. Los componentes principales son los siguientes:

3.1. MEMBRANA DE INTERCEPCIÓN

La membrana constituye el elemento primario de retención. Está formado por la membrana principal (red de anillos) cuya función es repartir las cargas a los distintos cables horizontales, y opcionalmente por una membrana secundaria mediante malla de doble trenzado, cuya función es retener los fragmentos de menor tamaño.

3.2. CABLES DE ACERO

Los cables de acero transfieren las fuerzas desarrolladas durante el flujo hacia los anclajes laterales, situados en el margen del canal. Además, en el caso de los cables superiores mantienen la red de anillos en su sitio, evitando que pierda altura útil, e incluyen dispositivos antiabrasión (perfiles metálicos), que protegen el cable frente al desgaste causado por el roce del material transportado. Estos componentes son especialmente relevantes en flujos con alta carga sólida, donde la abrasión puede comprometer la durabilidad del sistema.

3.3. DISIPADORES DE ENERGÍA

Los disipadores son dispositivos mecánicos que permiten la deformación controlada de los cables, transformando parte de la energía cinética del flujo en trabajo plástico. Están calibrados para activarse a determinadas cargas, lo que evita picos de tensión en los anclajes y postes.

3.4. POSTES

Los postes (generalmente perfiles en H) se utilizan generalmente para barreras de mayor longitud (más de 15 m), y van unidos al cable longitudinal superior, a fin de mantener la altura útil de la barrera. El poste va unido a la placa base, que se sitúa sobre un plinto de hormigón anclado al terreno.

3.5. CABLES DE ALETA

Los cables de aleta discurren junto a los cables superiores en la parte central de la barrera, y forman una línea de 30º en los laterales, formando unas aletas a ambos lados de la barrera cuya función es centralizar el flujo y evitar que se produzca la erosión de los márgenes del cauce. Además, estos cables ayudan a mantener la altura residual de la barrera dentro de límites aceptables.

3.6. ANCLAJES

Cumplen la tarea esencial de transmitir las fuerzas a la parte sana del terreno. En el caso de los cables horizontales, van unidos a anclajes de doble cable helicoidal para transmitir las solicitaciones a tracción. En el caso de los postes de acero, el plinto de hormigón de la placa base cuenta con unas barras de acero roscadas ancladas al terreno firme.

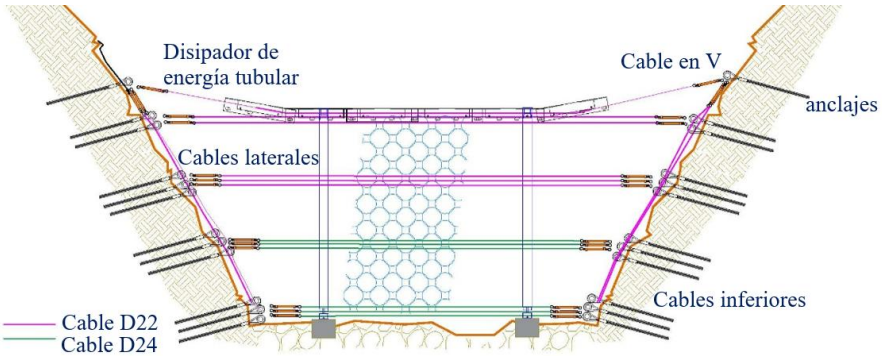


Figura 3. Alzado de una barrera contra flujo de detritos con postes.

4. NORMATIVA APLICABLE

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

La normativa vigente para el ensayo y dimensionado de las barreras contra flujo de detritos es el Documento de Evaluación Europeo DEE 340020-00-0106. Esta especificación técnica, junto con las Evaluaciones Técnicas Europeas (ETE), constituye una vía para obtener el marcado CE en productos que no cuentan con una normativa técnica armonizada.

Un DEE debe contener como mínimo una descripción general del producto, la lista de características esenciales para su uso previsto, así como los métodos y criterios para evaluar las prestaciones del producto. En el DEE de las barreras contra flujos de detritos se definen dos tipos de productos: barreras contra flujos de detritos canalizados, y no canalizados. Al igual que con las barreras dinámicas, las cimentaciones no forman parte del kit, ya que estos dependen de la situación específica en cada caso.

En base a la norma, existen dos opciones para evaluar sus prestaciones: la primera opción es realizar ensayos a escala real para todos los productos que deban certificarse. Alternativamente, es posible realizar un modelo numérico calibrado por dos tests realizados en dos productos de cada familia de producto. Los parámetros clave a evaluar son la máxima presión que puede soportar el sistema (ρ_s, kN/m^2), la elongación máxima de la membrana tras el evento (δ, m), y la altura residual del sistema (h_R, m).

4.2. CASOS DE CARGA

En el DEE se describen una serie de casos de carga, a fin de evaluar la máxima presión actuante sobre la barrera. A diferencia de otras barreras contra la caída de rocas, o la de control de nieve, se definen por la carga que por unidad de superficie soporta la membrana principal que forma la barrera. El concepto de presión sobre la misma es la base de dimensionamiento de la barrera y al ser el impacto de un fluido que choca con la estructura izada sobre el terreno una altura H la presión tiene una distribución de fuerzas cual presión hidrostática, que análogamente a un muro rígido se define como:

$$P_{stat} = \rho * h_R * g \quad (1)$$

donde:

- ρ es el peso específico de los detritos en kg/m^3 (con la irregularidad correspondiente al fluido heterogéneo),
- h_R es la altura residual de la barrera Debris Flow, y
- g es la constante de la gravedad en m/s^2.

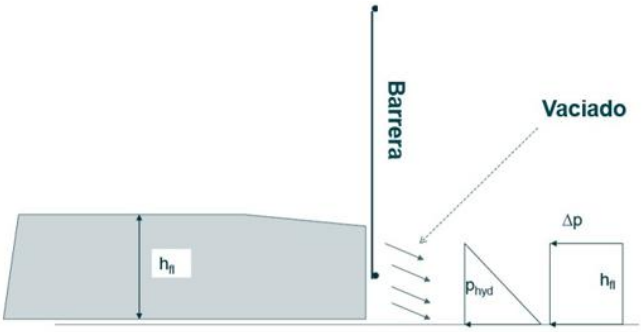


Figura 4. Presión de impacto en la barrera que inicialmente va cargando la barrera con material detrítico.

Y en el caso de que la barrera se colmate por oleadas la ecuación se redefine de la manera siguiente:

$$P_{stat} = \rho * h * g \tag{2}$$

donde:

- h es la altura del flujo en cada una de las oleadas y el resto de las variables permanecen inmutables.

Mientras que la componente hidrodinámica se puede determinar como

$$P_{dyn} = \rho * v^2 * C_d \tag{3}$$

donde:

- v es la velocidad del flujo heterogéneo que circula por el canal de alimentación de la barrera en m/s
- C_d es el factor de arrastre en función de distintas variables que finalmente reflejan la magnitud de la fuerza al impactar o rodear la estructura. Principalmente depende de las propiedades del flujo (densidad de la mezcla agua-sedimentos, viscosidad y comportamiento reológico del mismo, concentración de sólidos y tamaño/distribución de partículas), velocidad del flujo (relacionado con el número de Reynolds según ensayos realizados empíricamente). Por otro lado, por la propia barrera en su geometría (permeabilidad de la misma, relación entre huecos y tamaño de partículas) al igual que la rugosidad del suelo, el ángulo de incidencia contra la barrera y la interacción sólido-estructura.

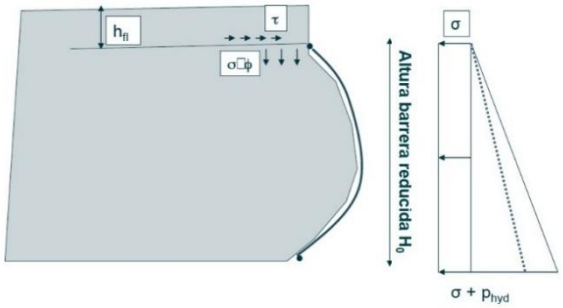


Figura 5. Presión de llenado llega a su límite superior cuando alcanza el valor máximo de la barrera flexible.

Cabe destacar que estos valores para no suelen tomarse de tablas estándar de hidráulica y en su lugar se realizan ensayos experimentales o basados en métodos empíricos que simulan el caso real según comportamiento en laboratorio.

5. CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO Y CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

Para un correcto funcionamiento de las barreras, los diseñadores deberían tener en cuenta que la barrera Debris Flow es una medida de control del flujo y mitigación de sus efectos, con el objetivo de reducir el pico de material sólido transportado por el flujo (figura 5). Esto implica que el lecho del río debe estar libre, para que el caudal normal y el transporte de pequeños sólidos pueda pasar sin colmatar la barrera. En este sentido, es habitual prever un hueco por debajo del cable inferior de soporte (0,5 m por debajo). Además, la red primaria puede detener el flujo de detritos, por lo que una malla secundaria no es estrictamente necesaria, ya que la membrana de intercepción debería permitir el paso del agua y pequeñas partículas, a la vez que contiene los detritos. Una vez que la barrera queda completamente colmatada por el material de los derrubios, se deben prever trabajos de mantenimiento. Si el hueco entre el cable inferior y el terreno se ha diseñado correctamente, la barrera puede autolimpiarse para pequeños flujos.

Respecto al diseño del sistema de protección, el ancho máximo de una barrera sin apoyos intermedios es de 15-17 m. Para anchos mayores, se recomienda la introducción de uno o más postes intermedios. Además, los cables transversales de diámetro mayor de 22 mm no se recomiendan por norma general, ya que son difíciles de instalar. Por otra parte, cuando se colmata, la barrera contra flujo de detritos forma un pequeño dique en el canal. El volumen de materiales retenidos por este dique depende de la inclinación y geometría del canal, además de la reología del flujo. Por ello, para maximizar el volumen de material retenido por la barrera conviene situarla en una zona relativamente plana.

La fuerza desarrollada en la barrera por el flujo de detritos depende en gran medida de la altura de la oleada producida, siendo mayores los esfuerzos producidos por bloques rocosos que por fluidos (ya que influye en el factor de arrastre en la ecuación (3)). Por tanto, la barrera debe ser capaz de resistir el impacto de grandes bloques, especialmente en arroyos donde estén presentes estos materiales. Por último, y a la vista de la ecuación (3), podemos ver que la velocidad influye significativamente en la fuerza de impacto.

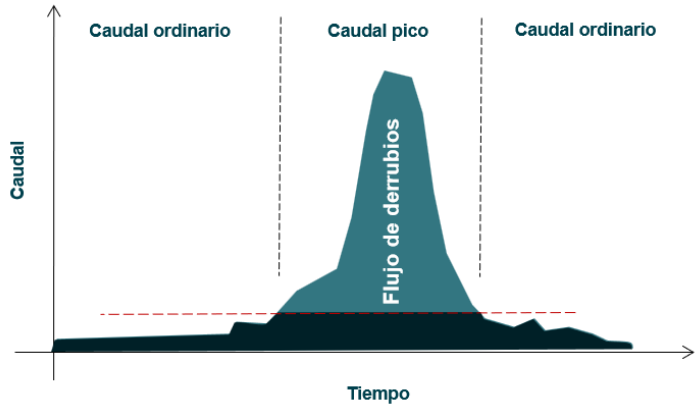


Figura 6. Gráfica del caudal en un evento de flujo de detritos.

El hidrograma o distribución temporal del caudal en el impacto contra la barrera se comporta de manera diferente a una avenida de agua sin depósito de finos. De manera no lineal y más impulsiva se ve fuertemente influida por la retención de sólidos. Inicialmente el caudal ordinario lleva acabo un llenado paulatino de sólidos y surge un ascenso muy rápido como flujo de derrubios que forma un pico pronunciado en el momento de una concentración y transporte de gran cantidad de material en poco tiempo. El descenso es relativamente corto y aunque puede tener varios pulsos se ve potenciado por la atenuación del caudal por parte de la barrera al existir un volumen efectivo menor que pasa a través de la misma producto del material sólido retenido hasta volver al caudal ordinario en una fase final de la avenida. EL hidrograma puede alargarse en el tiempo pasando de ser un flujo menos impulsivo y más extendido e incluso puede haber un retardo en el máximo respecto a la entrada causado por un mayor flujo de agua que de finos o una liberación progresiva o rebose si la barrera se colmata.

6. DURABILIDAD Y PROTECCIÓN CONTRA LA ABRASIÓN

Dado que el sistema está formado por elementos metálicos, el acero de los distintos componentes puede sufrir corrosión por los agentes atmosféricos, disminuyendo su sección útil y perdiendo parte de sus propiedades mecánicas.

La durabilidad del sistema depende de la agresividad del ambiente, única para cada lugar, y del galvanizado. La normativa vigente ISO 9223 incluye una descripción y clasificación de los ambientes basado en su corrosividad. Esta corrosividad depende de la concentración de cloruros (causados por la niebla salina en entornos costeros) y el dióxido de azufre (presente en áreas industriales).

Respecto al galvanizado, tiene dos variables que definen su calidad: en primer lugar, la composición, es decir, la proporción entre Zinc y Aluminio (a mayor proporción de aluminio, mayor vida útil estimada). Y, por otra parte, la cantidad de recubrimiento (en función del diámetro del alambre y de los gramos/m^2 de recubrimiento, este se define como clase A, clase B, etc.). Por tanto, la vida útil esperada de mayor a menor sería así: Zn90-Al10% clase A > Zn95-Al5% clase A > Zinc clase A / Zn95-Al5% clase B.

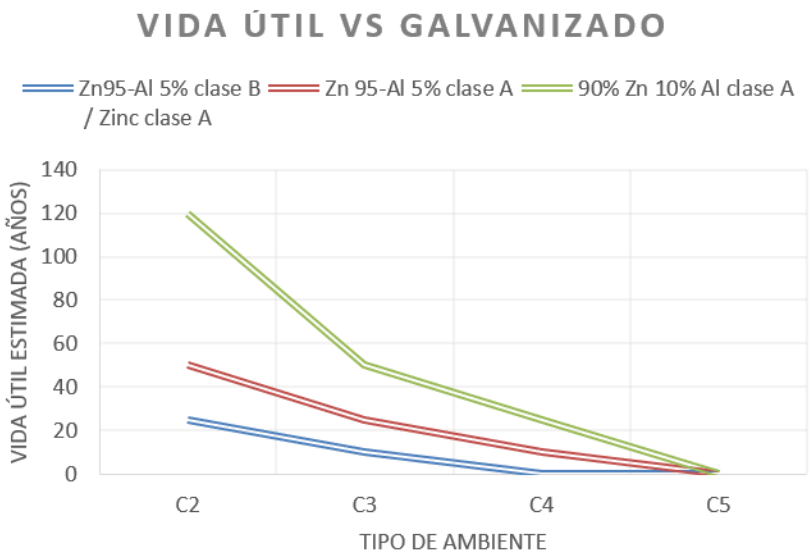


Figura 7. Vida útil estimada de un elemento metálico en función de su galvanizado.

Para los perfiles de proyección contra la abrasión, el desgaste ante un evento de flujo de detritos es el factor determinante que determina su durabilidad. Cuando la barrera se ha colmatado, el flujo de detritos restante fluye por encima de la barrera y genera un esfuerzo cortante en los perfiles con un efecto abrasivo. Por ello, la galvanización en caliente de los perfiles debería combinarse con un cierto espesor de sacrificio, para que el desgaste de los perfiles (que puede reducir notablemente el espesor del galvanizado) no comprometa su buen funcionamiento. Por este modo se debe tener en cuenta la localización exacta de la barrera para la definición del tipo de ambiente que a medida de su endurecimiento por las condiciones ambientales supone una disminución en la vida útil estimada de los materiales en función del recubrimiento que tengan cada uno de los accesorios que componen el kit (Figura 7).

7. CONCLUSIONES

Las barreras contra flujo de detritos son una solución conveniente para mitigar los daños ante este tipo de eventos, con una instalación sencilla en lugares remotos y entornos de alta montaña en comparación con los diques de hormigón. Su porosidad (porcentaje de huecos) facilita la integración en el entorno.

Se requiere un buen conocimiento de la reología de los flujos de detritos, debiendo obtener características del material movilizado en campo (densidad, concentración de sólidos), una topografía del terreno, así como hidrogramas, entre otros parámetros.

El marcado CE de estos sistemas en base al Documento de Evaluación Europeo DEE 340020-00-0106 garantiza las prestaciones declaradas de las barreras contra flujos de detritos, siendo un punto de partida para ingenierías, administraciones públicas y empresas instaladoras. Los distintos fabricantes también cuentan de este modo con un método de ensayo a escala real que puede ser comparado.

Cada modelo de barrera certificado tiene unas medidas máximas de ancho, altura, etc. Por ello, se debe obtener de forma precisa la sección transversal del canal.

Dado que estos sistemas se encuentran expuestos a la corrosión, se debe determinar el tipo de ambiente en el que se pretende colocar la protección. Esto permitirá prescribir el galvanizado necesario para asegurar la vida útil esperada necesaria para el proyecto.

REFERENCIAS

Cruden, D.M., and Varnes, D. J. (1996). Landslide types and processes. *Turner A.K.; Shuster R.L. (eds) Landslides: Investigation and Mitigation.* Transportation Research Board, Spec Rep 247, pp 36–75.

Grimod, A., Giacchetti, G., Savioli, A., Cerro, M. (2014). Simplified methodology to design flexible debris flow barriers. *GEO Regina, 67th Canadian Geotechnical Conference.*

ISO 9223 (2012). *Corrosion of metals and alloys — Corrosivity of atmospheres — Classification, determination and estimation.*

Jakob, M., & Hungr, O. (2005). *Debris-flow hazards and related phenomena.* Springer, Berlin.

Peila, D., Pelizza, S., & Sassudelli, F. (2018). *Evaluation of the behaviour of rockfall protection barriers through full-scale tests.* Rock Mechanics and Rock Engineering, 51(3), 819–835.

Pierson, T.C. (1986) Flow behavior of channelized debris flows, mount st. helens. *Hillslope Processes (ed. A.D. Abrahams)*, pp. 269–296. Allen & Unwin.

UNI 11211-4 (2019). *Opere di difesa dalla caduta massi – Parte 4: Barriere paramassi – Progettazione, esecuzione e manutenzione.* Ente Italiano di Normazione (UNI), Milano.

Wendeler, C., Volkwein, A., McArdell, B., Bartelt, P. (2018). Load model for designing flexible steel barriers for debris flow mitigation. *Canadian Geotechnical Journal*. 39.

ANÁLISIS MULTICRITERIO DE DESMONTES EN OBRAS LINEALES. EMPLEO DE ALGORITMOS SHAIMDRONE Y COMBINACIÓN CON SISTEMAS GIS

Marlén GARCÍA-MOLINA[(1)], Mateo Andrés COTRINO[(1)], Silvia VARAS[(1)] y Jesús David FERNÁNDEZ-GUTIÉRREZ[(1)*]

[(1)] Geoconsult Ingenieros Consultores, S.A.U
*jd_fernandez@geoconsult.es

RESUMEN

Los avances tecnológicos y de la IA permiten analizar, de forma objetiva, segura y eficiente, grandes volúmenes de datos en el campo de la ingeniería geotécnica. Estos avances posibilitan la obtención y el procesado de datos en tiempos razonables. El estudio de taludes se ha visto reforzado en objetividad y cuantificación gracias al análisis de datos mediante la tecnología. En este artículo se muestran los resultados de la aplicación de algoritmos y procesos avanzados de interpretación a partir de la lectura de nubes de puntos tomados de forma continua a lo largo de una infraestructura lineal ferroviaria de gran longitud en el territorio de Castilla y León. Para reconocer la estructura del macizo rocoso en los taludes de corte y sus propiedades geométricas, se han aplicado los algoritmos de la metodología SHAIMDRONE (Slope Hazard Assessment for Infrastructures Management using Drones). Los resultados obtenidos de estos algoritmos se integran en un sistema GIS/BIM, empleando análisis geoespaciales que determinen validaciones del riesgo presente y su mitigación mediante el diseño de medidas de sostenimiento.

ABSTRACT

Advances in technology and AI enable the objective, reliable, and efficient analysis of large volumes of data in the field of geotechnical engineering. These advances make it possible to collect and process data within a reasonable timeframe. The study of slopes has been enhanced in terms of objectivity and quantification thanks to data analysis using technology. This article presents the results of applying advanced algorithms and interpretation processes based on the analysis of point clouds continuously collected along a long linear railway infrastructure in the region of Castile and León. To identify the structure of the rock mass in the cut slopes and their geometric properties, algorithms from the SHAIMDRONE methodology (Slope Hazard Assessment for Infrastructure Management using Drones) were applied. Results obtained from these algorithms are integrated into a GIS/BIM system, using geospatial analyses to determine validations of the current risk and its mitigation through the design of support measures.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Estabilidad de taludes (Slope stability), Nubes de puntos (Point clouds), Análisis de nubes de puntos (Point cloud analysis), Infraestructuras (Infrastructures).*

1. INTRODUCCIÓN

La caracterización geomecánica de taludes en obras lineales constituye un aspecto fundamental para la evaluación de su estabilidad y la gestión del riesgo asociado. Sin embargo, los métodos tradicionales basados en campañas de campo presentan limitaciones en términos de cobertura espacial, accesibilidad y representatividad de los datos, especialmente en trazados de gran extensión.

En este contexto, el uso de nubes de puntos de nubes de puntos 3D de alta cobertura espacial, obtenidas mediante fotogrametría o escáner láser, permite abordar el análisis geométrico de taludes de forma continua y sistemática. La aplicación de algoritmos SHAIMDRONE sirve para la identificación y caracterización automática de discontinuidades en macizos rocosos, a partir de los cuales se derivan parámetros geomecánicos relevantes como la orientación de familias, la persistencia, la rugosidad y estimaciones de calidad del macizo.

La información obtenida se integra posteriormente en un entorno de análisis multicriterio mediante sistemas de información geográfica (GIS), permitiendo su explotación a escala de corredor y facilitando la identificación de taludes potencialmente inestables. Este enfoque combina la capacidad de procesamiento automático de grandes volúmenes de datos geométricos con herramientas de análisis espacial, constituyendo una base objetiva para la toma de decisiones en proyectos de infraestructura lineal.

2. ESTADO DEL ARTE

El análisis geomecánico de macizos rocosos se ha basado tradicionalmente en técnicas de cartografía geológica y estaciones geomecánicas, que permiten caracterizar parámetros como la orientación, espaciamiento, persistencia y estado de las discontinuidades, aunque con limitaciones asociadas a la accesibilidad, representatividad espacial y subjetividad del observador (Priest,1993; ISRM, 2007).

En las últimas décadas, la incorporación de sistemas de captura masiva de datos como el escaneo láser terrestre (TLS), el mobile mapping y la fotogrametría basada en Structure from Motion (SfM) ha permitido generar nubes de puntos 3D de alta cobertura espacial con representación continua y detallada de la geometría de taludes, superando muchas de las restricciones de los métodos tradicionales (Jaboyedoff *et al*., 2012; Westoby *et al*., 2012). A partir de estos datos, se han desarrollado metodologías de detección automática o semiautomática de discontinuidades mediante la identificación de superficies planas y su agrupación en familias de orientación similar (Riquelme *et al*., 2014). En esta línea, desarrollos más recientes han avanzado hacia la integración de estos procesos en flujos de trabajo aplicados a la caracterización geomecánica y gestión de infraestructuras, como las metodologías propuestas en el marco del proyecto SHAIMDRONE, que permiten la obtención sistemática de parámetros estructurales a partir de nubes de puntos en entornos reales (Senent *et al*., 2024; Fernández-Gutiérrez *et al*., 2024; 2025). Finalmente, la caracterización geométrica de discontinuidades ha permitido la aplicación de análisis cinemáticos de estabilidad en taludes rocosos, tales como rotura planar, cuñas y vuelco (Hoek y Bray, 1981; Goodman,1989), cuya integración en entornos GIS ha facilitado su aplicación a escala de corredor, combinando información estructural y geométrica del talud para la identificación espacial de zonas potencialmente inestables (Günther *et al*., 2004).

3. OBJETOS DEL ANÁLISIS Y METODOLOGÍA

El objeto a analizar para el presente artículo es un talud que forma parte de los 167 inventariados en el proyecto ferroviario que se está ejecutando en un tramo de infraestructura ferroviaria en Castilla y León.

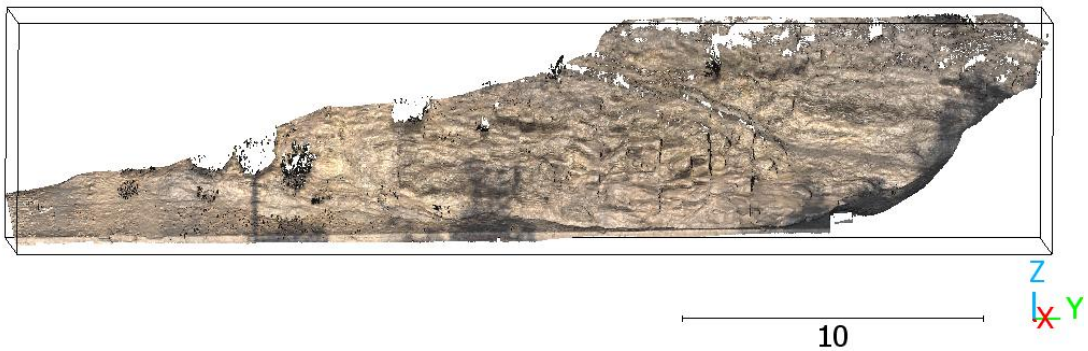


Figura 1. Nube de puntos 1. Talud perteneciente al emboquille de un túnel del trazado.

La toma de datos para la obtención de la nube de puntos que se ha usado como archivo principal, se ha confeccionado a través de la tecnología de Mobile Mapping. El sistema de Mobile Mapping (MMS) se puede definir como una plataforma cinemática, en el que múltiples sensores se han integrado y sincronizado a una base en tiempo común, para proporcionar un posicionamiento casi continuo y automático en tres dimensiones tanto de la plataforma como de los datos geoespaciales recogidos simultáneamente.

El producto final que proporciona el MMS es una nube de puntos mediante LiDAR (Light Detection and Ranging) o escaneado láser, mientras el vehículo se desplaza sobre la red viaria (Figura 1). A partir de estos datos, y con el objetivo de realizar una evaluación, descripción y puntuación del macizo rocoso, se ha empleado el código de algoritmos de SHAIMDRONE (Senent *et al*., 2024; Fernández-Gutiérrez *et al*., 2024; 2025), donde la base de programación ha sido con lenguaje Python. La finalidad tras el análisis del talud con los distintos códigos es la introducción de dicho análisis para el procesado geoespacial en sistemas GIS en el software QGIS.

En QGIS se crea una capa vectorial de puntos donde cada punto tiene información geomecánica y geométrica del talud, lo que permite la evaluación de inestabilidades cinemáticas mediante la implementación de las formulaciones propuestas para rotura planar, rotura en cuña y vuelco, basadas en las guías de análisis cinemático de estabilidad de taludes en roca (Garzón Roca y Torrijo, 2018a; 2018b; 2018c). De este modo, dichas expresiones han sido implementadas como reglas de cálculo dentro del propio entorno GIS, permitiendo la identificación espacial de zonas susceptibles a cada tipo de mecanismo de inestabilidad.

4. RESULTADOS

En el presente apartado se presentan los resultados obtenidos mediante la aplicación de la metodología desarrollada sobre un tramo representativo de un talud rocoso asociado a la embocadura de un túnel en la infraestructura ferroviaria. El análisis se ha realizado a partir de una nubes de puntos 3D de alta cobertura espacialprocedente de levantamiento LiDAR, permitiendo una caracterización detallada de la geometría estructural del macizo.

4.1. PROCESADO DE NUBE DE PUNTOS Y GEOMETRÍA ESTRUCTURAL

Para un análisis más acertado, es necesaria la limpieza o eliminación de puntos presentes en la sección de interés que no aporten información o que dificulten el cálculo. Este proceso se ilustra en la Figura 2. El análisis a menor escala permite obtener datos más representativos, posteriormente extrapolables al conjunto de la nube de puntos. En este trabajo se ha realizado un tratamiento de análisis y limpieza, filtrando las zonas en las que se hubiera representado objetos que difieran del talud, tales como la vía, catenaría, árboles, etc. A partir de orientaciones representativas definidas mediante el análisis estructural del modelo digital, la herramienta clasifica automáticamente de las principales familias (sets) de discontinuidades presentes en el talud. Como resultado, se identifican de forma clara y consistente tres conjuntos estructurales principales y uno de charnelas: la estratificación (S0), con un buzamiento y dirección de buzamiento medios de 40/310, y dos familias de diaclasas (J1 y J2), con valores medios de 75/040 y 40/120, respectivamente. La estratificación aparece claramente definida y se representa en color verde, mostrando una continuidad estructural dominante. Por otro lado, se identifican dos sistemas principales de diaclasas: la familia J1, representada en color amarillo, y la familia J2, en color rojo, las cuales presentan orientaciones diferenciadas y una distribución espacial que sugiere un control estructural secundario pero relevante en la estabilidad del macizo. Adicionalmente, en color azul se representan los puntos no clasificados, correspondientes a aquellas zonas de transición o discontinuidades difusas situadas entre familias, que no cumplen los criterios de coplanaridad y orientación establecidos por el algoritmo y, por tanto, no son asignadas a ninguna de las clases estructurales definidas (Figura 3).

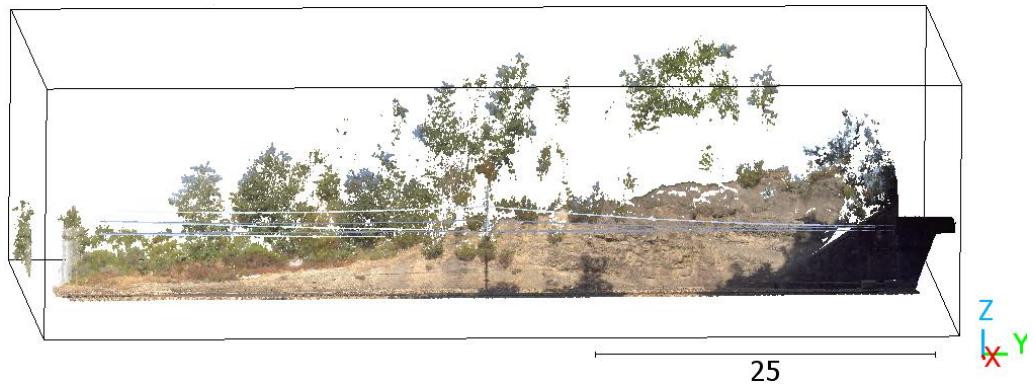


Figura 2. Nube de puntos sin filtrado de ruido.

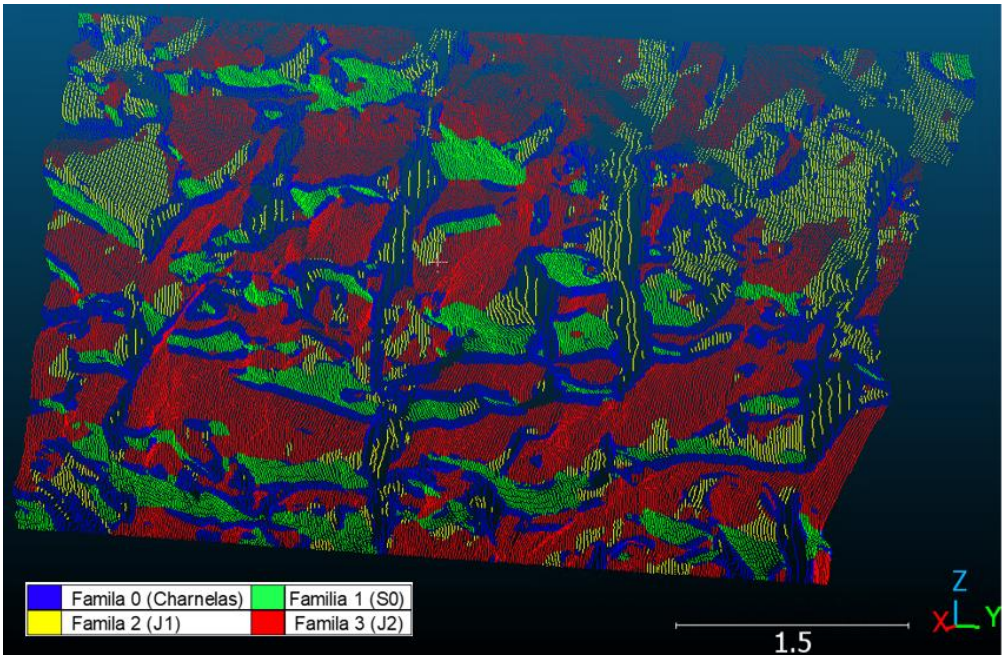


Figura 3. Clasificación de discontinuidades obtenida tras el tratamiento según metodología SHAIMDRONE.

4.2. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA BASADA EN NUBES DE PUNTOS

La estimación de parámetros derivados (RQD, Jv, volumen y diámetro de bloque) se ha realizado a partir de la geometría tridimensional de las discontinuidades extraídas de la nube de puntos, considerando su orientación media y su separación espacial obtenida mediante el análisis de intersecciones entre trazas. El RQD se ha calculado siguiendo la formulación de Priest y Hudson (1976), integrando la frecuencia de discontinuidades por familia en función de su orientación relativa respecto a direcciones de muestreo esféricas. A partir del índice volumétrico de juntas (Jv), se han estimado el volumen medio de bloque y su diámetro equivalente mediante relaciones geométricas derivadas de la densidad de fracturación.

A partir de la segmentación estructural, es posible caracterizar cada familia en términos de predominancia, persistencia y espaciado, generando histogramas y métricas representativas de la parametrización del macizo rocoso. Este análisis permite una interpretación cuantitativa de la estructura del macizo a partir de la nube de puntos (Figura 4), así como la objetividad para un análisis de estabilidad.

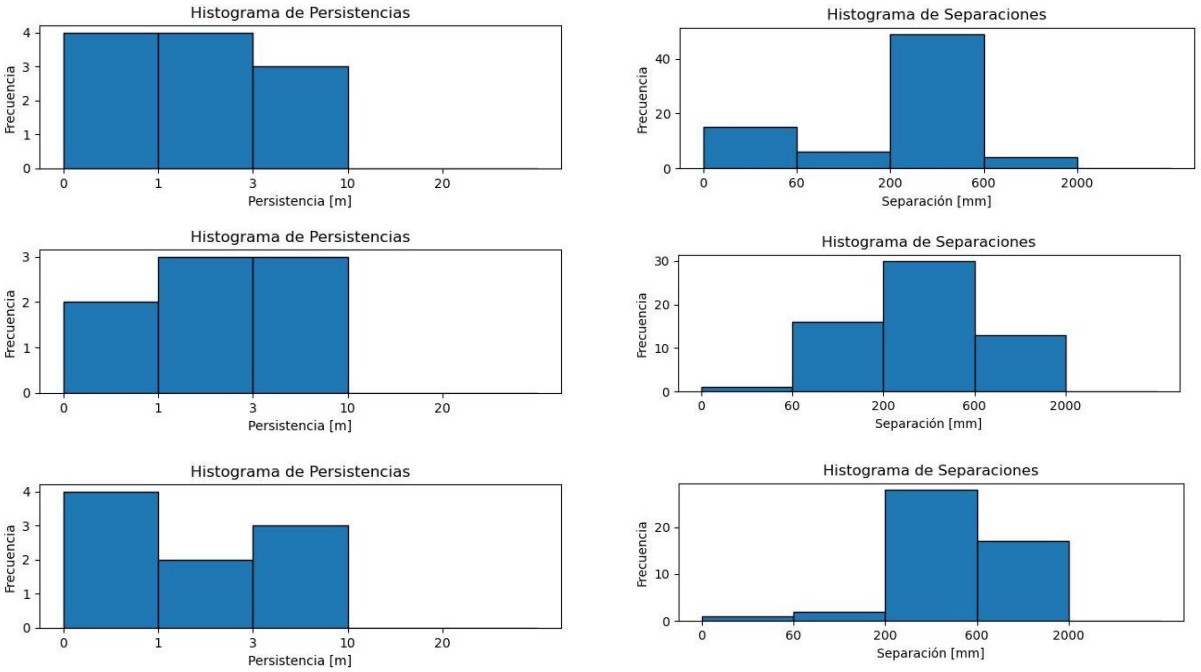


Figura 4. Histogramas de persistencia y espaciamiento de las discontinuidades para las tres familias identificadas (S0: Fila superior; J1: fila intermedia; J2: fila inferior).

Asimismo, la metodología empleada calcula parámetros fundamentales de estado y geometría del macizo, como el espaciado de las juntas de cada familia y sus trazas (Figura 5), para la obtención del grado de fracturación, según el índice RQD (Figura 6), a partir del análisis de la distribución de discontinuidades.

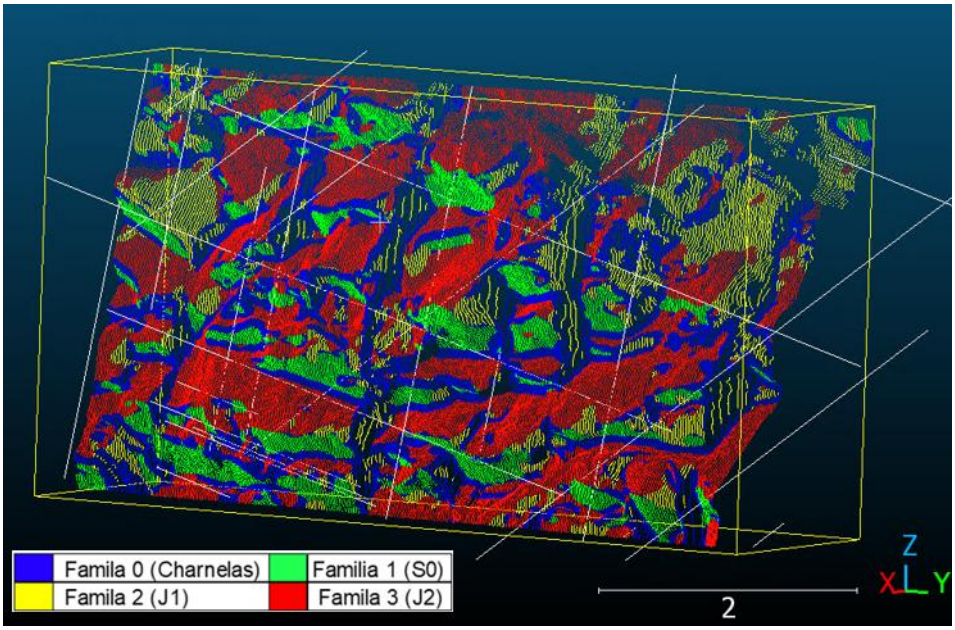


Figura 5. Análisis de la distribución de discontinuidades y trazas de las juntas principales de cada familia.

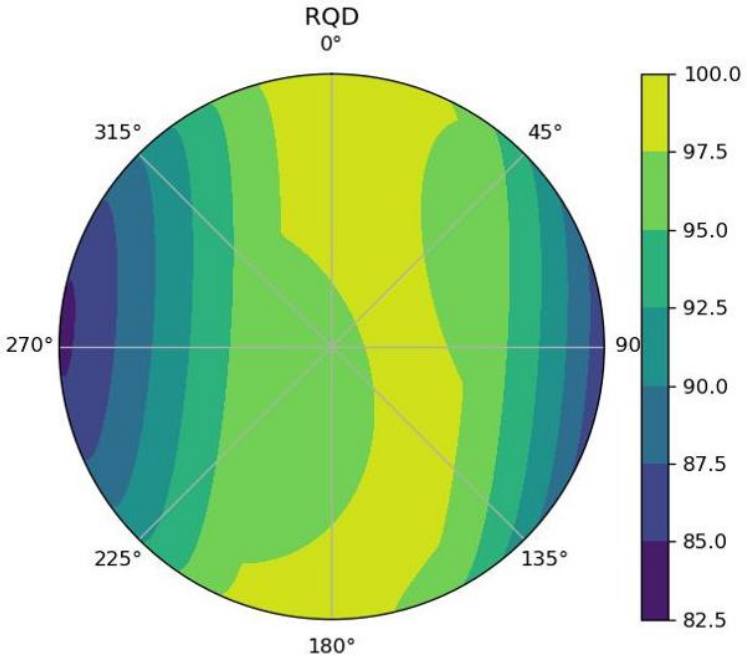


Figura 6. Diagrama polar de RQD que muestra anisotropía direccional, con máximos subparalelos a S0 (40/310) y mínimos donde intersectan J1 (75/040) y J2 (40/120).

El diagrama polar de RQD (Figura 6) muestra valores comprendidos entre ~82.5 y 100%, con predominio de calidades altas superiores al 95%. Se observa una distribución direccional no uniforme de los valores a lo largo del macizo rocoso. Los valores máximos de RQD se concentran en las direcciones 0°–20° y 160°–200°, coincidentes con orientaciones subparalelas a la dirección de buzamiento de la estratificación (S0: 40/310). Por el contrario, los valores mínimos (≈82.5–90%) se localizan principalmente entre 270°–300° y, de forma secundaria, hacia 90°. El análisis geométrico de las discontinuidades permite la delimitación de bloques y la estimación de parámetros volumétricos asociados, como el tamaño característico de bloque y el índice volumétrico de juntas (Jv), obteniéndose una caracterización cuantitativa del macizo rocoso.

En la (Tabla 1) se presenta el resumen de parámetros geotécnicos derivados del archivo de salida (.txt), incluyendo persistencia y separación media para las tres familias de discontinuidades identificadas, así como los valores extremos de RQD, frecuencia de juntas (Jv) y volumetría de bloques.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos obtenidos del archivo de salida para cada una de las discontinuidades definidas y el macizo rocoso.

Familia/Discontinuidad	**Persistencia (m)**	**Separación (mm)**
1	2,6	365,7
2	2,3	400,5
3	2,0	413,2
Parámetros del macizo rocoso	RQD máx.	RQD mín.
RQD (%)	99,2	84,6
Jv (juntas/m^3)	4,3	10,2
Volumen de Bloque (m^3)	0,442	0,034
Diámetro de bloque (m)	0,649	0,181

A partir de la integración de los parámetros estructurales derivados del análisis de discontinuidades se obtienen valores de RQD máximos cercanos a ~99%, asociados a densidades de juntas bajas (Jv ≈ 4.3 juntas/m³), con volúmenes de bloque del orden de ~0.44 m³ y diámetros característicos de ~0.65 m. Por otro lado, en las zonas con RQD mínimo (~85%) se registran valores de Jv próximos a ~10 juntas/m³, con volúmenes de bloque reducidos (~0.034 m³) y diámetros equivalentes de ~0.18 m.

Estos resultados se complementan con el cálculo de perfiles de rugosidad sobre las superficies identificadas en la estratificación y en la familia J2 (

Figura 7).

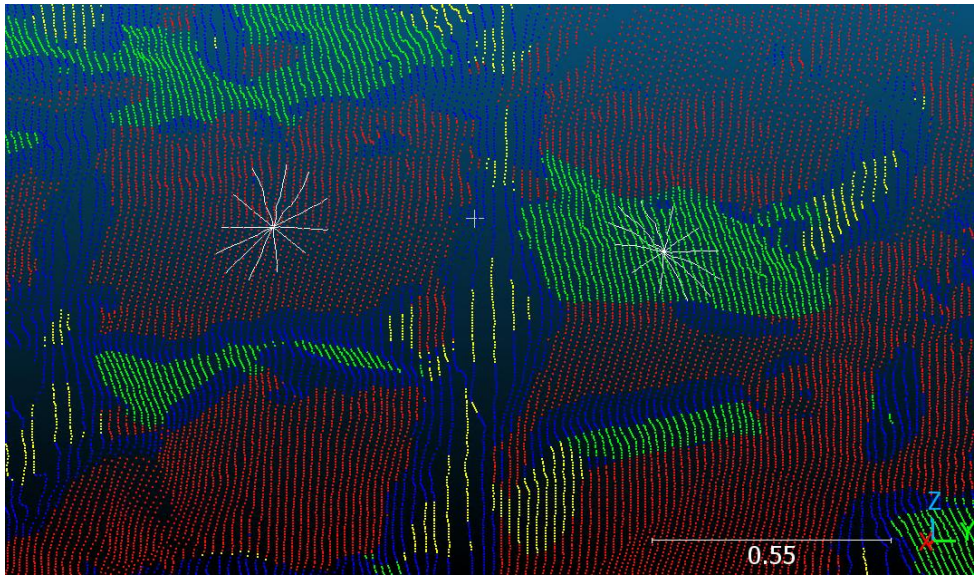


Figura 7. Perfiles de rugosidad sobre las superficies identificadas en la estratificación (derecha) y en la J2 (izquierda).

El procesamiento de dichas superficies permite obtener seis perfiles de rugosidad por punto de análisis, distribuidos angularmente cada 30°, sobre los cuales se representa la variación de la altura en función de la longitud a lo largo de un tramo representativo de 30 cm (Figura 8). Dado que los perfiles se rotan sistemáticamente alrededor de un mismo punto, el conjunto de medidas permite evaluar directamente la anisotropía de la rugosidad superficial, es decir, la dependencia direccional de la textura de la superficie dentro de un mismo plano estructural.

El análisis de anisotropía de la rugosidad, de los 10 cm centrales del perfil (30 cm) muestra variaciones significativas del JRC_0 (coeficiente de rugosidad de juntas) en función de la dirección, evidenciando diferencias claras entre familias. En J2 (40/120) se observa un rango amplio, entre ~2 y 9, con outliers de 0 y 19, que indica una marcada variabilidad direccional. Para la estratificación, S0 (40/310) presenta valores más homogéneos, entre ~7 y 11, con outliers de 4.8 y 15.6, con menor dispersión entre perfiles. Estos resultados reflejan diferencias en la distribución direccional de la rugosidad entre las distintas familias de discontinuidades consideradas (Tabla 2).

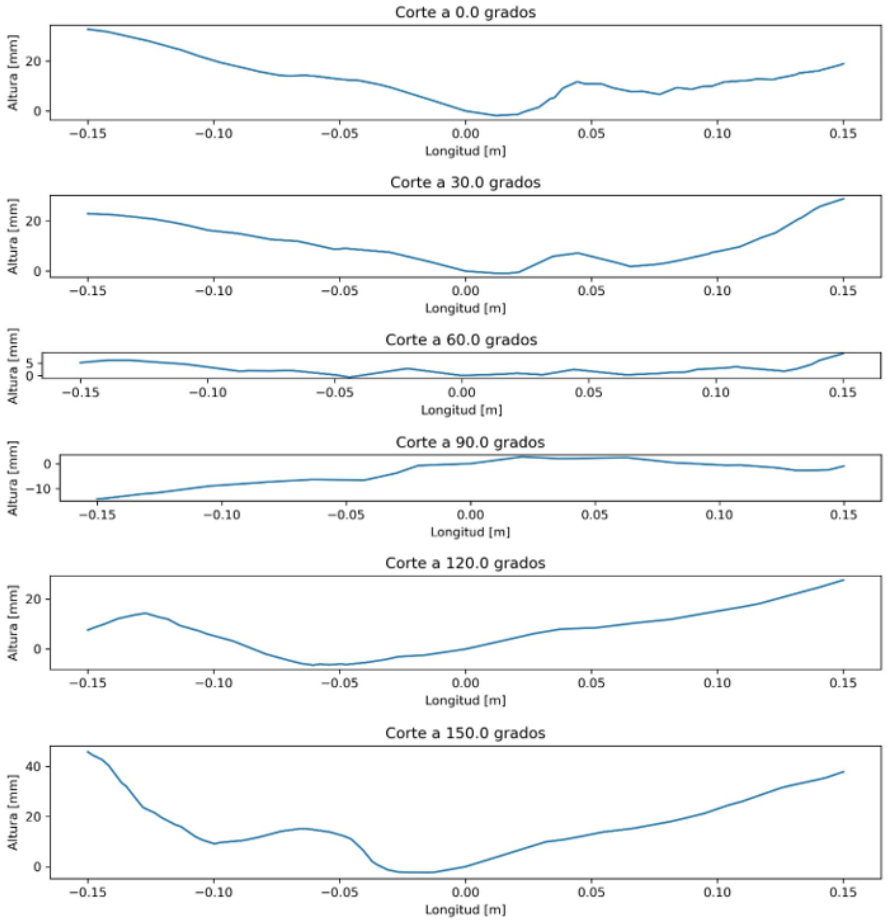


Figura 8. Perfiles de rugosidad de la familia J2 de 0 a 150 grados.

En conjunto, los resultados muestran que la metodología permite transformar nubes de puntos 3D de alta cobertura espacial en información geomecánica estructurada. Integrando en un mismo flujo de análisis la identificación de familias de discontinuidades, la caracterización de su persistencia, espaciamiento y rugosidad, así como el cálculo de parámetros derivados como RQD, Jv, Volumen y diámetro de bloque y JRC_0, lo que proporciona una base objetiva, continua y espacialmente coherente para la caracterización de taludes en obras lineales y la aplicación discreta del diseño de sostenimientos o medidas de mitigación.

Tabla 2. Valores del coeficiente de rugosidad de las juntas (JRC_0).
Se presentan seis perfiles de rugosidad para cada superficie analizada (V1: J2; V2: S0).

Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4	Perfil 5	Perfil 6
V1 / JRC = 16,2	V1 / JRC = 9,0	V1 / JRC = 2,7	V1 / JRC = 2,3	V1 / JRC = 0,1	V1 / JRC = 18,5
V2 / JRC = 10,1	V2 / JRC = 11,2	V2 / JRC = 4,8	V2 / JRC = 7,6	V2 / JRC = 15,6	V2 / JRC = 10,3

4.3. ANÁLISIS CINEMÁTICO EN GIS

El resultado del procesamiento, que genera un archivo de salida en formato .txt, puede ser incorporado directamente en entornos GIS como una capa vectorial, en la que cada punto queda asociado a sus atributos geométricos y estructurales (X, Y, Z, R, G, B, Familia, F_Buzamiento, F_Direccion_buzamiento). La integración de esta información con modelos digitales del terreno (MDT) derivados de las propias nubes de puntos permite la aplicación de criterios cinemáticos para la evaluación de inestabilidades (rotura planar, vuelco y cuñas) mediante expresiones algebraicas implementables en el propio entorno GIS. De este modo, es posible identificar de forma continua, tanto en visualización 2D (Figura 9) como 3D (Figura 10), las zonas del trazado con susceptibilidad a cada mecanismo de fallo, así como localizar los puntos específicos donde se cumplen las condiciones de inestabilidad, facilitando su análisis espacial y su incorporación en estudios multicriterio orientados a la evaluación de la estabilidad en infraestructuras lineales.

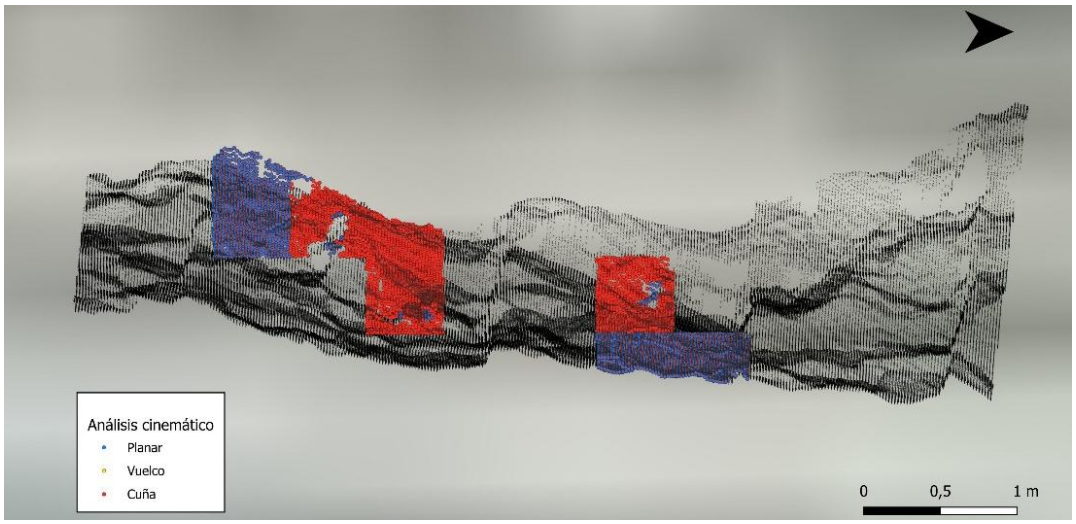


Figura 9. Análisis cinemático en entorno GIS mediante representación 2D.
Los mecanismos de inestabilidad se representan en azul para fallas planares y en rojo para fallas en cuña.

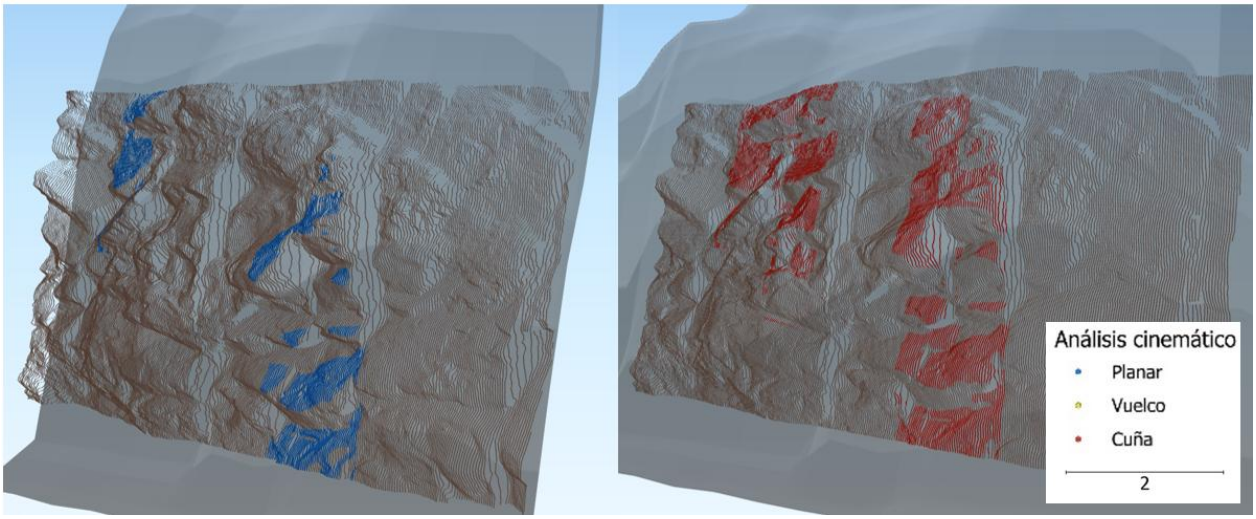


Figura 10. Análisis cinemático en entorno GIS mediante representación 3D. La susceptibilidad para los mecanismos de inestabilidad se representan en azul para fallas planares y en rojo para fallas en cuña.

4.4. VALIDACIÓN DE RESULTADOS

La identificación automática de las familias estructurales ha sido validada mediante observaciones de campo en estaciones geomecánicas representativas del talud. Las orientaciones de discontinuidades medidas in situ han sido comparadas con los resultados obtenidos a partir del análisis de la nube de puntos procesada en CloudCompare, mostrando una concordancia general en términos de orientación y distribución de las principales familias.

Asimismo, los parámetros estructurales derivados del procesamiento automático (S0, J1 y J2) han sido contrastados con las estaciones geomecánicas, observándose una coincidencia consistente en los valores medios de buzamiento y dirección de buzamiento para las tres familias identificadas. Esta validación cruzada confirma la fiabilidad del procedimiento de segmentación automatizada y respalda la robustez de los resultados obtenidos mediante la metodología SHAIMDRONE.

5. DISCUSIÓN

Los resultados evidencian el valor del enfoque propuesto para la caracterización geomecánica de macizos rocosos a partir de nubes de puntos 3D de alta cobertura espacial. Destacando la capacidad del método para generar una clasificación estructural coherente, continua y espacialmente consistente. La identificación robusta de las principales familias de discontinuidades permite reducir significativamente la incertidumbre asociada a la interpretación manual gracias a la adquisición de datos a gran escala, proporcionando una base objetiva para el análisis geomecánico y cinemático del talud.

La clara anisotropía observada en la distribución del RQD confirma que el comportamiento del macizo está controlado por la orientación relativa de las discontinuidades, siendo las direcciones subparalelas a la estratificación (S0) las que presentan mejores condiciones de calidad del macizo. En contraste, aquellas direcciones donde interactuan las familias J1 y J2 incrementa la fracturación y reduce de forma significativa la continuidad de los bloques. Esta relación consistente entre grado de fracturación según RQD, densidad volumétrica de juntas (Jv) y tamaño de bloque refuerza la validez de los parámetros derivados de la nube de puntos como representación fiable de la caracterización y comportamiento estructural del macizo rocoso.

Desde el punto de vista operativo, el principal valor del enfoque es su aplicación en entornos de trabajo remoto en infraestructuras lineales, donde la accesibilidad a los taludes es limitada. La posibilidad de obtener información geomecánica detallada sin intervención prolongada sobre el terreno, permite realizar análisis a escala de corredor, identificando de forma sistemática zonas con susceptibilidad a mecanismos de inestabilidad como roturas planares, cuñas o vuelcos. Esta visión global facilita la priorización de actuaciones y la optimización de recursos en el diseño, actuación y finalmente, la gestión de la estabilidad de taludes.

No obstante, debe considerarse que, aunque las tecnologías de escaneo láser y captura masiva proporcionan precisiones del orden centimétrico o milimétrico, existen limitaciones inherentes a la resolución y a las condiciones de adquisición de datos. Determinadas estructuras geológicas de menor escala pueden no ser completamente capturadas, y factores externos como vegetación, elementos de catenaria, sostenimientos existentes u obstrucciones en el terreno pueden introducir sombras o pérdidas de información en la nube de puntos. Estas limitaciones no invalidan el enfoque, pero sí condicionan la interpretación local de algunos sectores del talud. Igualmente, el reconocimiento de la geometría total del terreno, a pesar de aportar una gran objetividad, no resuelve completamente la posibilidad de análisis de taludes, ya que aspectos no geométricos del macizo rocoso, como la tipología de relleno, resistencia y estado de meteorización, hacen que la tecnología limite la presencia de técnicos en los taludes, centrándose en la adquisición de datos no geometrizables.

Es muy importante que los procesos de automatización sean guiados o asistidos por técnicos expertos, para que tanto las geometrías como los valores característicos, sean realmente aspectos geológicos y no antrópicos.

En conjunto, los resultados demuestran que la integración de análisis estructural automatizado asistido sobre nubes de puntos, con la obtención de parámetros geomecánicos, permite avanzar hacia una caracterización más eficiente, objetiva y escalable del comportamiento de taludes, especialmente relevante en infraestructuras lineales. Consiguiendo así una mejora de capacidad de diagnóstico global y la toma de decisiones orientada a la mitigación del riesgo.

6. CONCLUSIONES

El El presente trabajo demuestra la viabilidad y eficacia del uso de nubes de puntos 3D de alta cobertura espacial, combinadas con algoritmos de análisis estructural, para la caracterización geomecánica de macizos rocosos en taludes asociados a infraestructuras lineales. La metodología desarrollada permite transformar datos geométricos complejos en información geomecánica estructurada, continua y espacialmente coherente, facilitando la interpretación objetiva de la estructura del macizo rocoso.

Los resultados obtenidos evidencian una clasificación consistente de las principales familias de discontinuidades, así como una representación fiable de su distribución espacial. A partir de esta caracterización, se calculan parámetros fundamentales como RQD, Jv, tamaño de bloque, orientación de discontinuidades y la rugosidad de planos, los cuales muestran coherencia interna y una clara relación con la anisotropía estructural del macizo. En particular, se confirma que la calidad del macizo está fuertemente condicionada por la geometría relativa de las familias de discontinuidades, siendo en el caso de estudio las zonas subparalelas a la estratificación las más favorables en términos de continuidad y estabilidad.

Asimismo, la integración de los resultados en entornos GIS permite su explotación directa en análisis cinemáticos de estabilidad, facilitando la identificación de zonas susceptibles a mecanismos de rotura como deslizamientos planares, cuñas y vuelcos. Esta capacidad de análisis espacial continuo representa un avance relevante en la gestión de la estabilidad de taludes, especialmente en infraestructuras lineales donde la extensión del trazado y la accesibilidad limitada dificultan los métodos tradicionales, permitiendo su aplicación operativa a escala de corredor.

Desde el punto de vista operativo, el enfoque propuesto aporta un valor significativo al permitir el análisis remoto de grandes extensiones de terreno, optimizando la toma de decisiones y la priorización de actuaciones de mitigación. No obstante, se reconoce que la calidad de los resultados está condicionada por la resolución de la nube de puntos y por factores de adquisición como la presencia de vegetación, elementos de infraestructura o zonas de sombra que pueden limitar la observación completa del macizo.

En conjunto, se concluye que la metodología desarrollada constituye una herramienta robusta, escalable y altamente aplicable en ingeniería geotécnica, especialmente orientada a la caracterización y gestión de taludes en el contexto de la rehabilitación de infraestructuras ferroviarias.

REFERENCIAS

Fernández-Gutiérrez, J. D., García-Luna, R., Senent, S., Jiménez, R., Barbero, M. A., Jiménez, D. y Menéndez, J. M. (2024). *SHAIMDRONE project: Slope Hazard Assessment for Infrastructure Management by Drones*. Geoconsult España Ingenieros Consultores S.A.U. y Universidad Politécnica de Madrid.

Fernández-Gutiérrez, J. D., Robles Díez, F., Senent, S. y Jiménez, R. (2025). *Proyecto SHAIMDRONE: caracterización del macizo rocoso y aplicación de índices de riesgo en taludes rocosos*. XI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, Bilbao, julio 2025, CIMNE.

Garzón Roca, J. y Torrijo, F.J. (2018a). *Análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por rotura plana*. Universitat Politècnica de València.

Garzón Roca, J. y Torrijo, F.J. (2018b). *Análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por rotura cuneiforme.* Universitat Politècnica de València.

Garzón Roca, J. y Torrijo, F.J. (2018c). *Análisis cinemático de la estabilidad de taludes en roca por vuelco (toppling).* Universitat Politècnica de València.

Goodman, R.E. (1989). *Introduction to rock mechanics.* John Wiley & Sons, New York.

Günther, A., Wienhöfer, J. y Konietzky, H. (2004). *Automated mapping of rock slope geometry, kinematics and stability with RSS-GIS.* Natural Hazards and Earth System Sciences, 4, 343–353.

Hoek, E. y Bray, J.W. (1981). *Rock slope engineering*. Institution of Mining and Metallurgy, London.

ISRM (2007). *The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974–2006*. ISRM Suggested Methods. International Society for Rock Mechanics.

Jaboyedoff, M., Oppikofer, T., Abellán, A., Derron, M.H., Loye, A., Metzger, R. y Pedrazzini, A. (2012*). Use of LIDAR in landslide investigations: a review.* Natural Hazards, 61, 5–28.

Priest, S.D. y Hudson, J.A. (1976). *Discontinuity spacings in rock*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 13(5), 135–148.

Priest, S.D. (1993). *Discontinuity analysis for rock engineering*. Chapman & Hall, London.

Riquelme, A.J., Abellán, A., Tomás, R. y Jaboyedoff, M. (2014). *A new approach for semi-automatic rock mass joints recognition from 3D point clouds*. Engineering Geology, 178, 38–51.

Senent, S., García-Luna, R., Jiménez, R., Barbero, M. A., Jiménez, D., Menéndez, J. M., & Fernández-Gutiérrez, J. D. (2024). *Automatic identification of geometrical features representing rock discontinuities from 3D point clouds*. *New Challenges in Rock Mechanics and Rock Engineering* (pp. 810-815). CRC Press.

Westoby, M.J., Brasington, J., Glasser, N.F., Hambrey, M.J. y Reynolds, J.M. (2012). *Structure-from-Motion photogrammetry: a low-cost, effective tool for geoscience applications*. Geomorphology, 179, 300–314.

MODELIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE UN TALUD DE SUELO REFORZADO EN PRESENCIA DE BARRERA CAPILAR

Juan Carlos GUZMÁN-MARTÍNEZ[(1,2)*], Ivan Puig DAMIANS[(2,3,4)] y Sebastià OLIVELLA[(2,3)]

[(1)] Universidad de Antioquia (UdeA)
*juanc.guzman@udea.edu.co

[(2)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA)
Universitat Politècnica de Catalunya·BarcelonaTech (UPC)

[(3)] Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CIMNE)

[(4)] VSL International Ltd

RESUMEN

Durante las últimas décadas, el uso de estructuras de suelo reforzado con geosintéticos ha aumentado exponencialmente como solución práctica y sostenible para proyectos geotécnicos. El comportamiento hidráulico de este tipo de estructura depende de las propiedades físicas del material de relleno y se ve influenciado por los elementos de refuerzo (p. ej., geosintéticos). A su vez, en condiciones no saturadas, el desarrollo de succión en la interfaz suelo-refuerzo influye en la disipación de la presión de poros durante el proceso de infiltración. La infiltración puede ser interrumpida por un mecanismo de retención, como la barrera capilar. Este estudio numérico tiene como objetivo analizar la respuesta hidráulica de estructuras de suelo reforzado con geotextil sujetas a escenarios de infiltración de lluvia y la presencia de la barrera capilar. El análisis numérico se realizó con el código de elementos finitos CODE_BRIGHT, con el que se evaluó el flujo en condiciones no saturadas del suelo con y sin capas de geotextil no tejido. Adicionalmente, se realiza un análisis paramétrico sobre la influencia de la conductividad hidráulica saturada del suelo en el desempeño de la barrera capilar. Los resultados presentados muestran la variación del grado de saturación y la presión de poros generada durante el proceso de infiltración de agua. El estudio pretende mejorar el modelado predictivo mediante la representación hidráulica de la interacción suelo-refuerzo y un desarrollo eficaz del geotextil como material de drenaje en condiciones no saturadas, contribuyendo así a una infraestructura geotécnica más segura y resiliente.

ABSTRACT

During the last decades, the use of geosynthetic reinforced soil structures has increased exponentially as a practical and sustainable solution for geotechnical projects. The hydraulic behavior of this type of structure is dependent on the physical properties of the backfill material and is influenced by the reinforcement elements (i.e., geosynthetics). In turn, under unsaturated conditions, the development of suction at the soil-reinforcement interface influences the dissipation of pore pressure during the infiltration process. This infiltration can be interrupted by a retention mechanism, such as the capillary barrier. This study aims to analyze the hydraulic response of soil reinforcement structures with geotextile subject to rainfall infiltration scenarios and the presence of the capillary barrier. The numerical analysis was

conducted using the software CODE_BRIGHT. This analysis considered unsaturated flow in soil structures with and without layer of geotextile non-women. Additionally, parametric analysis was performed to determine the saturated hydraulic conductivity on the influence on performance of the capillary barrier. The results presented are in terms of the variation of the degree of saturation and pore water pressure generated during the water infiltration process. The study aims to improve predictive modelling through the hydraulic representation of soil-reinforcement interaction and the effective development of geotextile as a drainage material under unsaturated conditions. Thus, contribute to a safer and resilient geotechnical infrastructure.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Análisis hidráulico (hydraulic analysis), Barrera capilar (Capillary barrier), Suelo reforzado con geosintéticos (Geosynthetic reinforced soil).*

1. INTRODUCCIÓN

Los geosintéticos se han convertido en una alternativa sostenible como material de construcción en problemas geotécnicos. En efecto, el uso de este material se ha incrementado de forma notoria a partir del tipo de geosintético (geotextil, geomalla, geobanda, geocompuesto) y la funcionalidad en estructuras geotécnicas como elementos de refuerzo, estabilización, barrera, protección, drenaje y control de la erosión (p. ej., Palmeira, 2016). Las principales fallas en las estructuras de suelo reforzado están asociadas principalmente a las propiedades del material de relleno, su posible mala compactación, y al sistema de drenaje (Koerner y Koerner, 2013; Holtz, 2017). La estabilidad y funcionalidad de las estructuras de suelo reforzado con geosintéticos depende directamente de la eficiencia de los materiales empleados (relleno y refuerzo).

Varios autores han evaluado el comportamiento hidráulico y mecánico de estructuras de suelo reforzado con geosintéticos bajo condiciones parcialmente saturadas (Albino et al., 2019; Chinkulkijniwat et al., 2017; Yang et al., 2018). Se han reportado efectos adversos por la presencia de la barrera capilar en estructuras de suelo a causa de la deficiencia hidráulica observada entre las capas del suelo y el geotextil, lo cual puede generar superficies de falla debido a la acumulación de agua por encima del material de refuerzo (Hübner et al., 2017; Khoury et al., 2011; Shackelford et al., 1994). Por otra parte, la frontera capilar y el flujo preferente alrededor de la interfaz suelo-geosintético se ha empleado como técnica de estabilización, con el fin de proteger y reducir la infiltración dentro de la estructura de suelo (Rahardjo, 2016).

Por lo tanto, la presente investigación plantea evaluar la existencia, desarrollo y posibles efectos de la barrera capilar en muros de suelo reforzado con geotextil no tejido bajo condiciones parcialmente saturadas durante el proceso de infiltración, con el uso de un modelo simplificado bidimensional de elementos finitos. La selección del geotextil no tejido como material de refuerzo radica en el interés de evaluar su rendimiento en funciones de drenaje y filtración, empleado frecuentemente en proyectos de infraestructura geotécnica dado sus características de geomaterial con altos valores de permeabilidad y permitividad (Cazzuffi et al., 2016).

El comportamiento hidráulico del talud reforzado se evalúa a partir de la respuesta de la distribución del grado de saturación en el dominio analizado, el desarrollo de las presiones de poros y la orientación del flujo generado. Lo anterior, pretende aportar en el análisis de los procesos de drenaje y estabilidad de suelos reforzados con geosintéticos con funciones de filtración comúnmente empleados en la construcción de rellenos en infraestructuras viarias.

2. MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico hidráulico 2D empleado se ha generado con el código/programa CODE_BRIGHT, implementado para resolver problemas acoplados termo-hidro-mecánicos en ingeniería geotécnica (Olivella et al., 1996), desarrollado en el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA) de la Universitat Politècnica de Catalunya – BarcelonaTech (UPC), con la interfaz de pre- y post-procesamiento GiD (Coll et al., 2018) desarrollada por el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE).

El proceso de infiltración contempla la solución numérica del balance de masa de agua bajo condiciones parcialmente saturadas mediante el modelo de Kozeny (1927) y la ley de Darcy. A continuación, se presenta la ecuación de balance de masa de agua para la determinación de la presión del líquido.

$$\frac{\partial\left(\left(w_g^w \rho_g S_g + w_l^w \rho_l S_l\right)\phi\right)}{\partial t} + \nabla \cdot \left(j_g^{\mathrm{w}} + j_l^{\mathrm{w}}\right) = f^w \quad (1)$$

El balance de masa se determina como la superposición del cambio temporal de la masa de agua representado por la masa volumétrica de agua en la fase gaseosa (ρ_g^w) y la fase liquida (ρ_l^w), determinado como el producto entre la porción de masa de la fase (gaseosa w_g^w y liquida w_l^w) y la densidad aparente de la fase (gaseosa ρ_g y liquida ρ_l), el grado de saturación se define en la fase gaseosa (S_g) y liquida (S_l), así como la porosidad (ϕ). Adicionado a la divergencia del flujo total de masa de agua dado por la componente de flujo en fase gaseosa (j_g^{w}) y liquida (j_l^{w}), y en balance con el aporte externo de agua (f^w), definido en las condiciones hidráulicas de frontera.

3. CONDICIONES DE ANÁLISIS

CODE_BRIGHT emplea elementos finitos para simular y evaluar el comportamiento de los materiales (suelo-geotextil) durante el proceso de infiltración. La configuración geométrica está compuesta por elementos cuadriláteros de 8 nodos, los cuales son empleados para calcular desplazamientos mediante integración gaussiana. Cuatro de estos nodos se emplean para calcular presiones de poros de agua y aire en el centro de cada elemento. La malla utilizada cuenta con 2185 nodos y 2068 elementos cuadriláteros estructurados.

La malla de elementos finitos corresponde a un talud de suelo reforzado con dos capas de geotextil a escala de laboratorio con las dimensiones indicadas en la Figura 1. Las condiciones de frontera y dimensiones modelan el análisis experimental desarrollado por Gallage et al., (2007), se construyeron terraplenes artificiales reforzados con geosintéticos para evaluar el desempeño del talud reforzado durante ciclos de secado y humedecimiento sometidos a lluvia artificial, los cuales fueron instrumentados mediante transductores de presión y humedad para medir el desarrollo de la succión y contenido volumétrico durante el proceso de infiltración en condiciones parcialmente saturadas. Por lo tanto, las condiciones de drenaje contemplan el flujo de aire en todas las fronteras del dominio, la presión del aire inicial P^G igual a cero, y la distribución inicial de presión de poros es considerada lineal. El nivel freático está localizado en el fondo del talud, a su vez el fondo y las paredes laterales se establecen como fronteras impermeables. El flujo de agua ingresa por la superficie del talud dada la lluvia aplicada de 40 mm/h durante 2 horas permanentes. Adicionalmente, en la Figura 1 se detalla la densificación de la malla en las dos capas de geotextil para la estructura de suelo reforzada, delimitadas a la altura de la base y en la mitad del cuerpo del talud. Igualmente, se precisa la ubicación de los elementos de suelo por encima (Suelo_sup) y por debajo (Suelo_inf) en la segunda capa de refuerzo de geotextil, la cual será empleada para el análisis temporal especifico en la interfaz suelo-geotextil.

La estructura de suelo reforzado está conformada principalmente por un suelo areno limoso definido por Gallage et al., (2007) como Edosaki sand, y fue obtenido en la prefectura de Ibaraki, Japón. Con respecto al material de refuerzo se utilizó un geotextil no tejido *Polyfelt EX* producido por un compañía Japonesa (EX-80) con espesor de 4 mm (Handoko et al., 2012). Ambos materiales fueron empleados en los terraplenes experimentales descritos previamente, la caracterización hidráulica de la curva de retención de agua del suelo y el geotextil fueron determinadas mediante celdas de presión y el ensayo de cabeza colgante, respectivamente (Gallage et al., 2007; Handoko et al., 2012).

En la Figura 2 se presentan las curvas de retención de agua del suelo y el geotextil ajustadas a los datos experimentales mediante el modelo propuesto por Van Genuchten (1980). La delimitación de las curvas de retención se estima por los rangos de contenido volumétrico de agua residual (θ_r) y máximo (θ_s), y los parámetros de ajuste de la curva dados por α, n. Los valores de conductividad hidráulica saturada (k_w) vienen definidos mediante el modelo de Kozeny en términos de permeabilidad intrínseca [m^2] en las dos direcciones de representación (x, y).

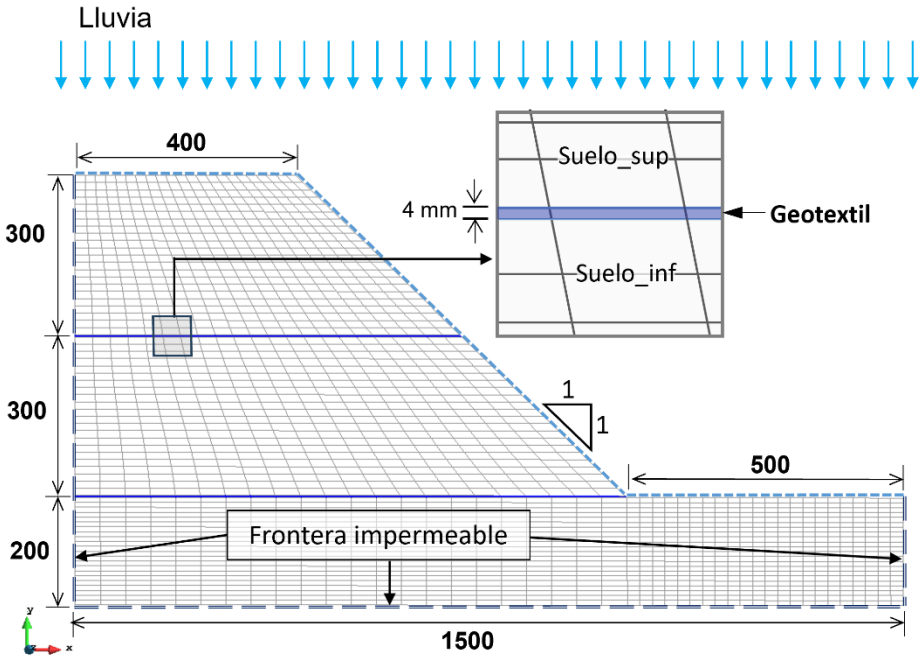


Figura 1. Geometría, malla y condiciones de frontera del modelo de talud reforzado empleado.
Nota: Dimensiones en centímetros.

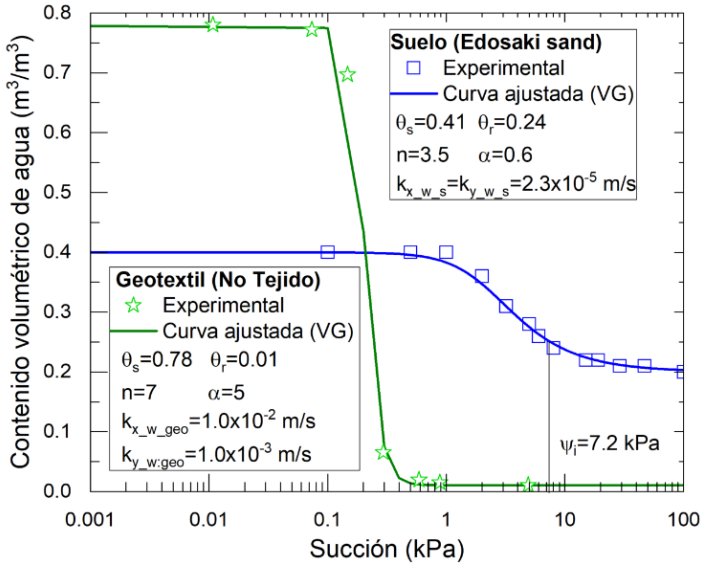


Figura 2. Curvas de retención de agua del suelo (Edosaki sand) y geotextil no tejido (EX80) empleadas en la modelación. Adaptado de: Guzman-Martinez et al., (2022).

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En la Figura 3 se muestra la respuesta numérica del comportamiento hidráulico del talud de suelo con y sin refuerzo (dos capas de geotextil EX80). Los resultados presentan la comparación del flujo durante 2 horas de infiltración por lluvia ($I = 40$ mm/h). Se representa la distribución del avance del frente húmedo a través del talud con y sin refuerzo, las variables respuesta corresponden al grado de saturación de la fase liquida (S_l) y la orientación del flujo generado.

Inicialmente, se observa el avance del frente húmedo desde la superficie del talud hacia el interior de ambas estructuras, en el caso de la estructura conformada únicamente por suelo se observa un flujo continuo y homogéneo en dirección paralela a la orientación del talud, alcanzando valores de saturación cercanos a 0.8 (80%) en la proximidad de la superficie. La estructura de suelo reforzada presenta una discontinuidad del flujo gravitacional en la interfaz suelo-geotextil, al observarse una acumulación de agua por encima del refuerzo con dirección preferente a la orientación de la capa de refuerzo, tal como se muestra en la dirección de los vectores de flujo alrededor de las dos capas de refuerzo superior e inferior.

A medida que el tiempo de lluvia avanza, la diferencia en el flujo por encima de las capas del geotextil es notoria, los valores del grado de saturación en la interfaz se intensifican alcanzando valores cercanos al 70% para los elementos de suelo ubicados por encima del geotextil. Este aumento en el grado de saturación es contrastante con los expuestos por los elementos de suelo por debajo del geotextil, los cuales conservan valores de saturación de 0.47 (definidos como condición inicial), tal como se observa en la distribución del grado de saturación en t = 1 hora. Súbitamente, el flujo a través del geotextil es logrado una vez los elementos de suelo por encima alcanzan la saturación máxima (S_l = 0.8). En consecuencia, los elementos por debajo de la capa superior de refuerzo comienzan a aumentar la saturación en el t = 1.13 h, reflejado en valores de saturación de 0.55 y la dirección del flujo gravitacional es predominante.

Finalmente, a las 2 horas de lluvia se observa la continuidad en el avance de saturación a través de los elementos ubicados entre las capas del geotextil al superar la frontera hidráulica impuesta, la cual se rompe cuando los altos valores de saturación (S_l = 0.88) logran reducir los gradientes de succión existentes en la interfaz de los materiales. En consecuencia, la mayoría de los elementos de suelo alcanzan la saturación máxima a medida que el flujo gravitacional alcanza los elementos de la base del talud, y el flujo en estado estacionario gobierna en la base del talud. En definitiva, se logra inferir la influencia y variación del flujo en el talud con la inclusión del geotextil permeable, al inducir una frontera hidráulica en la interfaz de los materiales (suelo-geotextil). Lo cual podría referirse al mecanismo de retención de agua llamado barrera capilar, generado por la interacción de materiales con distintos tamaños de poros y por consiguiente, diferentes conductividades hidráulicas y niveles de succión, lo que impide el flujo de infiltración a través de las capas de refuerzo (McCartney y Zornberg, 2010).

La respuesta numérica presentada es consistente con estudios y resultados experimentales que han reportado el desarrollo y efecto de la barrera capilar debido a la inclusión de los geosintéticos no tejidos como material de refuerzo (Bathurst et al., 2009; García-Aristizábal et al., 2016). A su vez, el mecanismo de barrera capilar se ha venido incursionando como técnica de protección de taludes y soluciones geo-ambientales en muros de suelo reforzado, al funcionar como barrera y protección superficial y subsuperficial del flujo a través de la estructura (Jana y Dey, 2018).

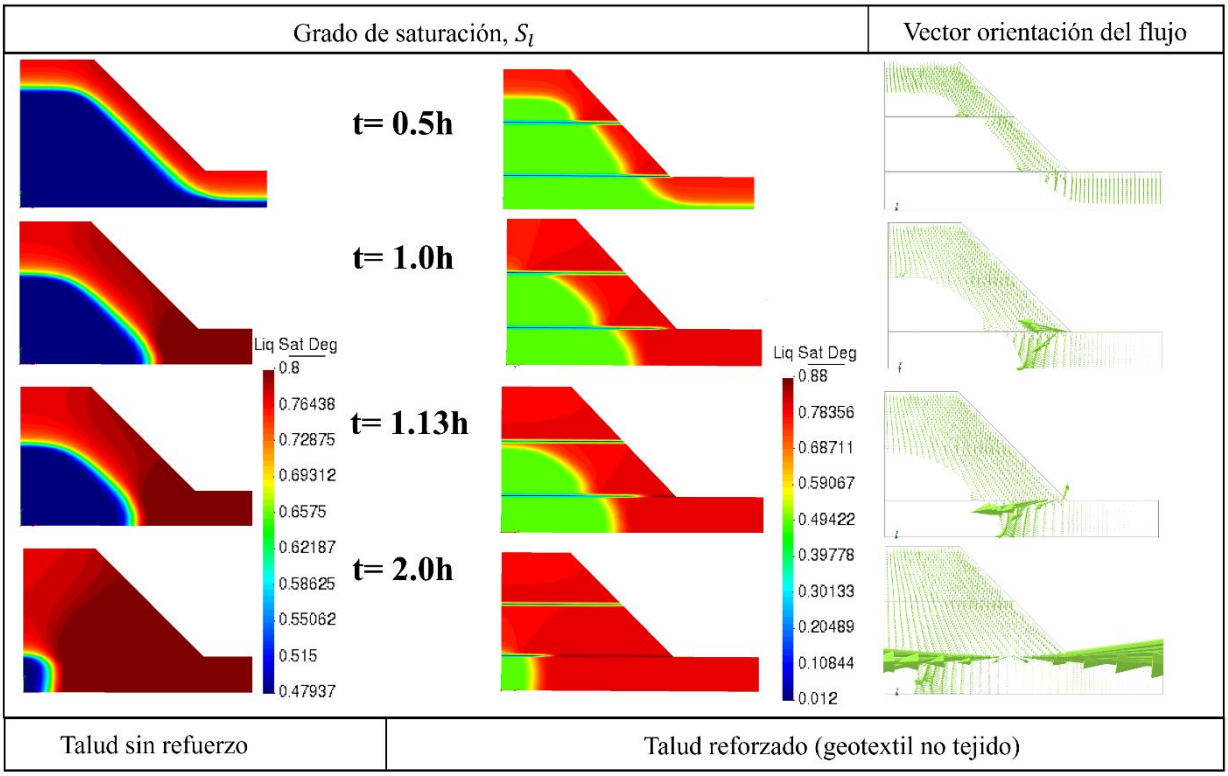


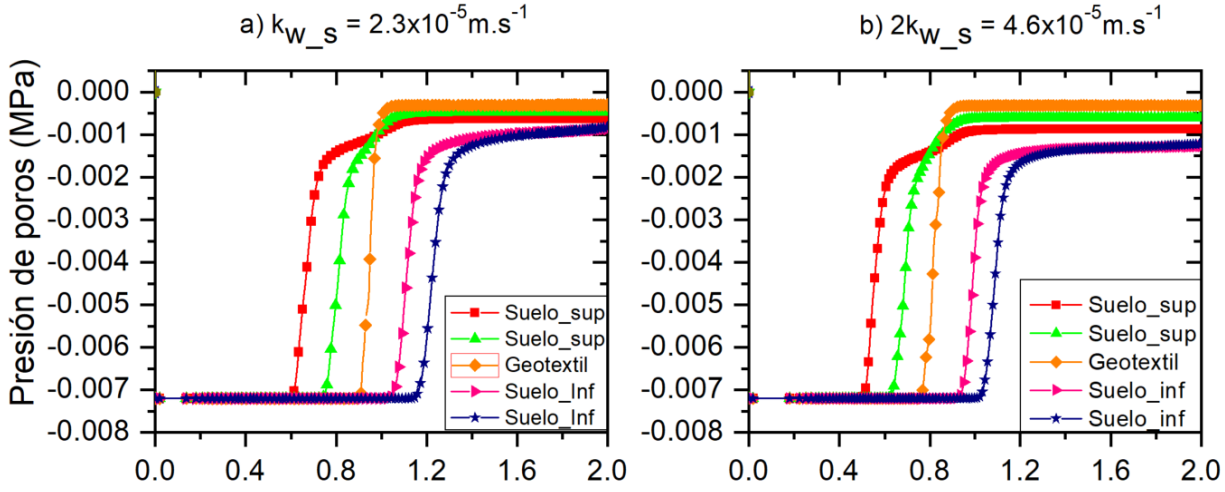
Figura 3. Distribución del grado de saturación (S_l) y dirección del flujo desarrollados en el talud constituido de suelo (costado izquierdo) y el talud de suelo con refuerzo de geotextil (costado derecho) durante 2 horas de infiltración de lluvia.

Adicionalmente, se realiza un análisis del desempeño de la barrera capilar existente en la interfaz suelo-geotextil en el talud reforzado. Las condiciones de frontera son similares a las descritas previamente, únicamente se modifica la intensidad de lluvia, en función de condicionar el análisis al mecanismo de

infiltración ($I \leq k_{w_s}$). En el análisis de influencia se pretende identificar la variabilidad de los patrones de infiltración debido a las propiedades hidráulicas, en específico la sensibilidad con la conductividad hidráulica saturada (k_{w_s}) del suelo. La condición de flujo es definida por la equivalencia de la conductividad hidráulica del suelo, es decir, $I = k_{w_s} = 10.8$ mm/h durante 2 horas de infiltración. La evolución de las presiones de poros negativas (succión) se representa mediante cinco elementos circundantes a la segunda capa superior de geotextil, cuatro elementos de suelo por encima y por debajo del refuerzo, y un elemento de geotextil, tal como se muestra en la convención de la Figura 1, elemento de suelo por encima (Suelo_sup), Geotextil, por debajo (Suelo_inf).

En la Figura 4 se presenta el mecanismo de la barrera capilar existente en la interfaz suelo-geotextil, dada por la acumulación de agua por encima del refuerzo a partir de la perdida de succión en los elementos de suelo (Suelo_sup) alcanzando valores cercanos a -0.001 MPa posterior de 0.8 horas de lluvia. Mientras que el elemento de geotextil no refleja variaciones de la succión inicial de -0.0072 MPa hasta 0.9 horas. Cabe destacar, que el cambio de la succión en el geotextil es súbito desde la condición inicial hasta alcanzar valores cercanos a cero, tal como se logra observar en la verticalidad de la distribución de la presión de poros en el elemento de geotextil. Dicho comportamiento es gobernado por los altos valores de ajuste (α, n) de la curva de retención de agua del geotextil, al evidenciar que se requiere alcanzar valores menores a -0.001 MPa para iniciar el cambio en el contenido volumétrico de agua (ver Figura 2). Una vez el geotextil permite el flujo gravitacional debido a los bajos niveles de succión -0.0005 MPa, los elementos de suelo por debajo (Suelo_inf) comienzan la perdida gradual de succión, y por ende el flujo gravitacional predomina hasta llegar a la condición de flujo estacionario posterior de 1.2 horas. En tal medida, el desempeño de la barrera capilar se puede inferir a partir de la duración de la impedancia hidráulica, reflejada en el retraso de la perdida de succión de los elementos de suelo por debajo del refuerzo.

Las Figuras 4 (a-d) presentan la distribución de la succión con variaciones de la conductividad hidráulica saturada del suelo (k_{w_s}) con valores correspondientes a k_{w_s}, $2k_{w_s}$, $5k_{w_s}$, $10k_{w_s}$, respectivamente. Acorde al análisis descriptivo del desempeño de la barrera capilar descrito anteriormente, se logra inferir una influencia en la permanencia de la acumulación de agua en la interfaz suelo-geotextil a medida que la conductividad hidráulica aumenta. Observando que el incremento en k_{w_s} genera una reducción en el tiempo de retención de la barrera capilar, reflejado en el tiempo que inician los gradientes de succión en los elementos por debajo del refuerzo, el tiempo de permanencia de la barrera capilar se desarrolla en k_{w_s}, $2k_{w_s}$, $5k_{w_s}$, $10k_{w_s}$ hasta t = 1.2h, 1 h, 0.8 h, 0.7 h, respectivamente. La anterior tendencia es congruente con resultados experimentales en columnas de suelo y simulaciones numéricas que han determinado que la evolución de la presión de poros y tiempo de disipación de la barrera capilar es controlado principalmente por la función de conductividad del suelo fino (Krisdani et al., 2006; McCartney y Zornberg, 2010). De forma análoga, la influencia de la conductividad hidráulica saturada del suelo en el desempeño de la barrera capilar se puede ver reflejada en el gradiente de succión generado en los elementos por encima del geotextil (Park y Fleming, 2006). A partir de los resultados de succión en el Suelo_sup se observa que ha medida de que k_{w_s} disminuye, la permanencia de succiones bajas producto de la retención de agua por encima del refuerzo es mayor.



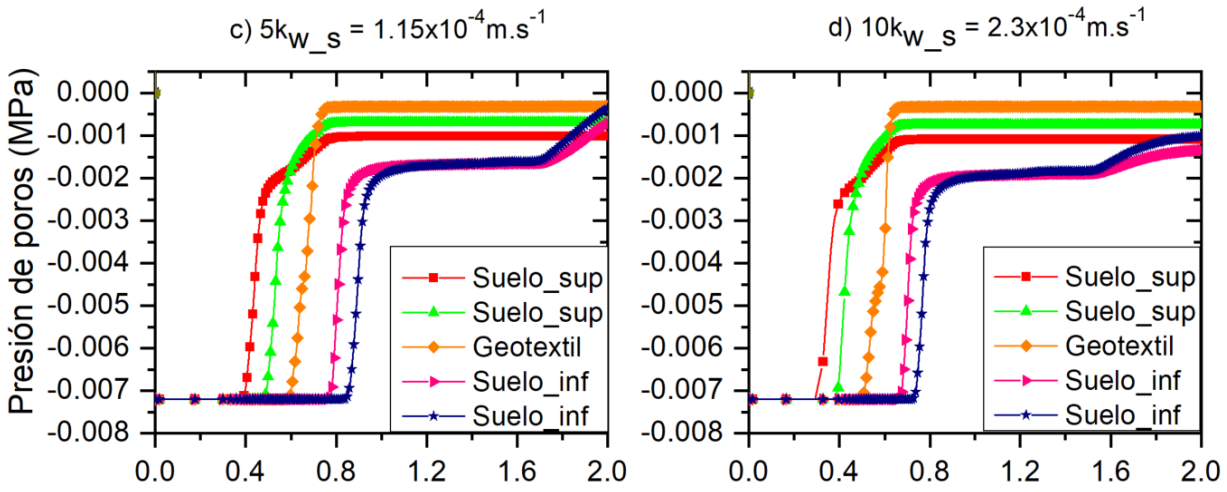


Figura 4. Distribución de la succión en elementos de interfaz suelo-geotextil con variaciones en la conductividad hidráulica saturada del suelo. (a) Evolución temporal de la succión para k_{w_s}. (b) Evolución temporal de la succión para $2k_{w_s}$. (c) Evolución temporal de la succión para $5k_{w_s}$. (d) Evaluación temporal de la succión para $10k_{w_s}$.

5. CONCLUSIONES

Mediante el modelo CODE_BRIGHT, se evaluó el comportamiento hidráulico de estructuras de suelo con y sin refuerzo, así como el desempeño de la barrera capilar en la interfaz suelo-geotextil generado durante el proceso de infiltración en condiciones parcialmente saturadas.

- A partir de los resultados obtenidos por medio de la variación temporal del grado de saturación se logra representar el avance del frente húmedo debido a la infiltración, a su vez se captura el fenómeno de barrera capilar desarrollado en el suelo reforzado. Por lo tanto, se evidencia la necesidad de comprender en detalle el comportamiento hidráulico en la interfaz de los materiales bajo condiciones parcialmente saturadas.
- La efectividad del geotextil como material de filtración es condicionada por la generación de succiones en la interacción con el suelo. Generando así, una frontera hidráulica en la interfaz de los materiales. La cual induce una acumulación de agua por encima de las capas de refuerzo hasta alcanzar niveles de saturación máxima. Cuando se alcanzan las condiciones de saturación necesarias para reducir los niveles de succión similares en ambos materiales se supera la frontera hidráulica y el fujo desciende gravitacionalmente a través del geotextil y los elementos ubicados por debajo.
- El desempeño de la barrera capilar depende temporalmente de la disipación de las presiones de poros en la interfaz suelo-geotextil, presentando un retraso en la reducción de la succión para los elementos por debajo del refuerzo, hasta que el geotextil no alcance la fase de transición del incremento de saturación en función de la succión, comportamiento esperado dado los parámetros de ajuste de la curva de retención de agua del geotextil.
- A partir de la variación de la conductividad hidráulica saturada del suelo se logra identificar una tendencia a generar una menor duración de la barrera capilar a medida que k_{w_s} incrementa, resultado congruente con análisis experimentales.
- Este análisis logra una aproximación a las condiciones de servicio de la estructura durante el proceso de infiltración bajo la representación numérica de un modelo a escala de laboratorio. De igual manera, se podría evaluar la diferencia del comportamiento hidráulico del suelo reforzado y el efecto de la barrera capilar integrando bajo distintas condiciones iniciales.
- Finalmente, se resalta la capacidad del modelo numérico en representar y caracterizar las condiciones hidráulicas complejas, interacción de varios materiales sujetos a lluvia de infiltración en condiciones parcialmente saturadas. Por ende, el modelo se podría emplear para evaluar la influencia de las propiedades hidráulicas en la existencia y desarrollo de la barrera capilar, teniendo en cuenta anisotropía en los materiales, evaluar el efecto de dichas propiedades en distintas direcciones y la estabilidad de las estructuras de suelo bajo distintos escenarios y materiales empleados.

REFERENCIAS

Albino, U. R., Portelinha, F. H. M., Zornberg, J. G., y Futai, M. M. (2019). Numerical simulation of infiltration into the fill of a wall reinforced with nonwoven geotextiles. *Computers and Geotechnics*, *108*(April 2018), 27–39. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.12.006

Bathurst, R. J., Siemens, G., y Ho, A. F. (2009). Experimental investigation of infiltration ponding in one-dimensional sand–geotextile columns. *Geosynthetics International*, *16*(3), 158–172.

Cazzuffi, D., Mandaglio, M. C., y Moraci, N. (2016). Hydraulic properties, behavior, and testing of geotextiles. In *Geotextiles* (pp. 151–176). Elsevier.

Chinkulkijniwat, A., Horpibulsuk, S., Bui Van, D., Udomchai, A., Goodary, R., y Arulrajah, A. (2017). Influential factors affecting drainage design considerations for mechanical stabilised earth walls using geocomposites. *Geosynthetics International*, *24*(3), 224–241. https://doi.org/10.1680/jgein.16.00027

Gallage, C. P. K., Uchimura, T., y Garcia, E. F. (2007). Function of permeable geosynthetics in unsaturated embankments subjected to rainfall infiltration. *Geosynthetics International*, *14*(2), 89–99. https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.2.89

García-Aristizábal, E. F., Vega-Posada, C. A., y Gallego-Hernández, A. N. (2016). Experimental study of water infiltration on an unsaturated soil-geosynthetic system. *Revista Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquia*, *78*, 105–111.

Guzmán-Martínez, J. C., Garcia, E. F., y Vega-Posada, C. A. (2022). Effects of hydro-mechanical material parameters on the capillary barrier of reinforced embankments. *Soils and Foundations*, *62*(1), 101090.

Handoko, L., Yasufuku, N., y Dananjaya, H. (2012). Unsaturated Hydraulic Properties of Non-woven Geotextile Based on Tilted Capillary Test. *Geosynthetics Engineering Journal*, *27*, 19–24.

Holtz, R. D. (2017). 46th Terzaghi Lecture: Geosynthetic Reinforced Soil: From the Experimental to the Familiar. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *143*(9), 1–21. https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001674

Hübner, R., Günther, T., Heller, K., Noell, U., y Kleber, A. (2017). Impacts of a capillary barrier on infiltration and subsurface stormflow in layered slope deposits monitored with 3-D ERT and hydrometric measurements. *Hydrology and Earth System Sciences*, *21*(10), 5181–5199. https://doi.org/10.5194/hess-21-5181-2017

Jana, A., y Dey, A. (2018). Combined Functioning of Geotextile as Barrier and Drainage Material in Unsaturated Earth Retaining Structures. *Indian Geotechnical Journal*, *48*(2), 342–359. https://doi.org/10.1007/s40098-017-0268-0

Khoury, C. N., Miller, G. A., y Hatami, K. (2011). Unsaturated soil-geotextile interface behavior. *Geotextiles and Geomembranes*, *29*(1), 17–28. https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2010.06.009

Koerner, R. M., y Koerner, G. R. (2013). A data base, statistics and recommendations regarding 171 failed geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth (MSE) walls. *Geotextiles and Geomembranes*, *40*, 20–27.

Kozeny, J. (1927). Ueber kapillare leitung des wassers im boden. *Sitzungsberichte Der Akademie Der Wissenschaften in Wien*, *136*, 271.

Krisdani, H., Rahardjo, H., y Leong, E.-C. (2006). Experimental study of 1-D capillary barrier model using geosynthetic material as the coarse-grained layer. In *Unsaturated soils 2006* (pp. 1683–1694).

McCartney, J. S., y Zornberg, J. G. (2010). Effects of infiltration and evaporation on geosynthetic capillary barrier performance. *Canadian Geotechnical Journal*, *47*(11), 1201–1213. https://doi.org/10.1139/T10-024

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., y Alonso, E. E. (1996). Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. *Engineering Computations*, *13*(7), 87–112.

Palmeira, E. M. (2016). Sustainability and innovation in geotechnics: Contributions from geosynthetics. *Soils and Rocks*, *39*(2), 113–135. https://doi.org/10.28927/sr.392113

Park, K. D., y Fleming, I. R. (2006). Evaluation of a geosynthetic capillary barrier. *Geotextiles and Geomembranes*, *24*(1), 64–71.

Rahardjo, H. (2016). Capillary barrier as a slope protection. *Unsaturated Soil Mechanics from Theory to Practice - Proceedings of the 6th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils*, 23–36. https://doi.org/10.1201/b19248-5

Shackelford, C. D., Chang, C. K., y Chiu, T. F. (1994). The capillary barrier effect in unsaturated flow through soil barriers. *1st ICEG Conference, Edmonton, CA*, 789–793.

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, *44*(5), 892–898.

Yang, K. H., ang'a Thuo, J. N., Huynh, V. D. A., Nguyen, T. S., y Portelinha, F. H. M. (2018). Numerical evaluation of reinforced slopes with various backfill-reinforcement-drainage systems subject to rainfall infiltration. *Computers and Geotechnics*, *96*(November 2017), 25–39. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.10.012

FUNCIONES DE TRANSFERENCIA PARA EL ESCALADO REGIONAL DE MODELOS DE TALUDES

Andres MACIAS GUTIERREZ[(1)*], Yeudy VARGAS ALZATE[(1,2)] y Jean VAUNAT[(1,2)]

[(1)] Universidad Politécnica de Cataluña (UPC)

[(2)] International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE)
*andres.macias@upc.edu

RESUMEN

La evolución del contenido de agua en el suelo constituye un factor determinante en la estabilidad de taludes, ya que controla el grado de saturación, la succión matricial y, en consecuencia, la resistencia al corte del material. En este trabajo se propone una metodología para estimar la distribución espacio-temporal del contenido de agua en el suelo y su influencia en la estabilidad de laderas mediante el uso de funciones de transferencia paramétricas derivadas de la ecuación de difusión. El enfoque se basa en la calibración de dichas funciones a partir de registros de humedad del suelo obtenidos mediante una red de sensores instalada en una ladera experimental situada en el municipio de Naut Aran (Lleida, España). Cada estación de monitoreo cuenta con sensores de humedad ubicados a diferentes profundidades, lo que permite establecer la relación dinámica entre las variaciones de humedad superficial y su propagación en profundidad. La calibración del modelo se realiza mediante un procedimiento de búsqueda en rejilla que permite estimar un coeficiente de difusión hidráulica común para el dominio y una longitud característica efectiva asociada a cada estación, parámetro que representa la profundidad efectiva de propagación de las perturbaciones hidráulicas. Una vez calibrado el modelo, los valores de la longitud característica se interpolan espacialmente mediante kriging ordinario con el fin de generar un campo continuo del parámetro sobre el área de estudio. A partir de esta base se definen las condiciones de humedad superficial mediante dos esquemas alternativos: uno basado en la interpolación espacial de los sensores de humedad y otro basado en estimaciones derivadas de imágenes satelitales Sentinel-2. En este último caso, la información espacial proporcionada por el satélite se combina con la dinámica temporal registrada por los sensores para reconstruir series temporales superficiales continuas. Las condiciones superficiales obtenidas se utilizan como entrada en las funciones de transferencia para estimar el contenido de agua en profundidad en todo el dominio. Posteriormente, el estado hidráulico se transforma en grado de saturación y succión matricial mediante relaciones de retención de agua en el suelo, incorporándose estos parámetros al cálculo del factor de seguridad mediante una formulación de talud infinito no saturado. Los resultados obtenidos muestran que la metodología propuesta permite reproducir adecuadamente la evolución temporal de la humedad en profundidad y generar mapas espacio-temporales de estabilidad del talud, integrando información observacional, estimaciones satelitales y modelos analíticos de propagación hidráulica.

ABSTRACT

Soil water content evolution plays a key role in slope stability because it controls the degree of saturation, matric suction and consequently the shear strength of the soil. This study presents a methodology to estimate the spatio-temporal distribution of soil moisture and its influence on slope stability using parametric transfer functions derived from the diffusion equation. The

proposed approach is based on the calibration of transfer functions using soil moisture records obtained from a monitoring network installed on an instrumented hillslope located in Naut Aran (Lleida, Spain). Each monitoring station includes sensors installed at different depths, allowing the dynamic relationship between surface moisture variations and their propagation into deeper soil layers to be identified. Model calibration is performed through a grid-search procedure that estimates a common hydraulic diffusion coefficient for the domain and an effective characteristic length associated with each station, representing the depth of propagation of hydraulic perturbations. Once calibrated, the characteristic length values are spatially interpolated using ordinary kriging in order to generate a continuous spatial field of this parameter over the study area. Surface moisture conditions are then defined using two alternative schemes: spatial interpolation of in-situ sensors and satellite-based estimates derived from Sentinel-2 imagery. In the satellite approach, the spatial information provided by satellite observations is combined with the temporal dynamics recorded by the sensors to reconstruct continuous surface moisture time series. These surface conditions are used as input for the transfer functions to estimate soil water content at depth across the entire domain. The resulting hydraulic state is subsequently converted into effective saturation and matric suction using soil water retention relationships, and these variables are incorporated into the calculation of the slope safety factor through an unsaturated infinite slope formulation. Results indicate that the proposed framework successfully reproduces the temporal evolution of soil moisture at depth and enables the generation of spatio-temporal slope stability maps by integrating field monitoring, satellite observations and analytical hydraulic propagation models.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Humedad del suelo (Soil moisture), Funciones de transferencia (Transfer functions), Estabilidad de taludes (Slope stability).*

1. INTRODUCCIÓN

La evolución del contenido de agua en el suelo desempeña un papel fundamental en la estabilidad de taludes, ya que controla el grado de saturación, la succión matricial y, en consecuencia, la resistencia al corte del material. Estos procesos están asociados a la interacción suelo-atmósfera, responsable de la infiltración, evaporación y redistribución de la humedad en el perfil (Crosta y Frattini, 2001; Guzzetti et al., 2008). Desde un punto de vista físico, la propagación de las variaciones de humedad puede describirse mediante la ecuación de difusión derivada de la ecuación de Richards, la cual representa la transferencia vertical de perturbaciones hidráulicas en el medio poroso (Richards, 1931). Bajo determinadas hipótesis simplificadoras, esta ecuación admite soluciones analíticas que permiten expresar la respuesta del sistema mediante funciones de transferencia que relacionan el contenido de agua superficial con su evolución en profundidad.

En este contexto, las funciones de transferencia paramétricas permiten representar la propagación vertical de la humedad mediante un conjunto reducido de parámetros con significado físico, principalmente el coeficiente de difusión y una longitud característica asociada a la escala de propagación hidráulica. Este enfoque se inscribe dentro de los métodos de reducción de orden aplicados a sistemas dinámicos (Germoso et al., 2020; Gugercin et al., 2004, Vargas-Alzate et al. 2024).

En esta investigación se propone una metodología que combina la calibración de funciones de transferencia a partir de sensores de humedad del suelo con interpolación espacial de parámetros hidráulicos y estimación distribuida del contenido de agua superficial mediante sensores y observaciones satelitales. Estas condiciones se utilizan como entrada del modelo para estimar el contenido de agua en profundidad y calcular posteriormente la succión matricial y el factor de seguridad mediante un modelo de talud infinito no saturado, generando mapas espacio-temporales de estabilidad.

2. SOLUCIÓN ANALÍTICA DE LA ECUACIÓN DE DIFUSIÓN Y FUNCIONES DE TRANSFERENCIA

La ecuación de difusión ha sido ampliamente utilizada para describir el transporte de humedad en suelos saturados y no saturados, permitiendo analizar la evolución temporal y espacial del contenido de agua bajo

diferentes condiciones hidrológicas (Richards, 1931; Pachepsky et al., 2003; Mabirizi y Bulut, 2010; Ogden et al., 2017; Rao y Rekapalli, 2020). En modelos unidimensionales esta formulación permite representar la propagación vertical de las variaciones de humedad inducidas por infiltración, gravedad y procesos capilares. Bajo determinadas hipótesis de linealidad, la ecuación admite soluciones analíticas que permiten describir la respuesta del sistema mediante funciones de transferencia entre la señal superficial y la respuesta en profundidad. La formulación unidimensional empleada en este trabajo se expresa como:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \kappa \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \tag{1}$$

donde θ es el contenido volumetrico de agua y κ es el coeficiente de difusión hidraulica. Para medios porosos parcialmente saturados, este coeficiente puede relacionarse con los parámetros hidráulicos del suelo a partir de la ecuación de Richards:

$$\kappa = \frac{K}{\rho_w \phi_0 \frac{\partial \theta}{\partial s}} \tag{2}$$

donde ϕ_0 es la porosidad del suelo, K la permeabilidad hidraulica, ρ_w la densidad del agua y $\partial\theta/\partial s$ la pendiente de la curva de retención suelo-agua.

Siguiendo a Carslaw y Jaeger (1986), pueden obtenerse soluciones analíticas de la ecuación de difusión para un dominio vertical finito sometido a condiciones de contorno apropiadas. En este trabajo se considera una condición armónica de contenido de agua en la superficie y un valor fijo a una profundidad L. Debido a la linealidad de la ecuación cuando κ se considera constante, la solución puede expresarse como la suma de una componente homogénea y una componente particular:

$$\theta_{(z,t)} = \theta_{h(z,t)} + \theta_{p(z,t)} \tag{3}$$

La solución particular de la ecuación de difusión impone las condiciones de contorno. Para el conjunto de datos analizado, la condición de contorno de tipo Dirichlet resulta la más adecuada. En este caso, la solución particular puede escribirse como:

$$u_{p(z,t)} = TF_{A(z)} A sin(\omega t + \epsilon + TF_{\phi(z)}) \tag{4}$$

donde $k = \sqrt{\omega/2\kappa}$. Las funciones de transferencia de amplitud y fase son:

$$TF_{A(z)} = \left[\frac{cosh(2kz) - cos(2kz)}{cosh(2kL) - cos(2kL)}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{5}$$

$$TF_{\phi(z)} = \arg\left[\frac{sinh\big(kz(1+i)\big)}{sinh\big(kL(1+i)\big)}\right] \tag{6}$$

La respuesta general del contenido de agua en profundidad se obtiene combinando las funciones de transferencia de amplitud y fase para cada componente armónica de la señal superficial:

$$\theta_i = TF_{A_i} A_i \sum_{i=1}^{n} \sin\left(\omega_i t + TF_{\phi_i} + \phi_i + \frac{\pi}{2}\right) \tag{7}$$

donde A_i y ω_i representan la amplitud y la frecuencia angular del i-ésimo armónico, mientras que TF_{A_i} y TF_{ϕ_i} corresponden a las funciones de transferencia de amplitud y fase, respectivamente. Este marco, conocido como funciones de transferencia paramétricas (PTFs), permite reconstruir el contenido de agua en profundidad propagando las componentes armónicas de la señal superficial (Vargas-Alzate et al. 2024). En la práctica, se seleccionan los armónicos dominantes para capturar las variaciones hidráulicas principales manteniendo un equilibrio entre precisión y eficiencia computacional.

3. SITIO DE ESTUDIO Y MONITORIZACIÓN

El área de estudio se localiza en el municipio de Naut Aran, provincia de Lleida, Cataluña, en la ladera del barranco Es Mijaus, en las proximidades de la localidad de Bagergue (aprox. 42°43'60" N, 0°55'21.31" E). En este emplazamiento se instaló una red de sensores inalámbricos destinada a la monitorización continua de variables ambientales y del contenido de agua en el suelo. La localización del sitio y la distribución de las estaciones instrumentadas se muestran en la Figura 1.



Figura 1. Localización de la zona de estudio y sensores de monitorización.

Desde el punto de vista geológico, el terreno está constituido principalmente por materiales granulares derivados de formaciones de areniscas y lutitas, de acuerdo con la cartografía geológica del Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC). Estas características litológicas condicionan el comportamiento hidráulico del suelo y su respuesta frente a procesos de infiltración y redistribución de humedad.

El sistema de monitoreo incluye sensores meteorológicos y sensores de humedad del suelo distribuidos a lo largo de la ladera. Se registra la humedad del suelo en cuatro estaciones a lo largo del perfil de la ladera (C, D, E y F), cada una equipada con sensores a 5 cm y 40 cm de profundidad, cuyo periodo de muestro es 15 minutos. Las lecturas se registran inicialmente en milivoltios (mV) y se convierten posteriormente a contenido volumétrico de agua mediante una ecuación de calibración para suelos minerales:

$$\theta = 4.824\,x\,10^{-10}\,mV^3 - 2.278\,x\,10^{-6}\,mV^2 + 3.898\,x\,10^{-3}\,mV - 2.154 \quad (8)$$

donde θ representa el contenido volumétrico de agua en unidades de m^3/m^3. Esta relación polinómica de tercer orden permite estimar adecuadamente el contenido de agua dentro del rango característico de suelos minerales.

Los datos utilizados en esta investigación fueron obtenidos a través de la plataforma de gestión Smarty Planet, que almacena las mediciones de la red de sensores. Para las variables meteorológicas y para dos de los sensores de humedad del suelo (estaciones E y F) se dispone de aproximadamente dos años de registros continuos. En contraste, los sensores situados en las estaciones C y D presentan registros correspondientes a un año de medición debido a interrupciones asociadas a condiciones ambientales.

El primer año de datos se emplea en este trabajo para la calibración del modelo y la estimación del contenido de agua en el suelo utilizando las cuatro estaciones disponibles.

4. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA METODOLOGÍA

La metodología propuesta se basa en el uso de PTFs para modelar la propagación vertical del contenido de agua en el suelo a partir de condiciones superficiales. El procedimiento combina datos del sistema de monitoreo con técnicas de interpolación espacial y estimación distribuida de humedad superficial, cuyas salidas se utilizan como entrada en las PTFs para estimar el contenido de agua en profundidad y, posteriormente, calcular el grado de saturación, la succión matricial y el factor de seguridad del talud, generando mapas espacio-temporales de estabilidad.

5. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO Y RESULTADOS

5.1. CALIBRACIÓN DE LAS FUNCIONES DE TRANSFERENCIA

La calibración de las funciones de transferencia se realizó utilizando las series temporales de contenido de agua volumétrico registradas por los sensores instalados en la ladera. Cada estación dispone de dos sensores ubicados a 0.05 m y 0.40 m de profundidad. Las mediciones superficiales se consideran como señal de entrada del sistema, mientras que las mediciones profundas representan la respuesta del medio poroso. El procedimiento se basa en las soluciones analíticas de la ecuación de difusión formuladas como funciones de transferencia paramétricas, que relacionan la señal superficial con la respuesta a profundidad mediante dos parámetros principales: el coeficiente de difusión hidráulica κ y la longitud característica Lz, asociada a la profundidad efectiva de propagación de las variaciones de humedad.

Las series temporales superficiales se transforman al dominio frecuencial mediante la transformada rápida de Fourier (FFT; Cooley y Tukey, 1965). Las componentes armónicas dominantes se propagan verticalmente mediante las funciones de transferencia de amplitud y fase derivadas de la solución analítica de la ecuación de difusión, reconstruyendo la señal en profundidad mediante la superposición de las componentes propagadas.

La calibración de κ y Lz se realizó mediante un procedimiento de búsqueda en rejilla (grid search), evaluando cada combinación de parámetros mediante el error cuadrático medio (MSE) entre las series modeladas y observadas (Figura 2.a). Para mantener coherencia física, se adoptó un coeficiente de difusión común κ para todas las estaciones, mientras que Lz se calibró de forma independiente en cada punto (Figura 2.b). El desempeño del modelo se evaluó comparando las series medidas y estimadas en la profundidad de los sensores inferiores (Figura 2.c).

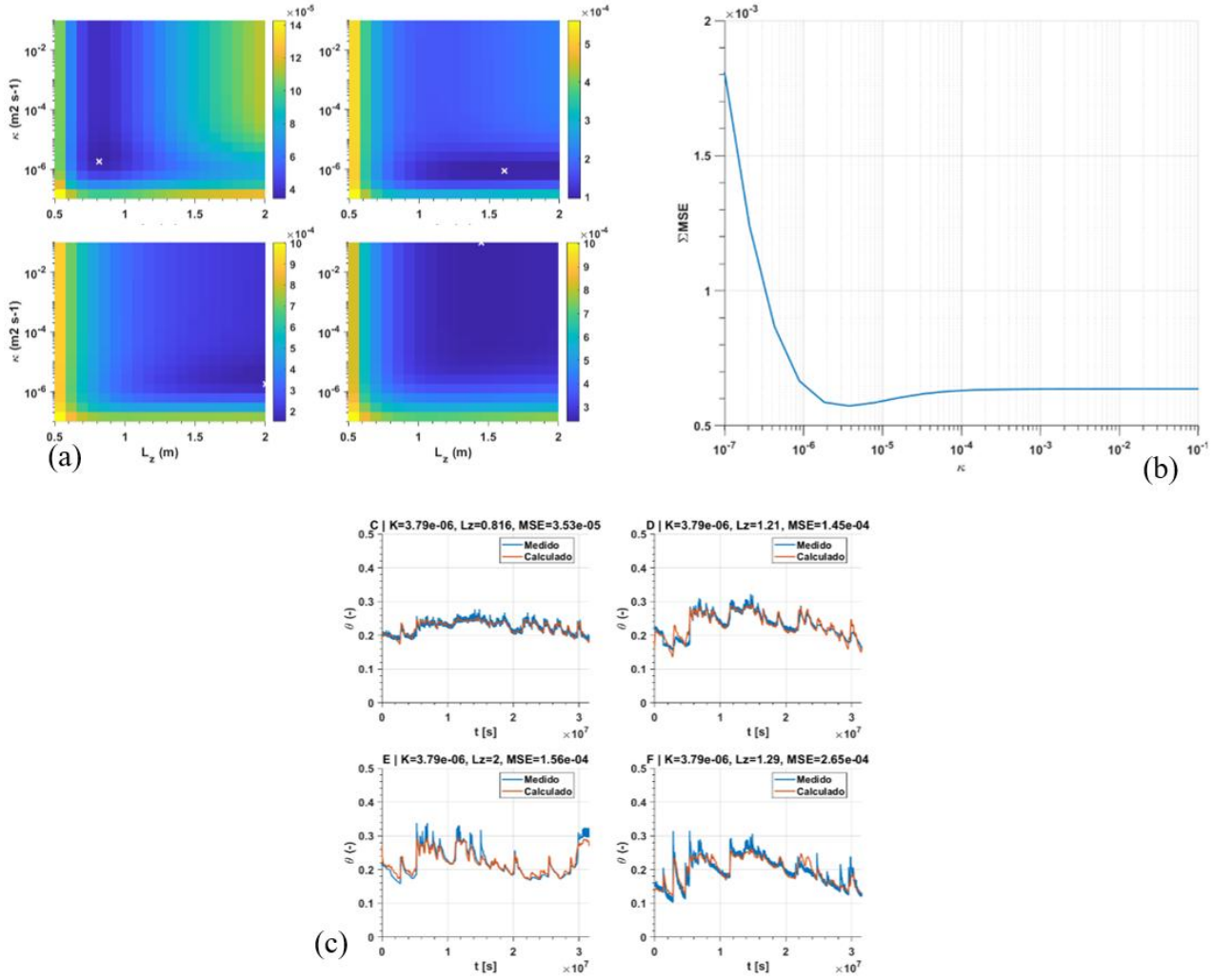


Figura 2. (a) Mapa de error cuadrático medio por sensor; (b) Error cuadrático medio total: Calibración de κ global; (c) Comparación entre el contenido de agua volumétrico medido y el estimado mediante funciones de transferencia en la profundidad de los sensores inferiores para las estaciones C, D, E y F.

Los resultados muestran que el modelo reproduce adecuadamente la evolución temporal del contenido de agua en profundidad en las distintas estaciones analizadas, capturando tanto la tendencia general como las principales fluctuaciones asociadas a eventos de recarga y redistribución de humedad. Las diferencias observadas pueden atribuirse principalmente a las simplificaciones inherentes al modelo analítico, que asume condiciones homogéneas del medio y un coeficiente de difusión constante. No obstante, el ajuste obtenido confirma la capacidad de las funciones de transferencia para representar la propagación vertical de las variaciones de humedad y proporciona una base adecuada para su aplicación posterior en el análisis espacial del sistema.

5.2. INTERPOLACIÓN ESPACIAL DE LA LONGITUD CARACTERISTICA

Una vez calibradas las funciones de transferencia en cada estación de monitoreo, se obtiene un conjunto discreto de valores de la longitud característica Lz asociados a las posiciones de los sensores. Este parámetro representa la profundidad efectiva de propagación de las variaciones de humedad y está relacionado con las propiedades hidráulicas locales del medio poroso. Para extender el modelo al dominio completo, los valores de Lz se interpolan espacialmente mediante kriging ordinario.

En el kriging ordinario, el valor estimado de una variable regionalizada en una localización x_0 se expresa como una combinación lineal ponderada de las observaciones disponibles:

$$\hat{Z}(x_0) = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i Z(x_i) \tag{9}$$

Donde $Z(xi)$ es el valor observado en la posición xi, n es el número de puntos de control y λi son los pesos asignados a cada observación. Para garantizar una estimación no sesgada se impone la condición:

$$\sum_{i=1}^{n} \lambda_i = 1 \tag{10}$$

Los pesos se obtienen minimizando la varianza del error de estimación mediante el sistema:

$$\sum_{j=1}^{n} \lambda_j \gamma_{(x_i,x_j)} + \mu = \gamma_{(x_i,x_0)} \tag{11}$$

donde $\gamma(xi,xj)$ representa el variograma espacial y μ es el multiplicador de Lagrange asociado a la restricción de no sesgo (Krige, 1951; Matheron, 1963).

La interpolación se realiza utilizando las coordenadas de los sensores como puntos de control sobre una malla regular que representa el dominio de cálculo. El campo espacial resultante de Lz permite adaptar localmente la propagación difusiva de la humedad y extender el modelo calibrado a todo el dominio espacial.

5.3. ESTIMACIÓN DE CONTENIDO DE AGUA SUPERFICIAL

La estimación del contenido de agua superficial constituye la condición de borde superior del modelo, ya que las funciones de transferencia utilizan esta variable como señal de entrada. En este trabajo se emplean dos esquemas alternativos: (1) interpolación espacial de las mediciones superficiales registradas por los sensores y (2) estimación distribuida a partir de imágenes Sentinel-2 calibradas con datos in situ. Este segundo enfoque permite extender la información superficial a todo el dominio de estudio.

La estimación satelital se basa en la relación entre la reflectancia espectral y el contenido de agua del suelo, ya que la humedad modifica la respuesta radiométrica del terreno, especialmente en las bandas del infrarrojo cercano (NIR) y de onda corta (SWIR) (Jackson et al., 2004; Petropoulos et al., 2015; Sadeghi et al., 2017). A partir de imágenes Sentinel-2 L2A filtradas por cobertura nubosa se extraen las bandas RED, NIR y $SWIR_1$, junto con la capa de clasificación SCL para excluir píxeles no válidos. Sobre los píxeles válidos se calculan los índices espectrales NDVI y NDMI:

$$NDVI = \frac{NIR - RED}{NIR + RED} \tag{12}$$

$$NDMI = \frac{NIR - SWIR_1}{NIR + SWIR_1} \tag{13}$$

La calibración del contenido de agua superficial se realiza emparejando las variables espectrales con las mediciones registradas por los sensores en las fechas coincidentes. Sobre esta base se ajusta un modelo de regresión lineal multivariable de la forma:

$$\theta_{surf}^{raw} = b_0 + b_1 RED + b_2 NIR + b_3 SWIR_1 + b_4 NDVI + b_5 NDMI \tag{14}$$

donde θ_{surf}^{raw} es la estimación satelital del contenido de agua superficial (Vereecken et al., 2008; Petropoulos et al., 2015; Sadeghi et al., 2017). Para reducir discrepancias sistemáticas entre sensores y estimaciones satelitales se introduce una corrección de sesgo por estación:

$$Bias_k = \frac{1}{n_k} \sum_{j=1}^{n_k} \left(\theta_{k,j}^{obs} - \theta_{k,j}^{raw} \right) \tag{15}$$

El sesgo se interpola espacialmente sobre cada imagen, obteniéndose la estimación final:

$$\theta_{surf} = \theta_{surf}^{raw} + Bias_{(x,y)} \tag{16}$$

La Figura 3 muestra la calibración del modelo satelital y su verificación utilizando mediciones de los sensores superficiales. Los resultados indican un acuerdo razonable entre las estimaciones satelitales y las observaciones in situ. Dado que la resolución temporal de Sentinel-2 es inferior a la de los sensores, las estimaciones satelitales controlan la variabilidad espacial y las componentes de baja frecuencia, mientras que los sensores preservan la dinámica temporal de alta frecuencia entre imágenes. De esta manera, las series superficiales resultantes se utilizan como condición de entrada para la propagación en profundidad mediante las funciones de transferencia.

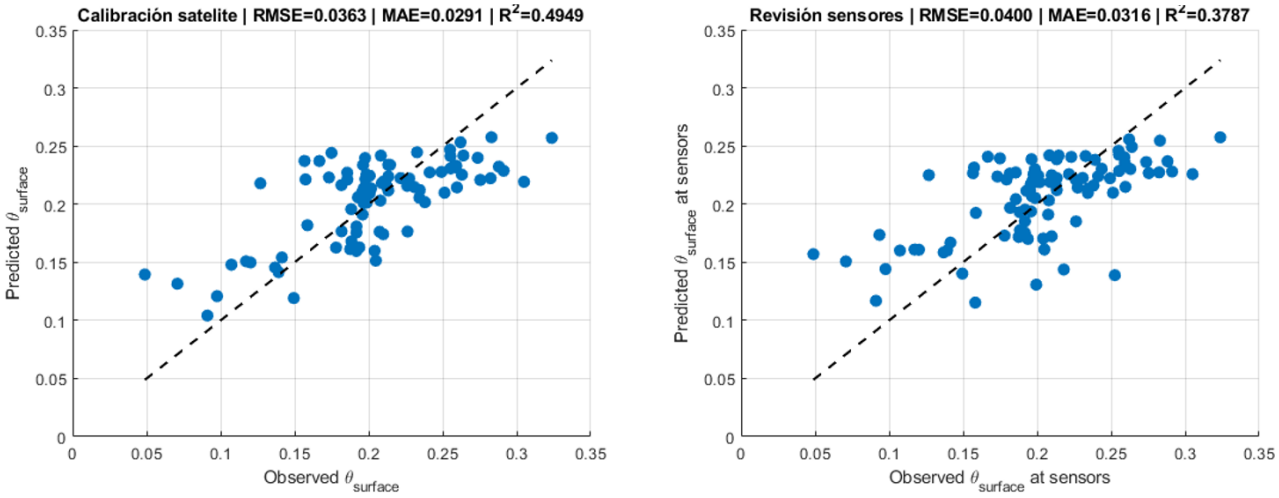


Figura 3. Calibración de las mediciones satelitales con el contenido de agua superficial y su revisión.

5.4. CÁLCULO DE SATURACIÓN, SUCCIÓN Y FACTOR DE SEGURIDAD

Una vez estimado el contenido de agua en profundidad mediante las funciones de transferencia, es posible derivar el estado hidráulico del suelo y evaluar su influencia en la estabilidad del talud. El contenido de agua volumétrico θ se transforma primero en grado de saturación efectiva:

$$S_e = \frac{(\theta - \theta_r)}{\theta_s - \theta_r} \tag{17}$$

donde θ_s y θ_r corresponden al contenido de agua a saturación y residual del suelo. La succión matricial se obtiene mediante la formulación de van Genuchten (1980):

$$S_e = \left[1 + \left(\frac{s}{P_0}\right)^{\frac{1}{1-m}}\right]^{-m} \tag{18}$$

donde s es la succión matricial, P_0 la presión característica asociada a la entrada de aire y m un parámetro de forma de la curva de retención. La influencia de la succión en la resistencia del suelo se incorpora mediante la formulación de resistencia al corte para suelos no saturados (Fredlund et al., 1978; Vanapalli et al., 1996):

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi_b \tag{19}$$

donde c' es la cohesión efectiva, ϕ' el ángulo de fricción efectivo, u_a la presión del aire en los poros, u_w la presión del agua y $s = (u_a - u_w)$ la succión matricial. El parámetro ϕ_b representa la contribución de la succión a la resistencia al corte y suele aproximarse mediante funciones del grado de saturación o relaciones empíricas derivadas de la curva de retención (Fredlund, 1987). El factor de seguridad se calcula mediante el modelo de talud infinito (Lu y Godt, 2008):

$$\mathrm{FS} = \frac{\tan\phi'}{\tan\beta} + \frac{c' + S_r\, s \tan\phi_b}{\gamma z_f \sin\beta} \tag{20}$$

donde β es la pendiente del talud, γ el peso unitario del suelo y z_f la profundidad de la superficie potencial de deslizamiento (tomada a 1.0 m). El cálculo se realiza espacialmente celda a celda utilizando la pendiente derivada del modelo digital de elevación y el contenido de agua estimado a la profundidad objetivo, generando mapas espacio-temporales del factor de seguridad que reflejan la interacción entre topografía, estado hídrico y resistencia del terreno.

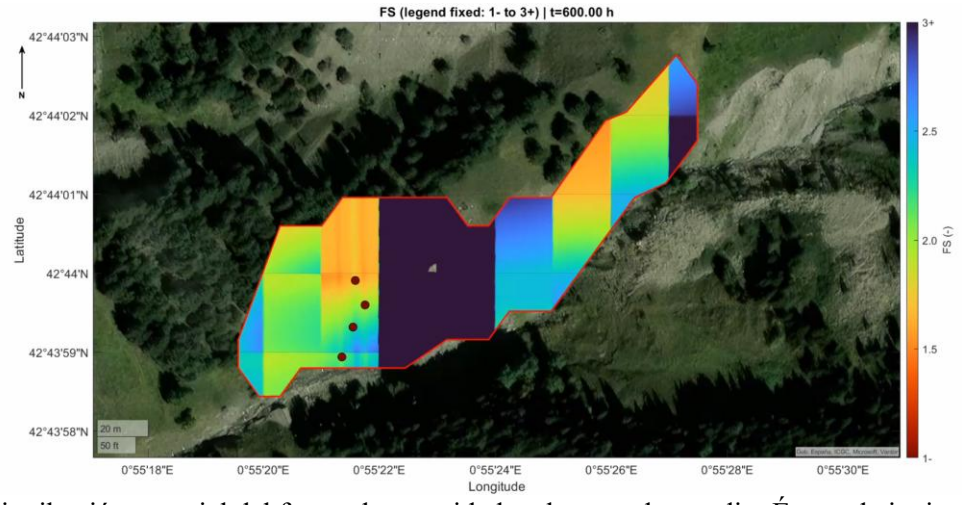


Figura 4. Distribución espacial del factor de seguridad en la zona de estudio. Época de invierno. Método 1: Cálculo basado en la interpolación espacial del contenido de agua superficial.

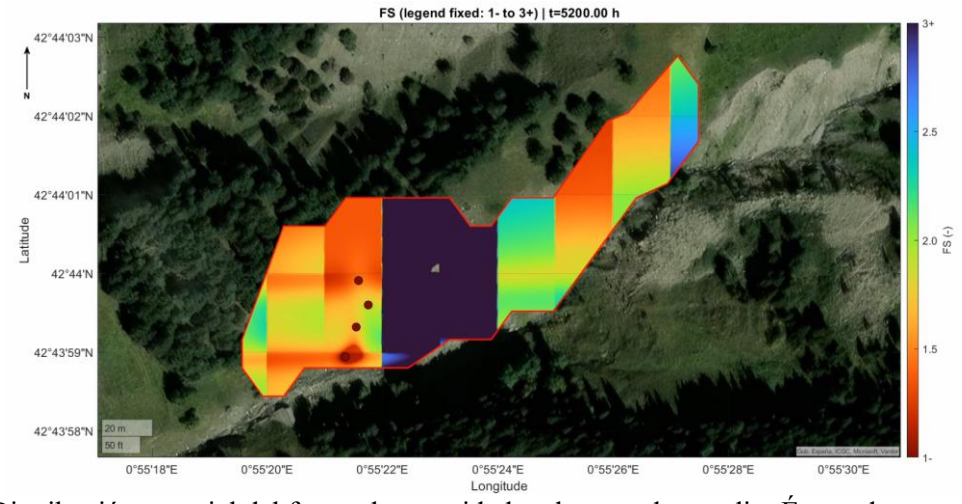


Figura 5. Distribución espacial del factor de seguridad en la zona de estudio. Época de verano. Método 1: Cálculo basado en la interpolación espacial del contenido de agua superficial.

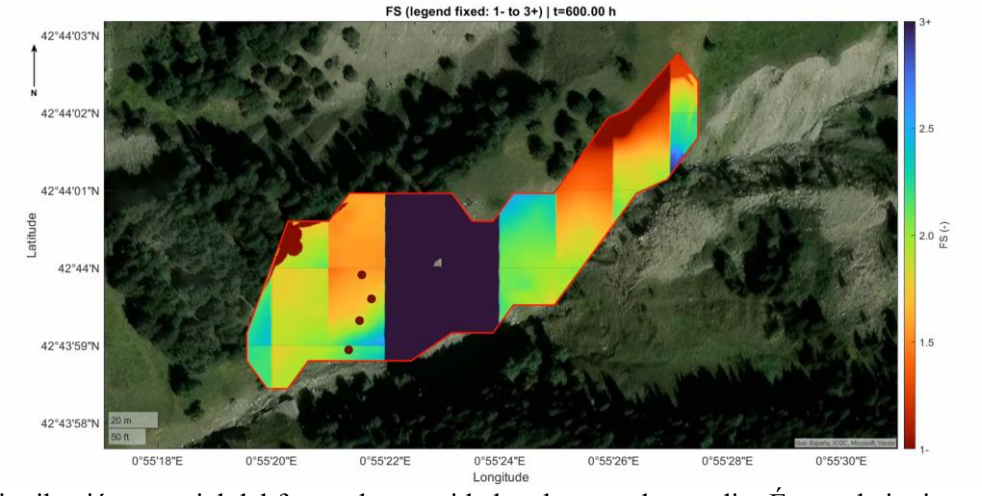


Figura 6. Distribución espacial del factor de seguridad en la zona de estudio. Época de invierno. Método 2: Cálculo basado en las mediciones satelitales calibradas.

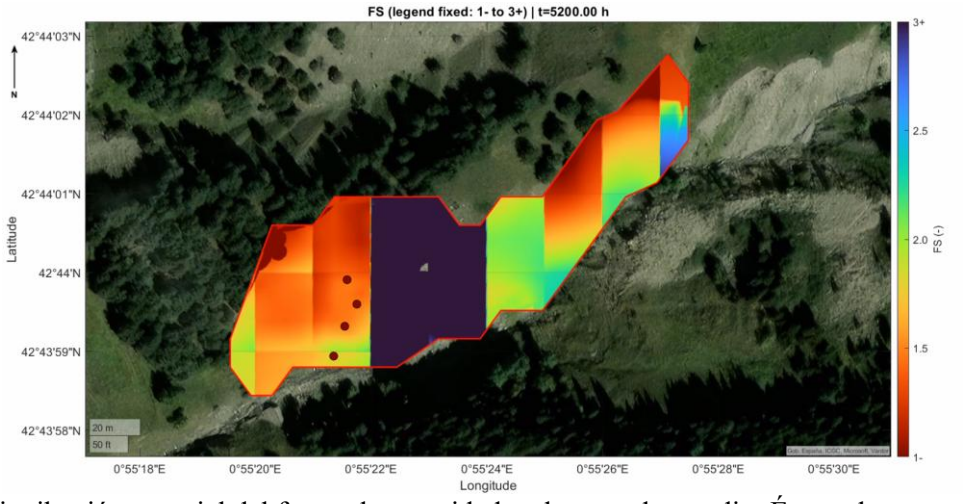


Figura 7. Distribución espacial del factor de seguridad en la zona de estudio. Época de verano. Método 2: Cálculo basado en las mediciones satelitales calibradas.

6. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Los resultados muestran que el enfoque basado en funciones de transferencia paramétricas reproduce adecuadamente la propagación vertical de las variaciones de humedad en el suelo y su influencia en la estabilidad del talud. La comparación entre las series temporales medidas y estimadas en profundidad indica que el modelo captura tanto las tendencias de largo periodo como las principales fluctuaciones asociadas a eventos de recarga hídrica. Estos resultados confirman que la formulación analítica derivada de la ecuación de difusión constituye una aproximación adecuada para representar procesos de propagación hidráulica dominados por mecanismos difusivos.

Una vez calibrado el modelo, la interpolación espacial de la longitud característica *Lz* permite extender la información obtenida en los puntos instrumentados hacia una representación espacial continua del dominio. Los resultados muestran que la estructura espacial del estado hídrico depende del método utilizado para estimar el contenido de agua superficial. Es decir, mientras que la interpolación de sensores produce patrones más suaves controlados por la distancia a las estaciones, el esquema basado en observaciones satelitales reproduce una variabilidad espacial más detallada gracias a su cobertura distribuida. Estas diferencias se reflejan posteriormente en los mapas de factor de seguridad, donde incrementos del contenido de agua reducen la succión matricial y, en consecuencia, la resistencia al corte del suelo, en concordancia con la mecánica de suelos no saturados.

El enfoque propuesto presenta algunas limitaciones asociadas a las simplificaciones del modelo difusivo y a la disponibilidad de sensores para la interpolación espacial de parámetros. Asimismo, aunque las imágenes satelitales permiten capturar la heterogeneidad espacial del contenido de agua superficial, su resolución

temporal es inferior a la de los sensores in situ. A pesar de ello, la combinación de funciones de transferencia paramétricas con datos instrumentales y observaciones satelitales constituye una herramienta eficiente para generar mapas espacio-temporales de contenido de agua, succión y factor de seguridad con un coste computacional significativamente menor que el requerido por modelos numéricos completos basados en la ecuación de Richards.

REFERENCIAS

Carslaw, H. S., y Jaeger, J. C. (1986). *Conduction of heat in solids* (2nd ed.). Clarendon Press.

Cooley, J. W., y Tukey, J. W. (1965). An algorithm for the machine calculation of complex Fourier s eries. *Mathematics of computation*, 19(90), 297-301.

Crosta, G. B., y Frattini, P. (2001). Rainfall thresholds for triggering soil slips and debris flow. *In Proceeding of 2nd EGS Plinius conference on Mediterranean storms*, Siena (Vol. 1, pp. 463-487).

Fredlund, D. G. (1987). Slope stability analysis incorporating the effect of soil suction. *Slope stability*, 113-144.

Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R.; Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. *Canadian geotechnical journal*, 15(3), 313-321.

Germoso, C.; Duval, J. L.; Chinesta, F. (2020). Harmonic-modal hybrid reduced order model for the efficient integration of non-linear soil dynamics. *Applied Sciences*, 10(19), 6778.

Gugercin, S.; Antoulas, A. C. ; Beattie, C. A. (2004). A rational Krylov iteration for optimal H2 model reduction. *In Proceedings of the 2004 American Control Conference* (Vol. 4, pp. 3013-3018). IEEE.

Guzzetti, F.; Peruccacci, S.; Rossi, M.; Stark, C. P. (2008). The rainfall intensity-duration control of shallow landslides and debris flows: an update. *Landslides*, 5, 3-17.

Jackson, T. J.; Chen, D.; Cosh, M.; Li, F.; Anderson, M.; Walthall, C.; Doriaswamy, P.; Hunt, E. R. (2004). Vegetation water content mapping using Landsat data derived normalized difference water index for corn and soybeans. *Remote Sensing of Environment*, 92(4), 475-482.

Krige, D. G. (1951). A statistical approach to some basic mine valuation problems on the Witwatersrand. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 52(6), 119-139.

Lu, N., y Godt, J. (2008). Infinite slope stability under steady unsaturated seepage conditions. *Water resources research*, 44(11).

Mabirizi, D., y Bulut, R. (2010). Unified testing method for measuring diffusion coefficients for unsaturated soil drying and wetting in laboratory. *Transportation research record*, 2170(1), 109-118.

Matheron, G. (1963). Principles of Geostatistics: Economic Geololgy, vol. 58.

Ogden, F. L.; Allen, M. B.; Lai, W.; Zhu, J.; Seo, M.; Douglas, C. C.; Talbot, C. A. (2017). The soil moisture velocity equation. *Journal of Advances in Modeling Earth Systems*, 9(2), 1473-1487.

Pachepsky, Y.; Timlin, D.; Rawls, W. (2003). Generalized Richards' equation to simulate water transport in unsaturated soils. *Journal of Hydrology*, 272(1-4), 3-13.

Petropoulos, G. P. ; Ireland, G. ; Barrett, B. (2015). Surface soil moisture retrievals from remote sensing: Current status, products & future trends. *Physics and Chemistry of the Earth*, Parts a/b/c, 83, 36-56.

Rao, S. M., y Rekapalli, M. (2020). Identifying the dominant mode of moisture transport during drying of unsaturated soils. *Scientific Reports*, 10(1), 4322.

Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1(5), 318-333.

Sadeghi, M.; Babaeian, E.; Tuller, M.; Jones, S. B. (2017). The optical trapezoid model: A novel approach to remote sensing of soil moisture applied to Sentinel-2 and Landsat-8 observations. *Remote sensing of environment*, 198, 52-68.

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898.

Vanapalli, S. K.; Fredlund, D. G.; Pufahl, D. E.; Clifton, A. W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian geotechnical journal*, 33(3), 379-392.

Vargas Alzate, Y. F., Vaunat, J., Macias Gutierrez, A. M., Di Mariano, A., & Zapata-Franco, A. M. (2024). Predicting moisture levels in response to climatic variables: An approach based on spectral analysis. *In Proceedings of the 5th ECPMG 2024: 5th European Conference on Physical Modelling in Geotechnics* (pp. 1-7). International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).

Vereecken, H.; Huisman, J. A.; Pachepsky, Y.; Montzka, C.; Van Der Kruk, J.; Bogena, H.; Weigermüller, L.; Herbst, M.; Martinez, G.; Vanderborght, J. (2014). On the spatio-temporal dynamics of soil moisture at the field scale. *Journal of Hydrology*, 516, 76-96.

EFECTOS DE LOS INCENDIOS FORESTALES EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS ROCAS Y LA OCURRENCIA DE INESTABILIDADES DEL TERRENO: CASO DE ESTUDIO EN LAS MÉDULAS (LEÓN)

Mónica MARTÍNEZ-CORBELLA[(1)*], Francisco Javier FERNÁNDEZ NARANJO[(2)], Pablo MIRANDA[(1)], Javier MADRIGAL[(3)], Lisa AHLERS[(1)], Jorge JÍMENEZ SÁNCHEZ[(4)] y Roberto SARRO[(1)]

[(1)] Grupo Estudio integral de los Procesos Geológicos Activos con técnicas de modelación, inteligencia artificial y teledetección (GEOsmART). Departamento de Riesgos Geológicos y Cambio Climático. CN IGME-CSIC.
*m.martinez@igme.es

[(2)] Grupo Residuos Mineros y Geoquímica Ambiental. Departamento de Recursos Geológicos para la Transición Ecológica. CN IGME-CSIC.

[(3)] Grupo de Incendios Forestales en el Instituto de Ciencias Forestales (ICIFOR). CN INIA-CSIC.

[(4)] Hidrogeología Aplicada y de Asesoramiento a las Administraciones Públicas y a la Sociedad (HidroAPS). Departamento de Aguas y Cambio Global. CN IGME-CSIC.

RESUMEN

En este artículo se presentan los trabajos realizados para determinar cómo se vieron afectadas las propiedades geomecánicas de las rocas y la ocurrencia de inestabilidades del terreno durante el incendio forestal ocurrido en Yeres (León) en agosto de 2025, el cual impactó de forma significativa en el entorno cultural y natural del paraje de Las Médulas. Estos trabajos se llevaron a cabo en el contexto de la emergencia, como parte del apoyo científico-técnico prestado por el Grupo de Asesoramiento en Desastres y Emergencias (GADE) de la Agencia Estatal Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC) a la Fundación Las Médulas, entidad gestora de este Bien de Interés Cultural (BIC). Entre los trabajos desarrollados, se realizó un análisis geomecánico preliminar de afloramientos rocosos de diferentes litotipos afectados por el incendio y expuestos a distintos grados de intensidad térmica, para evaluar cómo fue la afección térmica. El estudio combinó ensayos in situ, incluyendo los realizados mediante esclerómetro, con inspecciones visuales para diferenciar tres tipos de procesos: formación de láminas finas (scaling), lajado térmico (thermal spalling) y fragmentación por choque térmico (thermal shattering). Además, también se evaluó si el incendio había influido en la ocurrencia de nuevas inestabilidades. Para ello, se llevó a cabo en una sección de talud de conglomerado, un análisis de nubes de puntos obtenidas mediante tecnología LiDAR de mano.

ABSTRACT

In this paper, we present the work carried out to determine how the geomechanical properties of the rocks and the occurrence of slope instabilities were affected during the wildfire that took place in Yeres (León) in August 2025, which had a significant impact on the cultural and natural environment of the Las Médulas site. These activities were conducted in an emergency context, as part of the scientific-technical support provided by the Disaster and Emergency Advisory Group (GADE) of the Spanish National Research Council (CSIC) to the Fundación Las Médulas,

the managing body of this Asset of Cultural Interest (BIC). Among the activities undertaken, a preliminary geomechanical analysis was performed on rock outcrops of different lithotypes affected by the fire and exposed to varying levels of thermal intensity, in order to assess thermal damage. The study combined in situ tests, including those conducted with a Schmidt hammer, with visual inspections to differentiate three types of processes: scaling, thermal spalling, and thermal shattering. Additionally, the potential influence of the fire on the occurrence of new instabilities was evaluated. To this end, point cloud analyses were performed on a conglomerate slope section using handheld LiDAR technology.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Esclerómetro (Sclerometer), Nube de puntos (Point cloud), Incendio forestal (Wildfire).*

1. INTRODUCCIÓN

Durante la última década, Europa ha experimentado un cambio sin precedentes (Dirección General de Protección Civil, 2026) en el régimen de incendios forestales, especialmente acusado en la región mediterránea. En España, el verano de 2025 registró una situación especialmente crítica, con más de 350.000 hectáreas afectadas por incendios forestales (European Forest Fire Information System, 2025), lo que equivale aproximadamente al 1 % del territorio nacional. Esta cifra sitúa al país como el tercer estado miembro de la Unión Europea con mayor superficie quemada, solo por detrás de Portugal (3,04 %) y Chipre (2,37 %) (Figura 1).

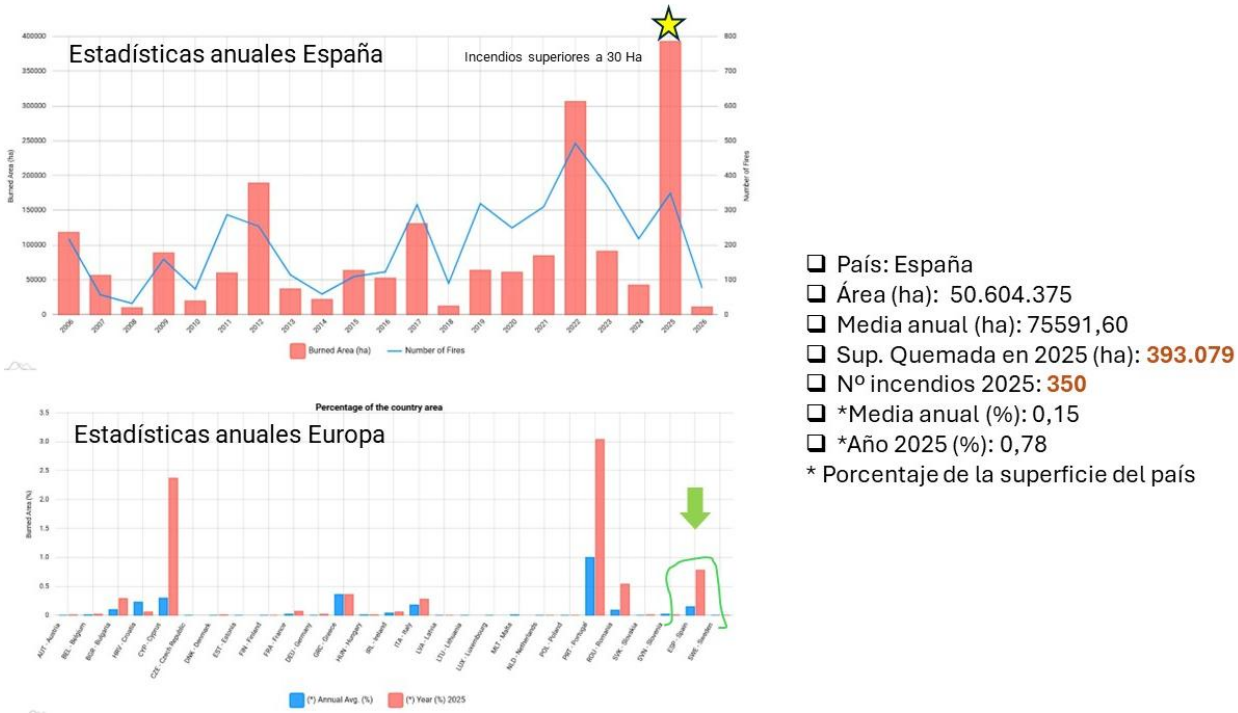


Figura 1. Datos estadísticos sobre la afección de incendios en Europa y España, considerando únicamente incendios superiores a 30 ha. Fuente: Servicio EFFIS Copernicus (https://forest-fire.emergency.copernicus.eu/apps/effis.statistics/estimates).

La zona noroeste de España fue una de las más afectadas por incendios durante el año 2025, entre los que destaca el de Yeres debido a su afección al Bien de Interés Cultural de Las Médulas. El contexto geológico de este BIC se caracteriza por un sustrato paleozoico metamórfico compuesto por pizarras, y secuencias turbidíticas- areniscas con intercalaciones de cuarcitas y pizarras que pasan lateralmente a rocas calcáreas dolomíticas- sobre el cual se disponen materiales sedimentarios miocénicos propios de ambientes de borde de cuenca. Estos depósitos, presentes en el espacio natural de las Médulas, incluyen lutitas, conglomerados y alternancias de limos y depósitos de gravas, correspondientes a las Formaciones Orellán, Santalla y Las Médulas. En la Formación Las Médulas, según Pagés, *et al.* (2001), se distinguen dos facies principales: una facies basal (f. Las Loseras) constituida por conglomerados, arenas limosas y limos sobre la que se apoya una segunda facies (f. Leitosa), formada por conglomerados de metarenisca y cuarcita con abundantes clastos que

alcanzan los 500 mm de diámetro. Esta Formación Las Médulas es la que origina los característicos relieves verticalizados y rojizos del paraje, modelados posteriormente por la intensa actividad minera desarrollada desde época romana.

Aunque la extensión del incendio abarcó una superficie que se prolongaba mucho más allá del límite del BIC de Las Médulas, el ámbito de los trabajos desarrollados durante la fase de emergencia (Figura 2), se centró en el núcleo central del BIC. Esta decisión respondió a la concentración de los elementos culturales más relevantes, así como a la posible afección a la población.

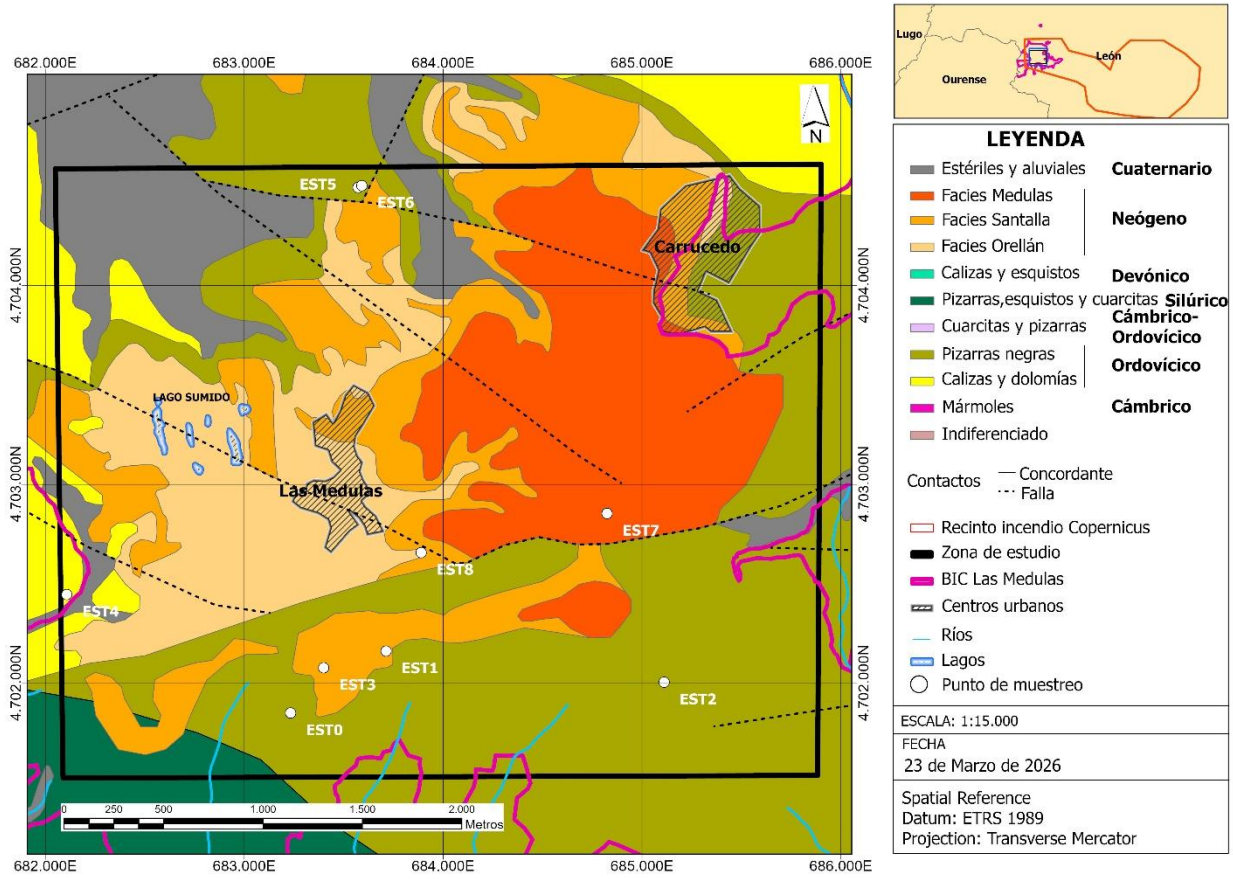


Figura 2. Mapa geológico de detalle de la zona de estudio dentro del BIC Las Médulas en donde se muestra la ubicación de los puntos de muestreo. Modificado de Sánchez-Palencia *et al.* (1999).

El trabajo realizado se ha centrado en investigar cómo el incendio forestal de Yeres (León) ha afectado a la resistencia de las litologías aflorantes, así como en identificar la caída de bloques después del incendio.

2. METODOLOGÍA

Durante el mes de septiembre de 2025, personal del GADE, varios integrantes se desplazaron a Las Médulas con el objetivo de analizar las afecciones a los diferentes materiales rocosos en función de su grado de exposición al fuego. Para ello se llevó a cabo una evaluación de la afección al macizo rocoso en escarpes mediante ensayos esclerométricos en litotipos con distinto grado de exposición (Tabla 1) (Miranda *et al*., 2025). Se definieron ocho litotipos, a partir de las distintas unidades geológicas presentes en el área de estudio, descritas en el apartado 1 (Figura 2). Estos litotipos se establecieron como unidades macroscópicas homogéneas en composición, textura y fábrica, para las cuales se espera un comportamiento geomecánico comparable. Para cada litotipo se procuró disponer de muestras con, al menos, dos grados diferenciados de severidad del fuego, lo que permitió contrastar su respuesta frente a condiciones no alteradas y distintos niveles de exposición térmica (Figura 3). Sobre cada uno de los litotipos se aplicó el ensayo esclerométrico.

Tabla 1. Grados de exposición.

Criterio	Ninguna exposición	Muy baja	Baja	Media	Alta	Muy alta	Extrema
Contacto con incendio	No hay evidencias de contacto con matriz rocosa.	No hay evidencias de contacto con matriz rocosa.	No hay evidencias de contacto con matriz rocosa.	< 2 m de zonas con señales de incendio.	< 2 m de zonas con señales de incendio	< 2 m de zonas con señales de incendio.	< 2 m de zonas con señales de incendio.
Distancia a zonas afectadas*	> 7 m	3–7 m	2–3 m	< 2 m	< 2 m	< 2 m	< 2 m
Evidencias en el entorno	Ninguna	Claras evidencias en zonas cercanas	Evidencias en zonas cercanas	Alguna evidencia aislada de alta severidad (*scaling*, *spalling*, fracturación térmica, pérdida MO, agregados edáficos, etc.)	Múltiples evidencias de alta severidad (*scaling*, *spalling*, fracturación térmica, pérdida MO, agregados edáficos, etc.)	Múltiples evidencias de alta severidad (*scaling*, *spalling*, fracturación térmica, pérdida MO, agregados edáficos, etc.)	Múltiples evidencias de alta severidad (*scaling*, *spalling*, fracturación térmica, pérdida MO, agregados edáficos, etc.)
Evidencias en el afloramiento	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Alguna evidencia aislada de contacto directo (*scaling*/*spalling*, hollín, decoloraciones, etc.)	Múltiples evidencias de contacto directo (*scaling*/*spalling*, hollín, decoloraciones, etc.)

** los intervalos de distancia planteados (> 5m, 2 – 5 m, 1 – 2 m y <1 m) obedecen a la resolución de la ecuación de flujo de calor: $q_{total}=\sigma T_{obj}^4+h(T_{obj}-T_{amb})$; siendo T_{obj} la temperatura del objeto (ºK), T_{amb} la temperatura ambiente (condiciones estándar), σT_{obj4} el flujo radiativo del objeto (con σ como la constante de Stefan–Boltzmann) y h el coeficiente de transferencia de calor convectiva (con valores típicos de 10−25 W/m2K para el aire en reposo). Dichas distancias corresponden a 100 ºC (7m), 400 ºC (3m) y 600º (2m). Estos valores de temperatura se corresponden con el del punto de evaporación del agua (100 ºC); así como con los umbrales de temperatura estándar de inicio de efectos leves sobre rocas (400 ºC) y de inicio de efectos graves sobre las rocas (600 ºC) de acuerdo a varios autores (Tomás et al., 2025; Kompaníková et al. 2014; Minervini et al. (2018)).*

En relación con la aplicación del ensayo esclerométrico para evaluar el grado de afección del material rocoso, cabe destacar al respecto los trabajos de Sarro *et al.* (2021), quienes recopilan estudios que evidencian la relación entre las temperaturas de incendios forestales y el esfuerzo de compresión uniaxial normalizado, parámetro directamente relacionado con la resistencia a la compresión simple (UCS). Asimismo, Tomás *et al.* (2025) establecen, mediante distintas representaciones gráficas, relaciones entre diversos parámetros geotécnicos normalizados- densidad, módulo elástico, cohesión, ángulo de rozamiento interno, entre otros- y su variación en función de la exposición a determinadas temperaturas. Finalmente, Yeste-Lizán *et al.* (2023) aplican este ensayo a la evaluación de la calidad de macizos rocosos graníticos y pizarrosos, mostrando su utilidad para caracterizar alteraciones térmicas en distintos contextos litológicos.

En la Figura 2 se detalla la distribución de los puntos de muestreo seleccionados para este trabajo. Sobre cada litotipo se aplicó el ensayo esclerométrico, realizando 12 mediciones por muestra según las recomendaciones del fabricante.

Dada la naturaleza particular de los materiales analizados algunas de las directrices habituales para el uso del martillo- como la toma de muestras a un máximo de 3 cm o la eliminación de valores bajos atípicos- se modificaron, con el fin de evitar sesgos asociados a la marcada heterogeneidad de varias de las litologías ensayadas. En los materiales con mayor heterogeneidad, especialmente conglomerados, se evitó realizar las mediciones sobre los clastos, posicionando la punta del martillo exclusivamente sobre la matriz. Con ello se

buscó impedir que la litología del clasto condicionara los resultados, asumiendo al mismo tiempo que la matriz presentaba un comportamiento más homogéneo y que reflejaría adecuadamente cualquier disminución en la integridad de la roca, especialmente en la interfaz clasto-matriz, donde es más probable la generación de daños por efecto térmico.



Figura 3. Litotipos identificados con distinto grado de afección por parte del incendio forestal, sobre los cuales se midió el índice del rebote esclerométrico con el fin de evaluar la influencia térmica en sus propiedades geomecánicas.

Para evaluar el grado de exposición del macizo rocoso al incendio, se realizaron inspecciones visuales sistemáticas en cada punto de muestreo, registrando indicadores macroscópicos tales como cambios de color del material, perdida de la materia orgánica y vegetación, así como manifestaciones típicas del daño térmico en roca: formación de láminas finas (*scaling*), lajado térmico (*thermal spalling*) y fragmentación (*termal shattering*). Con base en estos criterios se establecieron siete categorías de exposición: ninguna, muy baja, baja, media, alta, muy alta y extrema. En total se ejecutaron ocho mediciones, además de un punto de muestreo "0", destinado a la prueba metodológica. Se testearon ocho litotipos sometidos a diferentes grados de afectación, obteniéndose 22 muestras de ensayo. En el punto de muestreo 0 se evaluó el comportamiento del esclerómetro sobre dos clastos de tamaño bloque y litología similar (cuarcitas): uno de ellos presentaba evidentes signos de *spalling*, mientras que el otro mostraba una superficie completamente sana. La Tabla 2 resume los litotipos presentes en cada punto de muestreo.

Tabla 2. Resumen de trabajos realizados en los puntos de muestreo cuya ubicación se muestra en la Figura 1.

Puntos de muestreo	**Litotipo analizado con esclerómetro**	**Grado de exposición incendio**
1 Las Medulillas	Litotipo I Litotipo II Litotipo III (Fm. Santalla)	Exposición muy baja- muy alta Exposición muy baja- media Exposición muy baja-media
2 La Horta	Sublitotipo IVa- Pizarras Sublitotipo IVb- Pizarras	Exposción media-muy alta Exposición media- muy alta
3 Campo de Braña II	Litotipo V- Limo margoso	Exposición muy baja-baja
4 La Balouta	Litotipo VI- Dolomías (Fm. Aquitania)	Exposición muy baja-baja
5 La Brea	Litotipo VI- Dolomías (Fm. Aquitania)	Exposición muy alta-extrema
6 La Brea	Litotipo VII- Lutita margosa (Fm. Toral)	Exposición baja-muy alta
7 Mirador de Orellán	Litotipo VIII- Conglomerado de grandes bloques (f. Leitosa de Fm. Las Médulas	Exposición media-extrema
8 Las Valiñas	Litotipo V- Limo margoso	Exposición media- alta

Además, se evaluó si el incendio había influido en la ocurrencia de nuevas inestabilidades de las laderas mediante una monitorización y un análisis específico con sensores LIDAR. Se ha tomado un talud tipo en la unidad conglomerática, tanto por ser una de las más afectadas como por su elevada representatividad en áreas con gran afluencia de visitantes. Este talud está localizado en el mirador de Orellán (Figura 4) como zona de análisis debido a su condición de punto habitual de visita en Las Médulas, por ser uno de los afloramientos más accesibles del litotipo VIII entre los analizados y por la presencia de dos grados de severidad claramente diferenciados: medio y extremo (Figura 3). Para tal fin, se llevaron a cabo dos campañas de campo orientadas a la obtención de datos geométricos de alta resolución del talud conglomerático, para cuantificar la magnitud del material desprendido.

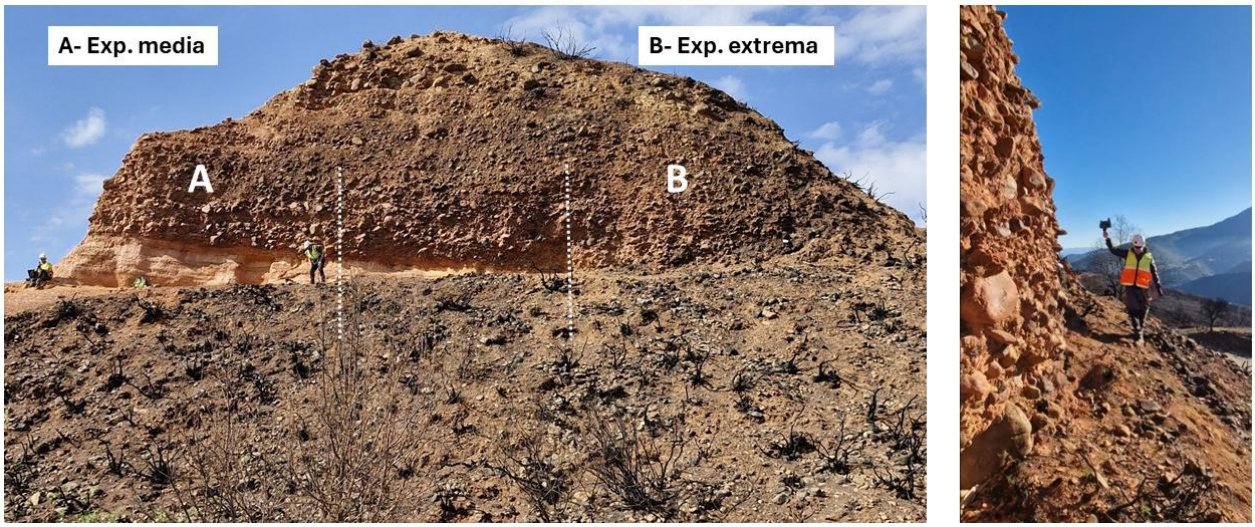


Figura 4. Afloramiento de conglomerados (Litotipo VIII) en el mirador de Orellán con zonas que presentan distintos grados de exposición al incendio. A: zona de exposición media. B: zona de exposición extrema.
La figura de la derecha muestra el proceso de adquisición de datos, realizado mediante un recorrido horizontal a lo largo de la ladera afectada, manteniendo el LiDAR manual orientado hacia el talud.

Se empleo un escáner de mano modelo *Eagle LiDAR* de marca 3DMakerPro (Figura 5). En total se obtuvieron 6 escaneos, tres por cada campaña de adquisición. Las nubes de puntos obtenidas por estos escaneos fueron posteriormente referenciadas con la nube de puntos obtenidas con un dron (de menor resolución, pero con mayor cobertura espacial).

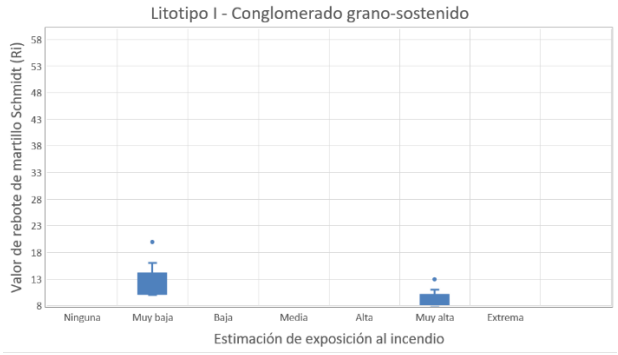
3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Los resultados del ensayo esclerométrico se analizaron estadísticamente mediante diagramas de cajas y bigotes, con el objetivo de identificar posibles patrones de afección térmica en función del grado de severidad al fuego. La Figura 5 presenta dichos resultados, mostrando un gráfico para cada litotipo. El eje vertical representa los valores de rebote obtenidos, mientras que en el eje horizontal recoge los siete niveles de exposición al incendio definidos en la metodología. Cada punto o caja se asocia así al sector de exposición correspondiente al afloramiento en el que se efectuó el punto de muestreo. La práctica totalidad de los litotipos ensayados muestran una disminución en los valores del rebote del martillo, lo que implica, desde el punto de vista geotécnico, una degradación de su estado y una pérdida de capacidad resistente. Esta reducción es especialmente marcada en los litotipos conglomeráticos, así como en la lutita y el limo margoso, correspondientes a la Fm. Toral y a la base de la Fm. Santalla, respectivamente.

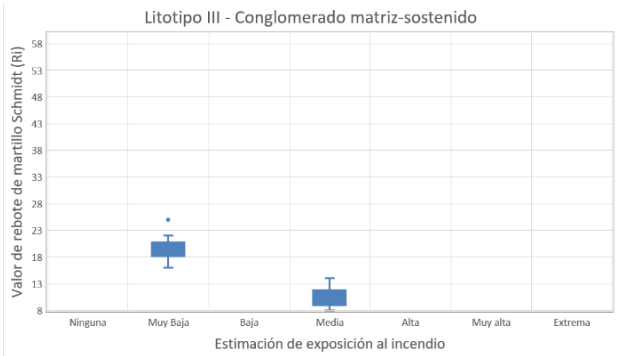
Existen importantes incertidumbres que derivan por un lado de la imposibilidad de evaluar el estado de los litotipos a profundidades superiores a la escala centimétrica y, por otro, de la falta de evidencias concluyentes de que la afección térmica esté estrictamente limitada a los niveles más superficiales de los afloramientos. Los cambios en las características mecánicas y el grado de degradación observado tras el incendio en los materiales puede condicionar la aparición de procesos erosivos, especialmente en el litotipo limo margoso (V), situado en la base de la Formación Santalla, lo que podría favorecer la aparición de descalces o caídas puntuales de material conglomerático en aquellas zonas sometidas a una afección térmica intensa. Un comportamiento similar podría manifestarse en otras áreas del entorno de Las Médulas donde afloren unidades que reposen sobre la Formación Toral (litotipo lutita margosa (VII)).

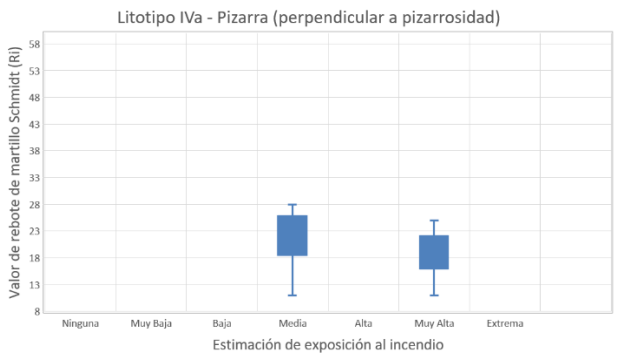
En relación con las nubes de puntos obtenidas mediante el escaneado LIDAR en el mirador de Orellán, correspondiente al litotipo de conglomerados de grandes bloques (VIII), se observaron diferencias claras entre las dos zonas analizadas. En la zona A, caracterizada por una exposición media al fuego (Figura 6) se identificó un proceso puntual de caída gravitacional, consistente en el desprendimiento de un clasto con dimensiones aproximadas de 14 x 10 x 18 cm. Por el contrario, en la zona B, afectada por un grado de exposición extrema, predominan procesos de caída de material más extendidos, de escasa profundidad y carácter más difuso. A falta de estudios adicionales, con las que reducir derivados de los errores por la precisión de la técnica, estos podrían asociarse a un incremento de los fenómenos de erosión de la matriz y/o variaciones granulométricas, dado que en este sector se aprecia una disminución del tamaño medio de los clastos. Asimismo, se identificaron cambios relevantes en el material acumulado al pie del talud (Figura 6, parte inferior). En la zona de exposición media (A), y pese al ruido inherente al modelo LIDAR, se observan indicios de desprendimientos adicionales de clastos- con dimensiones máximas aproximadas de 20 x 13 x 9 cm y de 16 x 11 x 9 cm- así como depósitos recientes de material en la base del talud. En la zona de exposición extrema (B), se detectaron desprendimientos potenciales de clastos de tamaño centimétrico, acúmulos de material en la base y un incremento notable de áreas con diferencias difusas entre los modelos pre- y post-lluvias. Estas diferencias podrían estar vinculadas tanto a procesos de erosión de la matriz conglomerática como a pequeños desprendimientos puntuales de pequeños clastos; no obstante, la precisión del sensor y la técnica LIDAR empleada no permite confirmarlo con total certeza.

Como conclusiones finales obtenidas, los litotipos analizados mediante ensayos esclerométricos muestran de forma consistente una reducción en los valores de rebote del martillo, especialmente marcada en las litologías conglomeráticas. Asimismo, el incendio ha incrementado de manera significativa la presencia de derrubios en determinados taludes. El análisis multitemporal de las nubes de puntos ha permitido identificar, en varios sectores, posibles procesos de caída de bloques o de material fragmentado. Estos resultados presentan, no obstante, limitaciones derivadas de la cobertura espacial y temporal asociada a la aplicación del LIDAR manual, así como incertidumbres relacionadas con la profundidad real de afección en los conglomerados y su influencia en la evolución de los procesos de inestabilidad a medio plazo.









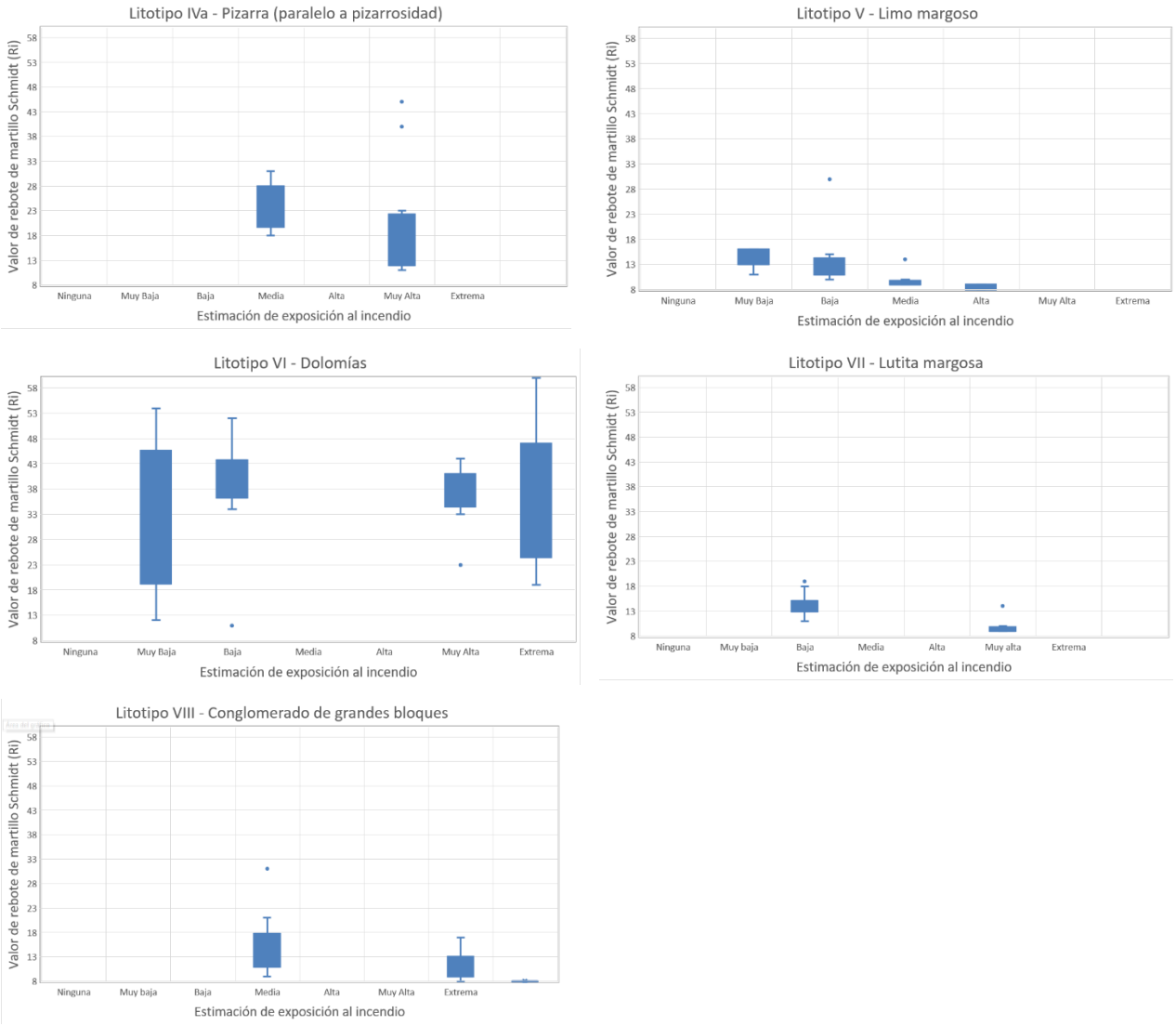
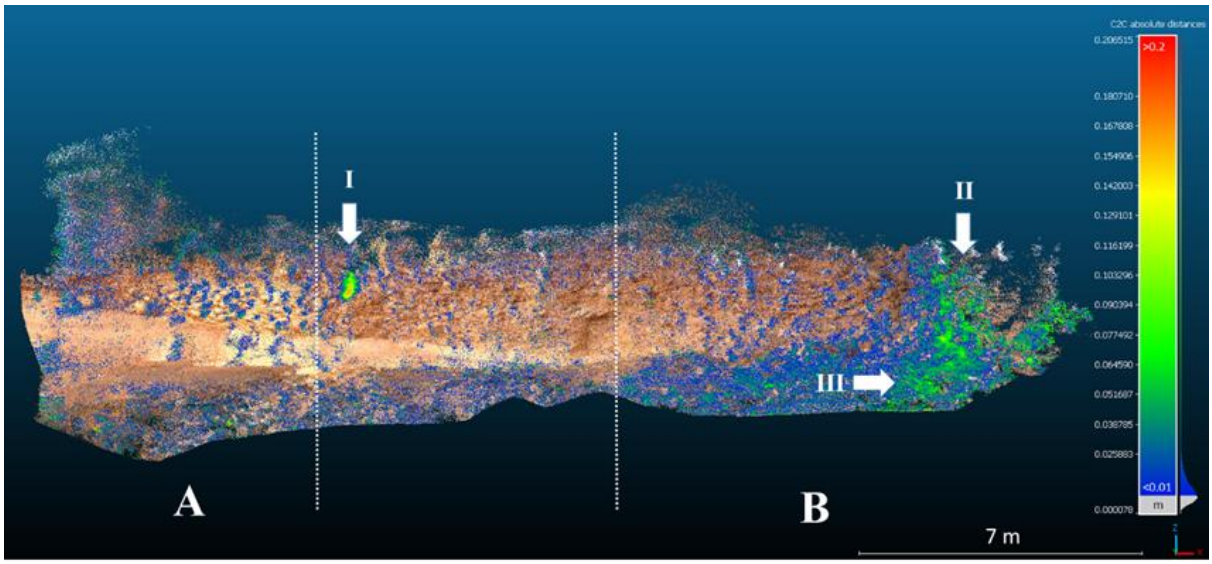


Figura 5. Resultados del test esclerométrico sobre los diferentes litotipos.



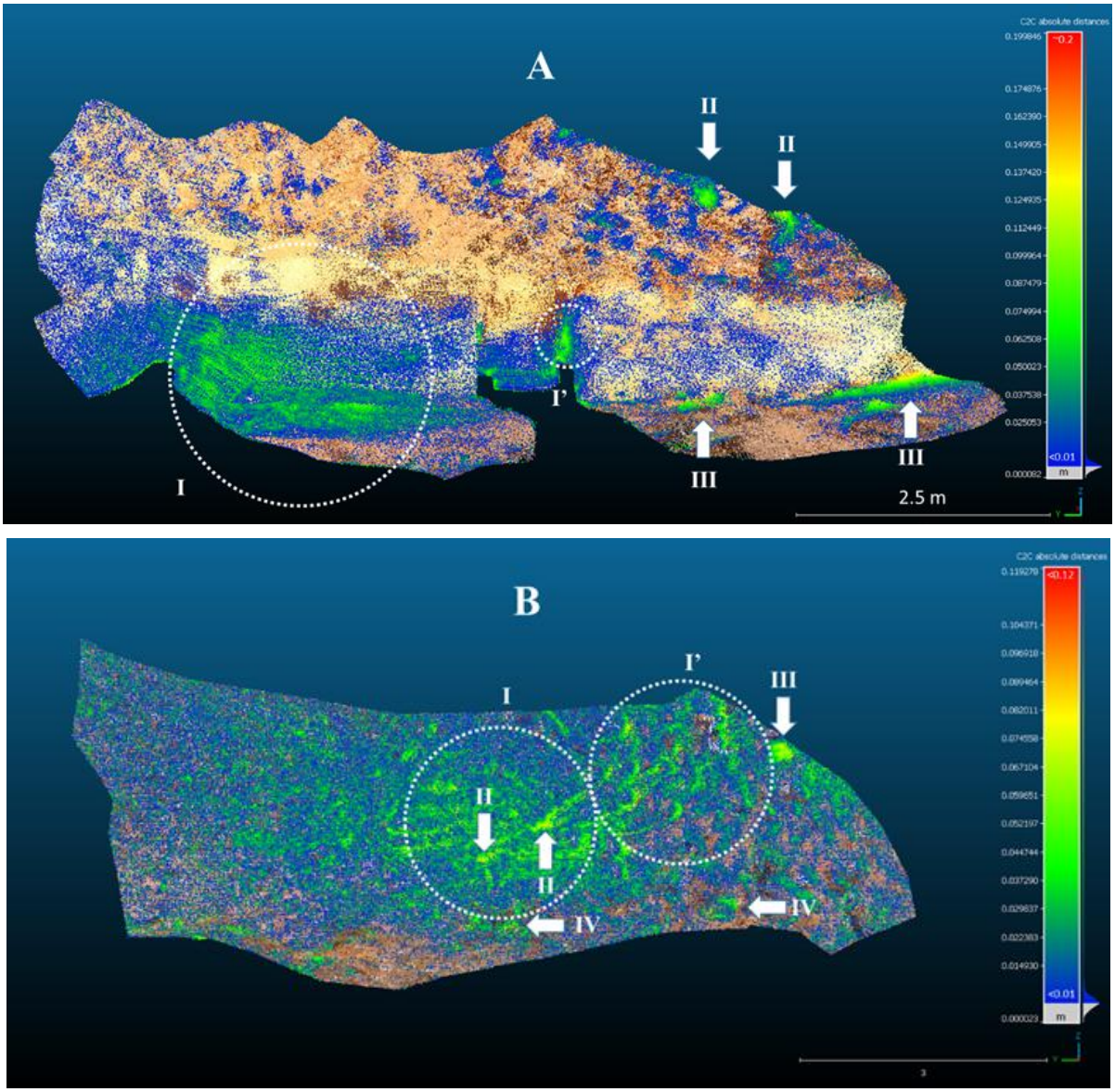


Figura 6. Nubes de puntos LIDAR obtenidas en el mirador de Orellán. Figura superior: I) Potencial caída de un clasto de gran tamaño; II) Caída de pequeños clastos; III) Depósitos de material en la base de la pared. Figura intermedia: Detalle de exposición media (A): I) Ruido del modelo; II) Posible caída de clastos de gran tamaño; III) Acumulación de materiales en el pie del talud. Figura inferior: Detalle exposición extrema (B): III) Posible desprendimiento de un clasto de gran tamaño, IV) Depósitos de material en la base del talud.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha realizado en el marco de las actividades que el Grupo de Asesoramiento Científico-Técnico en Desastres y Emergencias del CSIC (GADE-CSIC, España) llevo a cabo a raíz del incendio de Yeres (León) en 2025.

REFERENCIAS

Dirección General de Protección Civil y Emergencias (2026). Ministerio del Interior. Informe anual de incendios forestales 2025. https://www.proteccioncivil.es/documents/20121/0/Informe%20anual%20de%20incendios%20forestales%202025/e21875ac-6eec-9ef0-3bc8-06227b443bcb

European Forest Fire Information System. (2025). Copernicus, European Commission. Datos estadísticos para Europa. https://forest-fire.emergency.copernicus.eu/apps/effis.statistics/estimatest

Kompaníková, Z., Gómez-Heras, M., Michnová, J., Durmeková, T., Vlcko, J. (2014). Sandstones Alterations Triggered by Fire-related Temperatures. *Environmental Earth Sciences*, vol. 72, issue 7. https://doi.org/10.1007/S12665-014-3164-2

Minervini, M. G., Morrás, H. J. M. & Taboada M. A. (2018). Efectos del Fuego en la Matriz del Suelo. Consecuencias sobre las propiedades físicas y Mineralógicas. *Ecología austral*, vol. 28, nº 1

Miranda, P.; Fernández Naranjo, F.J.; Sarro, R.; Martínez-Corbella, M.; Rodríguez García, A.; Fernández Merodo, J.A. (2025). Informe preliminar de la potencial afección a las litologías aflorantes en las Médulas tras el incendio de Yeres. Incendios 2025. Grupo de Asesoramiento en Desastres y Emergencias del CSIC. Informe inédito.

Miranda, P.; Fernández Naranjo, F.J.; Martínez-Corbella, M.; Sarro, R. (2025). Informe de la potencial afección a las litologías aflorantes de la zona BIC del Monumento de Las Médulas tras el incendio de Yeres. Incendios 2025. Grupo de Asesoramiento en Desastres y Emergencias del CSIC. Informe inédito.

Pagés, J. L., Hacar, M. P., Alonso, A. (2001). Problemática de la Formación de Las Médulas y sus Implicaciones Morfotectónicas (El Bierzo y SE de Galicia). *Geogaceta, 30*.

Sarro, R., Pérez-Rey, I., Tomás, R., Alejano, L. R., Hernández-Gutiérrez, L. E. & Mateos, R. M. (2021). Effects of Wildfire on Rockfall Occurrence: A Review through Actual Cases in Spain. *Applied Sciences*, 11(6), 2545. https://doi.org/10.3390/app11062545

Sánchez-Palencia, F. J., Fernández-Posse, M. D., Fernández-Manzano, J., Orejas, A. (1999). Guía Arqueológica: La Zona Arqueológica de Las Médulas. *Instituto de estudios Bercianos. Ponferrada (León)*. 147 pp.

Tomás, R., Benavente, D., Martínez-Ibañez, V., Garrido, M. E. (2025). How do High Tenmperatures Affect Rock Properties? Comprehensive Review of Experimental Thermal Effects and Underlying Mechanisms. *Engineering Geology*, vol. 357. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2025.108323

Yeste-Lizán, P., Gómez-Heras, M., García-Rodríguez, M., Pérez-López, R., Carcavilla, L. Ortega-Becerril, J. A. (2023). Surface Mechanical Effects of Wildfires on Rocks in Climbing Areas. *Fire* 2023, 6(2), 46. https://doi.org/10.3390/fire6020046

SEGUIMIENTO AUTOMÁTICO A LARGO PLAZO DE TALUDES DEL RER B MEDIANTE INSTRUMENTACIÓN IOT

Thomas MAUROUX[(1)*], Matthieu RUDINGER[(2)], Mohamed FATOUMBI[(2)] y Aurèle COLLARD[(1)]

[(1)] S.I.T.E.S.
*sites@sites.fr

[(2)] RATP Infrastructures

RESUMEN

La línea del RER B de París cuenta actualmente con un programa de reemplazo de trenes de pasajeros para acompañar el incremento de usuarios. Se están llevando a cabo estudios sobre las infraestructuras de la línea para identificar si requieren adaptaciones que permitan acoger material rodante de mayor capacidad y peso. El tramo sur se apoya en gran parte sobre taludes en terraplén cuya construcción se remonta a mediados del siglo XIX. Estos taludes presentan, desde su origen, riesgos de deslizamiento y asentamiento. Algunos han sido reforzados y se monitorizan regularmente mediante inspecciones, mediciones piezométricas e investigaciones geotécnicas. La RATP, gestor de este tramo, efectuó estudios numéricos para analizar cómo la sustitución de los trenes afecta a la estabilidad de los taludes. Los resultados han confirmado la sensibilidad de estos taludes en ciertas condiciones, aunque han indicado que el aumento de carga derivado de los nuevos trenes no modifica de forma significativa su estabilidad frente a los trenes existentes. Como medida de precaución, se ha reforzado la vigilancia inclinométrica existente, aumentando el número de equipos y automatizando las mediciones. El sistema ha sido diseñado para adaptar la instalación y el seguimiento a las condiciones de explotación. Los datos recopilados confirman una estabilidad global de los taludes, con desplazamientos máximos del orden de unos pocos milímetros, mayoritariamente estacionales, así como algunos movimientos limitados, pero no preocupantes. Este sistema de monitorización se mantendrá hasta la puesta en servicio de los nuevos trenes con el fin de confirmar los resultados de los estudios numéricos.

ABSTRACT

The Paris RER B line currently has a program underway to replace passenger trainsets to accommodate increasing ridership. Studies are being conducted on the line's infrastructure to determine whether adaptations are needed to accommodate higher-capacity and heavier rolling stock. The southern section largely rests on embankments constructed in the mid-19th century. These embankments have presented risks of sliding and settlement since their construction. Some have been reinforced and are regularly monitored through inspections, piezometric measurements, and geotechnical investigations. RATP, the operator of this section, conducted numerical studies to analyze how the replacement of the trains affects the stability of the embankments. The results confirmed the sensitivity of certain embankments under specific conditions, although they indicated that the additional load from the new trains does not significantly alter their stability compared to the existing trains. As a precaution, the existing inclinometric monitoring has been reinforced by increasing the number of instruments and automating measurements. The system was designed to adapt installation and monitoring while respecting operational requirements. The collected data confirm the overall stability of the

embankments, with maximum displacements on the order of a few millimeters, mostly seasonal, and some limited but non-concerning movements. This monitoring system will be maintained until the new trains are put into service to confirm the results of the numerical studies.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Instrumentación (Monitoring), Taludes (Enbankments), Estabilidad (Stability).*

1. INTRODUCCIÓN

El RER B constituye uno de los principales ejes ferroviarios de la metrópoli parisina, asegurando una conexión estructurante norte–sur. Esta línea transporta diariamente a varios cientos de miles de viajeros. Operado por la RATP (Régie Autonome de Transport Parisien), el tramo sur del RER B reutiliza las infraestructuras de la antigua línea ferroviaria de Sceaux a París. Con una longitud de aproximadamente 37 km, esta línea fue construida a mediados del siglo XIX. La mayor parte de este tramo es aéreo. Las dos vías de la línea se apoyan sobre numerosos taludes de terraplén, algunos de los cuales pueden alcanzar una decena de metros de altura. A continuación, se muestra una vista de uno de estos taludes en la figura siguiente.



Figura 1 Perspectiva de un talud del RER B.

Una parte importante del trazado se encuentra situada en los valles de la Bièvre y del Yvette. Un cierto número de taludes en este tramo del trazado están sometidos, desde su construcción, a fenómenos de deslizamiento y asientos del terreno. Uno de los factores explicativos es la naturaleza compresible de los terrenos, constituidos por limos y aluviones muy arcillosos sobre los que se asientan. Los otros factores identificados como influyentes en la estabilidad de estos taludes son su fuerte pendiente y la altura del nivel freático. Este último se ve afectado por la naturaleza arcillosa del cuerpo de estos terraplenes. La baja permeabilidad, combinada con una deficiencia de la red de drenaje, así como la presencia de condiciones meteorológicas excepcionales, es el origen del socavamiento del talud ocurrido en 2018, según el informe del Bureau d'Enquêtes sur les Accidents de Transport (2020).

Para reducir estos riesgos, la RATP implementa una estrategia de mantenimiento. En el marco de esta estrategia, se realizan periódicamente campañas de investigación para cuantificar los factores de inestabilidad. Los servicios de la RATP llevan a cabo inspecciones detalladas quinquenales de estos taludes, controles de los niveles piezométricos, levantamientos geométricos (inclinometría y topografía) y reconocimientos geotécnicos. Estas investigaciones conducen a la RATP a ejecutar trabajos de mantenimiento y de refuerzo para limitar estos factores de riesgo (mejora y limpieza de la red de drenaje, reperfilado, refuerzo estructural). Además, dado que estas obras se encuentran en zona urbana, se vela por que las obras vecinas implementen los medios de refuerzo y estabilización adecuados.

Con el fin de poder responder al incremento del número de viajeros en la línea, está en curso un contrato de renovación del material rodante de viajeros. Las unidades actualmente en servicio, en fin de vida útil, serán

sustituidas por un nuevo material, denominado MI20, que ofrece una mayor capacidad. Las nuevas unidades estarán compuestas por coches de mayor anchura y de dos niveles, lo que permitirá aumentar en un 20 % el número de plazas respecto a las composiciones actuales. Esta evolución se acompaña de un aumento del gálibo y del peso de los trenes, lo que implica un incremento de las cargas transmitidas a las infraestructuras ferroviarias.

El incremento de las cargas ferroviarias inducido por la introducción de las nuevas ramas, junto con la sensibilidad geotécnica de los taludes, ha llevado a la RATP a examinar su capacidad para soportar de manera duradera esta solicitación adicional. Con este fin, se han realizado modelizaciones numéricas en los taludes más críticos para analizar su comportamiento y su estabilidad a largo plazo. La estabilidad se ha evaluado mediante el método de Bishop, complementado con simulaciones por elementos finitos que permiten estimar las deformaciones. Los resultados presentados para un talud en el artículo de Massat et al. (2020) muestran un factor de seguridad globalmente superior a 1,2, que disminuye con el aumento del nivel freático hasta alcanzar valores próximos a 1 en las situaciones más desfavorables. Por otra parte, el incremento de las cargas asociado al material rodante MI20 no genera una degradación significativa de la estabilidad en comparación con el material existente. Asimismo, las deformaciones calculadas a nivel de la vía se mantienen bajas (inferiores a 5 mm) y por debajo de los umbrales admisibles, aunque aumentan con el nivel freático.

Por medida de precaución, la RATP ha querido reforzar el dispositivo de seguimiento de los taludes identificados como los más sensibles. El objetivo es caracterizar con mayor precisión su comportamiento en las condiciones actuales y, posteriormente, mantener este mismo sistema de monitorización durante los primeros años de explotación del nuevo material, con el fin de detectar precozmente cualquier evolución anormal y analizar sus mecanismos.

2. METODOLOGÍA

La modernización de las vías y el aumento del tráfico ferroviario, vinculados a la integración de la línea en la red RER, habían provocado degradaciones locales en los terraplenes. Teniendo en cuenta este antecedente y la sensibilidad de ciertos taludes, la RATP llevó a cabo un estudio numérico para evaluar el impacto del incremento de las sobrecargas ferroviarias sobre la estabilidad de los taludes.

2.1. SELECCIÓN DE LAS ZONAS DE ESTUDIO

Durante el estudio numérico se había aplicado un enfoque empírico con el fin de limitar el análisis a los taludes que presentan los factores de riesgo de inestabilidad más significativos. La evaluación de este riesgo se basa en los resultados de las inspecciones visuales, así como en las características geométricas de las estructuras. Entre los criterios considerados figuran, en particular, la pendiente y la altura de los taludes, así como la distancia entre la vía férrea y el borde del terraplén, debido a su influencia sobre el ángulo de fricción del terraplén. Con base en estos criterios, se identificaron seis taludes que podrían presentar un riesgo alto o muy alto de inestabilidad.

En continuidad con este enfoque, se ha llevado a cabo el refuerzo del sistema de instrumentación en estas mismas estructuras. Otros dos taludes también se han beneficiado de este refuerzo, uno de los cuales había sido objeto recientemente de trabajos de consolidación.

2.2. ESTRATEGIA DE VIGILANCIA REFORZADA

Un número significativo de los taludes seleccionados estaba equipado con tubos inclinómetros, medidos manualmente desde hace varios años, e incluso durante varias décadas en el caso de algunas estructuras. Debido a la configuración geométrica de los taludes, estos dispositivos están instalados en proximidad inmediata de las vías, las cuales soportan un tráfico muy denso, con un paso mínimo de un tren cada 15 minutos en el tramo considerado.

En estas condiciones, cualquier intervención sobre los tubos, incluidas las lecturas, solo puede realizarse durante la noche, en ventanas de intervención muy limitadas, comprendidas entre la 1:15 y las 4:30. Estas restricciones de explotación limitan considerablemente la frecuencia de las mediciones.

La metodología de seguimiento presentaba limitaciones significativas, tanto en términos de frecuencia de medición como de capacidad de reacción ante evoluciones rápidas de los comportamientos observados. El

refuerzo del sistema de monitorización se basa, por tanto, en dos principios: por un lado, el aumento de la resolución espacial dentro de cada talud mediante la instalación de nuevos tubos inclinómetros; por otro lado, el incremento de la frecuencia de las lecturas, manteniendo al mismo tiempo la resolución espacial de las mediciones a lo largo de cada tubo utilizado hasta ahora.

Debido a las restricciones derivadas de la explotación de la línea, el aumento de estas lecturas requiere la automatización de las mediciones. Esta metodología permite además incrementar la frecuencia de las mediciones y ajustarla de forma remota en función de las necesidades del seguimiento. La frecuencia de lectura adoptada es de un ciclo de medición cada hora.

2.3. DISEÑO DE LA CADENA DE MEDIDA

El dimensionamiento y la selección de los distintos elementos de la cadena de medida se han realizado en función de las exigencias metrológicas del proyecto, especialmente en términos de precisión y resolución espacial, con el fin de garantizar la pertinencia del seguimiento de los desplazamientos respecto a los fenómenos a analizar. Estas elecciones también integran las restricciones geométricas y de accesibilidad del emplazamiento: taludes situados entre estaciones, a veces distantes varios cientos de metros de los puntos de acceso, lo que complica significativamente el manejo del material y de la maquinaria. Por otra parte, las restricciones operativas imponen limitaciones en el número y la duración de las intervenciones, lo que exige optimizar los dispositivos en términos de robustez, autonomía y facilidad de implementación.

Con el fin de permitir el seguimiento automatizado de los desplazamientos de los tubos, se han seleccionado cadenas inclinométricas biaxiales de alta resolución espacial. Cada segmento de cadena mide 50 cm, lo que proporciona una resolución espacial idéntica a la utilizada en las mediciones manuales, permitiendo una comparación directa con la serie histórica de datos obtenida mediante sonda inclinométrica. El espacio disponible para la instalación de estas cadenas es limitado (anchura de la plataforma ferroviaria de aproximadamente una decena de metros), por lo que se han elegido cadenas de tipo SAA, fabricadas por Measurand, suministradas en carrete y que requieren únicamente una ocupación de 20 m², optimizando así la instalación en un espacio restringido. La precisión de estos sensores (± 0,5 mm en 30 m) es además adecuada para la detección de desplazamientos milimétricos esperados.



Figura 2 Instalación de una cadena inclinométrica un talud del RER B.

Los sensores seleccionados presentan también la ventaja de una instalación simplificada. Cada cadena se fabrica a medida, con la longitud del sondeo a equipar, y los segmentos inclinómetros se agrupan en una funda de acero trenzado que garantiza una protección mecánica. Como se ilustra en la fotografía anterior, la instalación consiste únicamente en introducir la cadena en el tubo y verificar su orientación, sin necesidad de montaje de los segmentos en obra. Esta simplicidad permite una instalación rápida, de coherencia con las limitadas ventanas de intervención disponibles. Además, el acondicionamiento previo de las cadenas contribuye a la fiabilidad de su puesta en servicio, garantizando así un funcionamiento correcto pese al reducido tiempo disponible para la instalación.

Las cadenas de adquisición y de teletransmisión de datos han sido adaptadas para permitir una frecuencia de adquisición coherente con la cinética de los fenómenos a observar, teniendo en cuenta el aislamiento de las

zonas de intervención y las correspondientes limitaciones de alimentación eléctrica. Cada cadena inclinométrica está equipada con un módulo de adquisición situado en la cabeza del tubo y alimentado por batería. Los módulos transmiten sus datos a una pasarela 4G ubicada en las estaciones, en ocasiones a varios kilómetros. Para limitar el consumo eléctrico, la comunicación entre los módulos y el concentrador utiliza un protocolo de radio de bajo consumo tipo LoRa. En las condiciones de temperatura previstas y teniendo en cuenta las frecuencias de adquisición definidas, los módulos pueden funcionar de forma autónoma durante varios años.

Las pasarelas, alimentadas a 220 V, retransmiten los datos mediante una conexión 4G a servidores seguros. Rutinas informáticas procesan estos datos y calculan, para cada ciclo de medida y cada tubo, los desplazamientos horizontales acumulados, así como las velocidades de desplazamiento durante un año. Estos valores se comparan automáticamente con diferentes niveles de umbral para generar alertas dirigidas a la RATP, que, de ser necesario, podrían conducir a la suspensión de la circulación de los trenes. Todos los datos pueden visualizarse en la plataforma web SIMON-e, lo que permite un seguimiento en tiempo real y acceso remoto. El esquema siguiente resume la cadena de medida implementada en este estudio.

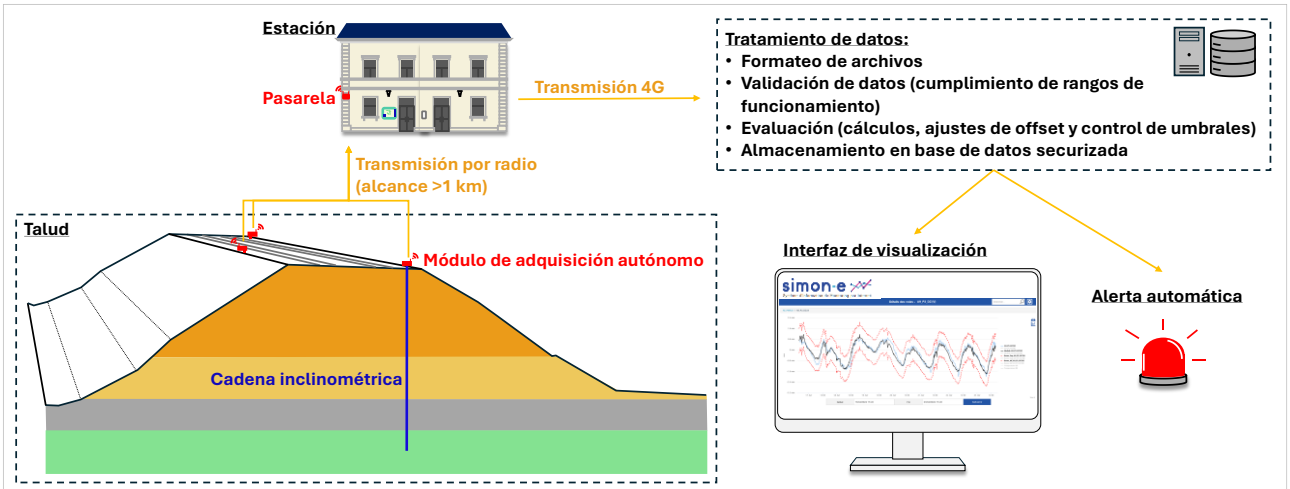


Figura 3 Esquema sinóptico del sistema de vigilancia.

2.4. DEFINICIÓN DE UMBRALES

Los umbrales de alerta se han definido a partir de los límites admisibles de deformaciones de las vías y de referencias históricas de desplazamiento. Las mediciones manuales realizadas en los inclinómetros, en varios sitios, permitieron establecer umbrales iniciales al momento de implementar su automatización. Estos umbrales se basan en un análisis de las amplitudes de variación observadas durante períodos de adquisición cuya duración varió según el sitio. Su objetivo es distinguir las fluctuaciones normales de los movimientos excepcionales.

Se han definido umbrales específicos para cada tubo inclinométrico con respecto a:

- La amplitud máxima de los desplazamientos horizontales,
- La velocidad de evolución de los desplazamientos en 12 meses, con el fin de limitar el impacto de las variaciones térmicas estacionales en las mediciones.

Se han establecido tres niveles de umbral, que permiten activar automáticamente alertas en caso de superación y orientar posibles intervenciones de control complementario, refuerzo de las mediciones o, si es necesario, la suspensión de la circulación ferroviaria. La tabla siguiente presenta un ejemplo de valores adoptados.

Tabla 1. Ejemplo de umbrales aplicados a las mediciones de un tubo inclinométrico.

Nivel	Amplitud máxima	Velocidad de evolución
Umbral de vigilancia	5 mm	6 mm/año
Umbral de alerta	20 mm	10 mm/año
Umbral de suspensión de circulación	–	20 mm/año

2.5. TRATAMIENTO DE LOS DATOS

Un total de 28 tubos inclinómetros, distribuidos en 7 taludes, fueron instrumentados entre septiembre y noviembre de 2023. El conjunto del dispositivo comprende 789 segmentos inclinómetricos biaxiales. Un octavo talud fue equipado con tres cadenas inclinómetricas en noviembre de 2025.

Con una frecuencia de adquisición de un ciclo de medición por hora, el sistema de monitorización ha generado cerca de 28 millones de mediciones en un periodo de dos años. Este volumen de datos es compatible con un almacenamiento y tratamiento automatizado en una infraestructura cloud segura implementada. No obstante, requiere el uso de herramientas estadísticas y métodos de síntesis adecuados para restituir de forma legible la evolución de los movimientos a lo largo de los tubos. En este sentido, los tratamientos implementados se basan en la construcción de perfiles inclinómetricos representativos e indicadores estadísticos robustos.

Así, la visualización de los resultados de cada inclinometro se realiza mediante gráficos que presentan:

- el perfil inclinómetrico de referencia, correspondiente a la deformada inicial en el primer día del periodo analizado (media móvil de 24 h),
- el perfil inclinómetrico final, correspondiente a la deformada en el último día del periodo analizado (media móvil de 24 h),
- la envolvente de los desplazamientos acumulados extremos medidos a lo largo del sondeo en el intervalo considerado,
- los percentiles 1 y 99 de las series de desplazamientos, que reflejan la variabilidad de las mediciones y permiten descartar valores atípicos.

El conjunto de estas representaciones se referencia a un sistema común (profundidad de referencia), garantizando la coherencia de las comparaciones temporales. Los umbrales de vigilancia, definidos en términos de desplazamiento acumulado y/o gradiente de deformación, delimitan estos perfiles y constituyen indicadores operativos para la interpretación del régimen de deformación del talud, en particular para la identificación de zonas de corte localizado o de superficies potenciales de rotura.

3. RESULTADOS

La figura siguiente ilustra perfiles inclinómetricos representativos de los comportamientos observados desde la implementación del sistema de monitorización. Los gráficos presentados se basan en mediciones realizadas durante un periodo de 12 meses. Representan los desplazamientos horizontales acumulados en la dirección perpendicular al eje principal de la vía y, es decir, a la pendiente de los taludes.

Para la gran mayoría de los tubos inclinómetros, no se ha detectado ningún desplazamiento significativo durante el periodo de análisis. El perfil del sondeo TRF10_SC, presentado en la figura siguiente, ilustra este tipo de comportamiento. La amplitud máxima de los desplazamientos acumulados medidos se mantiene inferior a 2 mm, es decir, claramente por debajo de los umbrales de vigilancia definidos. Los perfiles inclinómetricos observados presentan principalmente variaciones estacionales de baja amplitud, sin deriva significativa respecto al eje vertical de referencia, lo que traduce un comportamiento globalmente estable del terreno durante el periodo considerado.

Algunos sondeos presentan, no obstante, perfiles inclinómetricos que sugieren un basculamiento del terreno. No obstante, la amplitud de estos desplazamientos se mantiene limitada, inferior a 10 mm. Su evolución aparece irregular, caracterizada por variaciones intermitentes. Este tipo de comportamiento ya había sido observado en campañas de medición manual anteriores. Está ilustrado, en particular, por el perfil del sondeo TSF2_SP (ver figura siguiente). Durante el primer año posterior a la instalación de los sensores, se registraron desplazamientos en una zona localizada entre 4 y 6 m de profundidad, lo que traduce la movilización puntual de un horizonte de menor resistencia dentro del terraplén. La presencia de niveles arcillosos en el cuerpo del terraplén constituye un factor favorable a este tipo de comportamiento, ya que estos materiales son sensibles a las variaciones hídricas y pueden presentar una disminución temporal de su resistencia al corte en condiciones desfavorables. Posteriormente se observó el cese de los desplazamientos. Durante los 12 meses siguientes, las mediciones muestran variaciones de baja amplitud alrededor de este nuevo estado de equilibrio, manteniéndose las amplitudes máximas claramente por debajo del milímetro, sin reanudación de una cinemática de deformación significativa. Este cese puede interpretarse como un reequilibrio del campo de tensiones y una evolución progresiva de las condiciones hidromecánicas dentro de los horizontes menos permeables.

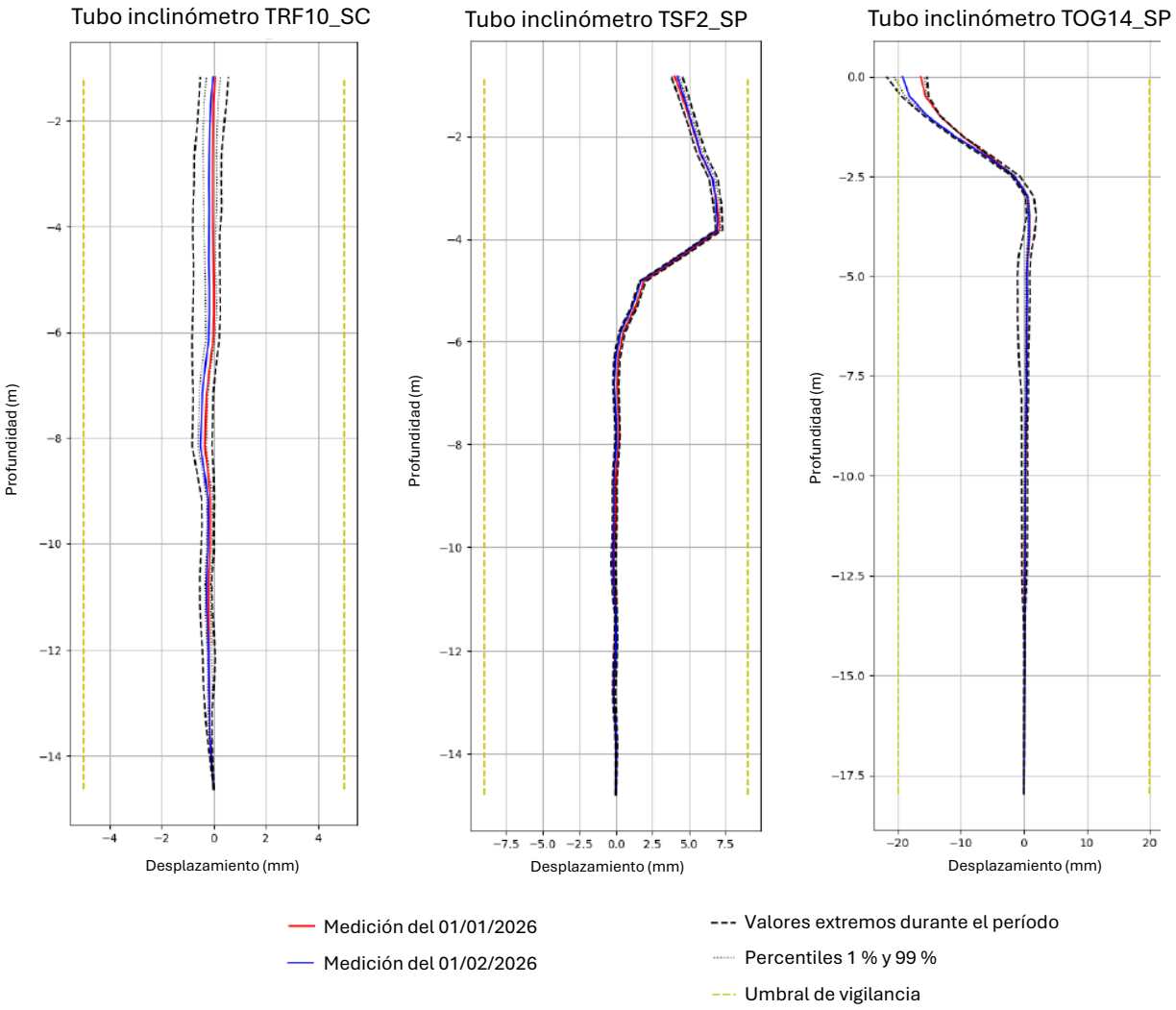


Figura 4 Gráfico de desplazamientos acumulados.

Un único sondeo, TOG14_SP, presenta un basculamiento significativo en cabeza de tubo, asociado a una deriva lenta y progresiva aún en evolución. El perfil inclinómetrico correspondiente se presenta en la figura anterior. La cinética global sigue siendo no obstante baja, del orden de unos pocos milímetros por año, lo que traduce una evolución lenta del comportamiento sin aceleración significativa en esta fase.

Para los tubos que muestran signos de inestabilidad, los servicios de la RATP están actualmente analizando los datos de las campañas geotécnicas de investigación disponibles con el fin de identificar los factores de inestabilidad que puedan explicar los movimientos observados y definir las medidas correctivas a implementar. En el caso del tubo TOG14_SP, que registra los desplazamientos más importantes, la RATP sospecha la influencia de obras de acondicionamiento de las vías realizados en sus proximidades (hipótesis en proceso de verificación).

4. CONCLUSIONES

La implantación de un dispositivo de monitorización automatizada mediante cadenas inclinómetricas representa una evolución metodológica en el seguimiento de los taludes del RER B. En efecto, algunas estructuras presentan comportamientos puntualmente erráticos o difíciles de interpretar a partir de campañas de medición discretas. A diferencia de las mediciones manuales puntuales, esta automatización permite un seguimiento continuo a alta frecuencia, mejor adaptado a la cinética generalmente lenta, pero potencialmente evolutiva, de las deformaciones de estos taludes. La monitorización continúa con el fin de establecer el estado cero de los taludes antes de la puesta en circulación del MI20. El objetivo es definir valores umbral consolidados que permitan activar alertas tanto en series temporales cortas (tiempo real) como en series temporales largas (deriva independiente de los efectos estacionales).

La instrumentación implementada responde a las restricciones del emplazamiento y de la explotación, al tiempo que permite incrementar la cantidad de datos recogidos sobre el comportamiento de los taludes. El seguimiento de 28 tubos inclinométricos ha permitido confirmar la estabilidad global de los taludes, con únicamente algunos inclinómetros que presentan movimientos limitados, y un solo inclinómetro que muestra una rotación significativa que requiere seguimiento. Estos resultados ponen de manifiesto la eficacia del sistema de monitorización implantado, capaz de detectar precozmente cualquier movimiento anómalo y de orientar las intervenciones preventivas con el fin de garantizar la seguridad de la explotación ferroviaria.

REFERENCIAS

Bureau d'Enquêtes sur les Accidents de Transport (2020). Rapport d'enquête technique sur le déraillement d'une rame du RER survenu le 12 juin 2018 à Saint-Rémy-lès-Chevreuse (78)

Massat, L., Causse L., Auclair C. (2022). Analyse et modélisations numériques permettant de quantifier la stabilité d'un talus existant en remblais ferroviaires sous diverses sollicitations : évolutions du chargement, variations du niveau de la nappe. *11emes Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur.* Lyon, 2022.

ESTABILIDAD DE TALUDES HETEROGÉNEOS EN ROCAS VOLCÁNICAS INCLUYENDO COLAPSO USANDO EL MÉTODO MONTE CARLO

Miguel A. MILLÁN[(1)*], Rubén A. GALINDO[(2)] y Fausto MOLINA[(1)]

[(1)] Departamento Estructuras y Física de Edificación
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
*miguelangel.millan@upm.es

[(2)] Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

RESUMEN

Este estudio desarrolla un análisis probabilístico de la estabilidad de taludes volcánicos heterogéneos mediante métodos numéricos, tomando como variable aleatoria la distribución espacial de los litotipos. A diferencia de los enfoques tradicionales, donde las simulaciones Monte Carlo se basan en distribuciones continuas de parámetros mecánicos que generan variaciones infinitas y valores extremos, aquí se trabaja con un conjunto finito de configuraciones posibles, lo que disminuye la aparición de resultados atípicos. Por ello, la seguridad del talud no se define exclusivamente por la probabilidad de falla, sino mediante una metodología híbrida que combina modelación espacial probabilística con criterios deterministas conservadores. La investigación aborda además un desafío habitual en materiales volcánicos: la aplicación de la ley parabólica de rotura, que explica el colapso de piroclastos sometidos a elevados esfuerzos isotrópicos. Para integrar este comportamiento se utiliza el método Discontinuity Layout Optimization (DLO), basado en análisis límite, que permite representar la heterogeneidad litológica y calcular factores de seguridad de forma eficiente. El procedimiento Monte Carlo consiste en realizar numerosos cálculos del modelo, donde cada simulación asigna una nueva distribución aleatoria de litotipos manteniendo sus proporciones globales observadas en campo. Esto permite evaluar la sensibilidad del talud frente a cambios en la organización interna del material. El caso de estudio considera un talud vertical de 20 m compuesto por escoria alterada, escoria soldada y basalto, con proporciones del 15%, 60% y 25%. Se observa una marcada influencia de la heterogeneidad litológica, con factores de seguridad entre 5 y 12 en la mayoría de los casos, y mecanismos de falla no circulares situados a media ladera, generalmente no detectados por métodos convencionales. Finalmente, se propone una distribución equivalente como aproximación útil para análisis de riesgo y apoyo a la toma de decisiones.

ABSTRACT

This study develops a probabilistic analysis of the stability of heterogeneous volcanic slopes using numerical methods, taking the spatial distribution of lithotypes as the random variable. Unlike traditional approaches, where Monte Carlo simulations rely on continuous distributions of mechanical parameters that generate infinite variations and extreme values, here a finite set of possible configurations is used, which reduces the occurrence of outliers. Therefore, slope safety is not defined exclusively by the probability of failure but by a hybrid methodology that combines probabilistic spatial modeling with conservative deterministic criteria. The research also addresses a common challenge in volcanic materials: applying the parabolic failure law, which explains the collapse of pyroclasts subjected to high isotropic stresses. To incorporate this behavior, the Discontinuity Layout Optimization (DLO) method—based on limit analysis—is employed, allowing lithological heterogeneity to be represented and safety factors to be computed efficiently. The Monte Carlo procedure consists of performing numerous model runs, where each simulation assigns a new random distribution of lithotypes while preserving their global proportions observed in the field. This makes it possible to assess the slope's sensitivity to changes in the internal organization of the material. The case study considers a 20-m vertical slope composed of altered

scoria, welded scoria, and basalt, with proportions of 15%, 60%, and 25%, respectively. A marked influence of lithological heterogeneity is observed, with factors of safety between 5 and 12 in most cases, and non-circular failure mechanisms located mid-slope, generally not detected by conventional methods. Finally, an equivalent distribution is proposed as a useful approximation for risk analysis and decision-making support.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Piroclastos (Pyroclasts); Variabilidad espacial (Spatial variability); Estabilidad de taludes (Slope stability).*

1. INTRODUCCIÓN

El análisis de la estabilidad de taludes es un tema clásico en geotecnia, pero resulta particularmente desafiante en medios volcánicos donde episodios eruptivos en diferentes oleadas generan alternancias litológicas sin estratigrafía predecible. En estos contextos, los sondeos geotécnicos puntuales pueden ser insuficientes para definir perfiles deterministas, y los diseños basados en unas específicas capas continuas pueden conducir a decisiones excesivamente conservadoras u optimistas (Wyllie, 2017; Chakraborty y Dey, 2022). Abordar esta variabilidad espacial exige recurrir al análisis probabilístico, ampliamente utilizado para este tipo de problemas; la incorporación de la correlación espacial de las propiedades geotécnicas estadísticas se ha convertido en un estándar para analizar la variación estadística de las características del suelo a lo largo del dominio del talud.

En cuanto al procedimiento de cálculo, los métodos clásicos de equilibrio límite suelen asumir la geometría circular de la superficie de rotura (a menudo circular), lo cual resulta inapropiado cuando los contrastes litológicos y los criterios no lineales son determinantes. Los métodos numéricos, como FEM (Finite Element Method) o RFEM (Random Finite Element Method) (Griffiths y Fenton, 2004), superan parte de esas limitaciones, pero con un mayor coste computacional. El método DLO (Discontinuity Layout Optimization), basado en análisis límite, identifica el mecanismo crítico sin imponer forma previa y minimiza la disipación plástica entre un gran conjunto de discontinuidades potenciales, lo que lo hace especialmente adecuado en taludes heterogéneos (Smith y Gilbert, 2007; He *et al.,* 2023). Finalmente, las correlaciones entre variables y la retro-calibración pueden abordarse con el método de Monte Carlo, realizando un elevado número de cálculos (Wang *et al.,* 2022; Rezaei *et al.,* 2025; Yousefnezhad *et al.,* 2025).

2. MÉTODOS DE ANÁLISIS

2.1. ESTUDIO DE CASO Y MATERIALES

Se analiza un talud rocoso de 20 m, aproximadamente vertical, compuesto por tres litotipos: escoria alterada (15 %), escoria soldada (60 %) y basalto (25 %). En cada realización de Monte Carlo, estos litotipos se reatribuyen aleatoriamente al dominio preservando las proporciones globales. El factor de seguridad F se calcula mediante DLO con reducción de resistencia o *Shear Strength Reduction* (SSR).

Para capturar el comportamiento no lineal se adopta Hoek–Brown (HB) para el basalto y un criterio parabólico con colapso para piroclastos de baja densidad, que en este estudio son escoria alterada y escoria soldada, incluyéndose sus parámetros en la Tabla 1. Ambos criterios se linealizan mediante envolventes tangentes tipo Mohr–Coulomb para su uso en DLO; en cada discontinuidad gobierna la envolvente activa más desfavorable (Serrano *et al*., 2021).

Los materiales considerados y sus propiedades se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1. Propiedades de los materiales usados en el modelo.

Material	Proporción	Criterio de rotura	Parámetros principales
Escoria alterada	15%	Parabólico con colapso	Pc=1 MPa; t*=0,045 MPa; M=3
Escoria soldada	60%	Parabólico con colapso	Pc=4 MPa; t*=0,064 MPa; M=3
Basalto	25%	Hoek–Brown	UCS=100 MPa; m_0=25; RMR=65; D=0

La Figura 1 muestra la distribución aleatoria de los tres materiales asignados al volumen de referencia del talud rocoso. Esta asignación cumple el criterio de porcentaje de tipo de roca definido para cada litotipo en todo el volumen de referencia antes de realizar la excavación.

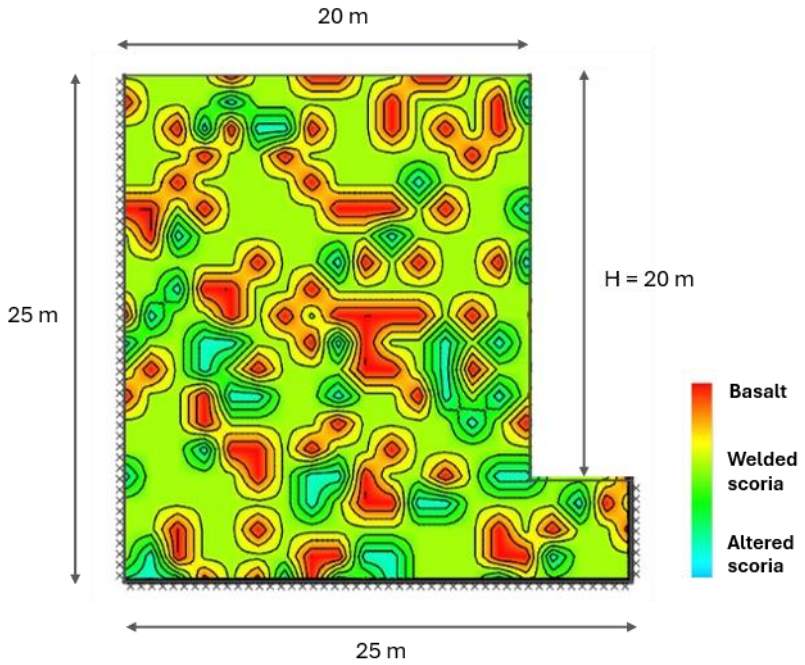


Figura 1. Distribución aleatoria de los tres materiales en el volumen de referencia del talud.

2.2. METODOLOGÍA (DLO, LINEALIZACIÓN Y SIMULACIÓN DE MONTE CARLO)

El método DLO discretiza el dominio en nodos y posibles discontinuidades que conectan pares de nodos, permitiendo deslizamiento/apertura relativa y aplicando compatibilidad en los encuentros. El mecanismo crítico corresponde al conjunto que minimiza la disipación plástica (límite superior). Los criterios no lineales se tratan con envolventes lineales equivalentes; un factor F común reduce la resistencia (SSR) para estimar la estabilidad.

Otro aspecto importante de la simulación con DLO es la capacidad de aproximación de leyes de fallo no lineales mediante linealización, superponiendo un número suficiente de aproximaciones parciales de Mohr-Coulomb.

La incertidumbre modelada es la posición espacial de los litotipos, no la variación continua de parámetros. Procedimiento: (i) generar 1.000 configuraciones espaciales preservando las proporciones de los distintos materiales, pero cambiando su posición; (ii) calcular F vía DLO/SSR; (iii) evaluar parámetros estadísticos (media, *probability distribution function* (PDF) y *cumulative distribution function* (CDF)). Dado que el conjunto de configuraciones es finito, la distribución de F no muestra colas continuas; por ello se propone un criterio conservador exigiendo F>1,5 en todas las realizaciones.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Las 1.000 simulaciones muestran una respuesta gobernada por la heterogeneidad espacial: ~85 % de los factores de seguridad en el intervalo 5–12; se obtuvieron Fmín=2,24 y Fmáx=14,50 en configuraciones no homogéneas. En taludes homogéneos de referencia (compuestos íntegramente por escoria alterada o escoria soldada) se obtuvieron F≈2,053 y F≈2,131, respectivamente. Estos valores próximos se explican por la similitud de las envolventes en niveles bajos de tensión normal, típicos de las cuñas críticas en taludes altos e inclinados (Millán et al., 2025).

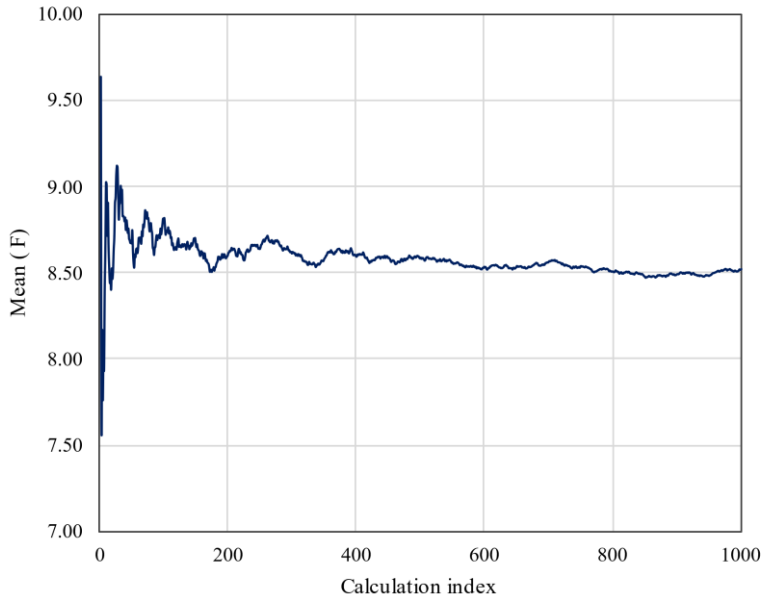


Figura 2. Convergencia de la media del factor de seguridad, estabilizando tras ~400 simulaciones.

La media del conjunto converge hacia $\bar{F}\approx 8{,}50$, con dispersión gobernada por el posicionamiento y la conectividad de zonas débiles. Conectividades de escoria alterada a lo largo de trayectorias plausibles generan mecanismos similares al caso homogéneo débil, reduciendo F; por el contrario, configuraciones que aíslan agrupaciones débiles fuerzan trayectorias más largas y tortuosas, elevando F. DLO identifica mecanismos de rotura no circulares y en media ladera, consistentes con pérdidas locales de confinamiento en bandas de material débil, que los métodos con superficie de rotura predefinida (circular) tienden a no capturar.

Como se muestra en la Figura 3, la función de distribución de probabilidad (PDF, probability distribution function) presenta la forma usual (con variaciones pequeñas locales) de una distribución normal, y la CDF presenta también esta forma, aunque con claras clases discretas debido al número finito de configuraciones. Una distribución normal equivalente, ajustada por media y desviación estándar, puede representar adecuadamente la muestra para comunicar riesgo y comparar alternativas (geometrías, refuerzos, drenaje), aunque aparezcan discrepancias locales en clases poco pobladas.

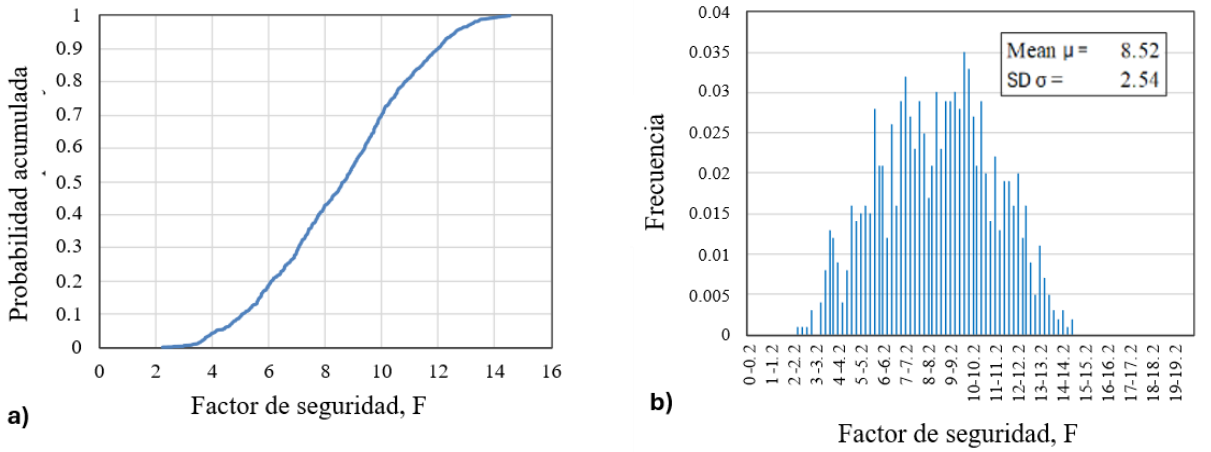


Figura 3. (a) Histograma (PDF) del factor de seguridad. (b) Distribución acumulada (CDF) del factor de seguridad.

Como las colas, correspondientes a casos extremos, no se exploran mediante variabilidad paramétrica continua, se recomienda un criterio híbrido: exigir $F>1{,}5$ en todas las realizaciones de Monte Carlo como requisito base, usando la estadística (media, CDF) como apoyo y no como único indicador. Esto aporta robustez frente a incertidumbres residuales (p. ej., dispersión paramétrica no modelada, presencia de nivel freático, anisotropías estructurales, degradación por meteorización). En obras lineales (carreteras/ferrocarriles) sobre macizos piroclásticos, la metodología ayuda a priorizar tramos críticos y seleccionar medidas (bermas drenantes, bulonado local, hormigón proyectado). En taludes de gran porte o con anisotropías marcadas, los modelos 3D calibrados resultan recomendables (Montiel et al., 2024).

4. CONCLUSIONES

De la investigación realizada se derivan varias conclusiones principales, relativas al cálculo de taludes heterogéneos en roca volcánica:

- Definir una distribución espacial aleatoria de litotipos representa de forma más realista la incertidumbre geotécnica en macizos piroclásticos que variar aleatoriamente únicamente parámetros mecánicos en un talud homogéneo.
- La integración con DLO y la linealización de criterios no lineales (Hoek–Brown y parabólico con colapso) permite identificar mecanismos críticos complejos sin prescribir la geometría de rotura.
- La respuesta está dominada por la heterogeneidad: ~85 % de F entre 5 y 12; Fmín≈2,24 y Fmáx≈14,50; la media estabiliza tras ~400 simulaciones sobre 1.000.
- Se propone un criterio híbrido que exige F>1,5 en todas las realizaciones, utilizando la distribución normal equivalente como apoyo para la gestión del riesgo y las decisiones ingenieriles.
- Futuros trabajos deberían incorporar nivel freático y estructuras estratificadas (variabilidad secundaria), además de estudios paramétricos de proporciones y tamaños característicos de lentes/litotipos.

AGRADECIMIENTOS

Esta publicación forma parte del proyecto PID2022-139202OB-I00, Redes Neuronales y Técnicas de Optimización para el Diseño y el Mantenimiento Seguro de Infraestructuras de Transporte: Geotecnia de Rocas Volcánicas y Estabilidad de Taludes (IA-Pyroslope), financiado por la Agencia Estatal de Investigación del Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades de España y por el Fondo Europeo de Desarrollo Regional, MCIN/AEI/10.13039/501100011033/FEDER, UE.

REFERENCIAS

Chakraborty, R.; Dey, A. (2022). Probabilistic slope stability analysis: state-of-the-art review and future prospects. *Innovative Infrastructure Solutions*, 7:177.

Griffiths, D.V.; Fenton, G.A. (2004). Probabilistic slope stability by finite elements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(5):507–518.

He, L.; Schiantella, M.; Gilbert, M.; Smith, C.C. (2023). A Python script for discontinuity layout optimization. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 66:152.

Millán, M. A.; Galindo, R. A.; Molina-Gómez, F. (2025) Probabilistic Rock Slope Stability Assessment of Heterogeneous Pyroclastic Slopes Considering Collapse Using Monte Carlo Methodology. *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 144(3), 2923-2941. https://doi.org/10.32604/cmes.2025.069356

Montiel, E.; Blondel, M.; Cisternas, V.; Ortubia, P.; Hormazábal, E. (2024). Improving slope stability analysis: the role of calibrated 3D numerical models. Proc. Slope Stability 2024, Belo Horizonte.

Rezaei, M.; Seyed Mousavi, S.Z.; Esmaeili, K. (2025). Combination of Monte Carlo Simulation and Bishop Technique for slope stability (Gol-E-Gohar). Journal of Mining and Environment, 16(2):613–632.

Serrano, A.; Galindo, R.; Perucho, Á. (2021). Ultimate Bearing Capacity of Low-Density Volcanic Pyroclasts. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 54:1647–1670.

Smith, C.C.; Gilbert, M. (2007). Application of DLO to plane plasticity problems. Proceedings of the Royal Society A, 463:2461–2484.

Wang, X.; Xia, X.; Zhang, X.; Gu, X.; Zhang, Q. (2022). Probabilistic risk assessment of soil slope stability subjected to water drawdown by RFEM. *Applied Sciences*, 12(20):10282.

Yousefnezhad Choubari, R.; Malekpour Estalaki, A.; Esmaeili Varaki, M. (2025). Bivariate probabilistic slope stability using copulas and MCMC. *Earth Science Informatics*, 18:291.

Wyllie, D.C. (2017). Rock Slope Engineering: Civil Applications (5th ed.). CRC Press.

DETECCIÓN TEMPRANA Y MONITORIZACIÓN DE LA EROSIÓN POR ESCORRENTÍA COMO ESTRATEGIA DE PREVENCIÓN DE CÁRCAVAS EN SUELOS TROPICALES ARENOSOS PARA EL DESARROLLO DE INFRAESTRUCTURAS EN KANANGA, REPÚBLICA DEMOCRÁTICA DEL CONGO

Carles RAIMAT-QUINTANA[(1)]* y Arabela VEGA-AGUILAR[(2)]

[(1)] Kuroba Quatre S.L.
*carles.kuroba4@geo-hazardadvisors.com

[(2)] Universidad Autónoma de Barcelona (UAB)

RESUMEN

La erosión por escorrentía en suelos tropicales arenosos representa una amenaza creciente para la estabilidad de infraestructuras y asentamientos urbanos en África central. En Kananga (República Democrática del Congo), la expansión urbana no planificada, la pérdida de cobertura vegetal y la concentración de escorrentía en infraestructuras lineales favorecen la transición de erosión laminar y en surcos hacia cárcavas y mega-cárcavas. Este trabajo plantea una estrategia de detección temprana y monitorización basada en UAV-LiDAR, fotogrametría RGB, sensores multiespectrales y observaciones geotécnicas y edafológicas de campo. Los resultados preliminares indican que las superficies desnudas y compactadas, especialmente caminos peatonales y corredores de drenaje informal, funcionan como rutas preferentes de escorrentía. La metodología propuesta permite identificar áreas susceptibles antes de la incisión profunda y aporta criterios para integrar drenaje, planificación urbana y Soluciones Basadas en la Naturaleza como medidas preventivas.

ABSTRACT

Runoff erosion in tropical sandy soils is a growing threat to the stability of infrastructure and urban settlements in central Africa. In Kananga, Democratic Republic of Congo, unplanned urban expansion, loss of vegetation cover and runoff concentration along linear infrastructure favour the transition from sheet and rill erosion to gullies and mega-gullies. This paper presents an early-detection and monitoring strategy based on UAV-LiDAR, RGB photogrammetry, multispectral imagery and field geotechnical and soil observations. The approach focuses on identifying exposed and compacted surfaces associated with preferential runoff pathways before deep incision occurs. Preliminary results indicate that pedestrian paths, informal drainage corridors and other bare compacted surfaces are key factors in the spatial development of erosion. The proposed workflow supports urban drainage planning, land management and Nature-Based Solutions as preventive measures for infrastructure development in tropical sandy soils.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Mega cárvacas (Mega gullies), Suelo arenoso (Sandy soil), Soluciones basadas en la naturaleza (Nature-based Solutions).*

1. INTRODUCCIÓN

La erosión por escorrentía en suelos tropicales arenosos constituye un problema crítico para el desarrollo urbano y la seguridad de las infraestructuras en varias ciudades africanas. En contextos de rápida expansión urbana, la sustitución de coberturas naturales por superficies desnudas o compactadas modifica la infiltración, concentra la escorrentía y favorece la evolución desde erosión laminar y en surcos hacia cárcavas y mega-cárcavas. Este proceso compromete viviendas, carreteras, drenajes, puentes, vías férreas y otros elementos esenciales de la red urbana.

La literatura reciente ha documentado la presencia de cárcavas urbanas en 18 países africanos, con especial incidencia en la República Democrática del Congo (RDC), la República Centroafricana (RCA) y la República del Congo. En la RDC, ciudades como Kinshasa, Kananga, Kikwit y Mbuji-Mayi muestran una recurrencia espacial del fenómeno en áreas densamente pobladas y con infraestructuras insuficientes. Aunque las lluvias intensas y la naturaleza arenosa de los suelos son factores relevantes, la evidencia disponible indica que la formación de mega-cárcavas responde a una interacción entre urbanización no planificada, pérdida de cubierta vegetal, compactación superficial, drenaje deficiente y prácticas de manejo del suelo.

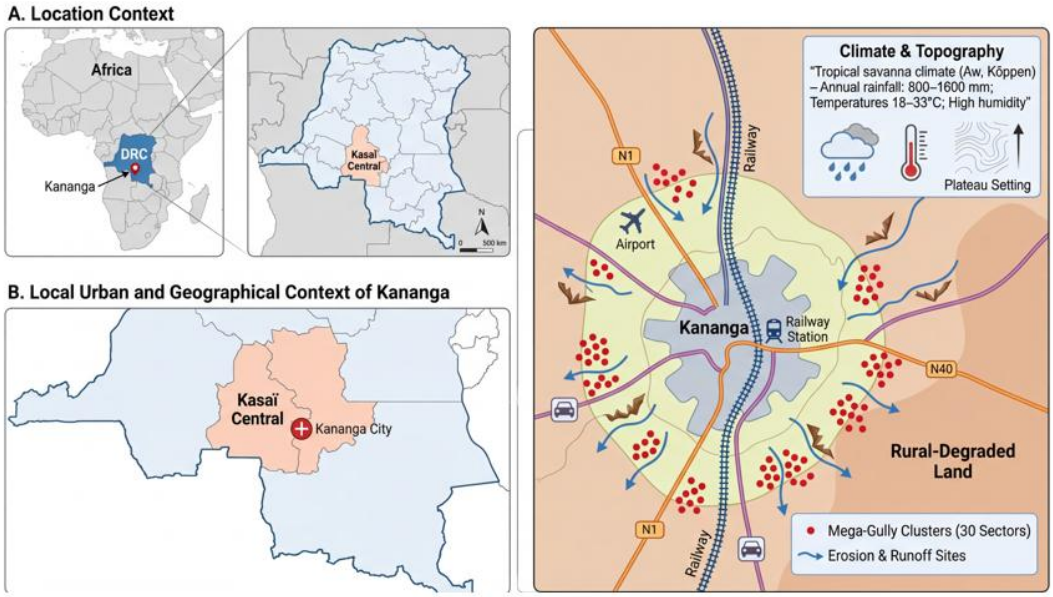


Figura 1. Localización y contexto general de la ciudad de Kananga. Fuente: elaboración propia.

La importancia de este trabajo radica en proponer una metodología de detección temprana que permita reconocer superficies susceptibles a la erosión antes de que se produzca la incisión profunda de la cárcava. Para ello se integran observaciones de campo, datos geotécnicos y edafológicos, fotogrametría RGB, LiDAR y sensores multiespectrales obtenidos con UAV. El objetivo es aportar criterios aplicables a la planificación urbana, al diseño de drenajes y a la incorporación de Soluciones Basadas en la Naturaleza como estrategia preventiva para infraestructuras en Kananga y en otros entornos tropicales arenosos con problemas similares.

2. ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio es la zona urbana y periurbana de Kananga, capital de la provincia de Kasaï Central, en la República Democrática del Congo. Se trata de una ciudad ubicada en un altiplano, en rápido crecimiento, con una población que supera los 600.000 habitantes, y que ha experimentado una expansión urbana acelerada en las últimas décadas motivada por factores sociopolíticos y demográficos característicos de la región.

El clima en Kananga es de sabana tropical (Aw), según la clasificación de Köppen (Peel *et al* 2007). Se caracteriza por alta humedad, temperaturas cálidas todo el año entre los 18 y 33°C, y con períodos de lluvias intensas entre setiembre y mayo. Las precipitaciones anuales son de entre 800 y 1600mm. El paisaje urbano y periurbano de Kananga irradia a lo largo de ejes viarios, ferroviarios y un aeropuerto, todo de herencia belga. El nuevo paisaje urbano de Kananga se desarrolla donde los antiguos ejes continúan en calles en tierra y caminos peatonales informales; los cuáles comunican los barrios construidos en zonas agrícolas, hoy urbanas y/o degradadas. Mayoritariamente este paisaje urbano condiciona la concentración de la escorrentía y la erosión por flujo en los barrios periféricos, sitos en zona baja, sobre los que evacuan drenajes antiguos y donde no existen infraestructuras adecuadas.

El marco de trabajo desarrollado por este equipo identifica más de 300 mega-cárcavas agrupadas en unos 30 sectores urbanos de Kananga, lo que convierte a la ciudad en uno de los casos de estudio más relevantes para comprender la erosión en suelos arenosos en el Trópico.

3. METODOLOGÍA

Debido a la falta de datos con resolución adecuada, se ha definido un método en dos niveles de detalle que permite abordar el problema a escala urbana y periurbana. La primera parte, a escala de ciudad, integra datos obtenidos en terreno con drones equipados con LiDAR, cámaras RGB y sensores multiespectrales. La segunda parte, a escala de sector, incorpora ensayos SPT, ensayos de permeabilidad, análisis físicos de suelos y parcelas demostrativas para medir infiltración y erosión. La secuencia general parte de la identificación de zonas susceptibles, continúa con la caracterización de campo y finaliza con la monitorización y validación de medidas preventivas.



Figura 2. Resumen de la metodología general a escala de ciudad. La secuencia se interpreta de izquierda a derecha: adquisición de datos UAV y de campo, procesamiento geoespacial, identificación de superficies desnudas o compactadas, zonificación de susceptibilidad y definición de medidas preventivas frente a la erosión por escorrentía. Fuente: elaboración propia.

Este artículo pretende mostrar una parte del trabajo de investigación, concretamente la metodología que vincula el análisis de imagen RGB y multiespectral con la compactación de la superficie portante y la permeabilidad. El flujo de trabajo está diseñado para reducir progresivamente la incertidumbre mediante la integración de observaciones de campo, productos de teledetección y monitoreo continuo. En la Figura 2 se resume la secuencia a escala de ciudad, mientras que la Figura 3 desarrolla la escala de sector, donde se contrastan las señales espectrales con observaciones de campo, ensayos de infiltración y evidencias geomorfológicas.

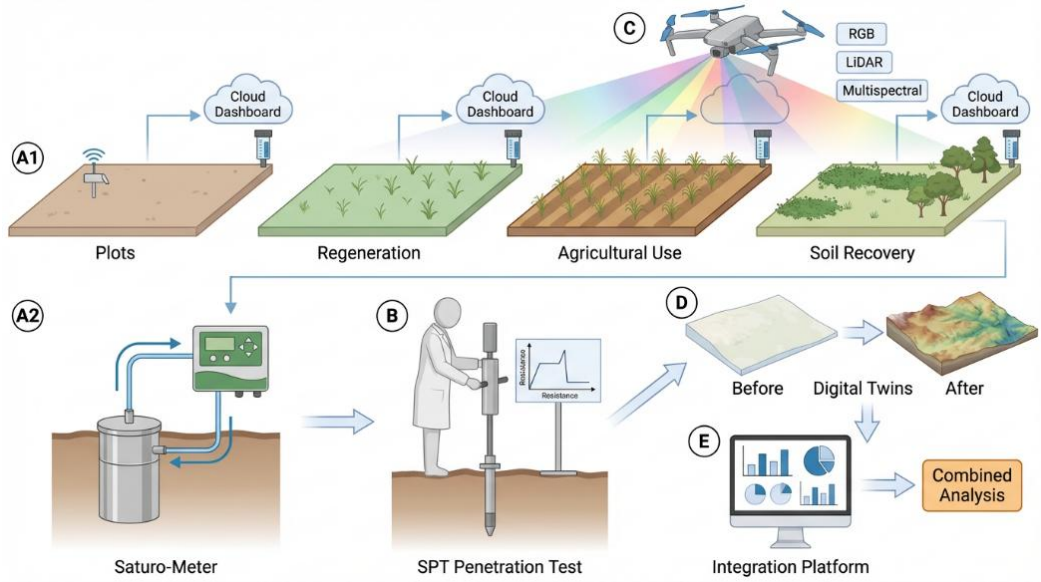


Figura 3. Resumen de la metodología a escala de sector para la detección temprana y monitorización de la erosión por escorrentía. La secuencia integra observación de campo, caracterización del suelo, análisis de imágenes y validación de zonas de escorrentía preferente. Fuente: elaboración propia.

3.1. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

Se caracterizó el suelo en términos granulométricos, de plasticidad y compacidad. Se utilizaron datos de penetración dinámica de estudios previos (Da Silva 2021) y propios, los cuales caracterizan los perfiles de resistencia del suelo e identifican horizontes compactados o adensados, mediante penetrogramas.

3.2. TAXONOMÍA DEL SUELO

Los datos edafológicos de la RDC son escasos. Los datos disponibles cubren el 15 % del territorio del país a una escala de 1:5 000 000, con una densidad de un perfil por cada 24 000 km² (Van Engelen *et al* 2006). A esta escala, la zona de estudio se clasifica como Haplic Ferrasols y Haplic Acrisols, lo que corresponde a suelos meteorizados, de baja fertilidad, ácidos y tropicales, con observaciones de campo que indican entre un 65-75% de arena en los primeros 100 cm del perfil edáfico. Los Ferralsoles Háplicos y los Arenosoles Ferralíticos documentados en la región de Kasaï (Baert *et al* 2009) registran una media del 70 % de arena en los horizontes A. Hasta la fecha no se han encontrado descripciones específicas de perfiles de suelo para Kananga.

3.3. PERMEABILIDAD DEL SUELO

El SATURO es un equipo automatizado y portátil, consiste en un infiltrómetro de doble carga para medir en campo la conductividad hidráulica saturada de campo, Kfs, y la tasa de infiltración del suelo. El control del nivel de agua, la aplicación de dos cargas de presión, el registro de datos y cálculo de Kfs están automatizados. Es un método de prueba estándar adoptado por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA) y conforme con la norma ASTM D8550-25. El SATURO infiltra agua en un área delimitada del suelo, controla automáticamente dos cargas de presión, observa cómo cambia el flujo entre ambas, y con eso calcula Kfs corrigiendo el efecto del flujo tridimensional.

La medición se realiza instalando un anillo en el suelo que delimita la zona de medición. Luego se monta encima la cabeza del infiltrómetro con una junta para sellar el sistema. Se forma una lámina de agua sobre la superficie del suelo y el equipo “embalsa” agua dentro del anillo y usa una bomba para mantener el nivel de agua automáticamente. El equipo aplica dos cargas de presión diferentes y mide el flujo infiltrado en cada carga. Al mantener cada carga un tiempo determinado, el equipo observa cuánta agua entra al suelo. Esas mediciones se repiten en varios ciclos de presión para que el flujo tienda a un estado cuasi estacionario. El SATURO automatiza el método de doble carga, midiendo la infiltración a dos presiones para estimar la sorptividad, lo que simplifica el análisis del flujo tridimensional y permite obtener Kfs sin esa estimación manual dudosa.

3.4. ANÁLISIS DE IMÁGENES

Se obtuvieron imágenes aéreas con dron equipado con cámara RGB y Multiespectral apoyados con estación terrestre GNSS para el posicionamiento cinemático en tiempo real. Los datos obtenidos de las capturas se compararon de acuerdo con criterios de semejanza estacional (variaciones en la cobertura vegetal, la exposición del suelo y los cambios geomorfológicos).

Los vuelos se programaron utilizando las herramientas de planificación de vuelo de Pix4Dmapper, adoptando una configuración nadir a una altitud copiada sobre el terreno de 60 m. El solapamiento frontal y lateral se fijó en un 70 % para garantizar una densidad adecuada de puntos de control y minimizar los errores de reconstrucción. Los vuelos con Lidar se realizaron siguiendo idénticos patrones de vuelo. Esta configuración permitió generar nubes de puntos densas con suficiente resolución espacial para detectar cambios volumétricos sutiles entre campañas de levantamiento. Las imágenes capturadas se procesaron con Pix4Dmapper para generar mosaicos orto (formato GeoTIFF) para análisis espectral.

Para cuantificar la evolución geomorfológica se compararon nubes de puntos sucesivas del mismo emplazamiento utilizando algoritmos de distancia entre nubes. Esta técnica de «nubes de puntos comparadas» permitió detectar cambios volumétricos, incluyendo la erosión, la deposición y la deformación de las laderas. Este método permitió la identificación espacial de marcas de erosión activas, la cuantificación de los volúmenes de material movilizado, la detección temprana de posibles mecanismos de ruptura y la estimación del material potencialmente susceptible de ser arrastrado durante episodios de lluvias extremas.

3.5. ÍNDICES ESPECTRALES PARA LA ZONIFICACIÓN DE LA EROSIÓN

Los índices espectrales basados en RGB y Multiespectral proporcionan valores sobre la exposición y compactación del suelo y el vigor de la vegetación. Se evaluaron cinco índices comúnmente citados en la bibliografía: el índice de vegetación verde-rojo (GRVI), el índice de hoja verde (GLI), el índice visible resistente a la atmósfera (VARI), el VARI modificado y el índice de diferencia verde-rojo normalizado (NGRDI). Tras realizar pruebas comparativas y una reclasificación no supervisada, se seleccionaron el GRVI y el NGRDI para su aplicación operativa debido a su superior capacidad de discriminación entre las zonas con vegetación y las de suelo desnudo en los sitios de estudio.

3.6. COMPARACIÓN ESTACIONAL Y EVALUACIÓN DE LA EROSIÓN

Se calcularon los valores de los índices a partir de múltiples ortofotos estacionales. Mediante la comparación de las distribuciones de los índices para una misma zona en diferentes periodos, se identificaron variaciones espaciales en la densidad de la vegetación, la humedad del suelo y la exposición. Las zonas que presentaban valores bajos del índice de vegetación, una alta variabilidad estacional y signos persistentes de suelo desnudo se clasificaron como altamente erosionadas.

3.7. GESTIÓN DE DATOS E INTEROPERABILIDAD

Como ya se mencionó anteriormente, los datos se centralizaron en QGIS. Los resultados ráster y vectoriales procedentes de la fotogrametría se estandarizaron y documentaron para garantizar su trazabilidad. La base de datos estructurada facilita el análisis colaborativo y permite la futura integración en entornos de modelización de información de construcción (BIM) para la gestión de riesgos urbanos complejos.

3.8. REPRODUCIBILIDAD, TRANSFERIBILIDAD Y MONITOREO

Los conjuntos de datos RGB, LiDAR y multiespectrales se integraron en gemelos digitales de los sectores monitorizados. La toma de imágenes multiespectrales se realiza periódicamente para dar seguimiento a la evolución de la superficie, del comportamiento de suelo y de la vegetación, como parte del sistema de monitoreo y mejora continua. La información generada, se acompaña de datos pluviométricos.

4. RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

Los datos geotécnicos se utilizan en este trabajo únicamente como apoyo para interpretar la susceptibilidad a la erosión superficial y no para definir criterios de cimentación. Los ensayos disponibles indican un predominio de arenas limosas de baja o nula plasticidad, con variabilidad lateral de compacidad y ausencia de nivel freático somero en los sondeos ejecutados. Estas características son relevantes porque la pérdida de cobertura orgánica, la exposición del suelo y la compactación superficial pueden reducir la infiltración efectiva y favorecer la generación de escorrentía concentrada.

La lectura integrada de los ensayos y observaciones de campo confirma que el comportamiento frente a la erosión está condicionado por la textura arenosa, la baja plasticidad, la compactación superficial y el estado de humedad. Por tanto, la información geotécnica se emplea como complemento para identificar superficies endurecidas o compactadas asociadas a caminos peatonales, plataformas urbanas y corredores de drenaje informal.

En consecuencia, los resultados geotécnicos se consideran relevantes en la medida en que ayudan a explicar la transición desde superficies expuestas y poco infiltrantes hacia líneas de escorrentía preferente. Los valores de capacidad portante o tensión admisible de cimentación no se discuten en este artículo por no formar parte del objetivo específico de detección temprana y monitorización de la erosión.

4.2. ANÁLISIS DE IMÁGENES

Para cuantificar la evolución geomorfológica, se compararon nubes de puntos sucesivas del mismo emplazamiento utilizando algoritmos de distancia entre nubes. Esta técnica permitió detectar cambios volumétricos, incluyendo erosión, deposición y deformación de laderas. El análisis contribuyó a identificar

marcas de erosión activas, cuantificar volúmenes de material movilizado, reconocer posibles mecanismos de ruptura y estimar el material susceptible de ser arrastrado durante episodios de lluvia intensa.

4.3. ÍNDICES ESPECTRALES PARA LA ZONIFICACIÓN DE LA EROSIÓN

El resultado más relevante para esta parte del trabajo fue evidenciar que los caminos peatonales y otras superficies desnudas o compactadas presentan una señal distinguible mediante índices espectrales relacionados con el suelo desnudo y el vigor de la vegetación. Esta señal permite orientar la identificación de zonas donde la escorrentía puede concentrarse antes de que se forme una incisión profunda.

4.4. COMPARACIÓN ESTACIONAL Y EVALUACIÓN DE LA EROSIÓN

El análisis de las imágenes obtenidas con Lidar, RGB y Multiespectral evidencia que las erosiones en forma de mega cárcavas evolucionan retrogradacionalmente siguiendo ciertos patrones y a favor de superficies compactadas como pueden ser los caminos de peatones. Los caminos de peatones son superficies desprovistas de cobertura vegetal y/o orgánica y es posible que por compactación y exposición generen superficies diferenciales endurecidas que las cámaras permiten distinguir previo tratamiento. Los datos geotécnicos de SPT junto con ensayos de permeabilidad *in-situ* confirmarían que las superficies compactas como las de los caminos de peatones son áreas de mayor capacidad portante y baja permeabilidad y por ello funcionan como líneas de escorrentía de flujo preferente.

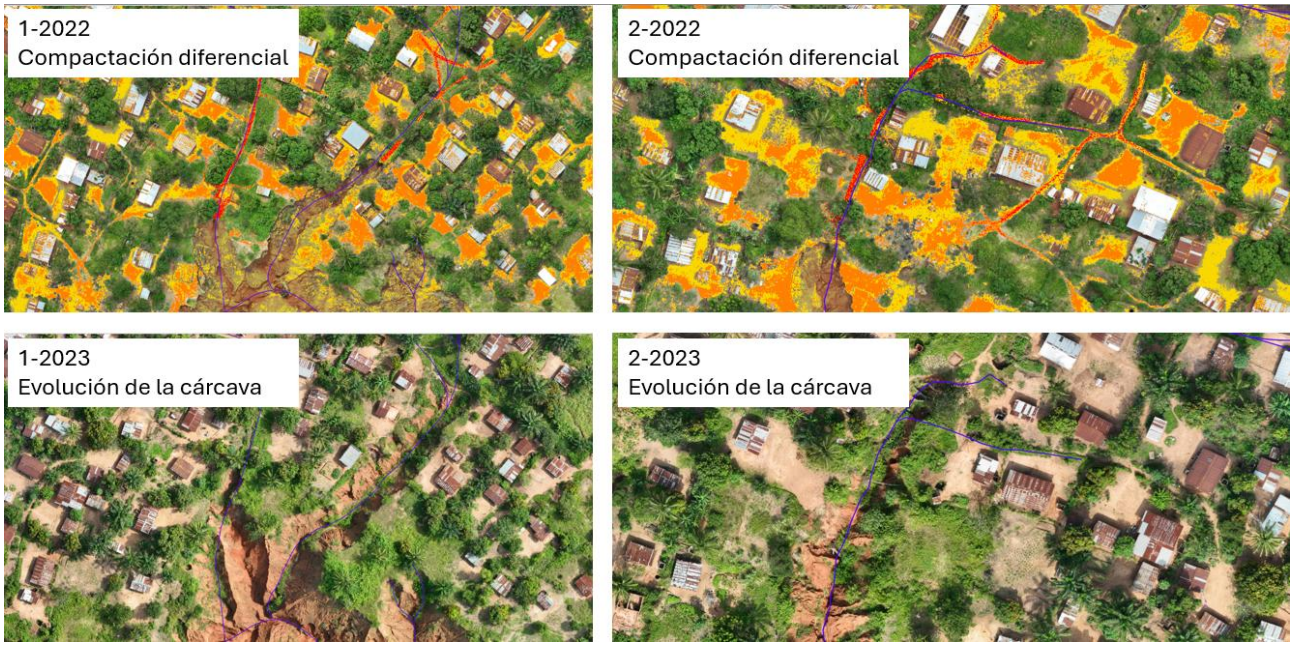


Figura 4. Evolución retrogradante de las mega-cárcavas a favor de superficies compactas y corredores de escorrentía preferente. Fuente: elaboración propia.

5. DISCUSIÓN

Los análisis de reflectancia realizados en Kananga constituyen una herramienta robusta para interpretar la dinámica estacional de la erosión a partir del comportamiento del suelo y la vegetación. Estos análisis permitieron discriminar variaciones en la composición y densidad de la vegetación entre la época seca y lluviosa, así como estimar el porcentaje de suelo desnudo y detectar superficies con distintos grados de compactación.

En este sentido, la evidencia espectral, complementada con observaciones de campo, sugiere que las áreas compactadas se encuentran estrechamente asociadas a caminos de peatón, los cuales funcionan como rutas preferenciales de escorrentía superficial. Consecuentemente, estos micro corredores hidrológicos aceleran la transición de erosión laminar hacia erosión en surcos y, posteriormente, a la formación de cárcavas y mega-cárcavas, fenómeno corroborado tanto por la percepción local como por el análisis multitemporal de imágenes.

Por otra parte, si bien los suelos arenosos se caracterizan típicamente por su alta permeabilidad y baja generación de escorrentía, los resultados obtenidos en Kananga evidencian una respuesta hidrológica alterada cuando se pierde el horizonte orgánico superficial (Horizonte O). Se documenta que la exposición directa de

los horizontes subsuperficiales (A, Ab, AB y B) a la acción de la lluvia, junto con los ciclos de humectación-desecación y las cargas mecánicas derivadas del tránsito, favorece procesos de compactación, sellado superficial y formación de costras. Estos procesos reducen significativamente la capacidad de infiltración y promueven la escorrentía superficial, lo que intensifica la erosión y el transporte de sedimentos. Los ensayos de campo de infiltración realizados en Berbérati, RCA, confirman este comportamiento y subrayan la relevancia de Solucione Basadas en la Naturaleza (SBN) en forma de prácticas de agricultura de conservación, la necesidad de cobertura vegetal en entornos urbanos, así como la preservación de áreas naturales o naturalizadas dentro de las ciudades como parte fundamental de la planificación urbana.

Se documenta que las áreas con cobertura vegetal —ya sea natural o inducida— presentan una notable atenuación de los procesos erosivos, o al menos una ralentización en su evolución. Esto se explica por el efecto combinado de la intercepción de la lluvia, el aumento de la rugosidad superficial, la mejora de la estructura del suelo y el incremento de la infiltración promovido por sistemas radiculares y la acumulación de materia orgánica. Reforzando para Kananga la necesidad de las SBN integradas en el paisaje urbano, acompañando infraestructuras lineales (vías férreas, aeropuertos, drenajes y caminos).

En particular, sistemas con múltiples estratos de vegetación, incluyendo coberturas herbáceas, arbustivas y arbóreas (palmas y/o árboles frutales con cobertura vivas y muertas, barbechos o áreas en sucesión natural) generan condiciones de suelos más estables que limitan la energía cinética de las gotas de lluvia y reducen la escorrentía. Por el contrario, prácticas de manejo que implican la remoción sistemática de la hojarasca y la exposición continua del suelo (por ejemplo, el barrido y la labranza profunda) inducen y aceleran los procesos erosivos.

La erosión implica una disminución significativa en la fertilidad del suelo, la capacidad de intercambio catiónico, la estabilidad estructural de los agregados y la infiltración efectiva. Se genera un proceso de degradación que reduce la productividad primaria de los sistemas agrícolas y comprometen una población ya vulnerable, creciente y altamente dependiente de la tierra. Desde una perspectiva de seguridad y soberanía alimentaria, en el contexto de Kananga, la degradación progresiva del suelo limita la capacidad de producción local de alimentos, incrementa la dependencia de insumos externos y acentúa la exposición a crisis alimentarias.

Asimismo, entender la composición de los suelos de Kananga y Berbérati es clave ya que la fracción arcillosa, aunque minoritaria (14% arcilla, 83% arena y 3% limo en Kassai, según Baert *et al* (2009), desempeña un rol determinante en la génesis de superficies endurecidas, dado que los óxidos de hierro y aluminio (típicos de suelos tropicales lateríticos) experimentan ciclos de disolución y precipitación (Kaze *et al* 2017) bajo condiciones climáticas de sabana tropical (Aw), generando horizontes con mayor resistencia mecánica y menor permeabilidad.

Estos hallazgos refuerzan la pertinencia de enfoques metodológicos integrados para la evaluación de la erosión en contextos con limitaciones de datos. La combinación de fotogrametría, sensores remotos, (RGB, LiDAR y multiespectral) datos geotécnicos y edafológicos permite caracterizar con mayor precisión la erosión. A su vez permite establecer sistemas de monitoreo continuo y detección temprana. En consecuencia, la metodología propuesta destaca por su carácter modular y transferible a otros entornos tropicales y subtropicales con condiciones edafoclimáticas similares, facilitando la toma de decisiones basada en evidencia para la gestión sostenible del territorio.

6. CONCLUSIONES

La formación de mega cárcavas es un proceso multifactorial de procesos interrelacionados: pérdida de vegetación, eliminación de la capa orgánica del suelo, impermeabilización de la superficie, compactación, formación de costras, reducción de la infiltración, aumento de la escorrentía, formación de surcos y, finalmente, la incisión de la cárcava.

El endurecimiento y el encostramiento de la superficie arenosa expuestas es un proceso fisicoquímico que implica la impermeabilización y la formación de costras inducidas por la lluvia, reforzadas por el pisoteo y la compactación urbana.

Los encostramientos o endurecimientos provocan un cambio en el comportamiento hidráulico de los primeros milímetros o centímetros de la superficie, disminuyendo la permeabilidad y aumentando la velocidad de escorrentía ya que se pierde la rugosidad y el flujo superficial se vuelve más concentrado.

El uso combinado de fotogrametría RGB, LiDAR y monitorización multiespectral con UAV proporciona un marco sólido para la detección temprana de superficies propensas a la erosión. La comparación del conjunto de datos en condiciones estacionales equivalentes e integrando gemelos digitales del paisaje es una herramienta de monitorización.

Esta metodología propone un flujo de trabajo repetible para detectar, monitorizar y prevenir la formación de mega-cárcavas en suelos arenosos tropicales, siendo una herramienta para la planificación urbana incorporando SBN como parte del diseño y estrategia de prevención de la erosión.

REFERENCIAS

Baert, G. Van Ranst, M, Ngongo, E. Kasongo, A. Verdoodt, B. Mujinya, J. Mukalay, M. (2009). Guide de Sols en R.D. Congo. Tome II : Description et Données Physico-Chimiques Profiles Types. ISBN 978-9-0767-6998-1. 338p.

Da Silva. (2021). WSP Report. UNOPS Erosion Democratic Republic of Congo.

Food and Agriculture Organization of the United Nations. (2005). Management of tropical sandy soils for sustainable agriculture. FAO. Session 4. Physical properties of tropical sandy soils. https://www.fao.org/4/ag125e/ag125e00.htm.

Mawe, G. Lutete, E. Dujardin, E. Makanzu, F. Bielders, C. Hubert, A. Michellier, C. Nzolang, C. Poesen, J. Dewitt, O. Vanmaercke, M. Mapping urban gullies in the Democratic Republic of Congo, Nature, 644 (2025) 953-963.

Peel, Murray & Finlayson, Brian & Mcmahon, Thomas. (2007). Updated World Map of the Koppen-Geiger Climate Classification. Hydrology and Earth System Sciences Discussions. 4. 10.5194/hess-11-1633-2007.

Raimat, C. Vega, A. Van Eghff, C. Corroyer, L. Campos, A. Mora, S. Saborío, J. 2023. Proposal of UAV-Lidar and photogrammetry-based modeling for assessing soil loss using nature-based solutions as countermeasure in urban areas in the Democratic Republic of Congo (DRC). EGU23.14216. Session NH16. https://geo-hazardadvisors.com/wp-content/uploads/2023/04/poster-EGU23.jpg

Van Engelen, V. Verdoot, A. Dijkshoorn, JA. Van Rast, E. 2006. Soil and Terrain Database of Central Africa (DR of Congo, Burundi and Rwanda). Report 2006/07. ISRIC-World Soil Information. Wageningen 28p.

ESTUDIO EXPLORATORIO SOBRE LA INTEGRACIÓN DE ÍNDICES GEOMECÁNICOS EN UN ENTORNO SIG PARA LA ELABORACIÓN DE MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD A REMOCIONES EN MASAS

Claudia SEPÚLVEDA PÉREZ[(1)*], José Miguel MONTENEGRO-COOPER[(1)], Robert W. KING[(1)] y Roberto PONCE ABARCA[(1, 2)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil
Universidad Católica de la Santísima Concepción (Chile)

[(2)] Departamento de Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología
Universidad Complutense de Madrid (UCM)
*csepulvedap@ing.ucsc.cl

RESUMEN

Este trabajo propone una metodología para integrar los índices geomecánicos slope mass rating (SMR) y Q_{slope} en un entorno SIG, a fin de elaborar mapas de susceptibilidad a remociones en masa. La metodología considera la caracterización geomecánica de afloramientos, el análisis cinemático de discontinuidades y el cálculo espacial del ángulo máximo estable ($\beta_{máx.}$) mediante Q_{slope}, comparándolo con la pendiente real del terreno. El caso de estudio se desarrolló en la Región del Biobío, en el centro-sur de Chile, a aproximadamente 500 km al sur de Santiago, en un macizo granítico meteorizado, con suelos residuales y estructuras heredadas. Los resultados muestran condiciones geomecánicas desfavorables y una alta susceptibilidad en sectores de mayor meteorización y de mayor pendiente.

ABSTRACT

This study proposes a methodology for integrating Slope Mass Rating (SMR) and Q_{slope} geomechanical indices in a GIS environment to generate susceptibility maps for mass movements. The methodology includes geomechanical characterization, kinematic analysis of discontinuities, and spatial calculation of the maximum stable angle ($\beta_{max.}$) derived from Q_{slope}, compared with terrain slope. The case study was developed in the Biobío Region, south-central Chile, approximately 500 km south of Santiago, in a weathered granitic massif with residual soils and inherited structures. Results indicate unfavorable geomechanical conditions and a higher susceptibility in sectors with stronger weathering and steeper slopes.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Maicillo (Maicillo), Remoción en masa con SIG (landslide susceptibility mapping in SIG), Qslope.*

1. INTRODUCCIÓN

Los procesos de remoción en masa representan uno de los peligros geológicos más relevantes por su impacto en la población, la infraestructura y las vías de comunicación. La construcción de infraestructura vial a menudo requiere realizar cortes en el terreno. Estos cortes modifican la geometría natural de las laderas y exponen superficies de discontinuidad que pueden generar condiciones de inestabilidad. Como resultado, aumenta la susceptibilidad a deslizamientos, caídas de roca y otros procesos gravitacionales. En este contexto, resulta fundamental desarrollar un modelo conceptual que represente con la mayor confiabilidad posible las condiciones geológicas y geomecánicas del área de estudio, ya que constituye la base para seleccionar y aplicar adecuadamente los métodos de análisis de estabilidad.

Los distintos enfoques de análisis para evaluar la estabilidad de los taludes rocosos incluyen métodos empíricos, cinemáticos, analíticos y numéricos. Cada método presenta un nivel de incertidumbre asociado a sus hipótesis y a la calidad de los datos disponibles. Cada enfoque requiere parámetros específicos, como las propiedades geomecánicas, la geometría del talud, la orientación de las discontinuidades y las condiciones hidrogeológicas, entre otros. La selección del método depende del nivel de detalle requerido y de la confiabilidad esperada en la estimación de la estabilidad del talud. Los métodos empíricos permiten estimar de manera preliminar la estabilidad mediante clasificaciones geomecánicas. Los métodos cinemáticos evalúan la posibilidad geométrica de ocurrencia de mecanismos de falla controlados por discontinuidades. Los métodos de equilibrio límite relacionan el factor de seguridad entre las fuerzas resistentes y las deslizantes a partir de los parámetros de resistencia del macizo. Finalmente, los métodos numéricos simulan el comportamiento mecánico del talud bajo diferentes condiciones de carga y de borde, lo que permite un análisis más detallado del estado de estabilidad. La Figura 1 presenta un esquema general del proceso de caracterización y análisis de la estabilidad de taludes.

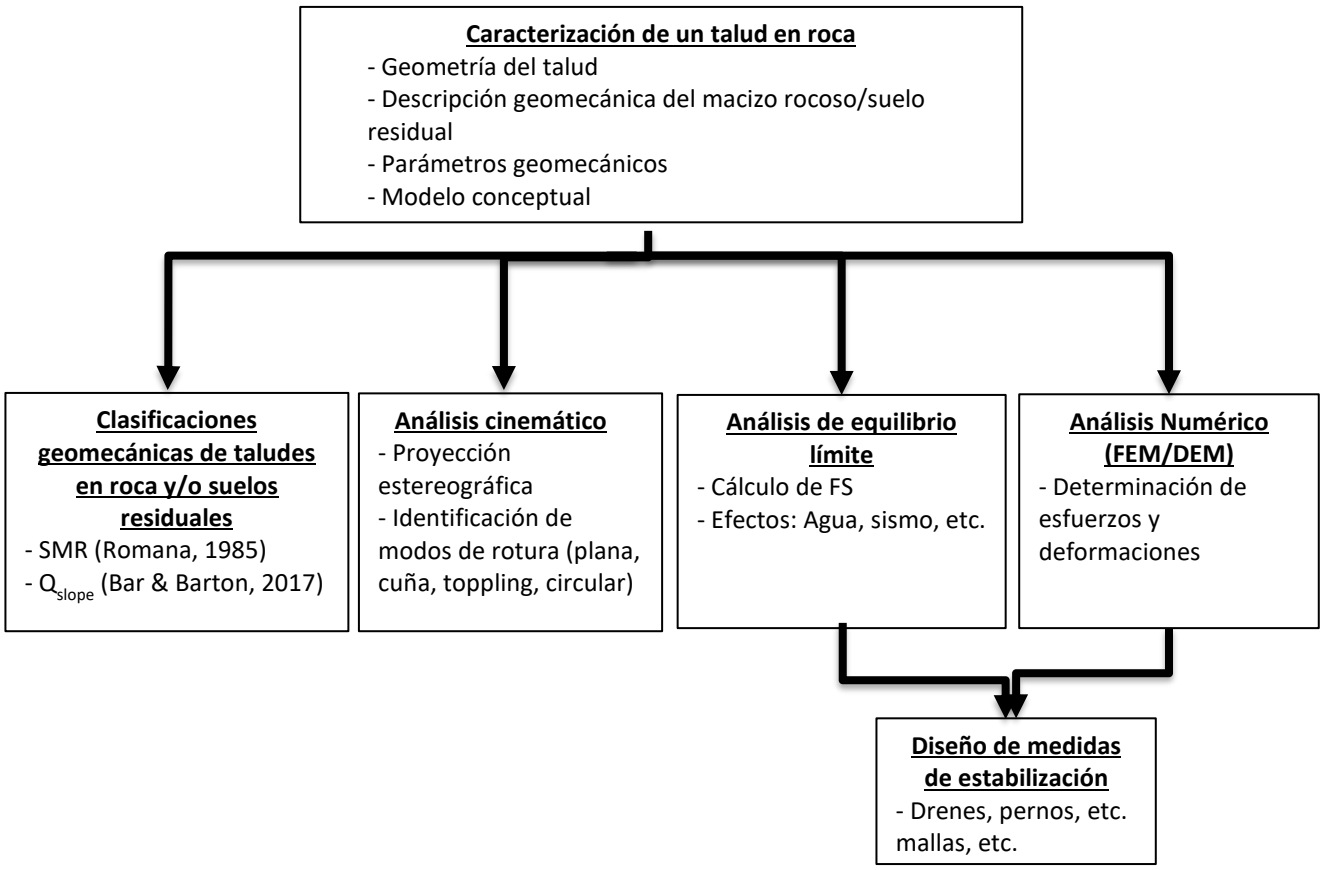
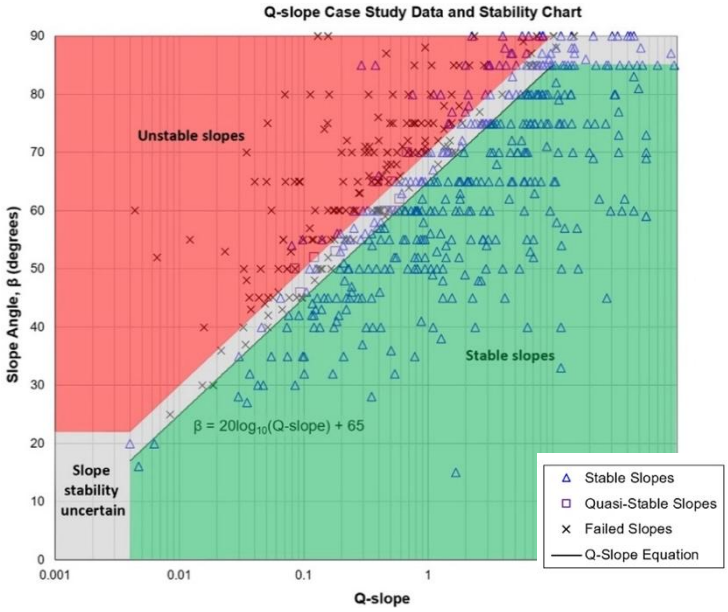


Figura 1. Esquema general del proceso de caracterización y evaluación de estabilidad de taludes en roca y suelo residual.

Las Figuras 2(a) y 2(b) presentan las clasificaciones geomecánicas desarrolladas para evaluar la estabilidad de taludes en roca y/o en suelos residuales, con SMR y Q_{slope}, respectivamente. El método SMR (*Slope Mass Rating*), propuesto por Romana (1989), es una adaptación del sistema RMR aplicada específicamente a taludes rocosos. Este método incorpora factores de corrección relacionados con la orientación de las discontinuidades respecto al talud (F1, F2 y F3 en la ec. 1) y con el método de excavación (F4 en la ec. 1). Su aplicación permite estimar empíricamente la calidad geomecánica del macizo rocoso y su grado de estabilidad. El método Q_{slope} (ver ec.2), propuesto por Barton y Barton (2017), es una extensión del sistema Q aplicado a taludes rocosos y a suelos residuales. Este método permite estimar empíricamente el ángulo de inclinación estable ($\beta_{máx.}$) de un talud a partir de parámetros geomecánicos del macizo rocoso y de las características de las discontinuidades sin requerir medidas de refuerzo ni de mantención (ver ec.3). Su principal utilidad radica en proporcionar una evaluación preliminar de la estabilidad en las etapas iniciales del diseño. En la Figura 2(b), la frontera empírica del gráfico separa los dominios de estabilidad e inestabilidad observados en taludes documentados. Los casos localizados por encima de la curva se asocian mayoritariamente con taludes que alcanzaron la rotura, mientras que los ubicados por debajo corresponden a taludes estables. Esta relación sirve de referencia para estimar los ángulos de diseño compatibles con la estabilidad, según el índice Q_{slope}. Para valores de Q_{slope} inferiores a

0,004, el método recomienda ángulos máximos de talud inferiores a 20°, lo cual se considera altamente desfavorable desde el punto de vista geotécnico.

Tipo de Falla		Ángulos auxiliares	Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	A	$\lvert\alpha_j - \alpha_s\rvert$	> 30	30 – 20°	20 – 10°	10 – 5°	< 5°
T		$\lvert\alpha_j - \alpha_s - 180\rvert$					
W		$\lvert\alpha_i - \alpha_s\rvert$					
P/T/W	F_1		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P/W	B	$\lvert\beta_j\rvert$ o $\lvert\beta_j\rvert$	< 20°	20 – 30°	30 – 35°	35 – 45°	> 45°
P/W	F_2		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
T			1.00				
P	C	$\beta_j - \beta_s$	> 10°	10 – 0°	0°	0 – (–10°)	< (–10°)
W		$\beta_i - \beta_s$					
T		$\beta_j + \beta_s$	< 110°	110 – 120°	> 120°	–	–
P/T/W	F_3		0	−6	−25	−50	−60
Método de excavación F_4							
Talud natural			+15		Voladura o mecanizada		0
Precorte			+10		Voladura deficiente		−8
Voladura suave			+8				



(a) (b)

Figura 2. Clasificaciones geomecánicas de taludes en roca y suelos residuales: (a) factores de ajuste del método SMR (Romana, 1989), y (b) gráfico de estabilidad del método Q_{slope} (Bar y Barton, 2024).

$$SMR = RMR_b + (F_1 * F_2 * F_3) + F_4 \quad (1)$$

$$\mathrm{Q_{slope}} = \frac{\mathrm{RQD}}{\mathrm{J_n}} * \left(\frac{\mathrm{Jr}}{\mathrm{Ja}}\right)_{\mathrm{o}} * \frac{\mathrm{J_{wice}}}{\mathrm{SRF_{slope}}} \quad (2)$$

$$\beta_{\max} = 20\log_{10}(\mathrm{Q_{slope}}) + 65 \quad (3)$$

El análisis cinemático de taludes rocosos permite identificar la factibilidad geométrica de los principales mecanismos de falla: rotura plana, rotura en cuña y vuelco flexural, mediante la comparación entre la orientación de las discontinuidades y la geometría del talud, así como entre el buzamiento y la dirección de buzamiento. Para la rotura plana, la discontinuidad debe presentar un buzamiento comprendido entre el ángulo de fricción y el del talud $\Phi < \beta_D < \beta_T$, y una dirección de buzamiento similar a la del talud ($\alpha_T - 20 < \alpha_D < \alpha_T + 20$). En la rotura en cuña, la condición se evalúa sobre la línea de intersección de las discontinuidades, cuyo buzamiento debe igualmente situarse entre $\Phi < \beta_D < \beta_T$, con una dirección aproximadamente coincidente con la del talud ($\alpha_T - 40 < \alpha_D < \alpha_T + 40$). Por su parte, el vuelco flexural ocurre cuando las discontinuidades se inclinan en sentido opuesto al talud, cumpliendo una relación geométrica del tipo $\beta_D < 90 + \Phi - \beta_T$ y una oposición de direcciones cercana a $\alpha_D \pm 180 - 10 < \alpha_T < \alpha_D \pm 180 + 10$. En conjunto, estos criterios permiten evaluar de manera preliminar la posibilidad de ocurrencia de los distintos mecanismos de falla en función de la configuración estructural del macizo.

Este trabajo aplica las clasificaciones geomecánicas SMR y Q_{slope}, junto con un análisis cinemático continuo, para evaluar la estabilidad de taludes a partir de información geomecánica recopilada en terreno. Estos métodos permiten identificar mecanismos potenciales de falla y establecer criterios preliminares de estabilidad. Sobre esta base, se propone una metodología de zonificación de la susceptibilidad a procesos de remoción de masa mediante herramientas SIG, integrando información en formatos vectoriales y ráster. Las capas vectoriales representan elementos discretos como puntos y polígonos. Las capas ráster representan el terreno como una malla de píxeles, donde cada celda contiene valores asociados a variables geotécnicas o geomorfológicas, lo que permite realizar análisis espaciales mediante álgebra de ráster. La integración de estas variables genera un modelo continuo de susceptibilidad, lo que constituye una herramienta útil para las etapas preliminares de diseño y planificación de infraestructura lineal, como los caminos.

2. ANTECEDENTES

El área de estudio se localiza en la salida sur de la ciudad de Concepción, en la Región del Biobío, a aproximadamente 500 km al sur de Santiago. El sector analizado se ubica a lo largo de la Ruta 146, corredor vial que conecta Concepción con las zonas interiores de la región y atraviesa los relieves de la Cordillera de la Costa (Figura 3).

En el contexto geológico, el área de estudio se desarrolla sobre rocas ígneas intrusivas paleozoicas del Batolito Costero de la Cordillera de la Costa, representadas principalmente por granodioritas y tonalitas intensamente fracturadas (Figura 4) (Hervé, 1977; Hervé *et al.,* 1988). La meteorización prolongada de estos granitoides ha generado suelos residuales graníticos que conservan parcialmente las estructuras de la roca madre, como discontinuidades y zonas de debilidad, las cuales condicionan su comportamiento mecánico.

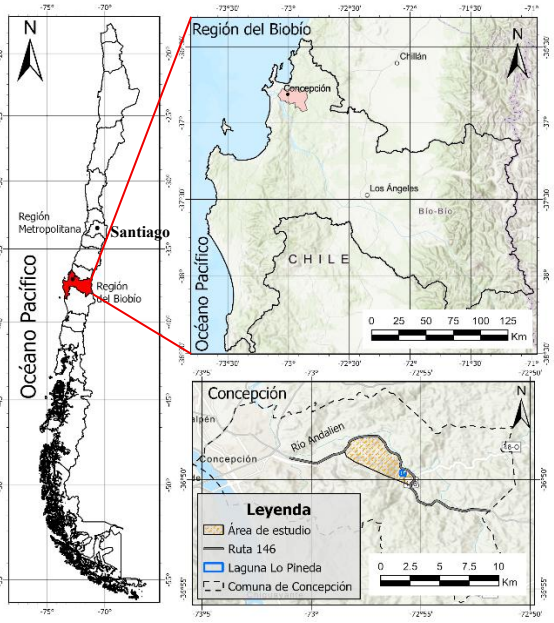


Figura 3. Mapa de ubicación del área de estudio. Coordenadas geográficas WGS 84.

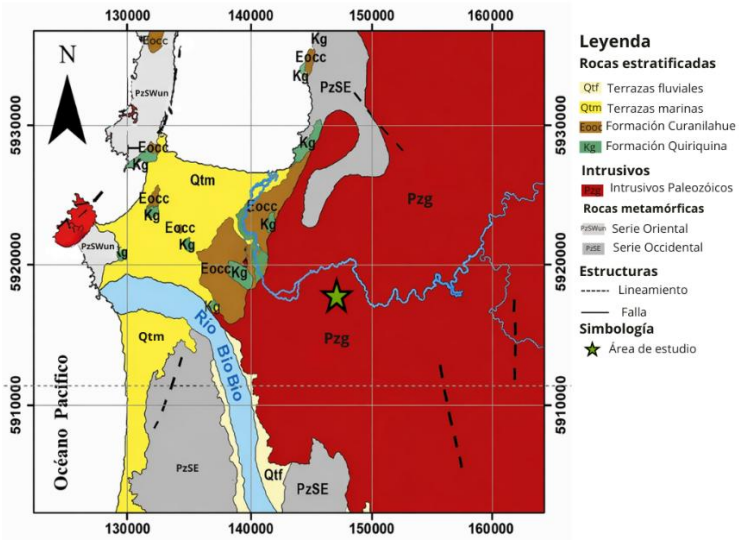


Figura 4. Mapa geológico del Gran Concepción, escala 1: 200 000. Modificado de Jil (2014).

El material presente en el área de estudio corresponde a un suelo residual de tipo maicillo, originado por la meteorización in situ de rocas graníticas del batolito costero. Este material se caracteriza por constituir un medio transicional suelo–roca, en el que la matriz granular conserva rasgos estructurales heredados de la roca madre, tales como diaclasas y planos de debilidad, que condicionan significativamente su comportamiento geotécnico (Valenzuela, 2004). Desde el punto de vista granulométrico, el maicillo presenta una amplia variabilidad según el grado de meteorización, con contenidos de finos que suelen oscilar entre 15% y 60%. Esta variabilidad se traduce en clasificaciones que van desde arenas limosas (SM) hasta limos arenosos (ML–MH), generalmente con plasticidad baja a moderada (IP entre 2% y 15%) y una gravedad específica de los sólidos (Gs) entre 2,5 y 2,7. En términos de resistencia, la matriz del suelo presenta un comportamiento predominantemente friccionante, con ángulos de fricción del orden de 30°, coherente con lo reportado para maicillos graníticos en la zona de Concepción (Valores propios y de Valenzuela, 2004).

No obstante, el comportamiento global del material no depende únicamente de la matriz del suelo. La presencia de estructuras heredadas, tales como grietas y planos de debilidad asociados a diaclasas de la roca madre, introduce superficies preferenciales de falla con propiedades resistentes inferiores a las de la matriz. Estas discontinuidades suelen estar rellenas de materiales más finos, con mayor humedad y menor resistencia al corte, lo que reduce significativamente la estabilidad del conjunto. En consecuencia, el maicillo debe interpretarse como un medio estructuralmente controlado, en el que la respuesta mecánica está dominada por la interacción entre la matriz y los planos de debilidad, especialmente en condiciones de meteorización avanzada y de saturación, tal como se reconoce en el Manual de Carreteras de Chile (2026) y en estudios regionales previos.

3. METODOLOGÍA

La evaluación de la susceptibilidad a la remoción en masa integró la caracterización geomecánica del macizo rocoso, el análisis cinemático de las discontinuidades y la implementación de un modelo espacial en un entorno de SIG. La metodología se organizó en dos etapas principales. La primera etapa consistió en el trabajo de terreno, en el que se recopiló la información geomecánica necesaria para caracterizar el macizo rocoso y definir las condiciones estructurales del talud. La segunda etapa consistió en la evaluación espacial de la susceptibilidad mediante un modelo implementado en ArcGIS Pro, que utilizó herramientas de álgebra de ráster para integrar los criterios geotécnicos y establecer la clasificación de la susceptibilidad.

3.1. TRABAJO DE TERRENO

El trabajo de terreno se desarrolló en un área de estudio de aproximadamente 9,5 km², delimitada en torno a la Laguna Lo Pineda (Figura 5). Desde el punto de vista geomorfológico, el sector corresponde a un relieve de laderas con pendientes de moderadas a abruptas y diferencias de altura cercanas a 300 m, lo que favorece el desarrollo de procesos gravitacionales superficiales y condiciona la estabilidad de laderas y taludes. La selección de las estaciones geomecánicas se basó en criterios de representatividad litológica, estructural y geomorfológica, priorizando sectores próximos a la carretera existente, donde la exposición de los cortes de talud permite observar directamente las condiciones del macizo y evaluar su comportamiento frente a posibles procesos de remoción de masa.

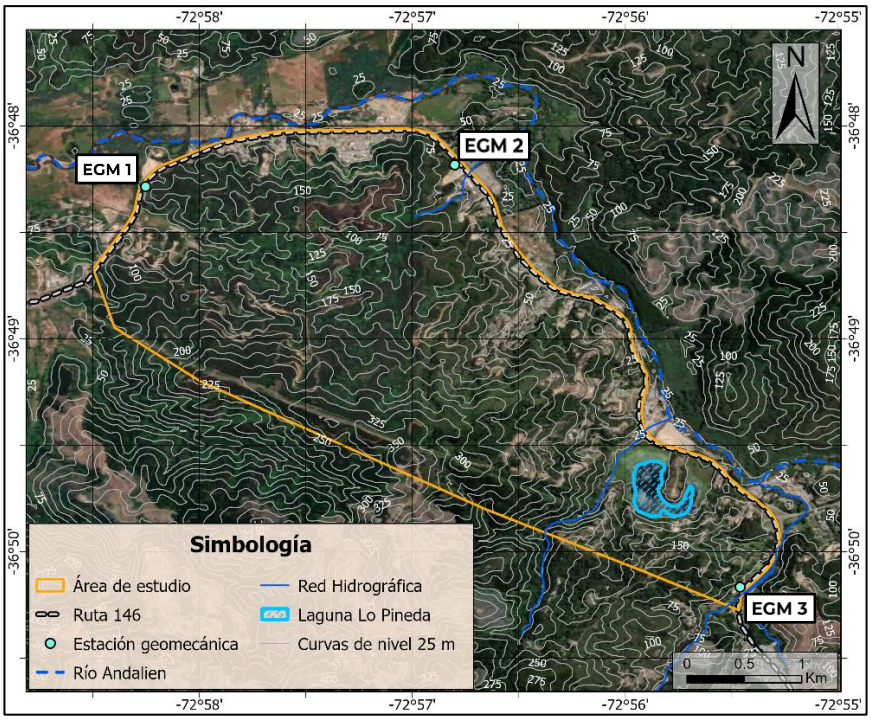


Figura 5. Área de estudio y ubicación de estaciones geomecánicas. Escala 1:30 000.

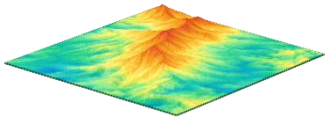
La descripción geomecánica de los afloramientos se realizó siguiendo la metodología propuesta por la International Society for Rock Mechanics (1978), considerando la litología, el grado de fracturamiento, el espaciado, la persistencia, la apertura y la condición de las discontinuidades, así como la medición del manteo y la dirección del manteo. De las tres estaciones evaluadas, una correspondió a un macizo rocoso intensamente fracturado, mientras que las otras dos se localizaron en suelos residuales donde aún se reconocían estructuras heredadas del macizo original, aunque el comportamiento geotécnico observado correspondía al de un material de tipo suelo. Esta información permitió definir los parámetros de entrada para las clasificaciones geomecánicas y el análisis cinemático posterior.

3.2. EVALUACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD

El procedimiento metodológico comenzó con el modelo digital de elevación, que constituyó la base espacial del análisis y permitió representar el terreno mediante una malla regular de píxeles con una resolución de 12,5 m. Cada píxel corresponde a una celda de una matriz espacial y almacena valores numéricos asociados a la altitud, la pendiente y la orientación del terreno, expresadas como manteo (dip) y dirección de manteo (dip

direction) del talud. Sobre esta base se integró progresivamente información geomorfológica, geomecánica y geotécnica, incluyendo familias de discontinuidades y las puntuaciones derivadas de las clasificaciones geomecánicas SMR y Q_{slope}, utilizadas como variables de entrada en el análisis de estabilidad (Tabla 1). El flujo de procesamiento aplicado en esta etapa se resume en la Tabla 2.

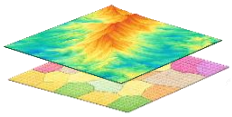
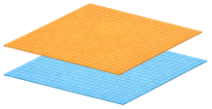
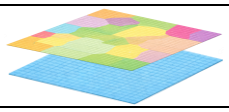
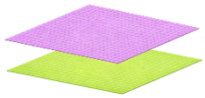
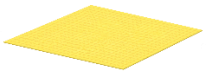
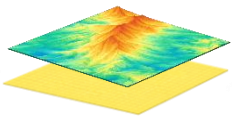
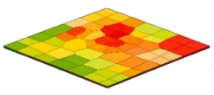
Tabla 1. Capas de entrada para trabajo en entorno SIG con su descripción.

Modelo digital de elevación (DEM)	**Familia de discontinuidades**	**Puntuaciones geomecánicas**
Ráster	Vectorial (polígono)	Vectorial (polígono y puntos)
		
Pendiente y orientación del terreno.	Manteo y dirección de manteo de las familias principales de discontinuidades.	Puntuaciones asignadas a cada parámetro geomecánico.

El análisis cinemático (etapa 1) consistió en evaluar la relación entre la pendiente y la orientación del terreno, obtenidas del modelo digital de elevación, y la orientación de las familias de discontinuidades principales. El procedimiento se implementó mediante álgebra de mapas en el entorno SIG, aplicando, en cada píxel, los criterios geométricos definidos para los mecanismos de rotura plana, de cuña y de vuelco flexural. Para la rotura plana y el vuelco, el análisis aplicó directamente los criterios angulares correspondientes a cada familia estructural. Para la rotura en cuña se evaluaron distintas combinaciones de familias estructurales con el fin de identificar intersecciones potencialmente inestables.

Cada píxel adoptó la condición más desfavorable entre los mecanismos evaluados. El resultado generó capas de ráster para cada tipo de falla, clasificadas en valores binarios, donde 0 representa condiciones geométricamente estables y 1, condiciones potencialmente inestables. Esto permite identificar la distribución espacial de los mecanismos de falla y derivar los factores de orientación que posteriormente se utilizaron para el cálculo de los índices geomecánicos.

Tabla 2. Flujo metodológico para la generación del mapa de susceptibilidad a remociones en masa en el área de estudio.

Etapa		**Capas utilizadas**		**Capa resultante**	
1	Análisis cinemático	DEM Familia de discontinuidades		Mecanismos de rotura Factores	
2	Cálculo índice Q_{slope}	Puntuaciones Factores		Mapa índice SMR Mapa índice Q_{slope}	
3	Evaluación de la estabilidad del terreno	Mapa índice Q_{slope}		Ángulo máximo de estabilidad ($\beta_{máx}$)	
4	Mapa de susceptibilidad	DEM ($\beta_{máx.}$)		Mapa de susceptibilidad a remoción en masa	

El cálculo de los índices SMR y Q_{slope} (etapa 2) se realiza con las puntuaciones asignadas a los parámetros geomecánicos incorporados como capas en el SIG, junto con los factores de corrección por orientación derivados del análisis cinemático. Los índices se calculan mediante la calculadora ráster, aplicando las expresiones originales de cada sistema de clasificación.

A partir del índice Q_{slope} se estima el ángulo máximo estable de pendiente ($\beta_{máx.}$) mediante la ecuación del método (etapa 3). Los valores inferiores a 0,004 se consideran representativos de macizos extremadamente degradados y se clasifican como zonas de alta susceptibilidad. Posteriormente, $\beta_{máx.}$ se compara con la pendiente real del terreno obtenida a partir del DEM (etapa 4). Los valores negativos indican condiciones potencialmente inestables y los positivos, estabilidad relativa.

Finalmente, la diferencia entre $\beta_{máx.}$ y la pendiente real del terreno se clasifica en rangos de estabilidad para cada píxel. Valores menores a −10° se asocian a condiciones muy inestables; entre −10° y 0°, a condiciones inestables; entre 0° y 10°, a condiciones moderadamente estables; entre 10° y 20°, a condiciones estables; y mayores a 20°, a condiciones muy estables. Esta clasificación permite identificar, en el área de estudio, distintos niveles de susceptibilidad a la remoción en masa.

4. RESULTADOS

4.1. TRABAJO DE TERRENO

La Tabla 3 presenta la descripción geomecánica de las estaciones EGM1, EGM2 y EGM3, seleccionadas en sectores accesibles del macizo rocoso, a fin de facilitar el levantamiento de información en terreno. En cada estación se evaluaron parámetros de las discontinuidades, como el número de familias, el espaciamiento, la persistencia, la rugosidad, la abertura, el relleno, la condición del agua y el grado de meteorización.

Tabla 3. Descripción geomecánica de tres afloramientos según la ISRM 1978.

Estación	N° de familias	Esp. (cm)	Pers. (m)	Rugosidad	Apertura	Relleno (mm)	Condición de agua	Grado de meteorización
EGM1	4	Moderado 10 - 20	Media 3-10	Ligeramente rugosa	Muy estrecha	Relleno duro < 5	Sin filtración entre juntas/ húmedo	III Moderadamente meteorizado
EGM2	4	Moderado 10-20	Media 3-10	Lisa	Completamente con relleno (sin apertura)	Relleno blando > 25	Sin filtración entre juntas/ húmedo	V Muy meteorizado
EGM3	3	Moderado 10 -20	Media 3-10	Lisa	Completamente con relleno (sin apertura)	Relleno blando > 25	Sin filtración entre juntas/ húmedo	IV Muy meteorizado

Esp: Espaciamiento; Pers: Persistencia.

La estación EGM1 presenta cuatro familias de discontinuidades, con un espaciamiento moderado (10–20 cm) y una persistencia media (3–10 m). Las superficies son ligeramente rugosas, con aperturas muy estrechas y un relleno duro de menos de 5 mm de espesor. Las juntas están húmedas, sin filtraciones, y la roca está moderadamente meteorizada. La estación EGM2 presenta cuatro familias de discontinuidades, con espaciado y persistencia similares a los de EGM1. Las discontinuidades son lisas, sin apertura visible y con un relleno blando de más de 25 mm. Las juntas están húmedas y el macizo está muy meteorizado. La estación EGM3 presenta tres familias de discontinuidades. Sus características son semejantes a las de EGM2: superficies lisas, relleno blando mayor de 25 mm, ausencia de apertura y condición húmeda. El macizo también presenta un alto grado de meteorización.

En general, las condiciones identificadas son consistentes entre los afloramientos analizados, observándose variaciones principalmente asociadas al grado de meteorización. Las estaciones con mayor meteorización presentan un mayor desarrollo de rellenos blandos y húmedos, lo que sugiere una disminución de la calidad del macizo rocoso.

La Figura 6 muestra la ubicación de las estaciones geomecánicas y sus respectivas proyecciones estereográficas, mientras que la Figura 7 resume las orientaciones principales de las discontinuidades reconocidas en el área de estudio. A partir de la información obtenida en las estaciones geomecánicas, se observa que las familias de discontinuidades presentan orientaciones similares en todo el dominio analizado. En base a esto, se planteó como hipótesis de trabajo que dichas familias mantienen su orientación (manteo y dirección de manteo) en toda la unidad geológica.

Además, en el suelo residual derivado de la roca se observan estructuras heredadas, lo que sugiere la continuidad de las discontinuidades incluso en los sectores más alterados. Sin embargo, el dominio presenta variaciones geomorfológicas, por lo que la expresión superficial de estas discontinuidades varía localmente según la pendiente y la forma del relieve. Esta condición influye en la relación entre las discontinuidades y el terreno, especialmente en los sectores de mayor inclinación.

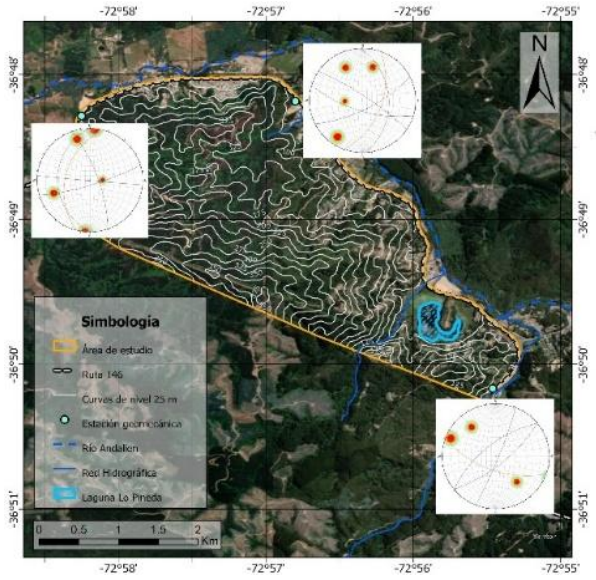


Figura 6. Localización de las estaciones geomecánicas y análisis estereográfico de las discontinuidades en el dominio de estudio.

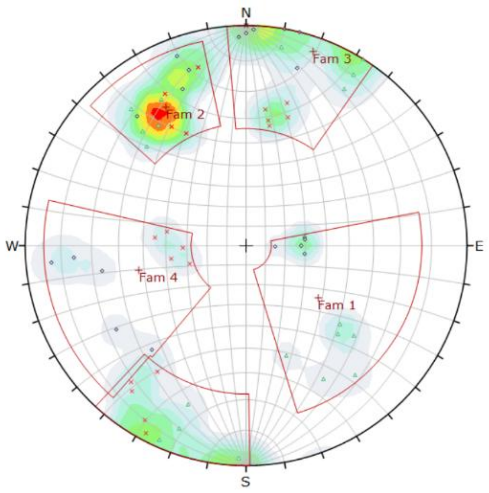
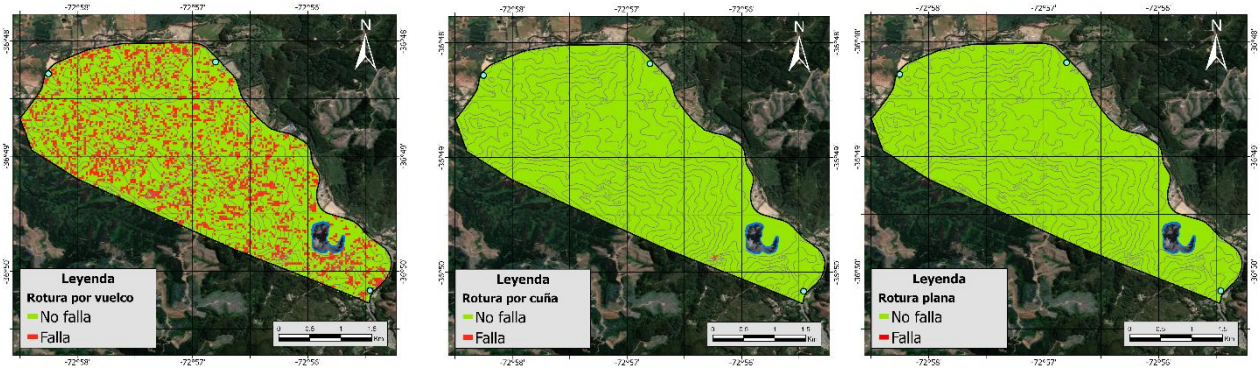


Figura 7. Proyección estereográfica integrada de las cuatro familias principales de discontinuidades reconocidas en el área de estudio.

4.2. EVALUACIÓN DE LA SUSCEPTIBILIDAD

Los resultados observados en las Figuras 8(a), 8(b) y 8(c) muestran el mapa del área de estudio, indicando en rojo los píxeles en los que se produce rotura por vuelco, cuña y plana, respectivamente. En general, se observa un claro predominio del mecanismo de falla por vuelco, que representa el 24% del total de píxeles analizados. En contraste, la rotura en cuña se presenta en una proporción mínima del 0,047% de los píxeles, mientras que no se identificaron condiciones favorables para la rotura planar.

Las Figuras 9 y 10 muestran los mapas de las clasificaciones geomecánicas SMR y Q_{slope} obtenidas en el área de estudio, respectivamente. En ambos casos predominan categorías de baja calidad del macizo rocoso, con sectores clasificados como de muy mala, extremadamente mala y muy mala estabilidad.



(a) (b) (c)

Figura 8. Resultados del análisis cinemático de los mecanismos de rotura en el área de estudio: (a) vuelco, (b) cuña y (c) plana.

La clasificación SMR refleja principalmente el efecto de la orientación de las discontinuidades respecto al talud, mientras que Q_{slope} incorpora parámetros asociados a la resistencia y a la calidad estructural del macizo. En conjunto, ambos resultados confirman que el terreno presenta baja estabilidad, influida por la meteorización, la humedad y la presencia de rellenos blandos en las discontinuidades.

Se identifican sectores puntuales clasificados como no válidos, con un valor del índice Q_{slope} inferior a 0,004, asociados a sectores del macizo rocoso altamente meteorizados, en los que el índice pierde representatividad para estimar el ángulo de pendiente máxima estable. Las condiciones críticas se distribuyen de manera relativamente homogénea en el área analizada, con una concentración en sectores donde previamente se identificaron condiciones estructurales y de meteorización desfavorables.

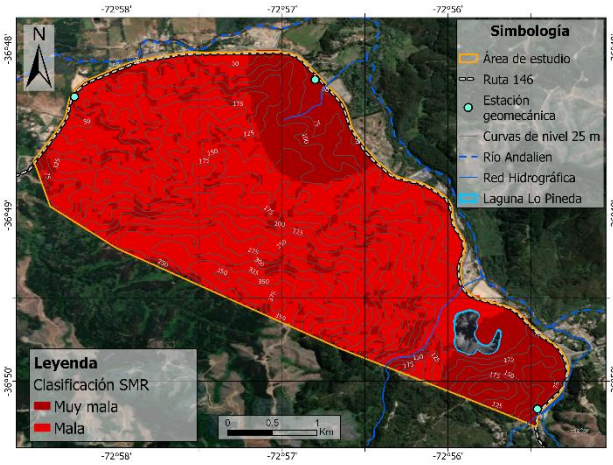


Figura 9. Mapa de clasificación del índice SMR (Slope Mass Rating) aplicado al área de estudio. Coordenadas WGS 84, escala 1:25 000.

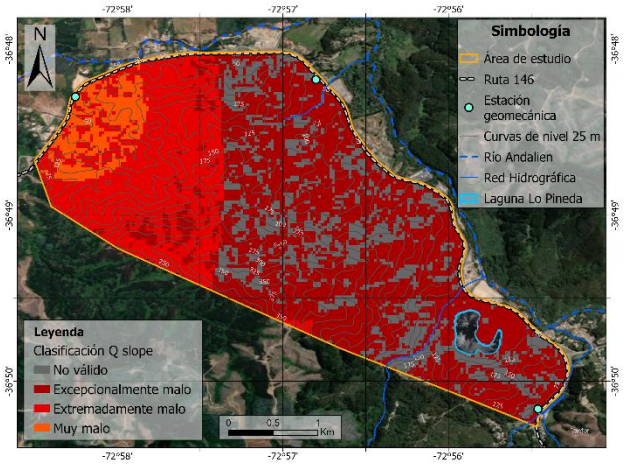


Figura 10. Mapa de clasificación del Q_{slope} en el área de estudio. Coordenadas WGS 84, escala 1:25 000.

La Figura 11 muestra el mapa del ángulo máximo seguro obtenido con el modelo Q_{slope} para cada píxel del área de estudio. Los valores representados dependen de la interpolación de los parámetros geomecánicos levantados en terreno. El sector oeste del área de estudio presenta ángulos seguros cercanos a 30°, asociados a zonas con grado de meteorización III. En cambio, otros sectores presentan ángulos menores de 20°, asociados a valores de Q_{slope} inferiores a 0,004, lo que indica una menor estabilidad del macizo rocoso y una mayor susceptibilidad a remociones en masa.

La Figura 12 muestra el mapa de susceptibilidad a remociones en masa del área de estudio, elaborado a partir de la comparación entre el ángulo máximo estable ($\beta_{máx.}$) y la pendiente real del terreno, e incorpora, además, las características geomecánicas del macizo rocoso y de las discontinuidades. El sector oriental concentra la mayor parte de las clases altas y muy altas de susceptibilidad, representadas en tonos rojos y naranjas. En esta zona predominan pendientes más fuertes y valores de estabilidad bajos, asociados a macizos rocosos más meteorizados y con discontinuidades rellenas de material blando. Estas condiciones reducen la resistencia del terreno y favorecen la ocurrencia de procesos de inestabilidad. El sector occidental presenta principalmente clases de susceptibilidad bajas y muy bajas, representadas en tonos verdes. En esta zona, el terreno presenta pendientes más suaves y mejores condiciones geomecánicas, lo que favorece una mayor estabilidad. Las clases moderadas se distribuyen en sectores de transición, donde las condiciones topográficas y geomecánicas varían gradualmente. En conjunto, el mapa muestra una coherencia espacial entre la calidad del macizo rocoso, la pendiente y la susceptibilidad del terreno.

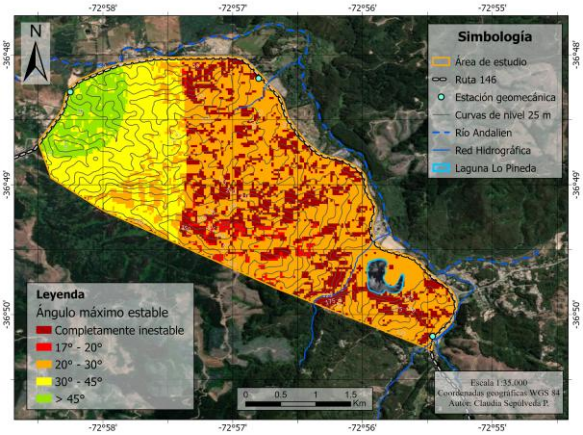


Figura 11. Mapa de distribución espacial del ángulo máximo estable ($\beta_{máx.}$) calculado a partir del índice Q_{slope} en el área de estudio.

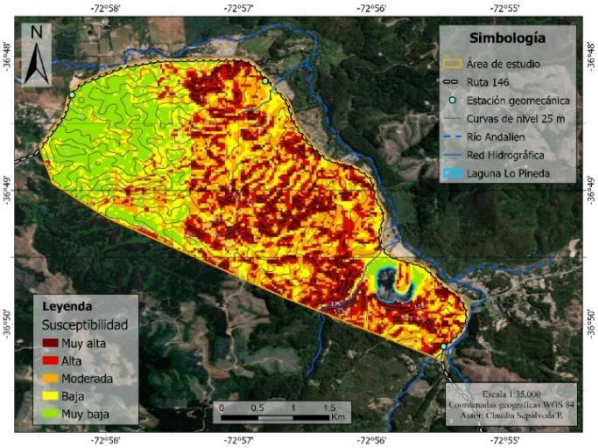


Figura 12. Mapa de susceptibilidad a remoción en masa, considerando la clasificación geomecánica Q_{slope}.

5. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones obtenidas en este trabajo se resumen a continuación:

- La información obtenida en tres estaciones geomecánicas efectuadas en un área de estudio de 9,5 km^2 en una misma unidad geológica (granodioritas del Batolito Costero) con diferentes grados de meteorización fue posible integrarla y analizarla en un Sistema de Información Geográfica (SIG) permitiendo evaluar la susceptibilidad a remoción en masa.
- En este trabajo se realizó un análisis cinemático de las superficies potenciales de deslizamiento (plana, cuña y vuelco flexural), considerando la presencia de cuatro familias de discontinuidades en el área de estudio. Para ello, se evaluaron el manteo y la dirección del manteo de cada una de las familias de discontinuidades, con respecto a la orientación y la pendiente de los taludes y laderas obtenidas a partir del modelo digital del terreno.
- La clasificación geomecánica SMR puede emplearse para evaluar la susceptibilidad a la remoción en masa en un entorno SIG. Sin embargo, aún existen variables débilmente incluidas en este índice y en este análisis que podrían mejorar la precisión del modelo obtenido mediante este procedimiento.
- La clasificación geomecánica Q_{slope} estima un ángulo de pendiente máximo ($\beta_{máx.}$) para que un talud o ladera sea considerado estable, sin necesidad de realizar mantención a lo largo del tiempo ni de instalar refuerzos. La diferencia entre los valores reales de pendiente del terreno y los del ángulo máximo de pendiente ($\beta_{máx.}$) en cada píxel permite clasificar espacialmente el terreno en distintos grados de susceptibilidad.
- El análisis presenta limitaciones debido a la complejidad del medio y a la escasez de datos geomecánicos, ya que el modelo no distingue completamente entre suelo y roca, no incorpora factores hidrológicos ni considera una validación mediante inventarios de remociones, por lo que sus resultados deben interpretarse como una aproximación inicial.

REFERENCIAS

Bar, N., y Barton, N. R. (2017). The Q-slope method for rock slope engineering. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50 (12), 3307–3322.

Bar, N., y Barton, N. (2024). The Q-slope: Rock slope engineering 10 Years on. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 58(10).

Hervé, F. (1977). Petrology of the Crystalline Basement of the Nahuelbuta Mountains, South Central Chile. *In Comparative studies on the geology of the Circum-Pacific Orogenic Belt in Japan and Chile: T. Ishikawa and L. Aguirre.* Japan Society for the promotion of Science, Tokyo. pp. 1 – 51.

Hervé, F., Pankhurst, R. J., Drake, R., Beck, M. E., Brook, M., Snelling, N. J., Mpodozis, C. (1988). Granitoids of the Coast Range of central Chile: *Geochronology and geologic setting. Journal of South American Earth Sciences*, 1(2), 185–194.

ISRM. (1978). Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. *Pergamon Press*.

Romana, M. (1985). New Adjustment Ratings for Application of Bieniawski Classification to Slopes. *In Proceedings of the International Symposium on the Role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works* (49–53). International Society of Rock Mechanics.

Serón, J., Romana, M., Montalar, E., Cruzado, J.M., Denia, J.L. (2001). Aplicación de la clasificación geomecánica SMR mediante un sistema de información geográfica (SIG). *V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables.*

Ministerio de Obras Públicas de Chile. (2025). Manual de Carreteras, Volumen 2: Geotecnia (Edición 2025). *Dirección de Vialidad, MOP.*

Valenzuela, M., Bonilla, R., Soto, C. (2004). Caracterización geotécnica y resistencia al corte de los suelos residuales de Concepción. *V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.*

CONTROL Y CORRECCIÓN DEL DESLIZAMIENTO DE UN TALUD DE EXPLOTACIÓN EN UNA CANTERA DE ÁRIDOS. ESCOMBRERAS CARTAGENA

Emilio TRIGUEROS[(1)*], Iván ALHAMA[(1)], Manuel ALCARAZ[(1)] y Manuel CÁNOVAS[(2)]

[(1)] Departamento de Ing. Minera y Civil (GEOMEX)
Universidad Politécnica de Cartagena
*emilio.trigueros@upct.es

[(2)] Departamento de Ing. Metalúrgica y Minas
Universidad Católica del Norte de Chile

RESUMEN

La producción de la cantera de áridos Las Balsetas, que se encuentra junto a la dársena portuaria de Escombreras en Cartagena, se ha visto condicionada porque el muro de la capa de calizas y dolomías explotada coincide con la base de cabalgamiento de dicha capa sobre filitas y brechas margo-calizas, que son rocas de menor capacidad mecánica. Así el desarrollo de la explotación se ha visto marcado por el empuje de filitas en su frente norte. Los pequeños deslizamientos, incipientes desde 2009, se fueron controlando hasta que en 2019 la pista principal se vio afectada por una serie de roturas relacionadas con un deslizamiento de mayor altura que afectaba ya a 60 m de explotación. La empresa explotadora abordó algunas medidas que no tuvieron el éxito esperado, por lo que se desarrollaron nuevos estudios geotécnicos. Dichos trabajos, para poner en marcha las acciones de estabilización y prevención y para garantizar la seguridad son la base de este artículo.

ABSTRACT

Production at the "Las Balsetas" aggregate quarry, located next to the Escombreras port basin in Cartagena, has been constrained because the wall of the exploited limestone–dolostone layer coincides with the thrust fault contact overlying phyllites and marl–limestone breccias, which are rocks of lower mechanical strength. As a result, the development of the excavation has been influenced by the northward push exerted by the phyllites. Minor slides, which began to appear in 2009, were kept under control until 2019, when the main haul road was affected by a series of failures associated with a higher-level landslide impacting approximately 60 m of the working slope. The operating company implemented several mitigation measures, but these did not achieve the expected performance, leading to the development of new geotechnical investigations. These studies, which provided the basis for stabilization and preventive actions to ensure operational safety, form the foundation of this paper.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Deslizamiento (Landslide), Canteras (Quarrying), Modelización (Modelling).*

1. INTRODUCCIÓN

La cantera las Balsetas se encuentra en el T.M. de Cartagena, junto al valle de Escombreras, al norte del cerro de la Campana. Se trata de una explotación de áridos, con una importante masa de roca calizo-dolomítica de edad triásica que, en su contacto norte, sufrió deslizamientos al encontrarse la excavación de la roca dura con un contacto de filitas arcillosas. Los deslizamientos se iniciaron a la cota 140, 100 m por encima de la plaza de cantera, una vez que el avance de los bancos superiores de la explotación alcanzó, en 2009, la roca blanda que constituía el dorso de la caliza.

A causa del contacto subvertical con las calizas, las filitas provocaban un importante empuje de tierras, quedando aquellas trabajando como un muro de contención. La explotación de esa zona se mantuvo con algún avance adicional hasta que, a causa del diaclasado, la capa de carbonatos se fue abriendo, llegando en 2019 a una situación de rotura generalizada de la capa, a cota 80, que llegó a afectar a la pista de transporte principal a cota 100 y provocó finalmente la salida de filitas por el frente de explotación a cota 70. Las medidas que en ese momento adoptó la empresa consistieron en la descarga de material de filitas hacia el pie del deslizamiento, lo que no permitió detener el movimiento. Se realizaron nuevos estudios geotécnicos para entender el mecanismo del deslizamiento y buscar las mejores alternativas para su control.

Explicamos en este artículo las conclusiones de los estudios realizados en varias etapas de asistencia técnica a la empresa hasta llegar al diseño de las medidas de contención del talud. El proceso de simulación mediante modelos se fue completando paso a paso hasta encontrar una solución final adecuada.

2. GEOLOGÍA

Geológicamente, la capa explotada forma parte de las Unidades Béticas Alpujárrides, que se caracterizan por la profusión de mantos de cabalgamiento triásicos que aparecen caóticamente sobre una base paleozoica de micaesquistos, cuarcitas y brechas calcáreas.

El manto, en concreto, que aparece en la zona de cantera es Alpujárride inferior, con una base constituida por filitas y cuarcitas sobre las que aparece, de forma discordante, la capa explotable, un paquete importante de calizas finas con intercalaciones de dolomía franciscana a techo. El contacto, a muro de la capa, es por cabalgamiento sobre filitas y brechas margo-calizas (véase Figura 1).

El espesor de la capa supera los 100 metros en algunos puntos y se encuentra fracturada en grandes bloques y apoyada en su parte norte, lateralmente, sobre las filitas, que llegan a aflorar. Es precisamente ese contacto, al acercarse el talud de la corta, por su dorso, a la masa de filitas, la causa de que el material se despegue y deslice.

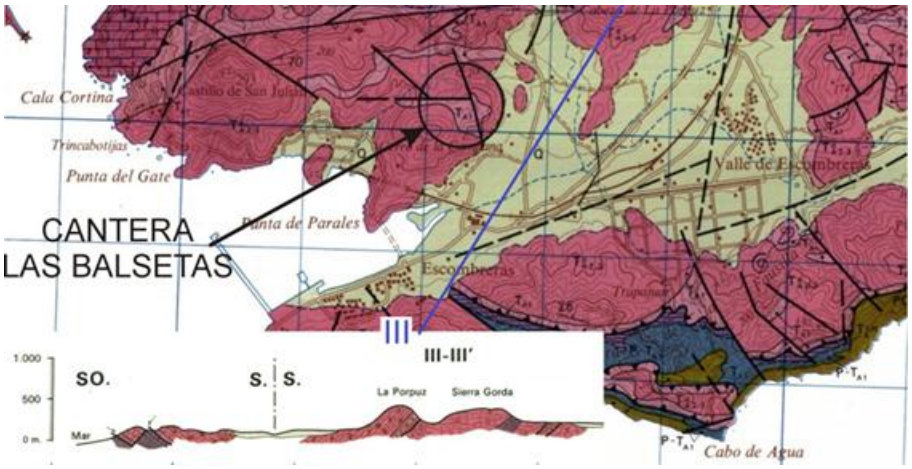


Figura 1. Situación y estilo geológico de la capa de roca Td_{A2-3} (del mapa MAGNA nº 977, IGME).

3. DESCRIPCIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS

3.1. DESLIZAMIENTO 2009

El primer deslizamiento se produjo una vez que la excavación llegó a las filitas en la zona norte de la cantera, a cota 140. Fue precisamente el propio material blando en el que se produjo una primera rotura circular, con varios escarpes dorsales tal como puede apreciarse en la Figura 2. Precisamente, la filita en la zona de contacto

es más arcillosa que en el resto de la capa y dispone de menor resistencia. De igual manera, la zona de contacto en la capa de caliza se encuentra más alterada, conciertos espesores de roca fragmentada.

Este tipo de deslizamientos son comunes en toda el área litoral alrededor de Cartagena al situarse el estrato más blando debajo de los carbonatos. El equipo investigador ya había realizado análisis de algunos de estos eventos en canteras tal como en Cabezo Gordo (Trigueros *et al.* 2001) o en la cantera de Aguilones (Trigueros *et al.* 2018a).

Una vez identificado este deslizamiento, se continuó excavando, dado que el movimiento de la masa de filitas no resultaba excesivo. El empuje sobre el dorso de los carbonatos iba creciendo progresivamente, observándose algunas grietas en la zona de explotación.



Figura 2. Frente norte de la cantera en 2009. Deslizamiento en el contacto de las filitas cota 140.

3.2. DESLIZAMIENTO DE 2019

En 2019, la situación de explotación se reveló insostenible dado que el empuje de tierras al bajar cada uno de los bancos de explotación, con alturas de 10 m, aumentaba de forma más apreciable. El evento de 2009, casi en el límite de explotación, no se consideró de gran relevancia, hasta que el empuje de los materiales sueltos acabo produciendo la rotura en el banco de la cota 80. Un conjunto de bloques de este banco, se desplazaron hacia el frente unos centímetros.

A partir de ese momento, las filitas se fueron abriendo paso por una zona a cota 70 situada más al este, por la que comenzaron a derramar hacia el fondo de la corta de explotación estos materiales. Apareció una grieta principal que rodeaba por el norte todo el material movilizado (Figura 3), y una línea de rotura de la capa de carbonatos, con base a cota 70, constituida por la combinación de superficies de diversos bloques movidos (Figura 4).

La capa de caliza del oeste se mantuvo, actuando como contrafuerte, dado que el empuje hacia los bancos de explotación del oeste llegaba lateralmente desde el norte. En definitiva, existía una importante masa de material roto, pero estable, ya que su salida quedaba impedida por la roca caliza que no se había roto, y otra zona, al este, en la que la rotura de tipo circular si se había desarrollado de forma completa.

Como solución a esta situación, la empresa adoptó la decisión de descargar peso de las filitas, depositando parte de estos materiales a los pies del deslizamiento, intentando con ello el refuerzo de la pista nueva, en su zona inicialmente deslizada a cota 100. La gran cantidad de material de relleno procedía, fundamentalmente,

de la zona de cabecera de las filitas. Como consecuencia de esa actuación, el material de relleno se fue deslizando ladera abajo, muy lentamente, debiendo reponer frecuentemente la tierra, que desaparecía de la zona de vertido según se continua con la maniobra. El análisis de los mecanismos de rotura, el deslizamiento y la morfología actual de esa zona afectada, lleva a una serie de conclusiones, que encuentran su explicación con ayuda de la Figura 5.

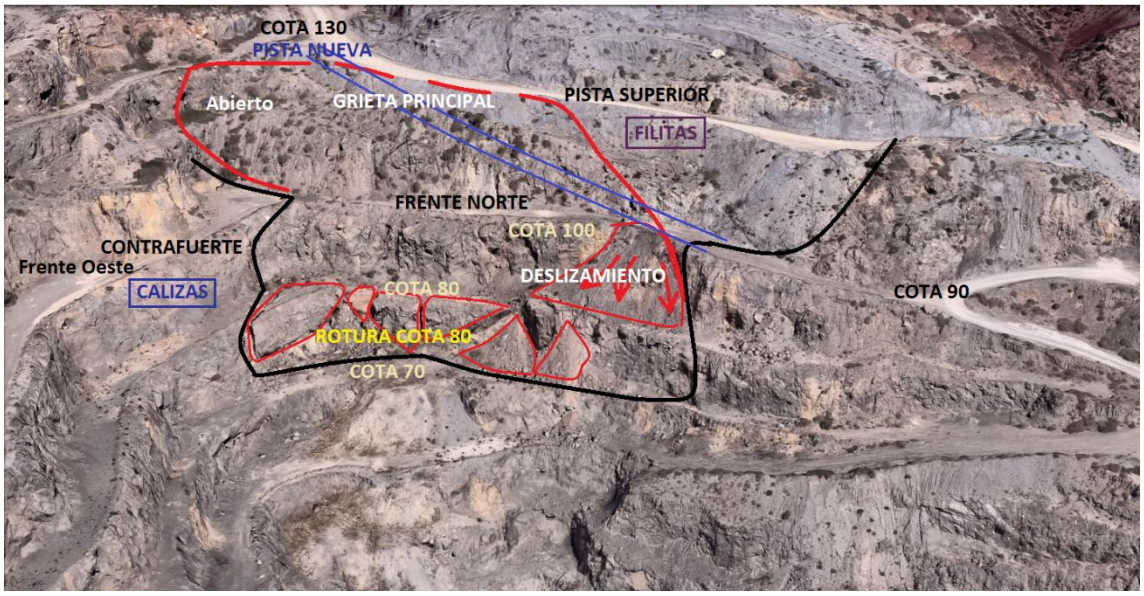


Figura 3. Frente norte de la cantera en 2019 con roturas en el banco de cota 80 y derrame de filitas a su derecha.

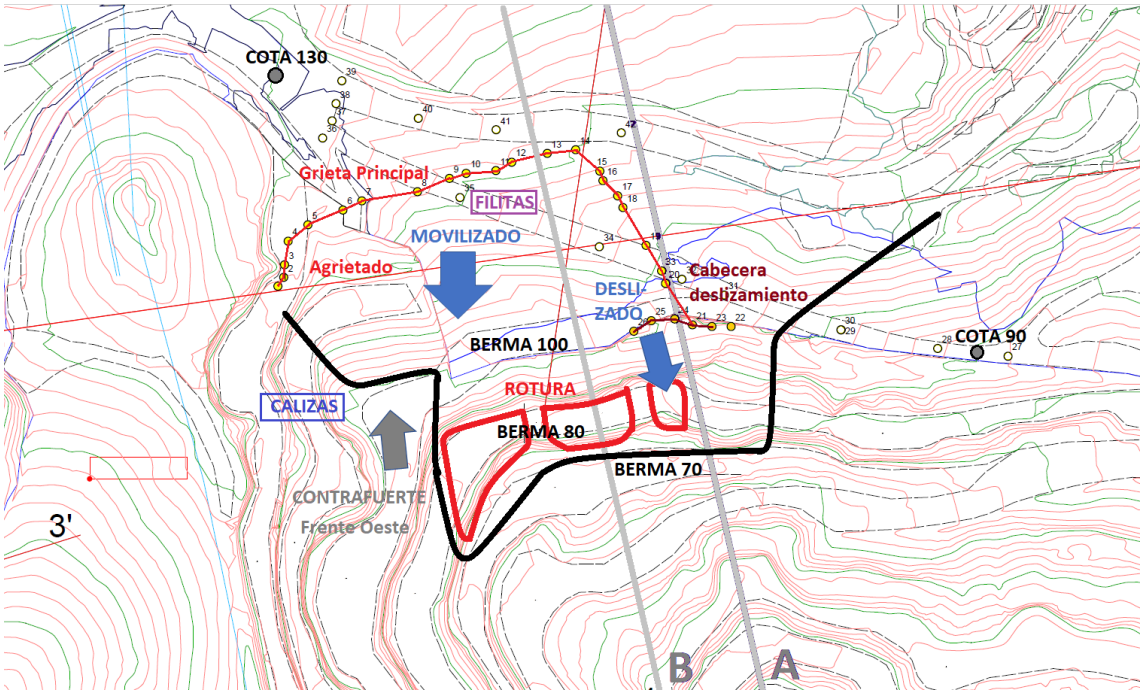


Figura 4. Esquema dinámico en planta del deslizamiento en el Frente Norte de la Corta.

El deslizamiento se mantenía activo debido a la existencia de una rotura circular entre las cotas 100 y 70. El material de relleno de la cota 100 se va desplazando hasta la cota 70 punto en el que rebosa y provoca una pila de materiales sueltos.

El conjunto funcionaba como una tolva de material suelto arcilloso (filitas) que se movían a poca velocidad, pero de manera continua. La pila de materiales, estaría situada en el rebose, por debajo de cota 70, ralentizando el movimiento, sin detenerlo.

El material que rellena el sector circular (esférico) de la rotura se apoya sobre la parte inferior y dorsal, ejerciendo una beneficiosa carga sobre el talud que contrarresta la posibilidad de deslizamientos en la zona superior, por lo que debía mantenerse en la medida de lo posible.

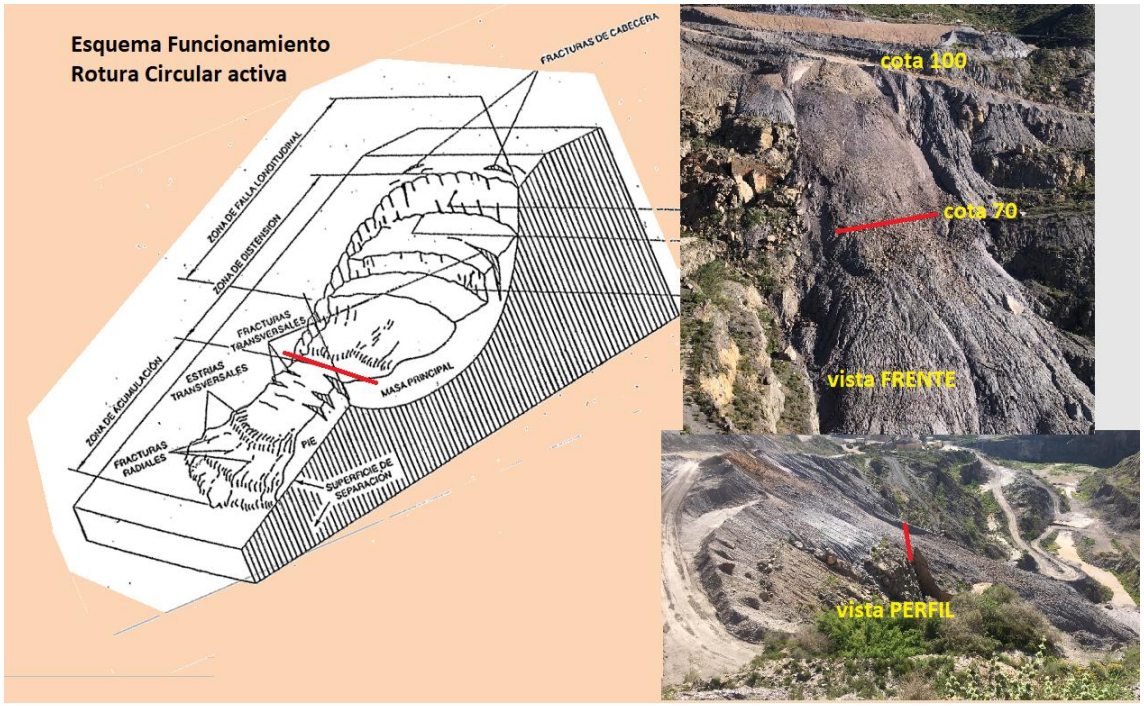


Figura 5. Esquema dinámico en planta del deslizamiento en el Frente Norte de la Corta.

4. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL DESLIZAMIENTO

Como es práctica habitual en estos grandes taludes (Trigueros *et al.* 2005) el estudio retrospectivo de la evolución del deslizamiento nos permite obtener una explicación de la secuencia de roturas que conducen al estado de 2020 y, lo que resulta más importante, de las características geomecánicas de los materiales compatibles con el desarrollo de la inestabilidad.

La descripción geomecánica de la masa de calizas, con una resistencia de 50 MPa y un GSI de 45, es bastante sencilla, siguiendo la metodología para la obtención de la envolvente de roca según el criterio de Hoek (Hoek *et al.* 2002), dado que se disponía de ensayos de resistencia a compresión y de la inspección de la roca en un conjunto de diaclasas (223) a lo largo de toda la explotación. Las condiciones hidrogeológicas, con niveles freáticos a cota aproximada a la cota, por encontrarnos en las proximidades de la costa y la impermeabilidad de las filitas conducen al estudio de los materiales en seco.

La masa de filitas fue estudiada entre los años 2002 a 2007 y se completaron con ensayos de corte en 2009, cuando la cantera llegó a estos materiales de forma generalizada en su zona al norte y se produjo un deslizamiento a escala de banco. Se trabajó sobre los valores de resistencia obtenidos entonces, con los intervalos de cohesión y fricción: c = 12-80 kPa y fric = 35-38 º. Se observaron frecuentes variaciones en la resistencia, con tramos de filitas arcillosas, de mayor cohesión y menor fricción y otras más compactas y resistentes.

En la zona del contacto con las calizas, ambas rocas sufren un empobrecimiento mecánico, llegando a producirse una pérdida importante de resistencia. Utilizando los intervalos de los ensayos de 2009, se ha podido calibrar la resistencia mecánica de las filitas conociendo la geometría del deslizamiento producido y adaptando los valores mediante los modelos de estabilidad al analizar retrospectivamente el deslizamiento.

Al analizar el equilibrio del talud por un perfil correspondiente a la sección A de la Figura 4, mediante el programa de cálculo SLIDE (Rocscience 2018a) por los métodos de equilibrio límite con rebanadas, vemos que la excavación, al llegar a la cota 80, encuentra el material de contacto base del cabalgamiento, de menos resistencia, con tendencia a deslizar.

A partir de esa rotura del pie a cota 70, el talud va deslizando y los materiales van movilizandose, en sucesivas roturas, que progresan de manera ascendente hasta llegar a cierto equilibrio como el señalado en la Figura 6. Hay una parte deslizada que llega hasta cota 100, y se señalan posibles roturas que afectarían a la pista superior. La posibilidad de que estas se produzcan queda favorecida según desaparece el material aguas abajo.

El resultado gráfico del programa de cálculo de roturas circulares, en la Figura 6, justifica la posibilidad de que queden señaladas esas roturas cercanas a la pista superior, dependiendo de las variaciones de resistencia en las filitas, tal como se puede ver en la imagen de la Figura 7.

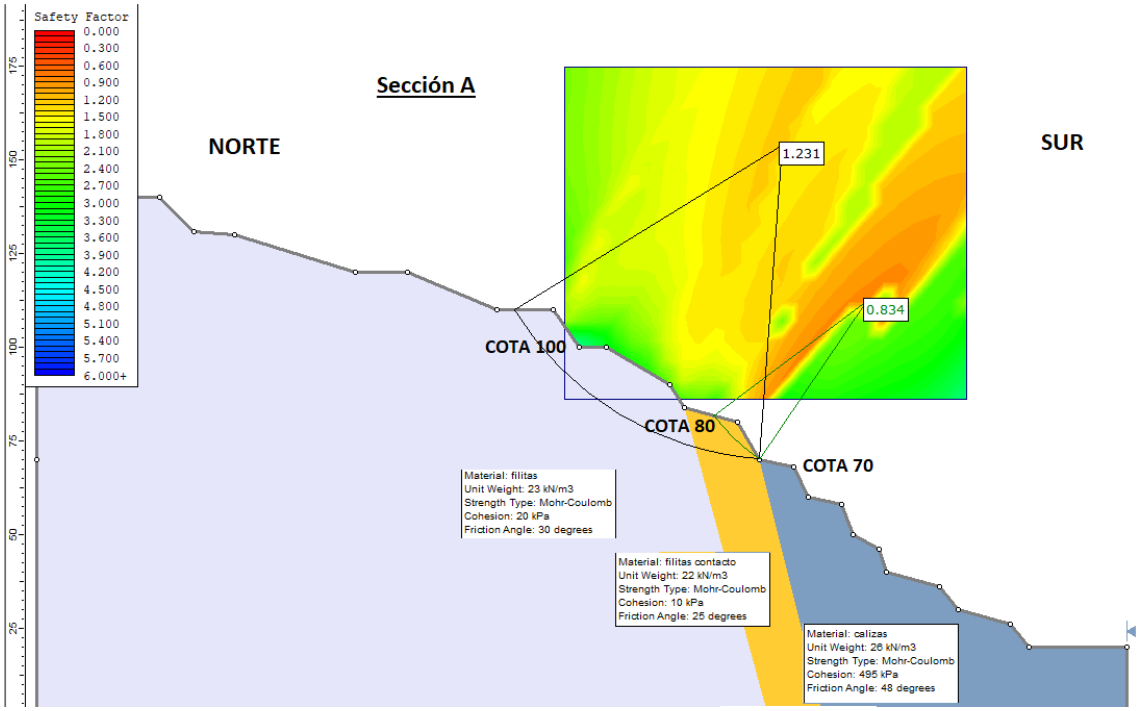


Figura 6. Inicio del deslizamiento por el material de contacto, cota 80. (sección A; Figrua 4).

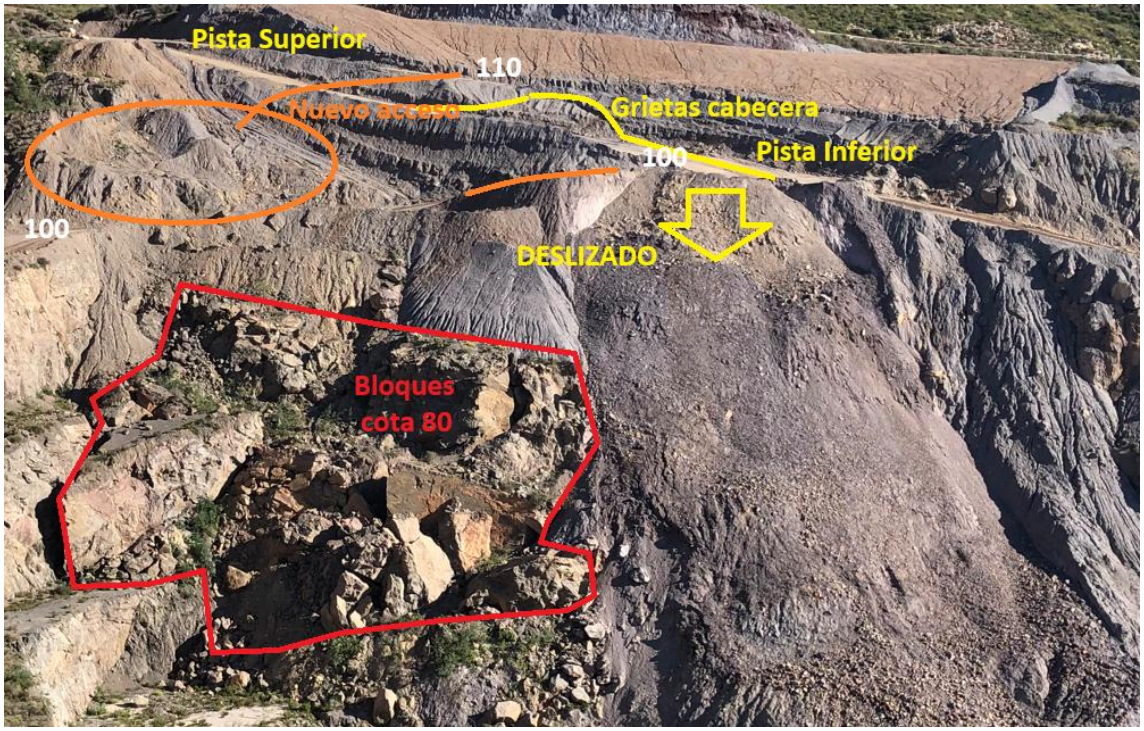


Figura 7. Imagen de la zona modelizada en la Figura 6, con líneas de rotura y deformaciones afectando a la pista de transporte en la cota 100.

Para incorporar en el modelo todos los elementos de la situación real, podemos completar la simulación de la Figura 6 mediante una fuerza adicional sobre el talud, correspondiente a los materiales sueltos depositados en su superficie con la intención de estabilizarlo. Para ello, incluimos en el modelo el efecto de dichos materiales sustituyéndolos por una carga vertical, equivalente a unos 10 metros de tierra suelta apoyada sobre el talud.

Si las condiciones mecánicas consideradas para las filitas, muy conservadoras a la baja, afectaran a toda su masa, los resultados mostraban que la pista inferior podría deslizar en algún tramo. De esta situación, se

desprende la necesidad de reforzar la pista inferior, que pasa a cota 100, por la sección A de la Figura 4, evitando la rotura que podría prolongarse hacia la pista superior, a cota 110.

5. ACCIONES DE REFUERZO Y CONTROL

En taludes de esta tipología, se pueden seleccionar medidas de corrección en función de las circunstancias que más afectan a la inestabilidad barajando todas las alternativas de forma sistemática (Trigueros *et al.* 2018b).

Ante la situación existente, se decidió el refuerzo mediante pilotes de la parte interna de la pista inferior. Como resultado, una vez realizado el refuerzo, aplicando las aceleraciones sísmicas a_h y a_v (ambas 0,05 g), calculadas según la norma de construcción sismorresistente NCSE-02 (Mº de Fomento, 2002) para la zona, se mantiene el equilibrio estricto de la pista inferior y se mejora considerablemente la estabilidad de la pista superior.

Para el refuerzo, se han utilizado dos filas de micropilotes de 15 m de longitud, calculados para trabajar a cortante con 30 t de resistencia unitaria máxima. Los micropilotes se encepan luego mediante una losa armada de 0,4 m. de espesor para rigidizar el conjunto.

El análisis mediante programa de elementos finitos (Rocscience 2018b) de las secciones de paso de las pistas, una vez incorporados los micropilotes, ofrece buenos resultados. La presencia del un sismo máximo característico podría afectar de forma estricta a la pista inferior (Figura 8), que podría sufrir un pequeño deslizamiento en su parte externa.

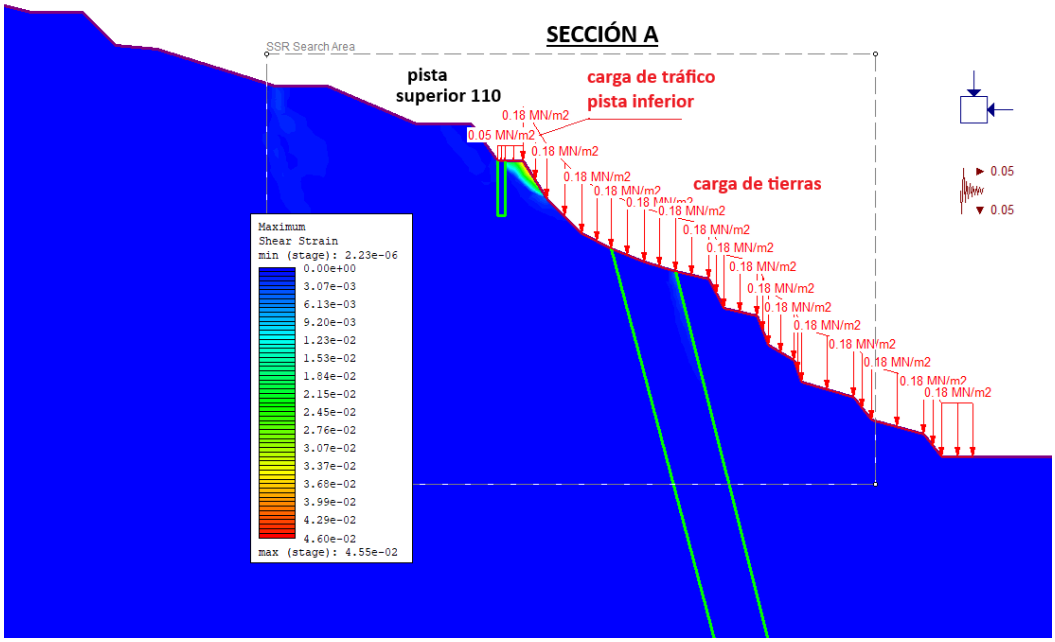


Figura 8. Deformaciones máximas por cizalladura en el modelo de la sección A para cargas sísmicas.

Conocidos los resultados de estabilidad en la zona de las pistas de transporte por las que circulan los camiones desde los frentes hasta la zona de trituración, para evitar el uso de la pista inferior, se desarrollaron una serie de actuaciones que aparecen en el esquema de planta de la Figura 9. Se habilitó un nuevo acceso desde la superior con las condiciones de estabilidad necesarias, que arrancaba desde la cota 112. Para preparar el terraplén de acceso se utiliza el material suelto que se encuentra en la plataforma próxima al oeste. Con la formación de un terraplen compactado, se mantenían estables las cotas situadas por encima del acceso, evitando posibles desprendimientos.

En la base del nuevo acceso, y antes de rellenar la pista inferior, para el cruce de esta nueva vía sobre aquella, se realizará el refuerzo del terreno con las dos filas de micropilotes de 15 m (Figura 9, en azul) y una losa de 60 m de longitud para el encepado de dichos micropilotes de manera que trabajen de forma conjunta. Se aprovechó para realizar una perforación de 30 m equipada con un tubo inclinométrico (Figura 9, en verde) para realizar medidas de movimientos del talud. La sonda inclinométrica es un elemento habitual para el control de movimientos (Hawley M. *et al.* 2009), programando una secuencia de lecturas en períodos establecidos en función de la evolución de las lecturas.

6. CONCLUSIONES

El caso que se presenta en este artículo, que incluye parte de los datos que se incluyeron en los informes para la empresa propietaria de la cantera (2002, 2009 y 2020) es un caso habitual en la minería, en el que la explotación ha de convivir con situaciones de inestabilidad puntuales en las que el material puede fallar localmente y que normalmente no se han identificado al principio del proyecto. Las principales conclusiones que se pueden deducir de este caso son las siguientes:

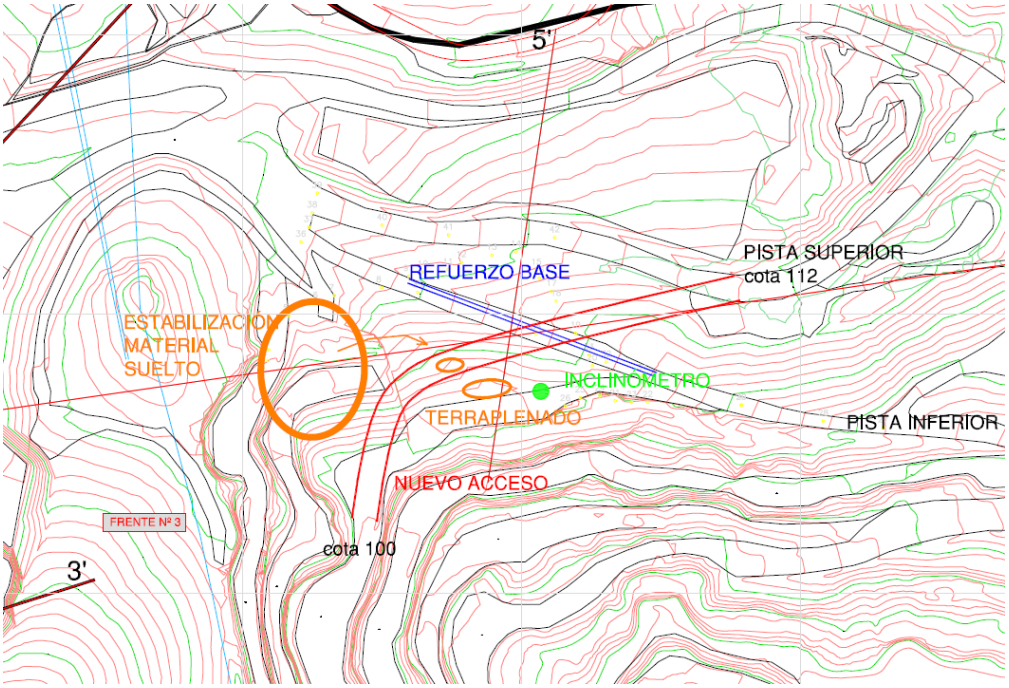


Figura 9. Actuaciones para el control de la zona del deslizamiento y acceso hacia el frente sur.

- Hay que decidir si la inestabilidad es compatible con la explotación y, si es así, ejercer un control geotécnico permanente, habilitando medidas que no tienen por qué ser muy costosas pero que pueden garantizar la seguridad del laboreo. En este en este caso la vigilancia del terreno para identificar la aparición de grietas y el marcado de zonas con riesgo para evitar las operaciones, la "inspección geotécnica diaria" fue suficiente.
- Un adecuado conocimiento mecánico de los materiales y el desarrollo continuo de los modelos, adaptándolos a las circunstancias geométricas y a las necesidades de la explotación, son las herramientas fundamentales para alcanzar la solución más equilibrada y segura.
- En el análisis y tratamiento del deslizamiento de Balsetas se parte con la ventaja del conocimiento de otros deslizamientos muy similares, en canteras de áridos con idénticas situaciones geológicas, calizas y dolomías alpujárrides en la zona de contacto con las filitas sobre las que las grandes capas de carbonato se encuentran en situación de cabalgamiento. La pérdida de resistencia de los materiales es una constante y cuando las excavaciones llegan a una superficie de contacto que es inclinada, la inestabilidad está garantizada.
- En la Cantera de áridos de Balsetas se dan dos eventos que llevan a la actuación y toma de decisones, en el primero de ellos cuando el material explotado llega al contacto de materiales blandos y se produce el inicio de la inestabilidad. Entonces, el deslizamiento parcial se va desarrollando hasta que el empuje de las tierras moviliza bancos de explotación por debajo de la pista de transporte. En ese momento la zona norte de la corta queda inhabilitada para la extracción y se actúa para garantizar la seguridad en el transporte que atraviesa la zona, mediante refuerzos de la pista y modificación de los accesos afectados.

REFERENCIAS

Hawley M., Marisett, S., Beale, G., Stacey, P. (2009). *Guidelines for open pit slope design, chapter 12: Performance, Assessment and Monitoring*. John Read, Peter Stacey - CRC Press/Balkema, The Netherlands, pp. 327-379.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. En: *NARMS-TAC Conference, Proc.* Toronto, 2002, Vol (1): 267-273.

IGME (1984). Hoja Geológica Serie MAGNA, Mapa 1:50.000 y Memoria, Cartagena nº 977. Servicio de publicaciones del Ministerio de Industria y Energía.

Mº de Fomento (2002). Norma norma de la construcción sismorresistente NCSE-02.

Rocscience. (2018a) SLIDE: 2D Limit Equilibrium Analysis Software. https://www.rocscience.com/software/slide2.

Rocscience. (2018b) SLIDE: 2D Finite Element Analysis Software. https://www.rocscience.com/software/slide2.

Trigueros, E., García, C., Alcaraz, M. (2001). Análisis del colapso de un talud final con superficie de rotura mixta plana-circular. En: *V Simposio nacional sobre taludes y laderas inestables, Actas del Simposio.* Madrid Vol. (2): 204-211.

Trigueros, E., Sánchez, R., Alcaraz, M. (2005). Estudios geotécnicos de grandes taludes en roca. *Ingeopress*, Vol. 117: 54-63.

Trigueros, E., Cánovas, M., Alcaraz, M., Alhama, I. (2018a). Management of a slope failure at Punta de Aguilones quarry. In: Proc. *Slope Stability Symposium 2018.* Sevilla 2018, Vol. (1): 2227- 2236.

Trigueros, E., Cánovas, M., Alcaraz, M., Muñoz, J.M. (2018b). Selección y diseño de las medidas de corrección de un talud inestable. *Segundo Congreso Internacional en Minería Subterránea (Umining 2018),* En: *Actas del Simposio.* Santiago de Chile 2018, Vol. (1): 201 - 215.

TEMA 8

GEOTECNIA DE LAS INFRAESTRUCTURAS

INTERVENCIÓN DE CONSOLIDACIÓN DEL TERRENO EN CARRETERA C.P. HU-3107

Iván ARRIETA CARRIL[(1)*]

[(1)] Director Técnico y Producción URETEK
Universidad de Oviedo (UO)
*ivan.arrieta@uretek.es

RESUMEN

El presente articulo describe la intervención de consolidación del suelo de cimentación con resinas expansivas realizada en varias zonas definidas de la C.P. HU-3107 Clarines a Beas, carretera de dos carriles por sentido que ha sido rehabilitada. El proyecto define una mejora del terreno, debido a las patologías detectadas, entre las cotas -0,7m a -1,7m mediante inyecciones de resina expansiva con el sistema Multipoint tratando por difusión capilar 1m de terreno de forma simultánea, garantizando el comportamiento homogéneo del paquete de terreno tratado.

ABSTRACT

This article describes the intervention carried out to consolidate the foundation soil using expanding resins in several defined sections of the C.P. HU-3107 Clarines–Beas road, a dual carriageway that has undergone rehabilitation. The project specifies an improvement of the ground, due to the pathologies detected, between depths of -0.7 m and -1.7 m through injections of expanding resin using the Multipoint system, treating 1 metre of soil simultaneously by capillary diffusion, thus ensuring the homogeneous behaviour of the treated soil mass.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Consolidación del terreno de cimentación (Foundation soil consolidation), Inyecciones de resinas expansivas (Expanding resin injections).*

1. INTRODUCCIÓN - INTERVENCIÓN DE CONSOLIDACIÓN DEL TERRENO

El presente articulo describe la intervención de consolidación del suelo de cimentación con resinas expansivas realizada en varias zonas definidas de la C.P. HU-3107 Clarines a Beas, carretera de dos carriles por sentido que ha sido rehabilitada. El proyecto define una mejora del terreno entre las cotas -0,7m a -1,7m mediante inyecciones de resina expansiva con el sistema Multipoint tratando por difusión capilar 1m de terreno de forma simultánea, garantizando el comportamiento homogéneo del paquete de terreno tratado.

La carretera se encontraba seriamente afectada por una serie de patologías a lo largo de su trazado. Éstas son principalmente:

- Grietas longitudinales.
- Deformaciones: Blandones, roderas, hundimientos y tramos cuarteados.

La carretera tiene un escaso volumen de tráfico, siendo éste especialmente agrícola, a pesar de lo cual se encuentran seriamente afectada por una serie de patologías a lo largo de su trazado. Éstas son principalmente grietas longitudinales producidas por asentamiento del terreno adyacente, e incluso de la explanada, creyendo que están íntimamente unidos a la caracterización de la naturaleza del terreno y explanada (naturaleza arcillosa), así como de presencia de humedad en la misma, motivado a una deficiencia en el drenaje longitudinal y transversal. Las patologías son generalizadas en el HU-3107.

Esto conlleva a un potencial peligro para la seguridad vial, produciéndose distintos niveles (o escalones

transversales) entre la rodada derecha e izquierda del vehículo.

Aparte de las grietas longitudinales de distinta profundidad, se aprecian distintos tipos de patologías, también relacionados con asentamientos de la explanada, como son blandones y roderas.

De forma general, y como se recoge en Proyecto de Rehabilitación del Firme y Explanada en la C.P. HU-3107, Candón a Clarines, P.P.K.K. 6+140 a 9+900, el terreno tratado se define como *"**Nivel II:** Sustrato cohesivo. Se trata de un nivel formado por arcilla de alta plasticidad de color marrón claro con vetas grisáceas con cierto porcentaje en carbonatos y con gravas subredondeadas de tamaño inferior a 3 cm"*.

A nivel general, para caracterizar este nivel se recomiendan los siguientes parámetros:

Tabla 1. Resumen de parámetros geotécnicos (N.G. II).

Parámetros	**Sistema Internacional**	**Equivalencia**
Peso específico aparente (γ´)	1980 kg/m³	1.98 t/m³
Peso específico seco (γd)	1580 kg/m³	1.58 t/m³
Humedad (W)	24.9%	24.9%
Cohesión efectiva (c´)	10,78 KN/m²	1.10 t/m²
Ángulo de rozamiento efectivo (ϕ´)	23º	23º
Módulo de deformación (E)	9806 KN/m²	1000 t/m²
Coeficiente de permeabilidad (K)	1 x 10^{-9} a 1 x 10^{-8} m/s	1 x 10^{-7} a 1 x 10^{-6} cm/s

Los objetivos marcados para estos trabajos han sido los siguientes:

- Para tramos con golpes iniciales DPM30 (Dynamic Probing Medium 30kg) inferiores a 12 golpes: se requiere una mejora del 30% en los DPM30 posteriores a la inyección.
- Para tramos con golpes iniciales DPM30 superiores a 12 golpes: se requiere una mejora del 20% en los DPM30 posteriores a la inyección.



Figura 1. Ubicación de la zona de intervención.



Figura 2. Patología.

2. REALIZACIÓN DE PERFORACIONES E INYECCIONES DE RESINA EXPANSIVA

Metodología/Ejecución: Los orificios de inyección se ejecutaron mediante perforadores industriales eléctricos manuales con una energía de golpeo de máx. 12 - 14 julios y una frecuencia de 1200 - 2800 golpes/minuto. Este sistema de perforación, que ha sido ampliamente probado en edificios de alta calidad, no transmite vibraciones significativas a las estructuras.

Se realizaron perforaciones con un diámetro de 14 mm a través de la plataforma para una longitud definida en función de la geometría de la estructura más allá de la superficie de colocación de la misma. De esta manera, es posible llegar con precisión al medio a tratar y localizar con precisión el efecto de las inyecciones.

La colocación de los tubos de inyección tiene lugar al final de la perforación y es seguida por la fase de inyección mediante una pistola que, al insertarse en la boquilla, introduce en los tubos la resina de alta presión de expansión previamente mezclada en una cámara especial de premezcla contenida en su interior.

Se definieron varios tramos de carretera con inyecciones de 1 fila (TIPO 0C), de 2 filas (TIPO 0A), de 3 filas (TIPO 0B).

El tratamiento se ejecutó en una malla de 1,0 x 1,2m, realizándose 2 líneas de inyección en el tratamiento TIPO 0A y 3 líneas de inyección en el tratamiento TIPO 0B.

En el caso del definido de 1 fila (TIPO 0C), el tratamiento se ejecutó en una única fila con los puntos separados entre sí 1,2 m.

Con estas secuencias de inyección se ha conseguido el resultado final definido en Proyecto, siendo primer criterio de eficacia observado el inicio de levantamiento tal y como se ha definido en el mismo.

La resina se inyecta a una presión de salida ligeramente superior a la presión de “claquage” del suelo, asegurando la difusión de la mezcla incluso en suelos con baja permeabilidad.

La interrupción de la inyección de resina está determinada por la ocurrencia de una de las siguientes condiciones: el levantamiento de la estructura, el alcance del límite de presión de la bomba que introduce la resina en el circuito primario, la indicación del alto grado de densificación alcanzado por la masa de resina/suelo, o el logro de las cantidades requeridas por el diseño.



Figura 3. Colocación de los tubos de inyección.

En este caso concreto los trabajos de inyección fueron detenidos al observar el inicio de levantamiento de la plataforma. Una vez observado este hecho, se comprobó mediante la realización de pruebas de penetración dinámica continua que se había alcanzado el valor objetivo definido.

La secuencia de los orificios a través de los cuales se debe realizar la inyección, así como los métodos de ejecución y control del tratamiento, se ilustran en los siguientes párrafos.

3. SISTEMA DE INYECCIÓN MULTIPOINT PARA LA DIFUSIÓN CAPILAR

Para el trabajo en cuestión, se ha previsto el sistema patentado de inyección Multipoint - Difusión Capilar - que consiste en la inyección de resinas en el terreno a través de una cánula especial con varios orificios laterales (12÷14), llamada "Multipoint".

Este sistema permite la creación de una malla de inyección muy densa en el suelo y garantiza un tratamiento homogéneo. De hecho, la resina saldrá de todas las aberturas de la cánula de inyección al mismo tiempo gracias al diseño de la disposición de los orificios, calibrados y de tamaño creciente con la profundidad. También se ubicará cerca de los orificios de salida, evitando dispersiones, es decir, discontinuidades de tratamiento, gracias a la posibilidad de realizar inyecciones de forma intermitente y su capacidad de solidificarse rápidamente.

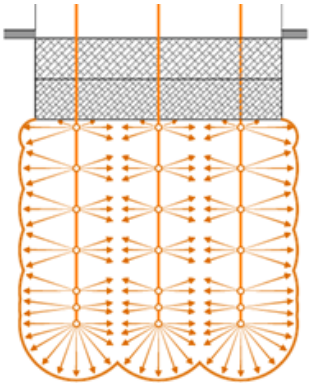


Figura 4. Distribución de la malla de inyección y de los puntos de difusión de la resina.



Figura 5. Expansión libre de la resina en tubo Multipoint.

4. CARACTERÍSTICAS DE LA RESINA GEOPLUS

Discusión: Todas las resinas Geoplus® pertenecen a la categoría de resinas de rápida expansión, caracterizándose por un tiempo de finalización de la reacción inferior a un minuto, y se clasifican, en función de la presión de hinchamiento, como resinas de expansión media o muy amplia (ver gráfico a continuación).

La rápida expansión permite que el material permanezca confinado en el entorno inmediato de la inyección, sin fluir demasiado, mientras que las presiones de hinchamiento desarrolladas aseguran la difusión uniforme de la resina y la compactación del suelo en todas sus partes.

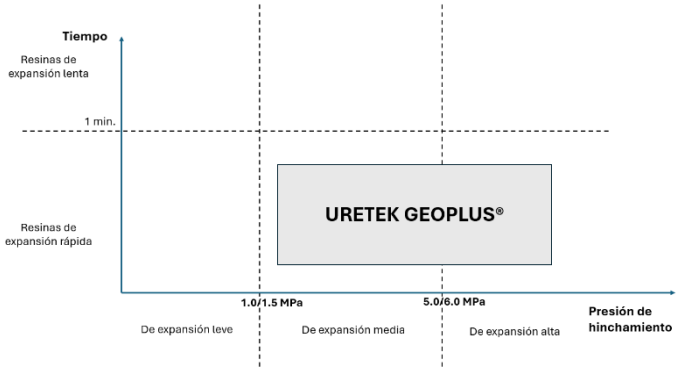


Figura 6. Clasificación de las resinas Geoplus®.

5. CONTROLES Y SEGUIMIENTO DE LA INTERVENCIÓN

La intervención de consolidación del terreno incluyó un sistema de monitorización específico diseñado para restaurar la estructura de manera segura y controlada.

5.1. MONITORIZACIÓN LÁSER LOCAL

Esta instrumentación con una precisión de ± 0,5 mm consta de un emisor láser colocado a una distancia segura de la zona de trabajo y una serie de receptores, conectados rígidamente a las paredes, que registran los movimientos verticales.

Los levantamientos registrados son una indicación de la eficacia del tratamiento. A medida que la resina se expande, primero ejerce un empuje hacia las áreas donde el confinamiento, es decir, el estado tensional, es menor, luego ejerce su acción principalmente en dirección horizontal, compactando el suelo. Una vez alcanzada la igualdad entre las tensiones horizontales y verticales existentes in situ, la resina continúa su acción expansiva ejerciendo una presión vertical que se transmite a la plataforma, y es señalizada por los receptores láser como el desplazamiento vertical de la estructura.

Durante las operaciones de inyección, se registró un levantamiento de la estructura variable según el tramo entre 0,5 mm y 3,0 mm.

5.2. PRUEBAS PENETROMÉTRICAS

El resultado positivo de la intervención se controló con pruebas penetrométricas dinámicas comparativas (DPM30) que permitieron apreciar el incremento de los parámetros mecánicos de los volúmenes de suelo inyectados.

En particular, se encontró una resistencia media in situ del suelo después del tratamiento igual a N10, medio final = 12,6, y un promedio de mejora de 61% para carril izquierdo y 90% para el carril derecho, respetando así el objetivo del proyecto.

El número total de pruebas penetrométricas realizadas fue de 60, de las cuales 30 preinyección y 30 postinyección.

Se realizaron 4 ensayos penetrométricos (P4, P6, P11 y P14) adicionales a la finalización de los trabajos de inyección. Estos penetrómetros se realizaron en el carril DERECHO. El objeto de estas pruebas adicionales fue el cotejo de los resultados obtenidos comparándolos con otros penetrómetros DPM30 realizados por una empresa de geotecnia. Los resultados de las pruebas penetrométricas fueron satisfactorios en ambos casos.



Figura 7. Realización de ensayo penetrométrico.

Tabla 2. Resumen de pruebas penetrométricas en el carril izquierdo.

Resumen Pruebas Penetrométricas Carril Izquierdo				
Penetrómetro Nº	**N_{10} medio antes**	**N_{10} medio después**	**Promedio Mejora (Golpeos)**	**Promedio Mejora (%)**
P-1	6	9	3	50%
P-2	5	8	3	60%
P-3	14	18	4	29%
P-4	5	10	5	100%
P-5	4	7	3	75%
P-6	5	11	6	120%
P-7	7	9	2	29%
*P-8	100	100	0	0%
P-9	6	8	2	33%
P-10	5	8	3	60%
P-11	5	12	7	140%
P-12	8	10	2	25%
P-13	7	10	3	43%
P-14	15	23	8	53%
P-15	13	17	4	31%
MEDIA	7,5	11,4	**3,9**	**61%**

**No se tiene en cuenta los valores de la prueba penetrométrica P8 debido a que se realizó sobre rellenos granulares comapctados*

Tabla 3. Resumen de pruebas penetrométricas en el carril derecho.

Resumen Pruebas Penetrométricas Carril Derecho				
Penetrómetro Nº	**N_{10} medio aAntes**	**N_{10} medio después**	**Promedio Mejora (Golpeos)**	**Promedio Mejora (%)**
P-1	11	21	10	91%
P-2	4	13	9	225%
P-3	17	28	11	65%
P-4	5	10	5	100%
P-5	7	12	5	71%
P-6	7	10	3	43%
P-7	8	12	4	50%
P-8	6	10	4	67%
P-9	6	25	19	317%
P-10	6	9	3	50%
P-11	4	8	4	100%
P-12	7	10	3	43%
P-13	8	12	4	50%
P-14	9	13	4	44%
P-15	11	14	3	27%
MEDIA	7,7	13,8	**6,1**	**90%**

6. INTERVENCIONES SOSTENIBLES

Las intervenciones que realizamos con inyecciones de resinas expansivas son sostenibles por varios factores:

- Empleamos menos materiales que los métodos tradicionales, solo necesitamos nuestras resinas, lo que supone menos materiales a transportar, las resinas son de polimerización rápida, lo que implica menos materiales a emplear y la producción es según las necesidades del proyecto, lo que evitar sobreproducción o malgasto de producto.
- No se necesita gran maquinaria de obra, nuestros camiones son autónomos y están totalmente equipados, por lo que no necesitamos otros equipos como hormigoneras, lo que supone menos transporte, menos consumo energético y menos emisiones de CO_2
- Menos CO_2 emitido, un –37% en comparación con la solución de micropilotes (según un estudio realizado en el Reino Unido), excluyendo casos de tratamientos parciales y el uso probable de vigas de reparto.
- No empleamos agua, ahorro de aproximadamente 180 litros por 1 m^3 de hormigón y cerca de 1000

litros por 1 m³ de lechada de cemento.
- No realizamos excavaciones, no hay materiales de desmonte ni necesidad de contenedores para la eliminación de tierras.
- Se generan menos residuos, solo 1–2 sacos de 50 litros por intervención, bastante inferior que otros métodos.

Además, las tecnologías aplicadas disponen de diversas certificaciones en sostenibilidad:

- Criterio de ecotoxicidad HP 14: nuestras resinas cumplen con el criterio HP 14 europeo, no están clasificadas como ecotóxicas según el Reglamento (UE) 2017/997
- Certificaciones de ecocompatibilidad: contamos con la certificación Excell Plus que confirma la inocuidad de nuestras resinas en el aire y en acuíferos.
- Ausencia de PFASS: nuestras resinas no contienen sustancias perfluoroalquiladas, ni polifluooroalquiladas.
- Sin impacto en el suelo, nuestra resina no contamina el suelo en conformidad con la Directiva Europea 2008/98/CE (modificada en 2023) sobre residuos.
- Sistema de gestión medioambiental UNI ENI ISO 14001:2015, certificación obtenida.
- Igualmente, estamos trabajando en desarrollar un Informe de Sostenibilidad que pueda ofrecer más información acerca de nuestras tecnologías y resinas.

7. CONCLUSIONES

La eficacia del tratamiento ha sido demostrada por el levantamiento vertical del pavimento, ya que en una intervención como la ejecutada, esto solo puede tener lugar después de que la expansión generada por el proceso de hinchamiento de la resina haya densificado el terreno que rodea la inyección, así como por las pruebas penetrométricas, cuyos resultados han sido satisfactorios en todos los casos, cumpliéndose el objetivo definido en Proyecto y marcado al inicio de los trabajos.

REFERENCIAS

AASHTO (1996). *Standard Specifications for Highway Bridge.*

Cestari F. (2009). *Prove geotecniche in sito*. Edizioni Geo-Impianti.

Das B. (2008). *Advanced Soil Mechanics*. Taylor & Francis.

Dominijanni A., Manassero M. (2014). *Consolidamento dei terreni con resine espandenti: guida alla progettazione.* McGraw-Hill.

Dominijanni A., Manassero M., Minardi A. (2020). *Codice di calcolo numerico per l'analisi di iniezioni con resine poliuretaniche espandenti mediante tubi multiforo* (0196-002R01E03-MAR/DOM/MIN).

Dominijanni A., Manassero M., Minardi A. (2020). *Analisi numeriche per l'ottimizzazione dei tubi multiforo per l'iniezione di resine poliuretaniche espandenti* (0196-003R01E03-MAR/DOM/ MIN).

Dominijanni A., Manassero M., Minardi A. (2020). *Simulazioni numeriche per lo studio del sollevamento superficiale indotto dall'iniezione di resine poliuretaniche espandenti in presenza di tiranti di ancoraggio* (0196-004R01E03-MAR/DOM/MIN).

European Standard. Eurocode 8: *Design of structures for earthquake resistance*, Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects (2004).

Pasquetto A., Gabassi M., Vinco G., Guerra C. (2008). *Consolidamento del terreno con iniezioni di resina poliuretanica (tecnologia Uretek Deep Injections®) per l'attenuazione del rigonfiamento e ritiro dei terreni argillosi.*

Shrivastava N., Zen K., Shukla S. K. (2017). *Modeling of compaction grouting technique with development of cylindrical cavity expansion problem in a finite medium. Springer*.

Yu H. S., Houlsby G. T. (1991). *Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis*.

HERRAMIENTAS PARA MEJORAR LAS RESILIENCIA DE LAS INFRAESTRUCTURAS FRENTE A LOS RIESGOS GEOLÓGICOS

Josep Ma. CABA[(1)*] y Josep FARRÉ[(1)]

[(1)] Departamento de nuevos desarrollos
SOLUTIOMA
*jm.caba@solutioma.com

RESUMEN

Las infraestructuras viarias, así como las ciudades y otros espacios con aglomeraciones humanas se ven sometidas a los efectos del cambio climático, afectándolas en muy diversos aspectos, entre ellos en el incremento de eventos meteorológicos extremos tanto en ocurrencia como en intensidad. Las directivas y estudios asociados a estas afectaciones requieren de una mayor resiliencia de las infraestructuras frente a estos eventos, por ende, a los riesgos geológicos gravitacionales (RGG) asociados. Es por ello por lo que los actuales gestores de estas infraestructuras requieren de servicios que les permitan la gestión de sus activos geotécnicos (AG) mostrándose como herramientas de alto valor añadido las actuaciones proactivas de cara a una prevención avanzada en la Mitigación de los RGG y programas de mantenimiento aplicados en estos Activos Geotécnicos y los sistemas implantados así como los sistemas de monitorización para un seguimiento a tiempo real y una alerta temprana que permite hacer más eficiente su gestión encomendada.

ABSTRACT

Road infrastructures, as well as cities and other areas with high concentrations of people, are exposed to the effects of climate change, which affect them in many ways, including an increase in extreme weather events in both frequency and intensity. Directives and studies related to these impacts require greater resilience of infrastructures to such events and, consequently, to the associated gravitational geological risks (GGR). For this reason, current managers of these infrastructures require services that enable them to manage their geotechnical assets (GA). Proactive measures aimed at advanced prevention in the mitigation of GGR, together with maintenance programs applied to these geotechnical assets and the systems installed within them, are proving to be high value-added tools. Monitoring systems that allow real-time tracking and early warning also make it possible to manage these assets more efficiently.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Resiliencia de infraestructura (Infrastructure resilience), Activos geotécnicos (Geotechnical assets), Gestión del riesgo climático (Climate risk management).*

1. INTRODUCCIÓN

En las últimas décadas, el incremento en la frecuencia e intensidad de los fenómenos climáticos extremos ha puesto en evidencia la creciente fragilidad de muchas infraestructuras críticas, en especial aquellas que conforman las redes de transporte terrestre. El cambio climático ha generado escenarios de alta incertidumbre donde episodios de lluvias torrenciales, sequías prolongadas, deslizamientos de ladera o eventos térmicos extremos se han vuelto más recurrentes e impredecibles (IPCC, 2022). Este contexto impacta directamente en la funcionalidad, seguridad y sostenibilidad de las infraestructuras, afectando no solo su integridad estructural, sino también la movilidad, la conectividad y la capacidad de recuperación social y económica tras una

disrupción.

Dentro del sistema viario, los activos geotécnicos —tales como taludes, terraplenes, estructuras de contención, y elementos de protección frente a deslizamientos o caídas de rocas— se posicionan como algunos de los elementos más sensibles al impacto de estas amenazas naturales. Su exposición directa al entorno físico, junto con su carácter extensivo y su limitada visibilidad técnica en muchos planes de mantenimiento, los convierte en puntos críticos de vulnerabilidad. Diversos estudios (PIARC, 2023; UNECE, 2024) han documentado cómo fallos localizados en taludes o estructuras de tierra pueden desencadenar cortes de vías, colapsos parciales, afectaciones a la seguridad vial e incluso accidentes graves.

Históricamente, la gestión de estos activos se ha basado en modelos reactivos y correctivos, con inspecciones visuales periódicas, intervenciones tras incidentes y escaso uso de datos sistematizados. Esta estrategia resulta cada vez más insuficiente ante la necesidad de anticipar y reducir el riesgo en un entorno cambiante y complejo. En este contexto, la transformación digital y la adopción de herramientas tecnológicas avanzadas ofrecen nuevas oportunidades para optimizar la gestión de la infraestructura geotécnica. Sistemas como SCADA (Supervisory Control and Data Acquisition) permiten la monitorización continua y remota de parámetros clave (humedad, presión intersticial, deformaciones, inclinaciones, aceleraciones, temperatura,….), facilitando la generación de alertas tempranas ante desviaciones respecto a umbrales de seguridad. Por su parte, plataformas SaaS (Software as a Service) proporcionan entornos digitales para la recopilación, visualización y análisis de datos en tiempo real, así como para la trazabilidad de actuaciones, inspecciones, históricos de comportamiento y modelos predictivos. A estas herramientas se suman tecnologías emergentes como la fotogrametría UAV, la sensórica IoT, los gemelos digitales o los modelos de inteligencia artificial aplicados a predicción de eventos.

El potencial de estas tecnologías ha sido reconocido por diversos marcos normativos y metodológicos. La guía FORESEE (CWA 17819:2021) introduce el concepto de resiliencia funcional como la capacidad de una infraestructura para mantener su nivel de servicio antes, durante y después de un evento disruptivo. El marco de pruebas de estrés propuesto por la UNECE (2024) sugiere metodologías basadas en la simulación de amenazas y la evaluación de la recuperación funcional. A su vez, los informes técnicos de PIARC (2022; 2023) recogen experiencias y casos de estudio que demuestran cómo la información geotécnica integrada y el monitoreo inteligente contribuyen a mejorar la gestión del riesgo. Por otro lado, el proyecto europeo ReCharged, liderado por Mitoulis et al. (2021), ha desarrollado marcos de evaluación digital y herramientas de planificación resiliente que podrían trasladarse a la realidad operativa de los activos geotécnicos (*A stress-testing framework for evaluating the resilience of critical transport systems)*. A pesar de estos avances, sigue existiendo una brecha importante entre la disponibilidad de estas tecnologías y su integración efectiva en los sistemas de gestión de infraestructuras, especialmente en el ámbito de los activos geotécnicos. La limitada digitalización, la fragmentación de los datos, la falta de indicadores estandarizados y las barreras organizativas dificultan su aplicación sistemática.

En este artículo se propone la siguiente hipótesis científica: *la integración de tecnologías digitales — particularmente sistemas SCADA y plataformas SaaS— permite mejorar de forma significativa la resiliencia de los activos geotécnicos en infraestructuras viarias, al optimizar su monitorización, análisis y gestión frente a eventos extremos*.

Para validar esta hipótesis, se ha realizado un análisis crítico de literatura científica, guías técnicas y experiencias internacionales, con el fin de trasladar dichos avances al campo específico de los activos geotécnicos en el contexto del cambio climático y la digitalización.

2. METODOLOGÍA

Este trabajo se basa en una revisión documental, comparativa y crítica de marcos metodológicos internacionales, artículos científicos y guías técnicas publicadas en los últimos años en el ámbito de la resiliencia de infraestructuras, con especial énfasis en la gestión de activos geotécnicos en entornos sometidos a condiciones climáticas adversas. El enfoque metodológico adoptado permite integrar conocimientos técnicos y propuestas normativas existentes, con el objetivo de trasladar soluciones digitales al campo específico de los taludes y estructuras de contención.

La metodología se ha estructurado en tres fases principales:

2.1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA DIRIGIDA

Se ha llevado a cabo una búsqueda sistemática y dirigida de literatura científica y técnica especializada, orientada a identificar aquellas contribuciones que abordan:

- La evaluación de la resiliencia funcional de infraestructuras críticas
- El impacto del cambio climático en activos viarios
- El uso de tecnologías digitales como medio de adaptación y gestión predictiva

Las fuentes clave consultadas incluyen:

- **PIARC (2022, 2023):** los informes técnicos del Comité Técnico 4.3 ofrecen una recopilación de casos reales de fallos en estructuras de tierra, sistemas de monitoreo, propuestas de mantenimiento y criterios de evaluación cuantitativa de la resiliencia (ej. uso de entropía informacional). Incluyen indicadores técnicos como tasa de deformación, estado del drenaje y accesibilidad tras eventos extremos.
- **UNECE (2024):** el marco de pruebas de estrés para sistemas de transporte interior propone un enfoque iterativo, basado en la identificación de funciones críticas del sistema, la simulación de escenarios disruptivos y la valoración de la capacidad de respuesta. Su estructura es compatible con la lógica de gestión del riesgo en activos geotécnicos.
- **Guía metodológica FORESEE (CWA 17819:2021):** desarrolla el concepto de "nivel de servicio mínimo" y presenta una lógica funcional centrada en mantener el rendimiento aceptable de infraestructuras durante y después de una disrupción. Su aplicabilidad a sistemas de taludes radica en su estructura modular y su integración con herramientas digitales.
- **Proyecto ReCharged:** artículos de Mitoulis et al. (2021), Argyroudis y otros autores abordan la modelización de la resiliencia en infraestructuras lineales interdependientes (transporte-energía), el uso de sensores, gemelos digitales y tecnologías emergentes (IA, IoT) para cuantificar la resiliencia funcional. Su orientación práctica lo convierte en un modelo exportable al sector geotécnico.

2.2. ADAPTACIÓN DE LOS MARCOS AL ÁMBITO DE LOS ACTIVOS GEOTÉCNICOS

El siguiente paso consistió en reinterpretar y adaptar estos marcos teóricos al campo específico de los activos geotécnicos, centrándose en su vulnerabilidad estructural y funcional frente a eventos como:

- lluvias intensas
- deslizamientos superficiales y profundos
- caída de rocas y procesos de reptación
- alteraciones hidrogeológicas

La adaptación metodológica incluye:

- Identificación de **factores críticos de vulnerabilidad**, como la inclinación del talud, características geotécnicas del terreno, condiciones de saturación, presencia de vegetación, nivel freático y episodios históricos de inestabilidad.
- Aplicación de **sistemas SCADA** a la monitorización continua de variables clave (p. ej., presión intersticial, inclinación, deformación, temperatura, humedad, aceleraciones, apertura de grietas). La integración de sensores conectados permite generar alertas automáticas y alimentar plataformas de gestión.
- Inclusión de **datos obtenidos mediante inspecciones sistemáticas**, realizadas por equipos multidisciplinares que combinan ingeniería civil, geología, medio ambiente y modelado de datos.
- Uso de **plataformas SaaS** para centralizar, almacenar, analizar y visualizar datos en tiempo real. Estas plataformas permiten generar históricos comparables, establecer umbrales de seguridad dinámicos y facilitar la comunicación entre técnicos y gestores de infraestructura.
- Evaluación de la **resiliencia estructural y funcional** mediante el uso de indicadores como la entropía informacional (Shannon, 1948), tal y como se propone en PIARC (2023), con el objetivo de cuantificar el grado de equilibrio entre múltiples dimensiones (técnica, económica, social, ambiental y operativa).

2.3. COMPARACIÓN ENTRE ENFOQUES Y SÍNTESIS OPERATIVA

Finalmente, se realizó una comparación entre los distintos marcos y metodologías, con el objetivo de identificar:

- **Coincidencias y principios metodológicos comunes**, como la robustez del sistema, su redundancia, su capacidad de recuperación y su adaptabilidad a cambios de contexto.
- **Recomendaciones específicas aplicables a activos geotécnicos**, en aspectos como el diseño geométrico adaptativo, sistemas de drenaje inteligente, selección de materiales resilientes y monitoreo basado en datos.
- **Limitaciones prácticas detectadas** en los marcos analizados, entre las que destacan la escasa implementación de tecnologías digitales en el ciclo completo de vida de los activos, y la falta de integración entre datos geotécnicos y plataformas de gestión de activos.

Esta comparación ha servido de base para proponer una síntesis metodológica operativa, que será desarrollada en los apartados siguientes del artículo, junto con las propuestas y resultados derivados del análisis.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El análisis exhaustivo de la literatura técnica y científica ha permitido identificar un conjunto coherente de conceptos, metodologías y herramientas aplicables para mejorar la resiliencia de los activos geotécnicos y la afectación en la resiliencia de las infraestructuras adyacentes mediante tecnologías digitales. A partir del estudio de marcos metodológicos como PIARC (2023), FORESEE (2021), UNECE (2024) y las publicaciones del proyecto ReCharged, se han extraído patrones comunes, indicadores relevantes y propuestas replicables. Los resultados se estructuran en cinco bloques: conceptualización técnica de la resiliencia funcional, tecnologías aplicadas, métricas e indicadores cuantificables, barreras para la implementación práctica y síntesis operativa.

3.1. CONCEPTUALIZACIÓN TÉCNICA DE LA RESILIENCIA EN ACTIVOS GEOTÉCNICOS

La resiliencia funcional en activos geotécnicos y sus infraestructuras adyacentes se refiere a la capacidad de estas estructuras para mantener o recuperar su nivel de servicio tras eventos disruptivos, como deslizamientos de tierra, erosión o lluvias extremas. Esta resiliencia depende no solo de factores estructurales, sino también de la gestión anticipativa, la monitorización, la planificación integrada y las actuaciones mediante la aplicación de sistemas de mitigación del riesgo. Este concepto también implica una visión sistémica de la infraestructura, considerando su rol dentro del corredor logístico o de transporte, y su interdependencia con otras infraestructuras críticas.

Entre los factores clave se encuentran las condiciones geomorfológicas del entorno, la calidad del drenaje, la evolución de la vegetación, las actuaciones de estabilización y la composición de los materiales del terreno. La guía PIARC (2023) identifica fallos típicos asociados a eventos extremos: erosión superficial, colapsos por presión intersticial, saturación del suelo, licuefacción y desprendimientos de rocas. Muchos de estos eventos presentan síntomas medibles antes del fallo, lo que refuerza la necesidad de una vigilancia inteligente, con sistemas de alerta temprana y evaluación continua del riesgo.

3.2. TECNOLOGÍAS DIGITALES APLICABLES Y SU EFECTIVIDAD DEMOSTRADA

La integración de tecnologías digitales ha transformado el diagnóstico, la supervisión y la gestión de activos geotécnicos. Tres grandes familias de herramientas se han identificado como clave:

- Sistemas SCADA: permiten la monitorización en tiempo real mediante sensores geotécnicos (inclinómetros, piezómetros, termómetros, celdas de carga, sensores de humedad y acelerómetros). El informe de TECNALIA, en el marco del proyecto ReCharged, evidenció que el uso de SCADA permitió reducir el tiempo de respuesta ante eventos de lluvias intensas de 8 horas a solo 2, activando planes de contingencia antes del colapso de un talud. Esta tecnología se vuelve especialmente relevante en zonas de acceso difícil o con estructuras críticas.
- Plataformas SaaS: integran múltiples fuentes de datos (históricos, GIS, monitoreo en tiempo real, datos expertos tomados manualmente por equipos multidisciplinares) y permiten análisis cualitativos y predictivos. En FORESEE se documentan plataformas que combinan visualización 3D, análisis de vulnerabilidad y generación de escenarios de riesgo a futuro, lo que facilita la toma de decisiones de

mantenimiento y diseño adaptativo.

- Tecnologías emergentes: el uso combinado de drones (UAV), LiDAR móvil e interferometría radar (InSAR) ha permitido generar modelos de deformación actualizados, evaluando desplazamientos milimétricos en laderas potencialmente inestables. ReCharged presenta un caso aplicado en Epiro (Grecia) con éxito en la predicción de movimientos de ladera, integrando estos datos en sistemas de planificación territorial y de respuesta rápida.

3.3. MÉTRICAS E INDICADORES DE RESILIENCIA APLICABLES

Un hallazgo relevante ha sido la viabilidad de cuantificar la resiliencia mediante indicadores objetivos. Entre ellos:

- Entropía informacional de Shannon: mide el grado de equilibrio entre dimensiones técnicas, sociales, económicas y ambientales. Utilizada en PIARC como proxy de la capacidad adaptativa del sistema, esta métrica permite identificar desequilibrios y priorizar refuerzos.
- Tiempo de recuperación funcional: periodo entre el evento disruptivo y la restauración de un nivel aceptable de servicio. Su medición permite evaluar la eficiencia del sistema de gestión postevento.
- Pérdida de rendimiento acumulada: expresada como la integral del déficit funcional en el tiempo. Se visualiza en FORESEE mediante curvas de degradación y recuperación funcional.
- Umbral de disfuncionalidad crítica: define el punto en que la infraestructura deja de cumplir su función mínima operativa, siendo un indicador clave para definir escenarios de intervención urgente.

3.4. BARRERAS PARA LA IMPLEMENTACIÓN PRÁCTICA

Pese al alto potencial, la implementación práctica presenta obstáculos:

- Fragmentación institucional: ingenieros civiles, responsables TIC y personal de mantenimiento operan de forma disgregada, dificultando la integración sistémica de datos.
- Limitaciones presupuestarias: muchos organismos públicos tienen presupuestos orientados al mantenimiento correctivo, sin partidas específicas para sensórica o digitalización.
- Falta de estándares comunes: no existe aún una norma ampliamente aceptada para la interoperabilidad de datos geotécnicos, impidiendo comparar resultados entre regiones o agencias.
- Resistencia organizativa: las nuevas tecnologías requieren cambios culturales, formación técnica continua y rediseño de procesos. PIARC (2023) señala que la gestión del cambio es tan crítica como la propia tecnología.
- Mantenimiento y escalabilidad: los sistemas de sensores requieren calibración y revisión periódica, lo cual representa un reto logístico en áreas remotas o con baja densidad poblacional.
- Mecanismos contractuales inadecuados: muchas administraciones, pese a contar con herramientas como la compra pública de innovación, encuentran dificultades para establecer contratos estables y plurianuales para servicios como la captación de datos geotécnicos en streaming.

3.5. SÍNTESIS OPERATIVA Y PROYECCIONES FUTURAS

Como resultado del análisis, se propone una síntesis operativa adaptada al ciclo de vida de los activos geotécnicos, que combine:

- Vigilancia continua con sensores conectados a sistemas SCADA.
- Trazabilidad, interoperabilidad y predicción mediante plataformas SaaS.
- Evaluación funcional con indicadores cuantitativos integrados en mapas de riesgo dinámicos.
- Mantenimiento adaptativo y planificación basada en escenarios de cambio climático y presión sobre la infraestructura.

Esta propuesta se alinea con el marco conceptual desarrollado en ReCharged, que promueve un enfoque de resiliencia basada en datos (data-informed resilience management). La digitalización permite reducir costes a largo plazo, priorizar activos vulnerables, justificar intervenciones ante la administración y fomentar la transparencia con la ciudadanía.

A continuación, se incorpora una infografía síntesis del enfoque basado en tecnologías emergentes para la mejora de la resiliencia a lo largo del ciclo de vida de las infraestructuras, tal como ha sido planteado por los autores del proyecto ReCharged:

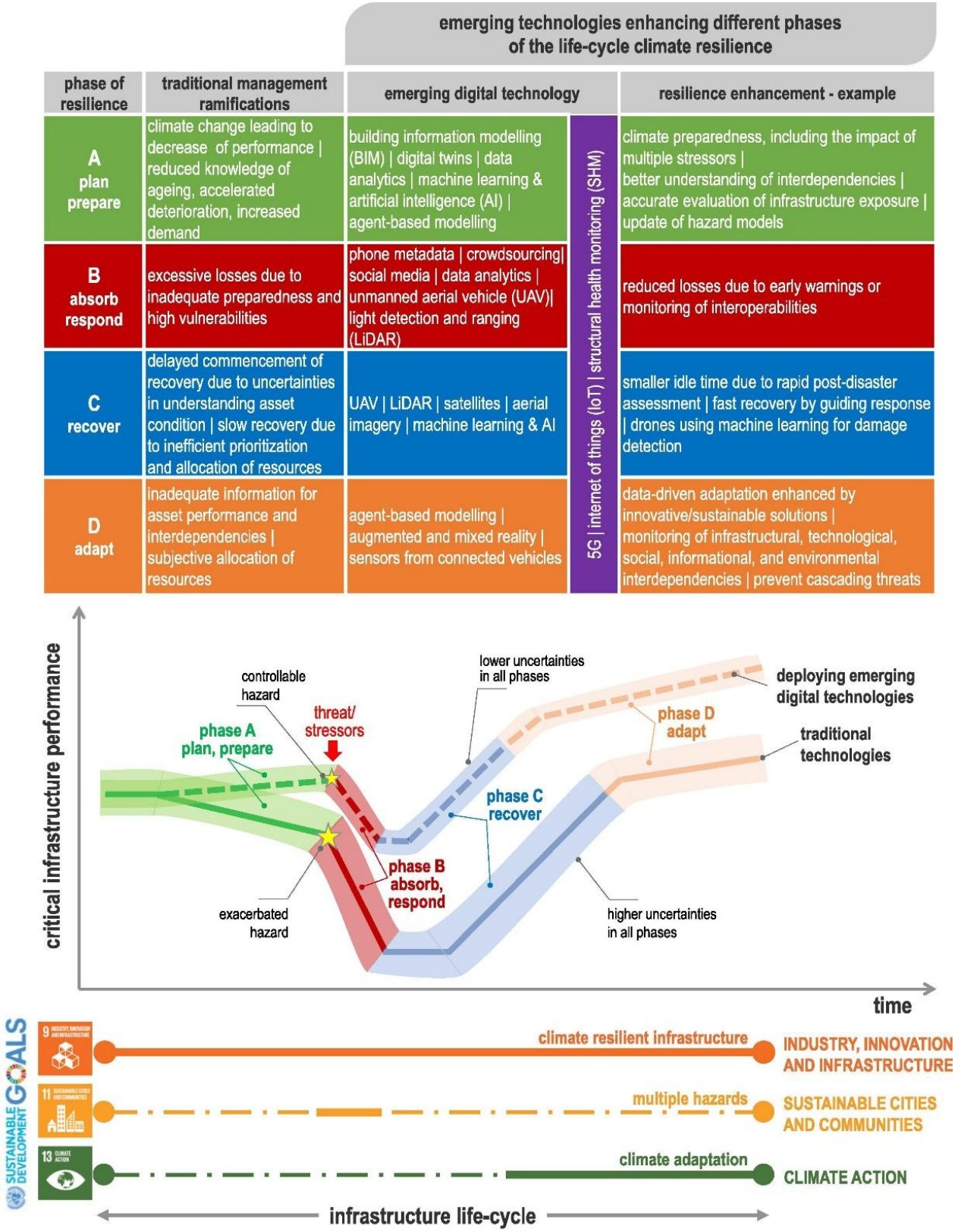


Figura 1. Tecnologías emergentes para la mejora de la resiliencia a lo largo del ciclo de vida de las infraestructuras, tal como ha sido planteado por los autores Mitoulis, Argyroudis et al. (2021) en el marco del proyecto ReCharged.

4. CONCLUSIONES

Este estudio ha permitido profundizar en el papel que pueden desempeñar las tecnologías digitales en la mejora de la resiliencia de las infraestructuras viarias, con especial atención a los activos geotécnicos. A partir del análisis crítico de marcos metodológicos internacionales, proyectos de referencia como ReCharged y diversas experiencias prácticas documentadas, se ha validado la hipótesis científica formulada: la integración de

tecnologías como los sistemas SCADA y las plataformas SaaS contribuye de manera significativa a optimizar la monitorización, la anticipación del riesgo y la gestión de activos vulnerables frente a fenómenos climáticos extremos.

Los resultados permiten extraer varias conclusiones clave:

- La resiliencia de los activos geotécnicos debe entenderse de forma funcional, dinámica y sistémica, considerando tanto sus condiciones físicas como su papel dentro de redes de transporte interdependientes. En este sentido, factores como el drenaje, la pendiente, el material del terreno o la cobertura vegetal deben integrarse en esquemas de evaluación continuada y no solo puntual.
- La digitalización aplicada al ciclo de vida de estos activos habilita nuevas capacidades operativas. Los sistemas SCADA proporcionan información en tiempo real sobre variables críticas; las plataformas SaaS permiten visualizar, gestionar y anticipar comportamientos estructurales; y tecnologías como UAVs, LiDAR o sensores conectados facilitan el diagnóstico avanzado y la actualización constante de los modelos geotécnicos.
- Existen métricas ya disponibles para cuantificar la resiliencia, como el tiempo de recuperación funcional, el umbral de disfuncionalidad crítica o la entropía informacional. Estas herramientas permiten priorizar intervenciones, justificar inversiones y mejorar la planificación del mantenimiento.
- La implementación práctica requiere superar diversas barreras organizativas, técnicas y económicas. Entre ellas, destaca la fragmentación entre disciplinas, la falta de estándares interoperables, la resistencia institucional al cambio y la necesidad de inversión inicial en infraestructura digital. Superarlas requiere enfoques integrados, contratos innovadores y políticas públicas específicas.
- Los marcos metodológicos internacionales ofrecen una base sólida para avanzar hacia una gestión basada en resiliencia, especialmente si se adaptan al contexto específico de los activos geotécnicos. La experiencia de proyectos como ReCharged demuestra que la aplicación de este enfoque no solo es viable, sino que genera beneficios tangibles en términos de seguridad, eficiencia y sostenibilidad.

En conjunto, este trabajo propone un cambio de paradigma: pasar de una gestión correctiva y reactiva de los activos geotécnicos, a una gestión digital, predictiva y resiliente. Para ello, resulta esencial fomentar la colaboración interinstitucional, la formación técnica en nuevas tecnologías, el uso de datos interoperables y la incorporación progresiva de estas herramientas en los contratos de conservación y explotación.

Como líneas futuras de trabajo, se recomienda desarrollar pilotos en corredores vulnerables, establecer estándares de interoperabilidad para sensores y datos geotécnicos, e integrar estos enfoques en los planes de adaptación al cambio climático y de seguridad vial.

REFERENCIAS

Argyroudis, S., Mitoulis, S., Hofer, L., & Hutchinson, B. (2022). *Road Infrastructure Resilience Assessment Framework* (ReCharged Project). Recuperado de https://www.infrastructuresilience.com/recharged/

Guía FORESEE (2021). CWA 17819:2021. *Guideline for improving the resilience of transport infrastructure to extreme weather events*. Brussels: CEN Workshop Agreement.

Mitoulis, S. A., Argyroudis, S. A., & Kappos, A. J. (2021). *A stress-testing framework for evaluating the resilience of critical transport systems*. Sustainable Cities and Society, 64, 102526. Recuperado de https://doi.org/10.1016/j.scs.2020.102526

PIARC (2022). *Resilience of Road Network to Climate Change: Technical Report 2022R44EN*. World Road Association. Recuperado de https://www.piarc.org/

PIARC (2023). *Increasing Resilience of Earth Structures against Natural Hazards: Technical Report 2023R54EN*. World Road Association.

TECNALIA & ReCharged Project (2023). *Digital tools and resilience strategies for critical infrastructure*. Recuperado de https://www.infrastructuresilience.com/recharged/

UNECE (2024). *Climate Resilience Framework for Inland Transport Systems – Guidelines and Methodology*. United Nations Economic Commission for Europe.

Shannon, C. E. (1948). *A Mathematical Theory of Communication*. Bell System Technical Journal, 27(3), 379–423. Recuperado de https://doi.org/10.1002/j.1538-7305.1948.tb01338.x

RETOS Y ASPECTOS GEOTÉCNICOS EN OBRAS DE EMERGENCIA DE RECONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURAS TRAS LA DANA DEL 29 DE OCTUBRE DE 2024 EN VALENCIA: PUENTE DE LA A-7 SOBRE BARRANCO DEL GALLEGO, PUENTES Y PASARELAS EN MUNICIPIOS DE SOT DE CHERA Y CHIVA

Alberto CAZCARRO[(1)*], Amparo DURÁ[(1)] e Ivan REIG[(1)]

[(1)] TYPSA, Técnica y Proyectos, S.A.
*acazcarro@typsa.es

RESUMEN

Las lluvias de intensidad extraordinaria sufridas principalmente en la provincia de Valencia el 29 de octubre de 2024 provocaron inundaciones y desbordamientos con consecuencias catastróficas, numerosas víctimas y daños materiales. El 30 de octubre, fue el día 1 de la reconstrucción, en las que la ciudadanía, empresas y organismos se volcaron en dicha labor. En el presente artículo, se describen las consecuencias de los daños provocados en puentes e infraestructuras de vital importancia para las comunicaciones en Valencia. Así mismo cabe reconocer la labor de las empresas de ingeniería en la reconstrucción, que tuvieron que sacar lo mejor de ellas mismas para atender el aluvión de demanda, en muchos casos con plazos extremadamente reducidos para la rápida puesta en servicio de esas infraestructuras. Entre las muchas actuaciones que fue necesario acometer, se abordan de forma más concreta los retos, problemática y soluciones desde el punto de vista geotécnico en el puente existente en el P.K. 336+850 de la autovía A-7 sobre el barranco del Gallego, afluente Barranco del Poyo, y con una intensidad IMD de casi 80.000 vehículos diarios, y que fue uno de los puentes estratégicos en las comunicaciones que se dañó severamente perdiendo su funcionalidad. La estructura de una longitud de unos 50 m, y compuesta por tres vanos, presentaba pilas cimentadas con pilotes en suelos cuaternarios (arcillas, limos y gravas), y estribos apoyados superficialmente sobre el terraplén y terreno natural protegido con escollera. La erosión y socavación en el terreno de los estribos fue de tal magnitud que ocasionó el colapso y hundimiento en estos apoyos del puente. Dada la importancia de dicha estructura, se realizó el diseño, construcción y puesta en servicio del desvío provisional de la carretera en un plazo récord de tan solo dos semanas (mediante marcos prefabricados, pedraplén). Simultáneamente, se inició la campaña geotécnica del nuevo puente de 90 m de longitud y mayor capacidad hidráulica, al mismo tiempo que se demolía la estructura colapsada. Con los primeros datos, se realizó el diseño geotécnico de las cimentaciones mediante cimentación profunda, optimizando la longitud de pilotes, y permitiendo así optimizar significativamente los plazos de construcción al máximo. Adicionalmente, se describe la problemática y la rápida respuesta en el diseño geológico geotécnico de cimentaciones de varios puentes y pasarelas dañadas en los municipios de Sot de Chera y Chiva.

ABSTRACT

The exceptionally heavy rainfall that fell mainly in the province of Valencia on 29 October 2024 caused flooding and overflowing with catastrophic consequences, numerous victims and material damage. 30 October was the first day of reconstruction, with citizens, companies and organisations throwing themselves into the task. This article describes the consequences of the damage caused to bridges and infrastructure that are vital for communications in Valencia. It

also recognises the work of engineering companies in the reconstruction, which had to give their best to meet the flood of demand, in many cases with extremely short deadlines for the rapid commissioning of these infrastructures. Among the many actions that had to be undertaken, the challenges, problems and solutions from a geotechnical point of view are addressed more specifically in the case of the existing viaduct at P.K. 336+850 on the A-7 motorway over the Gallego ravine, a tributary of the Barranco del Poyo, with an IMD intensity of almost 80,000 vehicles per day, and which was one of the strategic bridges in the communications network that was severely damaged and lost its functionality. The structure, approximately 50 m long and composed of three spans, had piers founded on piles in Quaternary soils (clay, silt and gravel) and abutments resting superficially on the embankment and natural soil protected by riprap. The erosion and undermining of the abutment terrain was so severe that it caused the collapse and sinking of these bridge supports. Given the importance of this structure, the design, construction and commissioning of the temporary road diversion was carried out in a record time of just two weeks (using prefabricated frames, causeway). At the same time, the geotechnical campaign for the new 90 m long bridge with greater hydraulic capacity was started, while the collapsed structure was demolished. Based on the initial data, the geotechnical design of the foundations was carried out using deep foundations, optimising the length of the piles and thus allowing construction to be accelerated to the maximum. In addition, the problems and rapid response in the geological and geotechnical design of the foundations of several damaged bridges and footbridges in the municipalities of Sot de Chera and Chiva are described.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Inundación (Flood), Colapso (Collapse), Cimentación (Foundation).*

1. DESCRIPCIÓN DEL TRAMO Y EMPLAZAMIENTO

El tramo de autovía A-7 afectado se encontraba comprendido nada más superar el enlace con la autovía A-3 viniendo desde el norte, y antes de llegar a la estructura del AVE Madrid - Valencia. Se corresponde al Bypass de Valencia que hace la función de circunvalación principal que rodea el Área metropolitana de Valencia por el oeste. Las principales características del tramo de autovía afectado eran las siguientes:

- Calzadas:10,50 m (2 calzadas de 3 carriles por sentido de 3,50 m cada uno).
- Arcenes: 2,5 m (exterior) y 1,5 m (interior).
- IMD año 2022 (estación secundaria V-312-2): 77.593 veh/día (58.157 ligeros y 19.436 pesados).

El puente del Gallego situado en este tramo estaba constituido por una estructura por sentido de tres vanos (longitud en vanos laterales 15 m y 21 m en el central). Cada una de las pilas estaban cimentadas mediante 9 pilotes de 1 m de diámetro y 25 m de longitud. Sin embargo, los estribos se cimentaban mediante cimentación superficial a modo de cargadero (de 1,6 m de ancho y 2,121 m de profundidad respecto a rasante) apoyados sobre los rellenos de terraplén de la propia autovía. En la zona del cauce, el terreno de los estribos se encontraba protegidos superficialmente mediante escollera. Hidráulicamente estaba diseñado para un caudal de 298 m^3/s correspondiente a un periodo de retorno de T=100 años, un calado de 3,4 m y una velocidad media de 3,10 m/s (clasificado como un régimen hidráulico rápido, crítico e inestable).

2. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

Debido a las intensas lluvias caídas el 29 de octubre de 2024 en la provincia de Valencia, que en algunos casos superaron valores observados de 770 l/m^2, se produjo el desbordamiento del barranco del Gallego, afluente del Poyo, provocando el colapso de la Estructura del Puente del Gallego por la que circula la autovía A-7. Como consecuencia de ello se cortó el tráfico en la autovía A-7 entre el enlace con la A-3 y el enlace con la V-31 hasta que se pudo dar una solución mediante desvío.

La causa principal del colapso de la estructura fue la erosión y socavación del terreno bajo los estribos del puente y que fue generado por la elevada energía del agua a su paso por el barranco del Gallego. Como dato reseñable de la magnitud de la causa, a unos 1500 m aguas arriba del Puente del Gallego se registraron calados

de agua muy elevados de aproximadamente 3,2 m. Caudal de paso de agua orientativo estimado por la estructura de unos 1500 m^3/s.

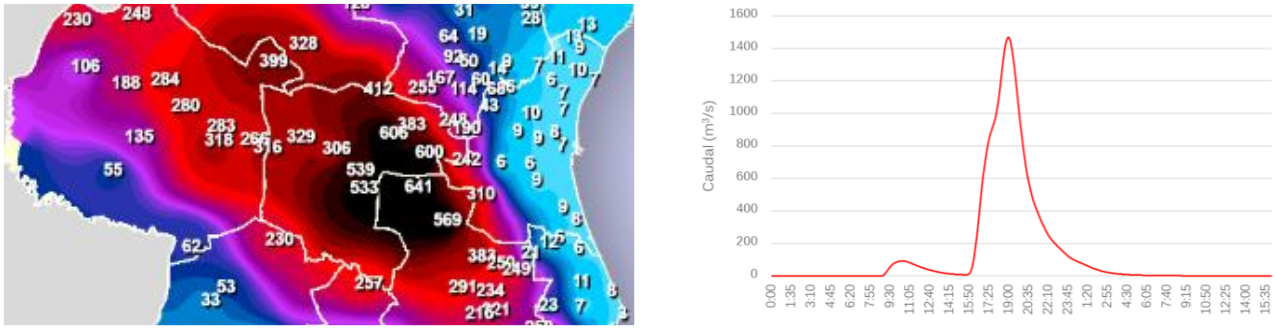


Figura 1. Precipitación del día 29/10/2024 expresada en mm/día en la provincia de Valencia, AVAMET, 2024 (izquierda). Hidrograma estimado en el barranco de Gállego en su confluencia con la A7 el día de la DANA (derecha).

El 31 de octubre de 2024, se acordó declarar de emergencia, las obras de construcción de un desvío provisional de la autovía A-7, a la altura del P.K. 336+850, y la restitución de la estructura colapsada sobre el barranco del Gallego, subsanando la situación de grave peligro existente, encargándole a la empresa Typsa la asistencia técnica a la dirección de obra.

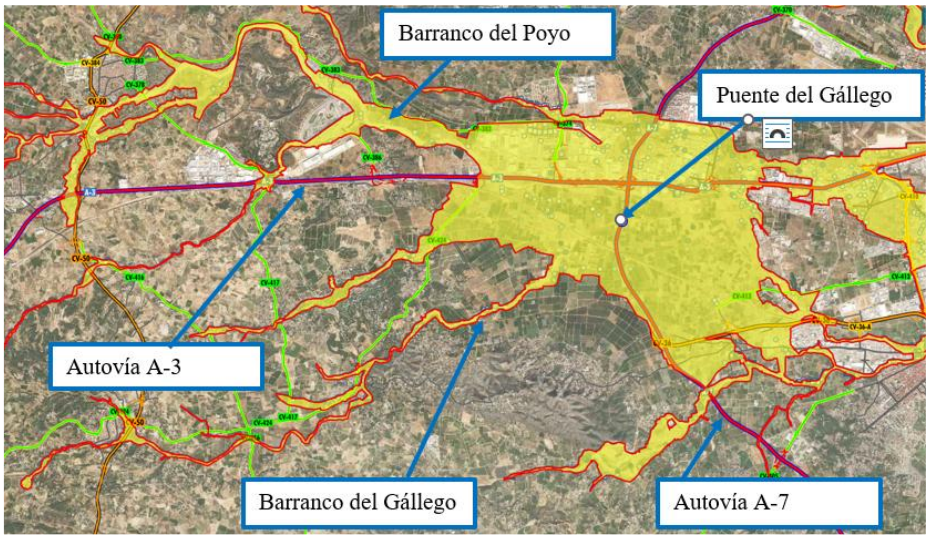


Figura 2. Cartografía de la zona inundada entorno al Puente del Gallego (A-7), Institut Cartogràfic Valencià (2024).



Figura 3. Puente del Gallego sobre la A-7 en el que se puede observar los daños y colapso ocasionado.

3. RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN Y PROPUESTA CAMPAÑA GEOTÉCNICA

Una vez iniciado el diseño urgente de la nueva infraestructura que garantice la restitución del tráfico en condiciones de seguridad, uno de los primeros aspectos que se realizaron desde el punto geotécnico fue analizar la información geotécnica existente. Como punto de partida, se empleó la información contenida en el proyecto de construcción "Autovía de circunvalación de Valencia. Tramo CN-III a CN-340" (MOPU, 1989), que recoge antecedentes geotécnicos relevantes de la zona. Concretamente se disponía de 5 sondeos en la zona de estudio,

de los cuales sólo 2 de ellos (S-0 y S-3) se encontraban en zona próxima a los futuros apoyos de la nueva estructura.

Tabla 1. Investigación geotécnica disponible.

Sondeo	Coordenadas		Profundidad
	X (UTM)	Y (UTM)	(m)
S-0	710697	4371315	25,0
S-1	710614	4371274	12,2
S-2	710624	4371253	30,0
S-3	710651	4371225	27,0
S-4	710646	4371179	27,2

Contar únicamente con dos sondeos útiles, resultaba claramente insuficiente, más aún teniendo en cuenta que la nueva estructura previsiblemente iba a tener mayor longitud de vanos y capacidad hidráulica, y por tanto cargas mayores que podrían hacer que las previsibles cimentaciones mediante pilotes necesitaran un mayor reconocimiento en profundidad. A partir del estudio de la investigación geotécnica disponible, de la disposición de la nueva estructura y de las observaciones realizadas en campo, se realizó de forma urgente la propuesta y lanzamiento de la campaña de investigación geotécnica destinada a reconocer el terreno. En particular la propuesta estaba constituida por 4 sondeos de 35-40 m de profundidad, uno en cada apoyo de la futura estructura, con el fin de conocer la naturaleza y parámetros geotécnicos de los suelos atravesados.

Tabla 2. Investigación geotécnica realizada para el proyecto de la obra de emergencia.

Sondeo	Longitud (m)	Apoyo	Coordenadas ETRS89			Litología
			X	Y	Z	
SR-1	40,0	Estribo 1	710698,95	4371314,02	92,82	Cuaternario
SR-2	35,1	Pila 1	710686,70	4371284,96	86,2	Cuaternario
SR-3	32,5	Pila 2	710677,13	4371256,50	86,45	Cuaternario
SR-4	37,75	Estribo 2	710664,03	4371226,99	92,71	Cuaternario

4. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

Las principales formaciones geológico-geotécnicas del Cuaternario identificadas para el apoyo de la futura estructura fue la siguiente.

Tabla 3. Formaciones geológico-geotécnicas consideradas en el proyecto.

Formaciones geológico-geotécnicas consideradas		
Cuaternario	Formación UG1	Arcillas, arcillas limosas, limos arcillosos y limos con proporción variable de arena. En algunos casos presentan características transicionales hacia arenas limosas.
	Formación UG2	Gravas con cantos subangulosos a redondeados de naturaleza calcárea, embebidas en una matriz predominantemente limosa.

Desde el punto de vista morfológico el área de estudio se sitúa en la unidad morfológica denominada “Plana de Valencia”, que forma parte de una unidad mayor de relieve conocida como Llanura Litoral Valenciana. Es una extensa zona de relieve muy suave modelada por procesos erosivos en materiales neógenos (Mioceno) y sobre todo por procesos sedimentarios cuaternarios de dinámica aluvial, coluvial y mixta entre ambas. La morfología es muy suave, casi aplanada, extensa y desciende de forma regular hacia el este.

Más concretamente en el área de estudio encontramos:

- Un valle fluvial con morfología en artesa y escasamente encajado que presenta un sistema aluvial de llanura de inundación amplio, no encajado y poco definido. Estos cauces están secos excepto en periodos excepcionales de lluvia y presentan un funcionamiento torrencial.
- Desde el punto vista de los procesos geomorfológicos funcionales, en la zona de estudio hay que destacar por su importancia para el proyecto los fenómenos de erosión localizada y los procesos sedimentarios y erosivos asociados a eventos de desbordamiento de cauces y barrancos.

5. DESVÍO DE TRÁFICO

Uno de los retos y aspectos más prioritarios de la obra, fue el diseño y ejecución del desvío provisional para restablecer el tráfico lo antes posible. El desvío proyectado y ejecutado empieza en el PK 336+540, una vez superado el enlace con la autovía A-3 y finaliza en el 337+150 de la autovía A-7, cruzando el barranco del Gallego aproximadamente en la mitad del desvío donde se ejecuta una estructura mediante marcos prefabricados con una capacidad de 90 m^3/s (protección en torno un periodo retorno de T=10 años). El desvío dispone de dos calzadas de tres carriles por sentido manteniendo la disposición actual y evitando perder capacidad de tráfico. El núcleo de terraplén se ejecutó con material compactado tipo pedraplén según clasificación PG-3, consiguiendo así una solución de mayores garantías ante resistencia y deformabilidad, así como un material más permeable ante el posible paso transversal de agua.



Figura 4. Construcción del desvío provisional (pedraplén y marcos prefabricados para el paso del agua).

El diseño, construcción y puesta en servicio del desvío provisional se alcanzó en un tiempo récord de 2 semanas (14 de noviembre de 2024). Para conseguirlo fue necesario tomar decisiones técnicas y organizativas acertadas en tiempos muy cortos, además de contar con un potente despliegue de equipos de construcción. A pesar de la rápida construcción realizada, el comportamiento posterior del nuevo vial fue satisfactorio sin apreciarse deformaciones significativas.



Figura 5. Finalización de la construcción del desvío provisional.

6. DEMOLICIÓN PUENTE Y EJECUCIÓN DE LA CAMPAÑA GEOTÉCNICA

Inmediatamente después a la apertura del tráfico comenzó la demolición del puente existente. De forma simultánea, y tal y como muestra la siguiente imagen, se ejecutó la campaña geotécnica con dos máquinas de sondeos. Por disponibilidad de sitio, se priorizaron los dos sondeos de los estribos, y posteriormente, una vez la demolición de la estructura estaba avanzada, se procedió a ejecutar los sondeos de las pilas. La supervisión de los sondeos por parte de técnicos especializados de Typsa, fue clave para rápida obtención de registros e información de campo que permitiera comenzar lo antes posible con el diseño geotécnico de las cimentaciones.



Figura 6. Trabajos simultáneos de demolición del puente colapsado del Gallego y ejecución de dos sondeos para las futuras pilas del puente.

7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y PERFIL GEOTÉCNICO

Tras la rápida recepción de la información de la investigación de campo y laboratorio, se elaboró el perfil geológico geotécnico de la futura estructura, lo que permitió elaborar una detallada caracterización y parametrización geotécnica.

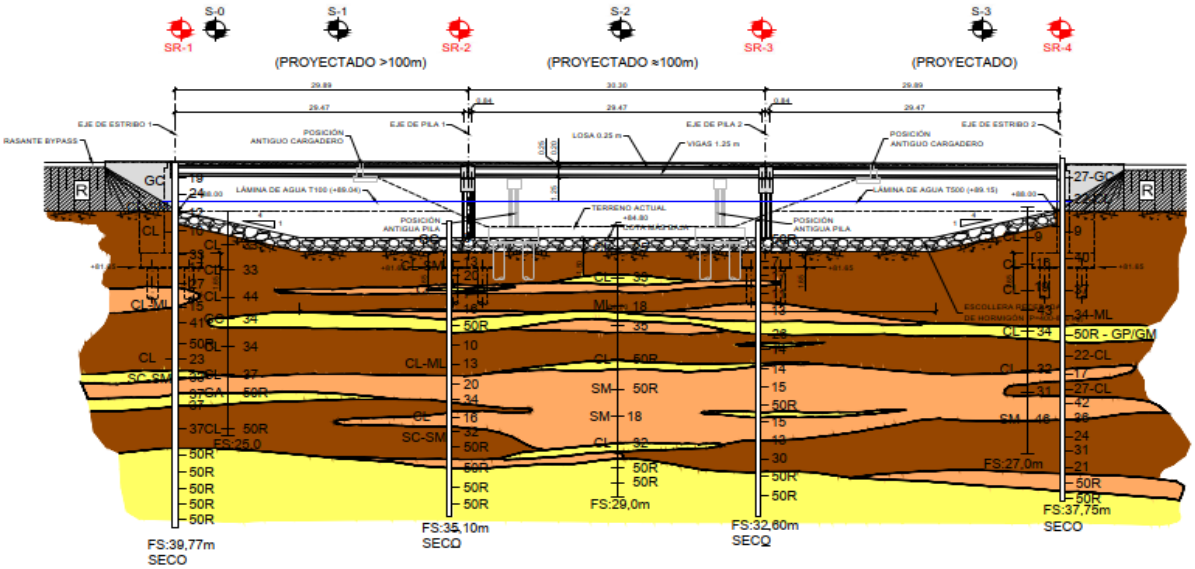


Figura 7. Perfil geológico-geotécnico del nuevo puente (incluye superposición perfil puente antiguo colapsado con el nuevo puente).

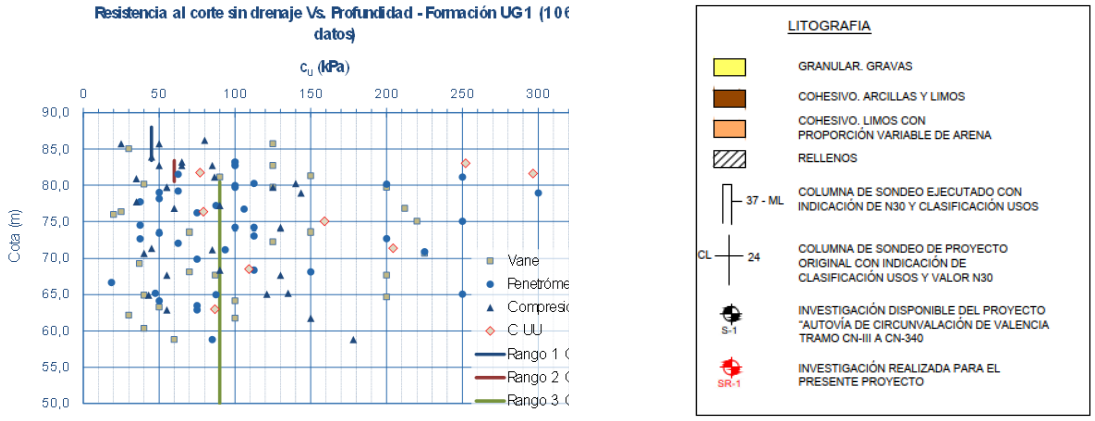


Figura 8. Valores de resistencia al corte sin drenaje en función de la profundidad (izquierda). Leyenda del perfil geológico-geotécnico del nuevo puente (derecha).

Tabla 4. Resumen de parámetros geotécnicos característicos.

Formación geotécnica	N_{SPT}	Densidad aparente γ_{ap}	Cohesión efectiva c'	Ángulo de rozamiento interno efectivo φ'	Resistencia al corte sin drenaje Cu	Módulo de elasticidad E´	Coef. de Poisson ν
	-	kN/m³	kPa	º	kPa	MPa	-
UG1	10 (Rango 1 de 88 a 83,4 m s.n.m)	21,0	10	26,0	40	10,8	0,3
	15 (Rango 2 de 83,4 a 80,5 m s.n.m)	21,0	15	28,0	60	16,2	0,3
	22 (Rango 3 de 80,5 a 50 m s.n.m)	21,0	20	28,0	90	24,3	0,3
UG2	42	22,0	5	35,0	-	50.0	0.3

8. DISEÑO GEOTÉCNICO CIMENTACIÓN NUEVO PUENTE

8.1. SISMICIDAD

El riesgo sísmico se evaluó de acuerdo con la norma UNE-EN 1998-1:2018 (Eurocódigo 8). El suelo considerado ha sido tipo C ($v_{s,30}$=180-360 m/s) , obteniendo un coeficiente de suelo de C =1,76.

Tabla 5. Valores de aceleración horizontal pico de referencia en suelo tipo A y parámetro K.

Longitud	Latitud	K	ag,R
-0,551	39,465	1	0,11

8.2. FACTORES PARCIALES

Los factores parciales empleados en el cálculo de pilotes perforados se han adoptado conforme a la Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7 (Ministerio de Fomento, 2019).

Tabla 6. Coeficientes parciales aplicables a las resistencias del terreno en el cálculo de pilotes perforados.

Resistencia	Símbolo	Conjunto R2
Punta	γ_b	1,35
Fuste	γ_s	1,10
Total/combinada (pilotes a compresión)	γ_t	1,25
Fuste (pilotes a tracción)	$\gamma_{s,t}$	1,10
Coeficiente Modelo Tracción/compresión	$\gamma_{R,d}$	1,40

8.3. RESISTENCIA AL HUNDIMIENTO

Para comprobar la resistencia al hundimiento, debe verificarse la siguiente expresión:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \tag{1}$$

Donde $R_{c,d}$ se obtiene como la suma de la resistencia por fuste a lo largo del pilote de cálculo y la resistencia por punta de cálculo, aplicando el coeficiente de modelo:

$$R_{c,d} = \frac{\frac{R_{s,k}}{\gamma_s} + \frac{R_{b,k}}{\gamma_b}}{\gamma_{R,d}} \tag{2}$$

Para obtener la resistencia por punta y fuste de forma analítica se ha utilizado las formulaciones del modelo de Mohr-Coulomb en suelos definidas en la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras (Ministerio de Fomento, 2009).

8.4. DESCRIPCIÓN NUEVA ESTRUCTURA

El nuevo puente tiene una longitud total entre ejes de 90,08 m; éstos se distribuyen en tres vanos con una configuración de luz de 29,89; 30,30 y 29,89. La sección transversal consiste en dos tableros independientes, uno por sentido. Dadas las características de terreno en superficie y el riesgo de erosión y socavación existente

en la zona, se ha recomendado cimentación profunda mediante pilotes de 1,00 m de diámetro, tanto para pilas como para estribos (12 pilotes por cada pila, 20 pilotes por cada estribo integral ambos sentidos).

8.5. DISEÑO HIDRÁULICO Y SOCAVACIÓN DE LA NUEVA ESTRUCTURA

Hidráulicamente la nueva estructura ha sido diseñada para un caudal de 512 m^3/s correspondiente a un periodo de retorno de T=500 años según dato publicado en el Sistema Nacional de Cartografías de Zonas Inundables (mayor capacidad que la anterior estructura colapsada). Se estudió también el correcto funcionamiento hidráulico para el caudal estimado que circuló en ese punto en el momento de la Dana (1500 m^3/s). A continuación, se indican los valores de socavación estimados en el diseño:

Tabla 7. Máxima socavación para la nueva estructura del Gallego en condiciones flujo de avenida de 500 años.

Nueva Estructura del Gallego	Erosión general γ_S (m)	Socavación por contracción γ_{SC} (m)	Socavación local γ_{SL} (m)	Socavación Total γ (m)
Pila 1 y Pila 2	3,45	0,12	3,11	6,68

Como medida protección se realizó un manto escollera de peso 400-800 kg recebada con hormigón de 1,5 m de espesor en fondo de cauce y revestimiento de cajeros. Esta protección se considera suficiente, dado que todos los apoyos de la nueva estructura se cimentaron mediante pilotes.

8.6. ACCIONES DE DISEÑO EN CABEZA DE PILOTES

Para cada apoyo de las estructuras del proyecto, se han identificado las hipótesis de carga más críticas. A partir de estas hipótesis, se determina el valor de diseño combinando las acciones que pueden actuar simultáneamente. Esta combinación se realiza aplicando los coeficientes parciales correspondientes, según la naturaleza de las acciones (permanentes o variables) y considerando si su efecto es favorable o desfavorable en cada caso de cálculo.

Tabla 8. Resumen de la máxima combinación de acciones. Puente río Gallego. Pilas y Estribos.

Apoyo	Cargas mayoradas y combinadas. Máxima compresión Pilotes (kN)	
	Combinación ELU	Combinación sísmica
Estribos	2365,00	4685,83
Pilas	2818,48	4117,22

8.7. VERIFICACIONES GEOTÉCNICAS

Los cálculos de verificación de hundimiento se han realizado, tanto en situación largo plazo como a corto plazo, obteniéndolos los resultados que se muestran a continuación. Como se puede ver, en los estribos la situación sísmica es la que condiciona el diseño geotécnico, y en las pilas la situación más crítica corresponde al Estado Límite Último (ELU). En todos los casos la situación de corto plazo en materiales arcillosos es más limitante que el largo plazo. En todo momento se ha tratado de optimizar y ajustar técnicamente la longitud de los pilotes, con el objeto de reducir tiempo de construcción. La resistencia de los pilotes mostraba un incremento importante según la punta se aproximaba y alcanzaba el estrato UG2 granular situado en profundidad, permitiendo alcanzar la resistencia necesaria de diseño. A continuación, gráficos de la Estribo 2 en la combinación sísmica.

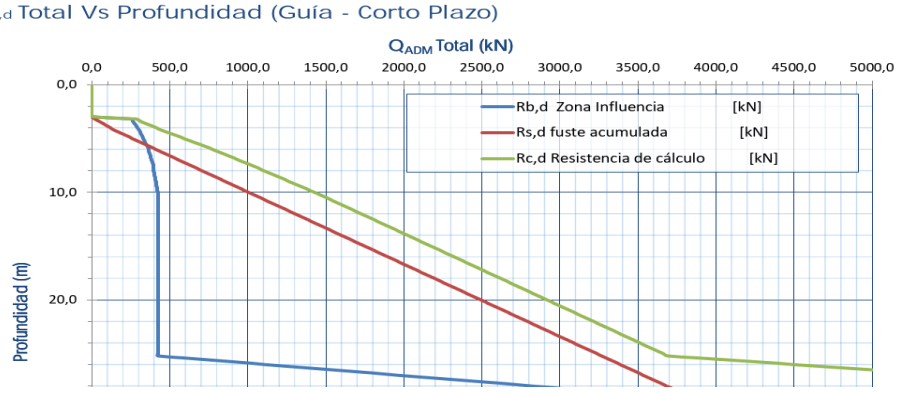


Figura 9. Estribo 2. Resumen gráfico resistencias de cálculo punta, fuste y total. Combinación sísmica, corto plazo.

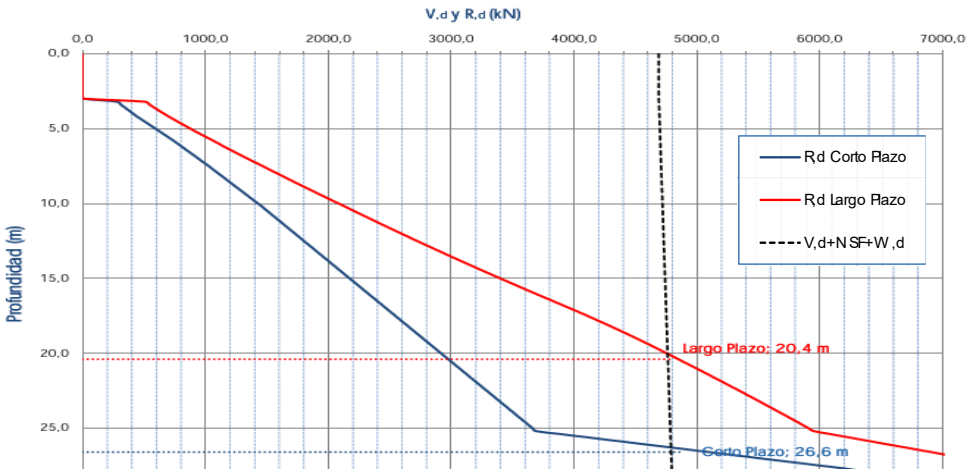


Figura 10. Estribo 2. Resumen gráfico de la resistencia de cálculo y la carga vertical de cálculo. Combinación sísmica.

Tabla 9. Resumen Resultados.

Apoyo	Profundidad pilote respecto a cota 84,9 m s.n.m. (m)				Profundidad máxima del pilote respecto a cota 84,9 m s.n.m	Cota cabeza pilotes	Longitud pilotes finalmente adoptada
	Combinación ELU		Combinación Sísmica				
	Largo Plazo	Corto Plazo	Largo Plazo	Corto Plazo	(m)	(m s.n.m)	(m)
Estribo 1	18	23,6	20,4	**24,4**	24,4	81,8	**22**
Pila 1	21,2	**24,4**	18	23,8	24,4	81,8	**22**
Pila 2	21,2	**25**	18	24,4	25	81,8	**22**
Estribo 2	18	25,8	20,4	**26,6**	26,6	81,8	**24**

La longitud final adoptada fue similar, del orden de 22 m para estribo 1, pilas 1 y pila 2; sin embargo, en el estribo 2 resultó algo mayor (24 m), ya que el estrato granular apareció ligeramente a mayor profundidad. El diseño de cimentación profunda finalizó a principios de diciembre 2024, con el objetivo de dar luz verde al inicio de la ejecución de pilotes lo antes posible. Ensayos laboratorio que llegaron posteriormente confirmaron que los valores adoptados en el diseño se encontraban del lado de la seguridad.

8.7. EJECUCIÓN DE PILOTES



Figura 11. Excavación pilotes (imagen izquierda). Excavación encepado pilotes de una pila (imagen derecha).

8.8. PUESTA EN SERVICIO NUEVO PUENTE SOBRE EL GALLEGO

En noviembre de 2025 finalmente se puso en servicio el nuevo puente sobre el Gallego en la A-7. Primero la calzada sentido Alicante y un par de semanas después la calzada sentido Barcelona.



Figura 12. Prueba de carga sobre nuevo puente del Gallego.

9. PUENTE Y PASARELAS EN EL MUNICIPIO DE SOT DE CHERA

El río Sot a su paso por el municipio de Sot de Chera, provocó el colapso del Puente de la Tejería, así como la Pasarela del Cementerio y la Pasarela de El Cerrao. Dada la urgencia en el diseño de la reconstrucción y dada las condiciones favorables del terreno a poca profundidad, se procedió a realizar una ágil e intensa investigación geológico-geotécnica por geólogo especialista de Typsa: estaciones geomecánicas, valores de compresión simple obtenidas con esclerómetro y calicatas con retroexcavadora en los futuros apoyos para detección del techo del sustrato jurásico bajo el aluvial granular del río. La rigurosa toma de datos de campo permitió aportar un suficiente conocimiento del terreno para realizar las verificaciones y recomendaciones geotécnicas necesarias para el diseño geotécnico de las cimentaciones de todas las estructuras en un plazo de tiempo de poco más de 1 semana. El apoyo de todas las zapatas alcanzó el sustrato jurásico competente.

10. PASARELA EN EL MUNICIPIO DE CHIVA

El barranco del Poyo a su paso por el municipio de Chiva, provocó el colapso de varias puentes y pasarelas, entre ellas la pasarela de Ramón y Cajal. En este caso la rigurosa supervisión del sondeo realizado por parte del geólogo de Typsa, permitió en un plazo de casi una semana, realizar el diseño geotécnico de la cimentación de los estribos, los cuales se encontraban situados muy próximos a cabeza del talud del barranco de unos 7-8 m altura. La cimentación se resolvió mediante cimentación profunda con micropilotes empotrados en profundidad al menos 4 m en sustrato rocoso competente del Mioceno-Paleógeno.

11. CONCLUSIONES

La efectiva respuesta, por parte de los geólogos e ingenieros de Typsa involucrados en la obra de emergencia del nuevo puente del Gallego, permitió desarrollar en un tiempo récord una estructura de mayor capacidad hidráulica y resiliente ante nuevas avenidas, definiendo una cimentación de los apoyos razonable mediante pilotes con longitud optimizada en profundidad, beneficiando así a la reducción de los plazos de construcción.

REFERENCIAS

AVAMET (2024). *Precipitación del día 29/10/2024 expresada en mm/día en la provincia de Valencia*. MeteoXarxa MX AVAMET.

Generalitat Valenciana, Institut Cartogràfic Valencià (2024). *Cartografía de zona inundada en el entorno del puente del Gallego (A-7), episodio DANA 29/10/2024*. Visor de Cartografía.

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo (MOPU) (1989). *Proyecto de construcción "Autovía de circunvalación de Valencia. Tramo CN-III a CN-340". Clave 43-V-2410.*

Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras (2019). *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico*.

Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carreteras*.

UNE-EN 1998-1 (2018). *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos*.

APROVECHAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA PARA APOYO DE VOLADIZOS EN LA MEJORA DE LA CARRETERA N-621 (DESFILADERO DE LA HERMIDA)

Felipe COLLAZOS[(1)*], Tomás MURILLO[(2)], Roberto VILLEGAS[(1)], Rosendo MARTÍNEZ[(1)], Jorge BUESA[(2)] y Jaime TEIJEIRO[(3)]

[(1)] Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria.
Dirección General de Carreteras. Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible
*fcollazos@transportes.gob.es

[(2)] Ingeniería Geotécnica Aplicada (InGeAp)

[(3)] Puentes y Calzadas Infraestructuras S.L.U.

RESUMEN

Este documento presenta una metodología integral para la evaluación y clasificación de muros de mampostería existentes a lo largo del trazado de la carretera N-621, en el tramo conocido como el Desfiladero de La Hermida, 20 km, con el objetivo principal de determinar la viabilidad de apoyar estructuras en voladizo de 1,00 y 1,50 metros de vuelo para ensanche, sobre los muros ya construidos, optimizando así el uso de la infraestructura existente. La metodología se basa en un enfoque mixto que combina inspección visual, evaluación cuantitativa y pruebas mecánicas. El proceso comienza con un inventario sistemático de todos los muros afectados por el trazado, seguido de una clasificación cuantitativa según su aptitud resistente. Para esta clasificación se usa el Masonry Quality Index (MQI), un índice desarrollado originalmente en Italia por Borri, De Maria y Rovero (de la Universidad de Perugia y Florencia) para evaluar el comportamiento de muros tras eventos sísmicos relevantes, que tiene en cuenta el tipo de fábrica, el estado de conservación, los materiales, la geometría, las condiciones del relleno de trasdós, y terreno de apoyo. Tras estas fases se realiza una campaña de investigación que incluye calicatas manuales para conocer la sección interna de los muros, y pruebas de carga para evaluar el comportamiento real frente a cargas verticales. Con estos datos, se elaboran fichas individuales que aglutinan la información del estado y características de cada muro, y se determina finalmente que muros son aptos para apoyar las cargas que suponen los voladizos de ensanche de la carretera.

ABSTRACT

This document presents a comprehensive methodology for the evaluation and classification of existing masonry walls along the route of the N-621 road, specifically in the section known as the Desfiladero de La Hermida, with the primary objective of determining the feasibility of supporting cantilevered structures with 1.00 and 1.50-meter overhangs for widening purposes on the already constructed walls, thus optimizing the use of existing infrastructure. The methodology is based on a mixed approach that combines visual inspection, quantitative assessment, and mechanical testing; the process begins with a systematic inventory of all walls affected by the layout, followed by a quantitative classification according to their structural capacity. For this classification, the Masonry Quality Index (MQI) is used, an index developed in Italy to evaluate the behaviour of walls following relevant seismic events, which takes into account the masonry

type, conservation status, materials, geometry, backfill conditions, and foundation soil. Following these phases, a research campaign is carried out that includes manual trial pits to determine the internal cross-section of the walls and load tests to evaluate the actual behaviour under vertical loads. With these data, individual technical sheets are prepared to consolidate the information on the condition and characteristics of each wall, finally determining which walls are suitable to support the loads imposed by the widening cantilevers of the road.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Muros de mampostería (Masonry walls), Voladizos (Cantilevers), Ensanche (Widening), Seguridad vial (Road safety).*

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO

El proyecto de mejora de la plataforma y tratamiento ambiental de la carretera N-621, en el tramo entre Castro Cillorigo y Panes, se sitúa en el complejo entorno, orográfico y geológico, del Desfiladero de La Hermida. La ampliación de la calzada existente a una sección tipo de 8 m de ancho con un mejor trazado, se llevó a cabo principalmente con ensanches de los rellenos (con repiés y muros) y estructuras en voladizo, en ambos casos sin una mayor ocupación hacia el lado del río Deva, cuyo cauce no se ve alterado por el proyecto y obra. Adicionalmente se repicaron algunos desmontes ya existentes para esta ampliación.

Una vez iniciada la obra, se plantea la posibilidad de apoyar soluciones de ensanche tipo voladizo sobre tramos de muros de mampostería existentes, en lugar de hacerlo sobre micropilotes, que es la cimentación habitual Figura 1.

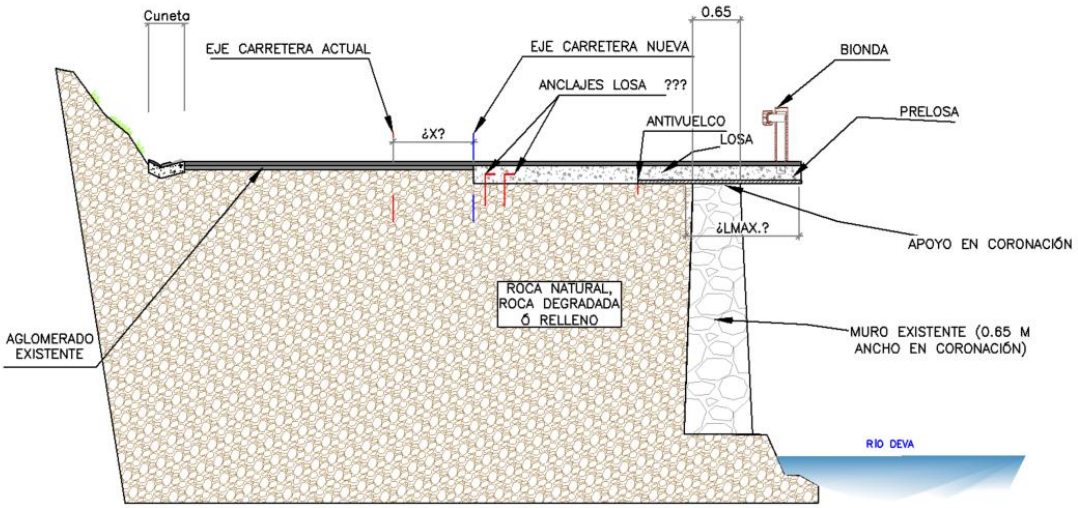


Figura 1. Esquema de planteamiento de solución de voladizo sobre muro existente.

Esta opción de apoyo sobre muros se analizó e implementó para voladizos de hasta 1,5 m, y aunque en la obra había voladizos de hasta 5,5 m, el aprovechamiento de estos tramos de muro supuso una mejora suficientemente justificada por su eficiencia (Figura 2 y 3).

Para los voladizos de entre 1,0 y 1,5 m, debido al vuelco del voladizo, se dispuso un micropilote trasero, sustituyendo el micropilote delantero por el muro de escollera o mampostería existente.

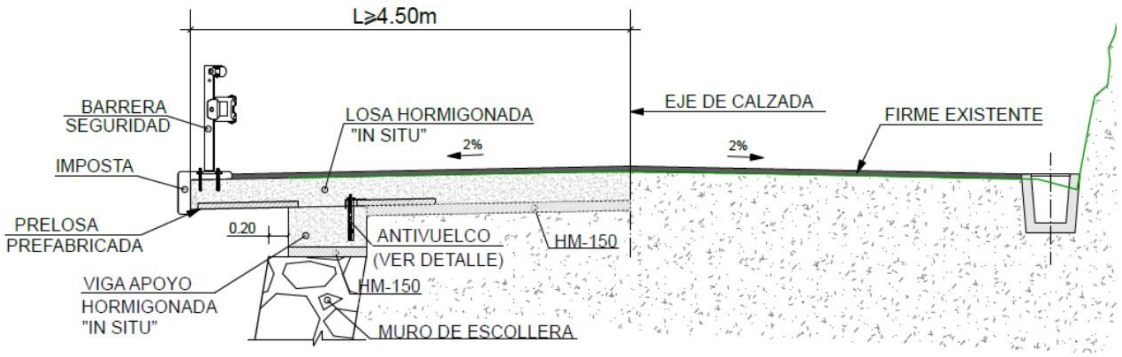


Figura 2. Secciones tipo finalmente proyectadas para voladizos de L≤ 1.00 m sobre muro existente.

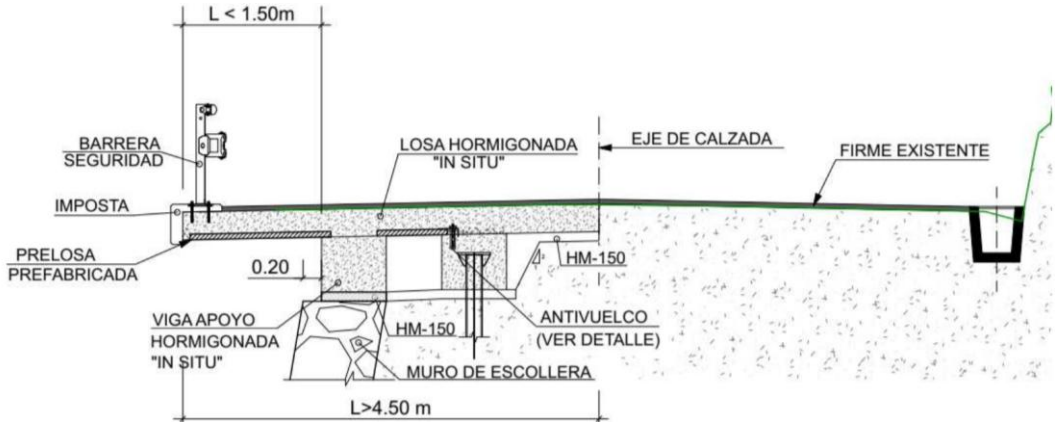


Figura 3. Secciones tipo finalmente proyectadas para voladizos de 1.00 m <L≤ 1.50 m sobre muro existente.

La posibilidad de apoyar estructuras de este tipo en muros existentes de escollera o de mampostería es un tipo de solución realizada en ocasiones. A priori, la transmisión de esfuerzos verticales a los muros hace aumentar la seguridad del muro (a vuelco, deslizamiento, …), pero lo cierto es que este planteamiento es válido siempre que:

- La cimentación tenga la suficiente capacidad portante como para que se esté alejado de la carga de hundimiento.
- La resistencia interna de la sección de los muros sea tal que sea capaz de soportar la compresión adicional.

Sobre el primer punto, está claro que esta condición se cumple cuando los muros están apoyados en roca o en grandes bloques de roca. Esta es la situación más frecuente en la traza. Ocasionalmente algunos muros de poca altura son poco más que unos muretes de contención y apoyan en el coluvial o relleno de la carretera.

Sobre el segundo punto, para analizar si se cuenta con suficiente resistencia interna, se debía, por tanto, estudiar cómo sería la transmisión de esfuerzos verticales a los muros existentes, como afectaba a su estabilidad interna y si se garantizaba una cimentación competente y un trasdós de calidad. En los siguientes capítulos se detalla el proceso de validación técnica realizado para identificar qué tramos de los muros existentes podían ser integrados como apoyos de nuevas estructuras en voladizo.

2. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN DE LOS MUROS DE LA HERMIDA

La metodología seguida para la clasificación y evaluación de los muros de mampostería ha seguido una serie de tareas. A grandes rasgos hay 2 fases de análisis.

En la primera fase, se inspecciona cada muro, obteniendo datos relevantes como su geometría (el espesor es en esta fase solamente una estimación), el tipo de terreno de apoyo, su estado general y la presencia o no de singularidades, su posible tramificación, y finalmente, su clasificación cuantitativa mediante el índice MQI (Masonry Quality Index). Además, es importante reseñar que los muros analizados no corresponden a muros de escollera, como podría inferirse en un primer momento desde una perspectiva contemporánea, sino que se trata de construcciones ejecutadas mediante técnica de mampostería. En este sentido, conviene destacar que ambos tipos presentan diferencias sustanciales: mientras que los muros de escollera se configuran mediante bloques de gran tamaño, los muros de mampostería responden a una colocación más ordenada de piezas de menor tamaño, con distintos grados de labra y ajuste. Estas diferencias influyen de manera directa en los parámetros evaluados mediante el índice MQI, particularmente en aspectos como la trabazón, la regularidad del aparejo y la calidad de los contactos entre piezas, lo que justifica la idoneidad de su aplicación en el presente estudio.

En una segunda fase, aquellos muros que han mostrado buenas cualidades en la primera fase se estudian más profundamente para definir espesores y fábrica interna (mediante calicatas o extracción de testigos), y se hacen también pruebas de carga, aplicando una carga vertical sobre un área localizada y midiendo las deformaciones del muro y registrando su comportamiento en general.

Este procedimiento de trabajo se resume en el diagrama de trabajo mostrado en la siguiente figura 4.

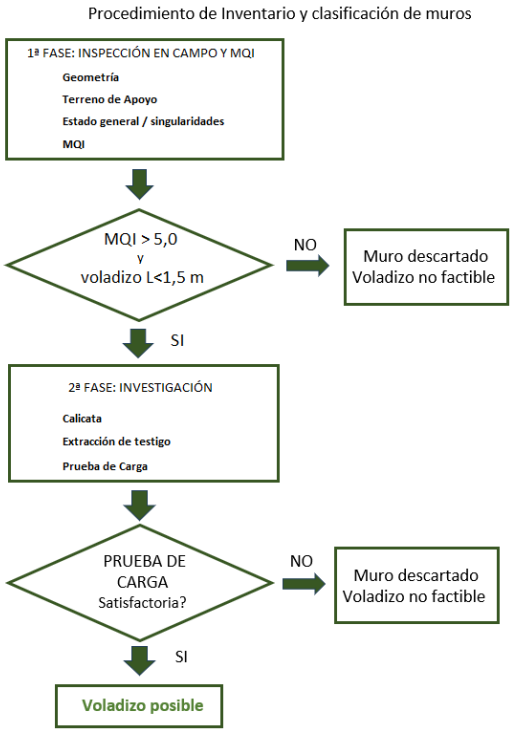


Figura 4. Diagrama de evaluación de los muros de mampostería.

En los siguientes epígrafes se desarrolla como es cada una de estas tareas.

2.1. INSPECCIÓN EN CAMPO

En primer lugar y como ya se ha mencionado, se realizó una primera fase de estudio, basada en observaciones de campo y en donde se generó un inventario sistemático y exhaustivo de todos los muros de escollera y mampostería a lo largo del trazado. Este inventario incluía:

- Situación
- Estado general del muro
- Materiales y ejecución (mampuestos y paramento)
- Geometría y dimensiones
- Condiciones del relleno de trasdós
- Apoyo (en roca, en relleno, etc.)
- Singularidades

2.2. EVALUACIÓN RESISTENTE DE LOS MUROS. ÍNDICE MQI

2.2.1. INTRODUCCIÓN

A la hora de poder cuantificar la resistencia de los muros, algo que a priori requiere de pruebas de carga y/o evaluar muros muy tipificables como puede ser una mampostería moderna de ladrillo, lo cual no es el caso, se pensó en acudir a posibles criterios de caracterización resistentes de muros de mampostería que pudieran haber sido usado en otros trabajos.

Tras un estudio bibliográfico al respecto, se propuso utilizar el índice MQI (Masonry Quality Index), definido como un índice que evalúa diferentes parámetros de los muros, permitiendo una valoración cuantitativa final.

Este método se puso a punto en Italia, a partir de las lecciones aprendidas del comportamiento de muros frente a sismos (2020, Zagreb; L'Aquila, Italia, en 2009). Se trata de un método cuantitativo utilizado en ingeniería estructural de edificación, para evaluar la aptitud resistente frente a esfuerzos verticales, así como horizontales en sentido paralelo y trasversal al muro.

Si bien es cierto que es un método original para la evaluación de muros de mampostería usados para edificios históricos, se planteó la posibilidad de utilizarlo por ser un método muy completo que con independencia del uso que se dé al muro evaluado, recoge todos los parámetros de los que depende la resistencia interna de la sección de un muro de mampostería.

2.2.2. PARÁMETROS DE EVALUACIÓN

El comportamiento de un muro, como sistema heterogéneo, depende de una variedad de factores, como la resistencia a la compresión y al corte de los elementos de mampostería y el mortero entre ellos, las dimensiones y la forma de los elementos del muro y su textura.

El enfoque del método MQI se basa en el comportamiento ideal de un muro y la evaluación de las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en un muro (piedra, ladrillo, mortero, etc.). Cuantifica el comportamiento de un muro a partir de siete parámetros críticos Tabla 1:

Tabla 1. Parámetros que intervienen en la clasificación según el índice MQI.

Parámetro	**Denominación**
Propiedades mecánicas de los elementos de mampostería	SM
Dimensiones Piedra/Ladrillo	SD
Forma de la Piedra/Ladrillo	SS
Trabado entre caras del muro	WC
Características de las Juntas Horizontales	HJ
Características de las Juntas verticales	VJ
Propiedades mecánicas del mortero	MM

El índice se obtiene asignando valores según el grado de cumplimiento (F-Cumplido, PF-Parcialmente, NF-No cumplido) para cada uno de estos siete parámetros. Esto se hace a partir de criterios establecidos para cada parámetro, cuya valoración es en general cuantitativa (Borri y De Maria 2009; Hafner et al., 2021), si bien su aplicación requiere un cierto juicio técnico experto. Una vez establecido el grado de cumplimiento, se asignan valores numéricos a cada parámetro, que van de 0 a 3, según las condiciones de carga de la Tabla 2.

Tabla 2. Valores numéricos para cada parámetro según el tipo de carga.

	Carga vertical (V)			**Carga horizontal en el plano del muro (I)**			**Carga horizontal perpendicular al muro (O)**		
	NF	**PF**	**F**	**NF**	**PF**	**F**	**NF**	**PF**	**F**
HJ	0	1	2	0	0,5	1	0	1	2
WC	0	1	1	0	1	2	0	1,5	3
SS	0	1,5	3	0	1	2	0	1	2
VJ	0	0,5	1	0	1	2	0	0,5	1
SD	0	0,5	1	0	0,5	1	0	0,5	1
MM	0	0,5	2	0	1	2	0	0,5	1
SM	0,3	0,7	1	0,3	0,7	1	0,5	0,7	1

A partir de estos valores se calcula un valor numérico del índice MQI mediante la siguiente ecuación:

$$MQI = r \cdot SM \cdot (SD + SS + WC + HJ + VJ + MM) \quad (1)$$

donde el factor r tiene en cuenta la resistencia del mortero (r=1 para mampostería en seco).

A la vista de las puntuaciones de la tabla se observa cómo hay ciertos parámetros que tienen mayor valor. El tipo de piedra, que es el factor multiplicador, para el caso de los muros de la Hermida este valor casi siempre era 1 puesto que la gran mayoría de los muros son de piedra. La forma de la piedra y su trabazón son otras de las características que confieren mayor puntuación.

2.2.3. CATEGORIAS DE COMPORTAMIENTO

En función de los resultados de la ecuación anterior, el muro de mampostería se puede ubicar en una de las tres categorías de calidad que se muestran en la tabla siguiente, para cargas verticales u horizontales Tabla 3:

Tabla 3. Categorías de clasificación de muros según el índice MQI.

Categoría	**A (Comportamiento inadecuado)**	**B (Comportamiento medio)**	**C (Buen Comportamiento)**
Carga vertical (V)	0<MQI<2,5	2,5<MQI<5,0	5<MQI<10
Carga longitudinal (in-plane loading (I))	0<MQI<4,0	4<MQI<7	7<MQI<10
Carga Horizontal perpendicular (out-of-plane loading (O))	0<MQI<3,0	3<MQI<5	5<MQI<10

Además de la categoría, se obtiene una puntuación concreta, que sirve para tomar decisiones en cuanto al uso del muro para apoyar cargas sobre él.

2.3. CAMPAÑA DE INVESTIGACIÓN (2ª FASE)

Tras la primera fase de inspección y clasificación con el índice MQI, para unos determinados muros se procedió a realizar investigaciones más completas, que consistieron principalmente en:

- Calicatas manuales en zona superior
- Extracciones de mampuestos y perforación en paramento
- Limpieza de vegetación del paramento y la base

Las dos primeras actuaciones tenían como objeto conocer con cierta precisión la sección del muro, al permitir conocer el espesor de coronación del muro y el ángulo de inclinación de su trasdós. Las calicatas en la base se usaron para saber si el apoyo era en roca o en otro material como aluvial o coluvial. Y la limpieza era necesaria en algunos casos para poder observar completamente el muro y ratificar la clasificación inicialmente hecha Figura 5.



Figura 5. Ejemplos de calicata en coronación y lateral de muro y de extracción de mampuestos-

2.4. PRUEBAS DE CARGA

Para validar de forma empírica la capacidad de carga vertical, se desarrolló un protocolo de ensayo de carga vertical en coronación de muros, para comprobar su comportamiento estructural y capacidad portante.

Las cargas de prueba pretendían simular las cargas que el muro recibiría, según los cálculos estructurales, los cuales mostraban concentraciones de tensiones en una longitud de muro de aproximadamente un metro, con valores medios de aproximadamente 160 y 110 kPa para los casos de posición de carro adyacente a junta de losa y en centro de losa respectivamente:

Para el montaje de la prueba se utilizó:

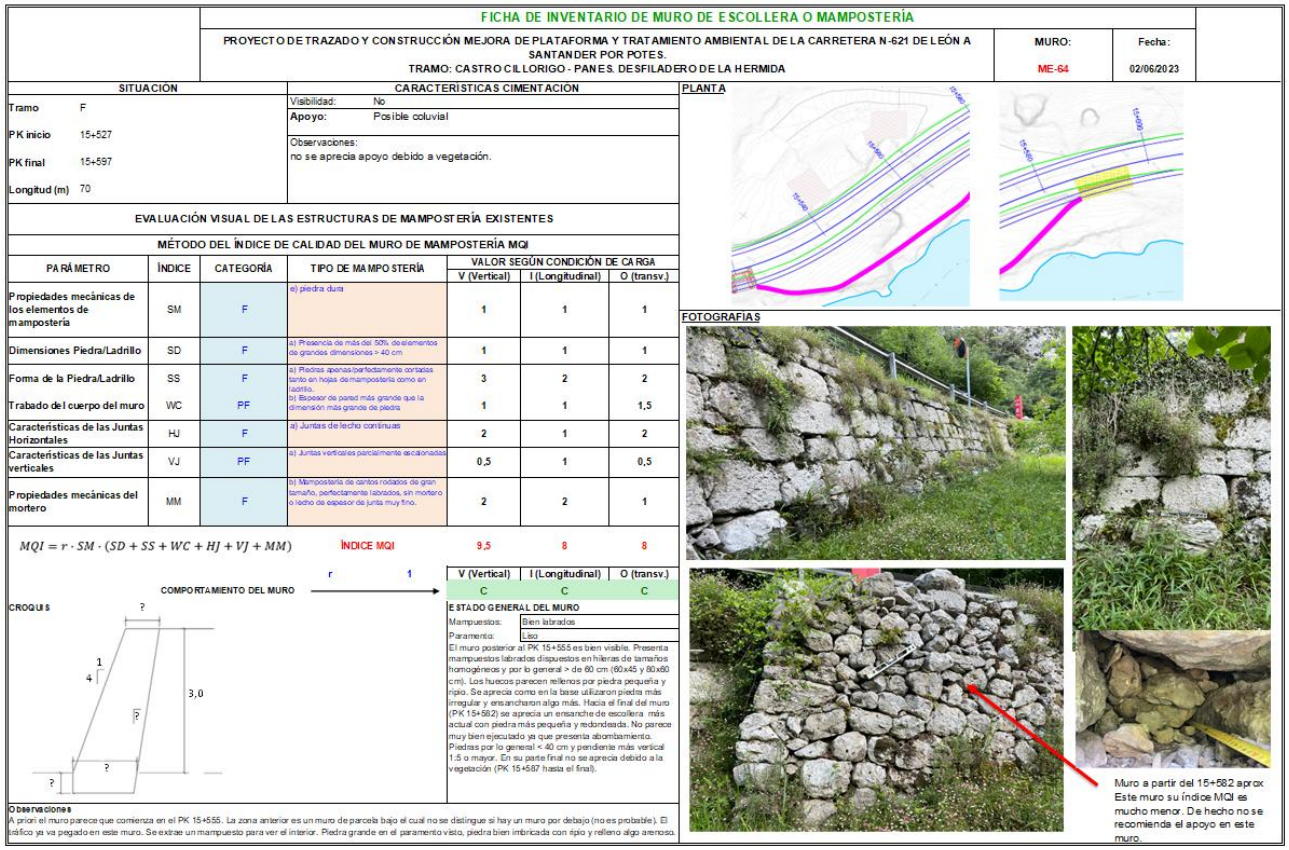
- **Zuncho de reparto**: Se construye una pieza de hormigón armado de 1,00 x 0,50 x 0,25 m sobre la coronación previamente regularizada.
- **Elemento de reacción**: Se utiliza una grúa de 100 t (LIEBHERR LTM 1100-5.1), cuyo peso propio sirve de reacción para el gato hidráulico.
- **Aplicación de la fuerza**: Un gato modelo DHA06010 de 60 t de capacidad aplica la carga en cuatro escalones de 7,5 t hasta alcanzar las 30 toneladas (600 kPa).
- **Monitorización**: Se instalan cuatro sensores de deformación en los vértices del zuncho para medir asientos en intervalos de 3, 7 y 10 minutos por escalón.

Las pruebas se consideraban favorables si se daban simultáneamente los siguientes criterios de aceptación:

- No se producen roturas del paramento ni desprendimientos.
- El asiento total es inferior a 30 mm.
- El asiento remanente tras la descarga es inferior a 20 mm.

2.5. REGISTRO DEL INVENTARIO Y CLASIFICACIÓN

Finalmente, con los datos obtenidos a partir de las fases de trabajo descritas, se realizaron las fichas finales de inventario de cada muro, reflejando su estado real y valorando su aptitud resistente Figura 8.



FICHA DE INVENTARIO DE MURO DE ESCOLLERA O MAMPOSTERÍA

PROYECTO DE TRAZADO Y CONSTRUCCIÓN MEJORA DE PLATAFORMA Y TRATAMIENTO AMBIENTAL DE LA CARRETERA N-621 DE LEÓN A SANTANDER POR POTES.
TRAMO: CASTRO CILLORIGO - PANES. DESFILADERO DE LA HERMIDA

MURO: ME-64 | Fecha: 02/06/2023

SITUACIÓN
Tramo F
PK inicio 15+527
PK final 15+597
Longitud (m) 70

CARACTERÍSTICAS CIMENTACIÓN
Visibilidad: No
Apoyo: Posible coluvial
Observaciones: no se aprecia apoyo debido a vegetación.

PLANTA

EVALUACIÓN VISUAL DE LAS ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA EXISTENTES

MÉTODO DEL ÍNDICE DE CALIDAD DEL MURO DE MAMPOSTERÍA MQI

PARÁMETRO	ÍNDICE	CATEGORÍA	TIPO DE MAMPOSTERÍA	VALOR SEGÚN CONDICIÓN DE CARGA V (Vertical)	I (Longitudinal)	O (transv.)
Propiedades mecánicas de los elementos de mampostería	SM	F	a) piedra dura	1	1	1
Dimensiones Piedra/Ladrillo	SD	F	a) Presencia de más del 50% de elementos de grandes dimensiones > 40 cm	1	1	1
Forma de la Piedra/Ladrillo	SS	F	a) Piedras apenas/perfectamente cortadas tanto en hojas de mampostería como en ladrillo.	3	2	2
Trabado del cuerpo del muro	WC	PF	b) Espesor de pared más grande que la dimensión más grande de piedra	1	1	1,5
Características de las Juntas Horizontales	HJ	F	a) Juntas de lecho continuas	2	1	2
Características de las Juntas verticales	VJ	PF	a) Juntas verticales parcialmente escalonadas	0,5	1	0,5
Propiedades mecánicas del mortero	MM	F	b) Mampostería de cantos rodados de gran tamaño, perfectamente labrados, sin mortero o lecho de espesor de junta muy fino.	2	2	1

$$MQI = r \cdot SM \cdot (SD + SS + WC + HJ + VJ + MM)$$

ÍNDICE MQI: 9,5 | 8 | 8

r: 1

V (Vertical)	I (Longitudinal)	O (transv.)
C	C	C

COMPORTAMIENTO DEL MURO

CROQUIS

ESTADO GENERAL DEL MURO
Mampuestos: Bien labrados
Paramento: Liso
El muro posterior al PK 15+555 es bien visible. Presenta mampuestos labrados dispuestos en hileras de tamaños homogéneos y por lo general > de 60 cm (60x45 y 80x60 cm). Los huecos parecen rellenos por piedra pequeña y ripio. Se aprecia como en la base utilizaron piedra más irregular y ensancharon algo más. Hacia el final del muro (PK 15+582) se aprecia un ensanche de escollera más actual con piedra más pequeña y redondeada. No parece muy bien ejecutado ya que presenta abombamiento. Piedras por lo general < 40 cm y pendiente más vertical 1:5 o mayor. En su parte final no se aprecia debido a la vegetación (PK 15+587 hasta el final).

Observaciones
A priori el muro parece que comienza en el PK 15+555. La zona anterior es un muro de parcela bajo el cual no se distingue si hay un muro por debajo (no es probable). El tráfico ya va pegado en este muro. Se extrae un mampuesto para ver el interior. Piedra grande en el paramento visto, piedra bien imbricada con ripio y relleno algo arenoso.

FOTOGRAFÍAS

Muro a partir del 15+582 aprox
Este muro su índice MQI es mucho menor. De hecho no se recomienda el apoyo en este muro.

Figura 6. Ejemplo de ficha de inventario de muro.

3. APLICACIÓN EN EL DESFILADERO DE LA HERMIDA

Los muros estudiados para la obra de mejora del Desfiladero de La Hermida fueron un total de 61 muros de mampostería o escollera, sumando 2772 metros de desarrollo.

3.1. PRIMERA FASE DE ANÁLISIS

A partir de la primera fase de análisis, además de clasificar cada muro, se observó que se repetían ciertos tipos de muros en cuanto a su construcción, que lógicamente obedecían a las diferentes fases de la carretera, cuya construcción finalizó en 1873, pero que ha tenido diversas actuaciones de mejora y ensanche durante todo el siglo XX.

Así, por ejemplo, se muestran como ejemplo algunas de ellas:

- Hay una familia de muros de poca entidad, que se apoyan a mitad de los rellenos de la calzada, que deben ser descartados por su cimentación y su irregular geometría. Son muros que además por lo general tienen un índice MQI bajo o muy bajo (Figura 9 izquierda).
- Otro tipo de muro bastante característico es el formado por piedra de pequeño tamaño, colocada a mano, en los que los mampuestos están muy poco o nada labrados, no asemejándose a sillares. El tamaño de las piedras es en general de entre 30-40 y 80-100 de lados pequeño y grande respectivamente. Predominan desde el PK 1+444 al PK 7+900, y aparecen también a lo largo del tramo F (PKs 7+200 al PK 16+500) de forma esporádica. Un ejemplo de este tipo de muro Figura 9 derecha:



Figura 7. (Izquierda)Ejemplo de muro de poca entidad. PK 1+450 (31/05/2023) y (derecha) Ejemplo de muro de escollera. PK 5+475 (31/05/2023).

- Existe otro grupo de muros de mampuestos recortados en todas sus caras visibles mostrando aspecto de sillares, muy bien colocados por hiladas, y con tamaños también de entre 30-40 y 80-100 de lados pequeño y grande respectivamente. Predominan en los tramos A (0+000 al 2+000) y F (a partir del PK 7+900). Estos muros obtienen puntuaciones muy altas del MQI, de entre 8 y 10 aproximadamente Figura 10.



Figura 10. Ejemplo de muro con puntuaciones de 8-10 del MQI. PK 1+300 (31/05/2023).

Con los resultados obtenidos en las fichas descriptivas de la primera fase de estudio, se fueron generando tablas que permitieron ir descartando un buen número de muros que no pasaron a la segunda fase de análisis.

3.2. SEGUNDA FASE DE ANÁLISIS

Una vez realizada la primera fase de inventario sistemático y clasificación, y tras descartar muros con bajas puntuaciones y zonas en donde el trazado obligaba a otras soluciones que no eran las de apoyo sobre muro, se realizó la campaña de investigación incluyendo calicatas, extracciones de mampuesto y pruebas de carga en aquellos muros que lo requerían.

La tabla 4 muestra los muros de esta segunda fase:

Tabla 4. Muros en segunda fase de análisis.

Tramo	Muro	PK Eje Proyecto		Campaña		
		Inicio	Fin	Calicata manual en zona superior	Extracción de mampuesto y perforación en paramento	Prueba de carga
A	ME-01	0+227,14	0+346,81		x	
A	ME-02	0+379,23	0+406,41	x		
A	ME-05	0+683,01	0+813,54		x	
E	ME-18	5+181,16	5+365,35	x (en zona ancha y en varias zonas)		x
E	ME-19	5+471,50	5+518,83			x
E	ME-23	5+864,17	6+011,80	x		x
F	ME-24B	7+801,20	7+865,08	x	x	x
F	ME-25	7+928,20	8+336,95	x	x	
F	ME-61	14+668,54	14+874,70	x		
F	ME-62	15+091,92	15+112,40	x		
G	ME-80	17+958,68	18+043,03	x (en lateral)		
G	ME-91	19+393,48	19+679,94	x (limpiar zona accidente)	x	
G	ME-92	19+708,73	19+736,51		x	
G	ME-96	20+064,23	20+199,47		x	

3.3. RESULTADOS Y RECOMENDACIONES FINALES

Analizados todos los antecedentes y resultados disponibles, se plantean como necesarios los siguientes requisitos para el uso de cualquier tramo de muro existente como apoyo de una estructura en voladizo de 1,0 o 1,5 m:

- El muro debe estar desbrozado para que pueda verse su estado, así como su cimentación.
- El relleno del trasdós sea un material de buena calidad, de partículas angulosas gruesas, formado por pedraplén calizo. Se trata de materiales procedentes de la voladura de los propios desmontes que se excavaron para hacer la carretera. Se ha constatado en obra que la presencia de este tipo de rellenos está asociada a una buena estabilidad actual de los muros, los cuales son relativamente esbeltos para la práctica habitual, pero que, al haberse construido muy imbricados con este tipo de relleno, que prácticamente es una extensión de la escollera colocada que forman los muros, hace que muro y trasdós trabajen prácticamente como un solo elemento masivo.
- Deben descartarse en un principio aquellos muros en los cuales:
    - En su trasdós el aglomerado haya sufrido deformaciones visibles.
    - Su apoyo no sea en roca o en grandes bloques de roca. Los muros de poca altura que puedan quedar apoyados en terraplén o coluvial deben descartarse.
    - Tenga una puntuación inferior a 5,0 del índice MQI de calidad del macizo.

En definitiva, Tabla 5:

- Solo se recomienda apoyar voladizos en muros que cumplen los criterios de resistencia en estabilidad.
- En cada tramo, se dan recomendaciones específicas basadas en la clasificación y los resultados de las pruebas.

4. CONCLUSIONES

El presente artículo presenta una metodología integral para la evaluación y clasificación de muros de mampostería existentes a lo largo del trazado de la carretera N-621, en el tramo conocido como el Desfiladero de La Hermida, para su aprovechamiento dentro de las nuevas estructuras que forman la mejora mediante ensanche de la calzada.

Tabla 5. Muros en fase definitiva.

N	ESTRUCTURAS					Muro existen	APOYO SOBRE MURO	PRUEBA DE CARGA	COMENTARIOS Y OBSERVACIONES	ÍNDICE
	Solución de proyecto	Tramo	PK INI	PK FIN	Nombre					
1	Voladizo L ≤ 1 m	A	0+297,00	0+319,00		ME-01	SÍ		Comprobar relleno de trasdós	8
1	Voladizo L ≤ 1 m	A	0+383,00	0+404,00		ME-02	SÍ		Comprobar relleno de trasdós	6,5
2B	Voladizo L=1.50 m	A	0+763,12	0+779,11		ME-05	NO			1
2B	Voladizo L=1.50 m	A	1+069,52	1+071,12		ME-07	SÍ		Limpiar vegetación en los PKs definidos con voladizo y comprobar el relleno	9,5
1	Voladizo L ≤ 1 m	A	1+071,12	1+080,12		ME-07				9,5
2B	Voladizo L=1.50 m	B	1+292,30	1+295,68		ME-09	NO		Firme en muy mal estado. Sólo 3 metros de voladizo	9,5
2B	Voladizo L=1.50 m	B	1+445,00	1+448,25		ME-12	NO		Firme en muy mal estado. Sólo 3 metros de voladizo	4,5
REV2	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,50 m	E	5+217,19	5+267,31	REV-33C	ME-18	NO	X	Prueba de carga fallida. No apoyar al menos hasta la zona donde finaliza el parche de aglomerado	6,5
REV2	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,50 m	E	5+252,01	5+267,31		ME-18	SÍ			6,5
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	E	5+323,93	5+340,42	REV-33E	ME-18	SÍ	X	Ya ejecutado	6,5
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	E	5+358,42	5+365,63	REV-33F	ME-18	SÍ		Ya ejecutado	6,5
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	E	5+496,29	5+519,29	REV-36B	ME-19	SÍ		Ya ejecutado	5
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	E	5+892,58	5+943,25	REV-37C	ME-23	SÍ	X	Comprobar relleno de trasdós	6,5
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	F1	7+853,00	7+865,00	REV-41B	ME-24B	SÍ	X	Comprobar relleno de trasdós	5,5
REV2	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,50	F1	8+059,46	8+070,15	REV-41C	ME-25	SÍ	X	No apoyar desde la rotura del muro hasta la ODT. Comprobar relleno de trasdós	9,5
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	F1	8+070,15	8+087,07	REV-42A	ME-25	SÍ			9,5
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	F1	8+087,07	8+106,00	REV-42A	ME-25	NO			
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	F1	8+455,00	8+466,00	REV-42D	ME-26	?		Limpiar vegetación, no se ha podido observar el muro	9,5
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	F1	8+538,00	8+552,00	REV-43A	ME-26				9,5
2B	Voladizo L=1.50 m	F3	11+745,51	11+776,49		ME-41	SÍ		Limpiar vegetación en los PKs definidos con voladizo y comprobar el relleno	9,5
1	Voladizo L ≤ 1 m	F3	12+585,77	12+597,77		ME-44	SÍ		Limpiar vegetación en los PKs definidos con voladizo y comprobar el relleno	9,5
2B	Voladizo L=1.50 m	F4	13+660,00	13+681,97		ME-52	NO			10
REV2	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,50	F5	14+667,00	14+688,00	REV-67B	ME-61	SÍ		Limpiar vegetación en los PKs definidos con voladizo y comprobar el relleno	9,5
REV2	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,50	F5	14+731,00	14+756,00	REV-67D	ME-61				9,5
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	F5	14+756,00	14+770,00	REV-67E	ME-61				9,5
REV	Repié ESCOLLERA + voladizo 1,00	F5	15+089,00	15+106,00	REV-70C	ME-62	SÍ	X	Comprobar relleno de trasdós	7
2B	Voladizo L=1.50 m	G	17+978,90	17+988,90		ME-80	SÍ		Comprobar relleno de trasdós	6,5
2B	Voladizo L=1.50 m	G	18+110,39	18+114,90		ME-81	SÍ		Comprobar relleno de trasdós	7
1	Voladizo L ≤ 1 m	G	18+114,90	18+125,90		ME-81				7
2B	Voladizo L=1.50 m	G	19+133,04	19+152,04		ME-89	SÍ		Limpiar vegetación en los PKs definidos con voladizo y comprobar el relleno	9,5
2B	Voladizo L=1.50 m	G	19+411,29	19+421,27		ME-91	NO		Prueba de carga fallida y aglomerado en mal estado	7
1	Voladizo L ≤ 1 m	G	19+441,00	19+475,00		ME-91		X		7
2B	Voladizo L=1.50 m	G	19+555,00	19+580,00		ME-91	?		Limpiar vegetación	7
2B	Voladizo L=1.50 m	G	19+700,00	19+736,00		ME-92	SÍ	X	Comprobar relleno de trasdós	6,5
2B	Voladizo L=1.50 m	G	20+112,29	20+125,79		ME-96	?		Limpiar vegetación	9
1	Voladizo L ≤ 1 m	G	20+125,79	20+180,48		ME-96				9

Cabría pensar si, quizás, con la disponibilidad de más tiempo hubiera sido posible crear una clasificación propia para los muros del desfiladero, pero lo cierto es que la clasificación ha resultado ser muy apropiada a la hora de discernir que muros son aprovechables y cuales no, que es el objetivo final que se persigue, y ello, complementado con las investigaciones in situ, ha servido para la evaluación de los muros desde varios enfoques. La metodología seguida ha sido un inventario sistemático y clasificación de los muros combinando:

- Inspección en campo
- Clasificación cuantitativa (índice MQI)
- Investigación directa (calicatas y extracción de testigos)
- Pruebas de carga sobre los muros
- Recomendaciones específicas de aprovechamiento para cada muro

La metodología implementada permitió transformar una evaluación cualitativa subjetiva en un "protocolo" de actuación demostrando que una parte significativa de los muros de La Hermida poseen una capacidad portante residual muy elevada debido a su apoyo directo sobre roca y a la calidad de su construcción manual original. Esta estrategia no solo redujo los costes de ejecución del proyecto de mejora de la N-621, sino que preserva la identidad paisajística del desfiladero mediante el reaprovechamiento de sus estructuras de mampostería y permitió tomar decisiones sobre la viabilidad de estructuras en voladizo de 1,00 y 1,50 metros de vuelo para ensanche, sobre los muros ya construidos, optimizando así el uso de la infraestructura existente.

REFERENCIAS

Angjeliu, G., Cardani, G., & Coronelli, D. (2017). Physical-Mechanical Properties of Stone Masonry of Gjirokastër, Albania. Politecnico di Milano, Milan, Italy.

David Borri A, De Maria A (2009). L'indice di Qualità Muraria (IQM): *Evoluzione ed Applicazione nell'Ambito delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008. Proceedings of the 13th Italian National Conference for Earthquake Engineering, Bologna, Italy.*

García, José T. San-Jose, Leire Garmendia, Rosa San-Mateos (2012). *Experimental study of traditional stone masonry under compressive load and comparison of results with design codes. Materials and Structures (2012) 45:995–1006*

Ivan Hafner, Tomislav Kišiček, Tvrtko Renić, Karlo Ožić (2021). *An insight into The Masonry Quality Index*

(MQI) method for the visual assessment of existing masonry structures Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. Proceedings of 1st Croatian Conference on Earthquake Engineering, 1CroCEE Zagreb, Croatia - March 22nd to 24nd 2021.

Ministerio de Fomento. (2009). *Código Técnico de la Edificación. Documento Básico SE-F: Seguridad Estructural.*

Ministerio de Fomento. (2002). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Dirección General de Carreteras. Secretaría General Técnica.

NTC 2018 (2018). Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni". Ministerio Trasporti, Italia.

ESTUDIO DE LAS PATOLOGÍAS GEOTÉCNICAS Y ACTUACIONES DE ESTABILIZACIÓN EN LA CARRETERA N-211 EN ANQUELA DEL DUCADO, PROVINCIA DEL GUADALAJARA (ESPAÑA)

Alberto FERNÁNDEZ EUSEBIO[(1)*], Álvaro PARRILLA ALCAIDE[(2)], Begoña AGUILAR AGUILAR[(3)], Rafael MORENO RAMÍREZ[(3)] y José Javier LASTRA DEL PRADO[(4)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*alberto.fernandez@cedex.es

[(2)] Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras. Mº de Transportes

[(3)] Unidad de Carreteras del Estado en Guadalajara. Mº de Transportes

[(4)] GPYO INNOVA S.L.

RESUMEN

En esta presentación se describen las patologías geotécnicas que aparecieron en un tramo de la carretera nacional N-211, en las cercanías de la localidad de Anquela del Ducado (Guadalajara), y como se fueron resolviendo mediante la realización de diversas actuaciones que fueron objeto, en su conjunto, de una obra de emergencia. Básicamente se produjeron deslizamientos en la parte en terraplén de una sección a media ladera que obligaron a cortar el tráfico por uno de los dos carriles disponibles. Las actuaciones principales que se llevaron a cabo fueron el adosado de un relleno tipo pedraplén, el retranqueo de un desmonte, la ejecución de pozos de drenaje, hinca de tubería para el desagüe por gravedad de los pozos, reconstrucción y reparación del firme, obras de drenaje, etc. Todas actuaciones se llevaron a cabo manteniendo siempre la N-211 abierta al tráfico, lo cual fue el condicionante principal a la hora de establecer las soluciones constructivas de reparación de la carretera.

ABSTRACT

This paper describes the geotechnical problems that appeared on a section of the N-211 national highway, near Anquela del Ducado (Guadalajara), and how they were resolved through various interventions that, as a whole, constituted an emergency project. Essentially, several landslides occurred on the embankment part of a mid-slope section, forcing the closure of one of the two available lanes. The main interventions performed included the construction of a rockfill embankment, the setback the existing cuts, the construction of drainage wells, pipe jacking to allow a gravity drainage from the wells, the reconstruction and repair of the road pavement, drainage works, etc. All interventions were carried out while keeping the N-211 open to traffic at all times, which was the primary constraint when determining the construction solutions for the road repairs.

PALABRAS CLAVE: *Deslizamiento (Landslide), Pedraplén (Rockfill), Pozo de drenaje (Drainage well).*

1. INTRODUCCIÓN

En esta presentación se describen las patologías geotécnicas que aparecieron en un tramo de la carretera nacional N-211, en las cercanías de la localidad de Anquela del Ducado (Guadalajara), y como se fueron resolviendo mediante la realización de diversas actuaciones que fueron objeto, en su conjunto, de una obra de emergencia. Al tratarse de una emergencia fue preciso actuar con celeridad y con una información limitada, al menos en los primeros momentos de toma de decisiones, para luego ir adaptando las soluciones constructivas en función del mayor conocimiento geotécnico o de la evolución de las patologías que se iba adquiriendo. La idea fundamental era intentar que la carretera no quedase totalmente cortada al tráfico debido a que ello causaría un grave perjuicio dada la inexistencia de recorridos alternativos adecuados, sobre todo para los vehículos pesados o de gran envergadura.

2. RESUMEN DE ANTECEDENTES Y DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

2.1. PATOLOGÍAS SURGIDAS EN 2013 Y MARZO DE 2024 Y BREVE ENCUADRE GEOLÓGICO

A finales de marzo de 2024, y tras un periodo de fuertes lluvias ocurrido tras la borrasca Nelson, se detectaron daños en dos puntos de la N-211 situados en torno a los pp.kk. 33+450 y 33+600, ver Figura 1. Estos daños afectaban a la margen izquierda de la carretera, en tramo donde esta discurre a media ladera, y obligaron al corte al tráfico del carril situado en ese lado izquierdo (sentido Alcolea del Pinar), que es el que se apoya en la parte en terraplén de la sección. Los dos puntos afectados estaban separados unos 350 m entre sí por lo que, aunque cercanos, presentaban un problemática independiente. En el tramo de carretera entre ambos no se apreciaba ninguna patología.

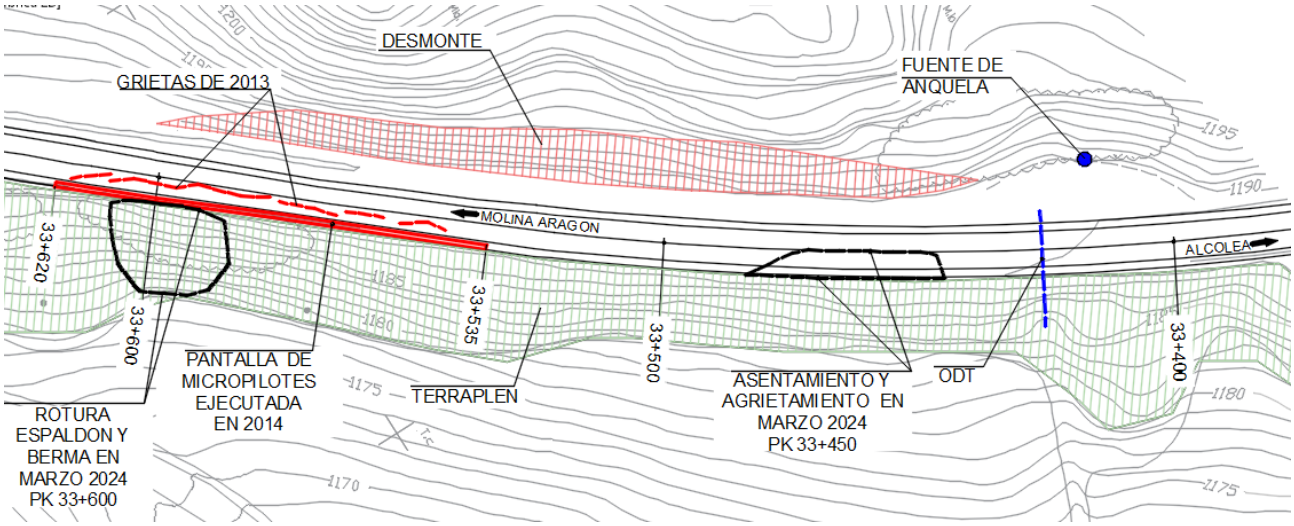


Figura 1. Planta de situación de las patologías.

Según la información que pudo recabarse en ese mismo tramo de la N-211 habían existido diversas incidencias de tipo geotécnico en el pasado. La última de la que se tiene constancia documental es la aparición fisuras y asentamientos en la calzada en 2013 que propiciaron la realización de una obra de emergencia en 2014 consistente en la ejecución de una pantalla de micropilotes, entre los pp.kk 33+520 y 33+620, ver Figura 1, además de mejoras en el drenaje (revestimiento de la cuneta de la margen derecha y disposición de un dren profundo bajo ella y la construcción de una obra de drenaje transversal (ODT) en torno al pk 33+660).

En el pk 33+450 las patologías aparecidas a finales de marzo de 2024 consistían en el asentamiento y agrietamiento de mitad izquierda de la plataforma, en un tramo de unos 40-45 m, que presentaba una evolución muy rápida, lo que hacía temer que se llegase a necesitar un corte completo de la carretera. En la Figura 2 se muestra el aspecto de la zona (izda.) y de la evolución del escalón de la grieta situada en la línea blanca de separación de carriles (dcha.) y una sección esquemática de la problemática que se interpretaba existía en ese punto (abajo). La morfología del agrietamiento sobre la plataforma de la carretera presentaba la típica forma semielíptica correspondiente a la cabecera de un deslizamiento, aunque sólo se refleja en el firme una de las ramas de salida hacía el talud, concretamente la situada hacía el pk mayor (ver Figura 2 izda.).

En la zona del pk 33+600, en las mismas fechas de 2024, se produjo la rotura del espaldón del terraplén, y de la berma y arcén izquierdo situados sobre él, en un tramo de unos 15 m que provocó, entre otras cosas, un descenso del orden de un metro de la barrera bionda existente en esa margen de la carretera, ver Figura 3. En esta zona la pantalla de micropilotes ejecutada en 2014 evitó que los daños penetrasen en el carril izquierdo y el resto de la plataforma de la carretera.

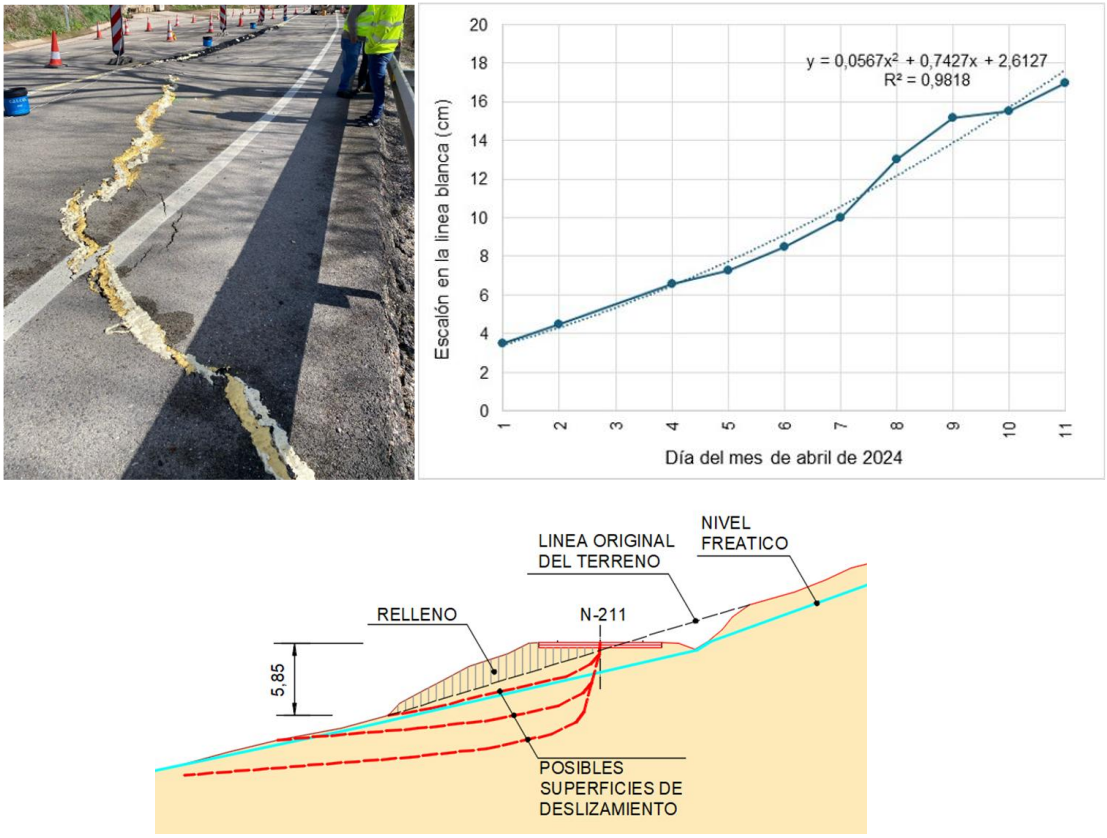


Figura 2. Aspecto de la zona del 33+450 el día 10/4/2024 (izda.), evolución del escalón entre carriles (dcha.) y sección transversal esquemática de la problemática (abajo).

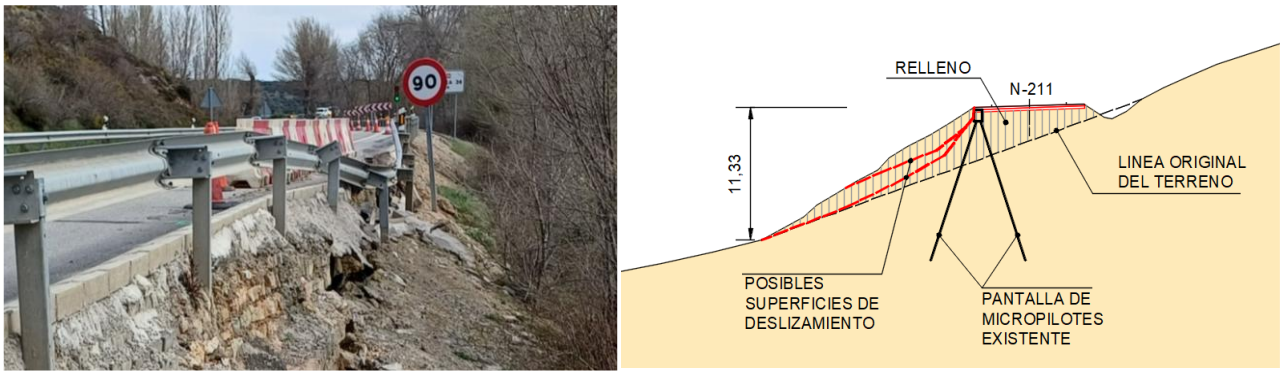


Figura 3. Aspecto de la zona del 33+600 el día 10/4/2024 (izda.) y sección transversal esquemática (dcha.).

En la Figura 4 se muestra la posición de la zona con patologías sobre la Hoja 489 del Mapa Geológico de España a escala 1:50000 (MAGNA-50). Se aprecia en ella como la traza de la N-211 discurre sobre la formación T_{G3} (en color rosa). Esta formación está compuesta por niveles de margas y arcillas rojas y verdosas, intercaladas por niveles de yeso, pertenecientes al periodo Triásico Superior, concretamente al Keuper. Estos materiales aparecen en la parte baja de una ladera, de unos 100-120 m de altura, formada fundamentalmente por dolomías jurásicas de la formación T_{A33}-J_{11} (en color azul), dispuestas en capas con buzamiento subhorizontal, que forman la típica morfología de cerro tipo "muela" o "mesa". Por otra parte, y aunque no aparecen en la planta de MAGNA-50, existen niveles de coluviones con diferentes espesores recubriendo la ladera. Desde el punto de vista hidrogeológico debe destacarse la abundante presencia de manantiales en el contacto entre las dos formaciones. Un ejemplo de ello es la "Fuente de Anquela", cuya situación aproximada se indica en la Figura 1. La referida fuente, junto con otras surgencias de agua cercanas, presentan caudales

apreciables y continuos durante todo el año. La dolomías jurásicas que componen el cerro muela, en cuya base se encuentra la N-211, deben presentar una gran capacidad para captar agua subterránea y luego para conducirla, por su elevada permeabilidad por fracturación y karstificación, hasta toparse con las arcillas de keuper, que al ser más impermeables, provocan la aparición de manantiales en ese contacto. La presencia de esos manantiales, aportando caudal ligeramente por encima del nivel de la carretera, junto con las malas características geotécnicas de las arcillas del Keuper, en las cuales se apoya la carretera, se estima que son la causa de que este tramo de la N-211 haya sido especialmente problemático a lo largo del tiempo desde un punto de vista geotécnico.

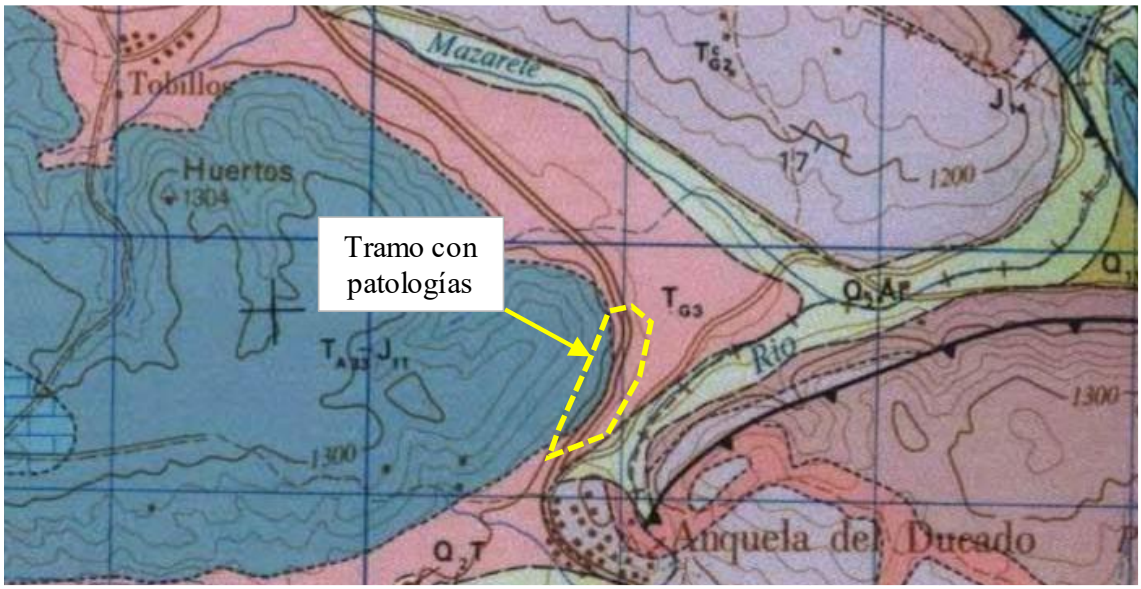


Figura 4. Situación de la zona con patologías sobre el MAGNA 50 - Hoja 489 (Molina de Aragón). Fuente: Instituto Geológico y Minero de España (https://info.igme.es/cartografiadigital/geologica/Magna50.aspx).

2.2. PROPUESTA DE ACTUACIÓN DE ABRIL DE 2024 Y APARICIÓN DE NUEVAS PATOLOGÍAS EN MAYO DE 2024

En abril de 2024, justo después de la detección de las patologías en los pp.kk. 33+450 y 33+600 indicadas, se recomendó ejecutar a la mayor brevedad posible una pantalla de micropilotes entre los pp.kk. 33+440 y 33+484 para intentar detener el movimiento en la zona del 33+450, ver Figura 5, y con ello evitar que el deslizamiento progresara y llegase a cortar por completo la carretera. Una vez se hubiera concluido esa pantalla de micropilotes se recomendó la ejecución de una alineación de pozos de drenaje de gran diámetro, ver Figura 5, permitiesen deprimir sustancialmente el nivel freático en el entorno de la carretera. Al ser pozos de gran diámetro (al menos 1,20 m de diámetro interior) se interconectarían entre sí y tendrían una salida al exterior por una hinca de tubería para su desagüe por gravedad. Adicionalmente se propuso el adosado de un relleno granular en la zona del 33+600 para reparar el espaldón del terraplén en esa zona. También se recomendó la realización de un levantamiento taquimétrico de la zona, la ejecución de diversas prospecciones geotécnicas (sondeos con recuperación de testigo equipados con tubería inclinométrica y piezómetros, penetraciones dinámicas tipo DPSH) y un control de movimientos de la calzada mediante nivelación de precisión.

Posteriormente y aunque no se observaba ninguna patología en forma de asentamientos o agrietamientos en el tramo de carretera comprendido entre los pp.kk. 33+484 y 33+535 se decidió prolongar la nueva pantalla de micropilotes en él. De esta forma la nueva pantalla y la existente se unirían formando única pantalla entre el 33+440 y el 33+620. A primeros de mayo de 2024, al realizar el corte del firme con radial para luego albergar en el hueco generado la viga de atado de los micropilotes, se produjo un descenso súbito del espaldón del terraplén con descenso de la barrara flexible hasta el nivel de la calzada (ver Figura 6 izda.) para posteriormente colapsar completamente produciendo una “lengua” de terreno que avanzó unos 10-15 m sobre el terreno de cultivo existente por debajo de la carretera, arrastrando árboles de cierta envergadura y los postes de una antigua línea telefónica (ver Figura 6 dcha.). Por fortuna ese nuevo deslizamiento no llego a afectar al carril derecho de la carretera por el que se estaba dando tráfico en ese momento y pudo mantenerse, con tráfico alternativo, la vialidad.

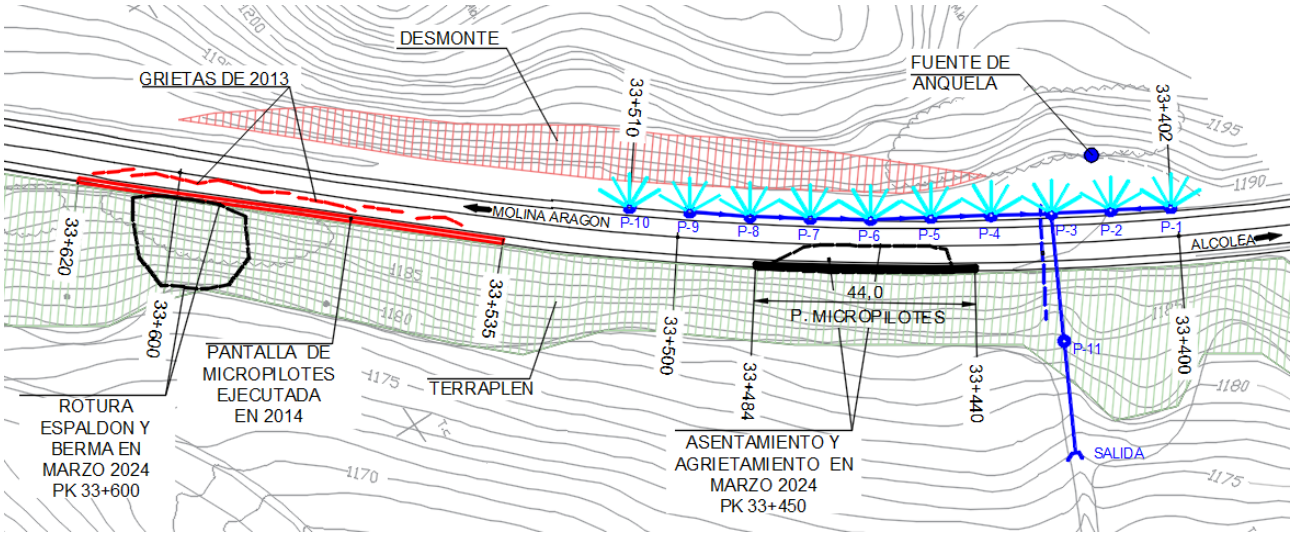


Figura 5. Actuaciones recomendadas en torno al pk 33+450 en abril de 2024 (nota: los puntos P-1 a P-10 son los pozos de drenaje propuestos).



Figura 6. Deslizamiento del terraplén entre los pp.kk. 33+484 y 33+535 a primeros de mayo de 2024.

3. PROPUESTA DE ACTUACIÓN MODIFICADA EN MAYO DE 2024

Tras la nueva incidencia geotécnica ocurrida en torno al pk 33+500 se consideró necesario reconsiderar y modificar las actuaciones de estabilización aunque manteniendo siempre la condición de evitar, en la medida de lo posible, el corte completo al tráfico de la carretera. La nueva propuesta, de mayo de 2024, consistía en lo siguiente:

- Mantener una vigilancia, mediante control topográfico, de los eventuales movimientos que pueda estar experimentando la calzada, sobre todo en la parte donde la circulación estaba restringida a un único carril.
- Terminación de la pantalla de micropilotes entre los pp.kk 33+440 y 33+484, tal y como se ha había propuesto inicialmente, ver Figura 7 dcha.
- Ejecución de una alineación de pozos drenantes provisionales en la margen derecha con la finalidad de

rebajar el nivel freático general de la zona, lo más rápido posible, y con ello mejorar la estabilidad de la zona durante las obras. Los pozos se situarían en la margen derecha de la carretera entre los pp.kk. 33+410 y 33+540 de forma queden separados entre sí del orden de 10 m. En cada uno de ellos se instalaría una bomba sumergible dotada de las correspondientes electroválvulas de apertura y cierre. La profundidad de los pozos sería de unos 20 m. El sistema de bombeo debería mantener el nivel de agua dentro del pozo a una profundidad mayor o igual a 10 m de forma permanente mientras durasen las obras. En la Figura 7 izda. se muestra el aspecto de algunos de estos pozos.

- Una vez rebajado el nivel freático mediante la red de pozos provisionales se procedería a la ejecución de un relleno de tipo pedraplén adosado al talud de relleno existente por la margen izquierda de la carretera, ver Figura 8. Tendría una longitud de unos 240 m y se situaría entre los pp.kk 33+380 y 33+620. Su finalidad sería la de estabilizar la parte en terraplén de la sección a media ladera en la que discurre la carretera en ese tramo.
- Ejecución de una red pozos de drenaje definitivos en la margen derecha de la carretera, que permitan el desagüe de las aguas captadas por gravedad, de una forma permanente y a largo plazo, según lo indicado en las recomendaciones iniciales, ver Figura 5.
- La validez de esta propuesta, sobre todo en lo que se refiere a las condiciones de la cimentación del pedraplén adosado, debería confirmarse, o en su caso modificarse, en función de los resultados de la campaña geotécnica planteada y que todavía no había podido ejecutarse.



Figura 7. Pozos de bombeo provisionales (izda.) y
pantalla de micropilotes entre los pp.kk 33+440 y 33+484 (dcha.).

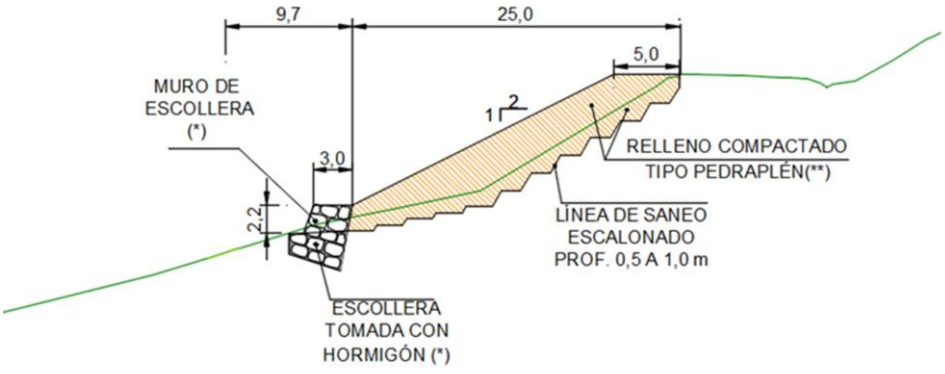


Figura 8. Sección tipo esquemática de relleno tipo pedraplén adosado al terraplén existente.

El control de la depresión del nivel freático provocada por los pozos provisionales se llevó a cabo mediante piezómetros de cuerda vibrante colocados en el interior de sondeos situados en los márgenes de la carretera. Los piezómetros que se leían de una forma automatizada y continua, subiendo los datos correspondientes a internet para su consulta y análisis. Mediante este sistema se pudo constatar que se consiguió deprimir el nivel freático entre 5 y 7 m, dependiendo de las zonas y el tiempo, respecto de su posición original.

La campaña de investigación geotécnica se realizó durante los meses de mayo y junio de 2024. El principal resultado de la misma es que se detectó la existencia de una gran profundidad de suelos blandos (entre 3 y 8 m) entre los pp.kk. 33+400 y 33+520, en la zona baja de la ladera donde se pretendía cimentar el pedraplén adosado. Por el contrario, a partir del pp.kk. 33+520 los espesores de suelos blandos resultaban inferiores a los 3 m. Por este motivo se recomendó no ejecutar el pedraplén adosado entre los referidos pp.kk. 33+400 y 33+520 y modificar la solución constructiva indicada anteriormente, desplazando el trazado de la carretera hacía el lado montaña, como se indica en el siguiente apartado.

4. PROPUESTA DE ACTUACIÓN MODIFICADA EN JULIO DE 2024

En base a los resultados de la campaña geotécnica se modificó la propuesta de actuación anterior quedando esta de la siguiente forma:

- Desplazamiento del trazado de la N-211 hacia el lado montaña (margen derecha) entre los pp.kk. aproximados 33+305 y 33+640, ver Figura 9. El desplazamiento máximo se produciría en torno al pp.kk. 33+500 y sería unos 6,65 m, ver Figura 10. Hacia los extremos el desplazamiento iría decreciendo gradualmente a medida que el nuevo eje de trazado convergía con el existente. La finalidad del desplazamiento del trazado era situar la plataforma de la carretera en la parte en desmonte de la sección a media ladera al considerarse que de esa forma resultaría más estable geotécnicamente y se evitaría tener que construir el pedraplén entre los pp.kk. 33+400 y 33+520. La construcción del terraplén en esa zona implicaría hacer saneos muy profundos (de hasta 8 m) el pie de una zona donde ya se habían producido deslizamientos o bien realizar algún tipo de estabilización profunda (pantalla de pilotes al pie del nuevo pedraplén por ejemplo) lo que no se consideró adecuado.
- El desplazamiento indicado conllevaría la realización de un desmonte que sería un retranqueo del ya existente. Ese desmonte se excavaría en arcillas, yesos y margas. Para limitar su altura, minimizar el movimiento de tierras y descalzar la ladera lo mínimo posible se planteó la realización de una excavación verticalizada (pendiente 1H:5V) por bataches longitudinales. La excavación se estabilizaría inmediatamente tras la retirada del material mediante la aplicación de una capa de hormigón proyectado reforzado con mallazo y la introducción de bulones pasivos, ver Figura 10. Complementariamente se ejecutarán drenes californianos y se dispondrían mechinales sobre el paramento de hormigón.
- Ejecución de una alineación de pozos de drenaje definitivos, en el mismo margen, similares a que se habían propuesto anteriormente, pero retranqueados hacia la derecha por el desplazamiento del trazado de forma que sus bocas de registro quedasen sobre la berma que se generaría al pie del nuevo desmonte.
- Entre los pp.kk. 33+520 y 33+675 del margen izquierdo se planteaba la ejecución del pedraplén adosado al terraplén existente con las mismas características que se recomendaban anteriormente.
- Entre los pp.kk. 33+480 y 33+520 del margen izquierdo, en la zona que sufrió el colapso del terraplén, se planteaba la reconstrucción de la plataforma con un relleno tipo pedraplén pero sin ampliar la anchura de la plataforma actual, de forma que no se aporte peso adicional al que ya existía en la zona antes del incidente.
- Mantener una vigilancia de los movimientos de la calzada en servicio mediante nivelación de precisión.
- Ejecución de sondeos de reconocimiento geotécnico y auscultación adaptados a la nueva configuración de las obras.

Todas estas actuaciones comenzaron a implementarse a partir de julio de 2024. En las figuras 11 a 14 se muestran, a modo de ejemplo, algunas imágenes tomadas durante la ejecución de esos trabajos. Además de las actuaciones indicadas hubo que hacer otras muchas como la reparación, ampliación y anulación de obras de drenaje transversal, ejecución de zanjas drenantes, construcción la explanada y el firme de la parte de la calzada que retranqueaba respecto de la existente, etc.

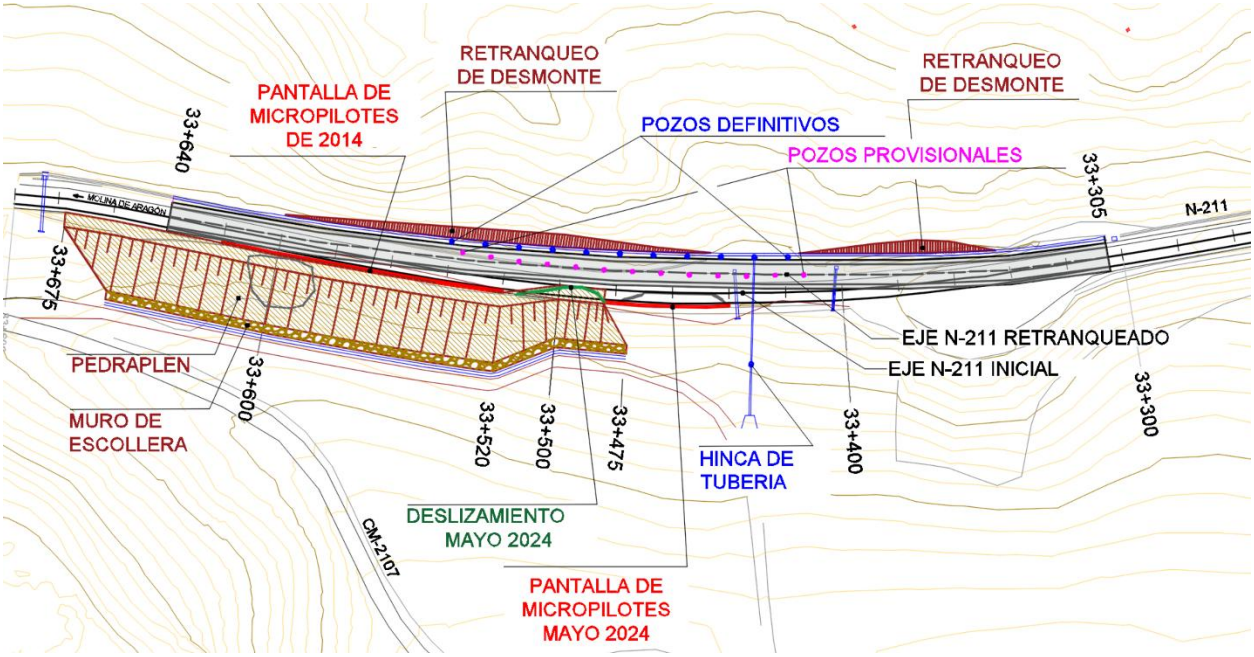


Figura 9. Planta esquemática de actuaciones de julio de 2024.

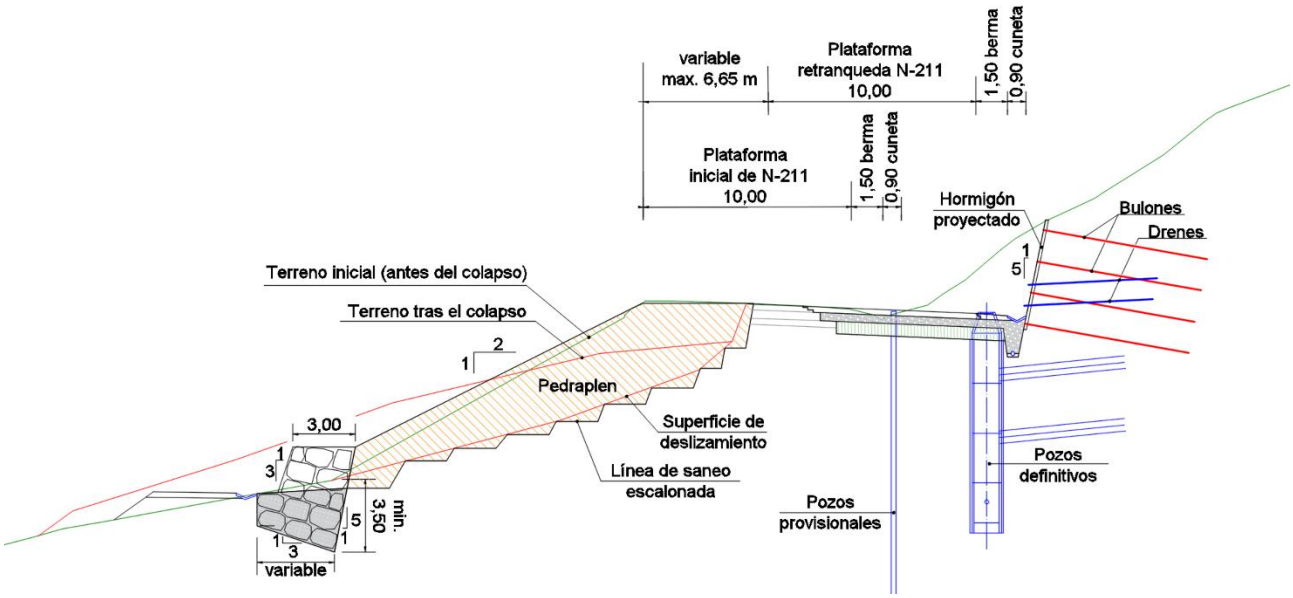


Figura 10. Sección transversal tipo de actuaciones de julio de 2024 por el pk 33+500.

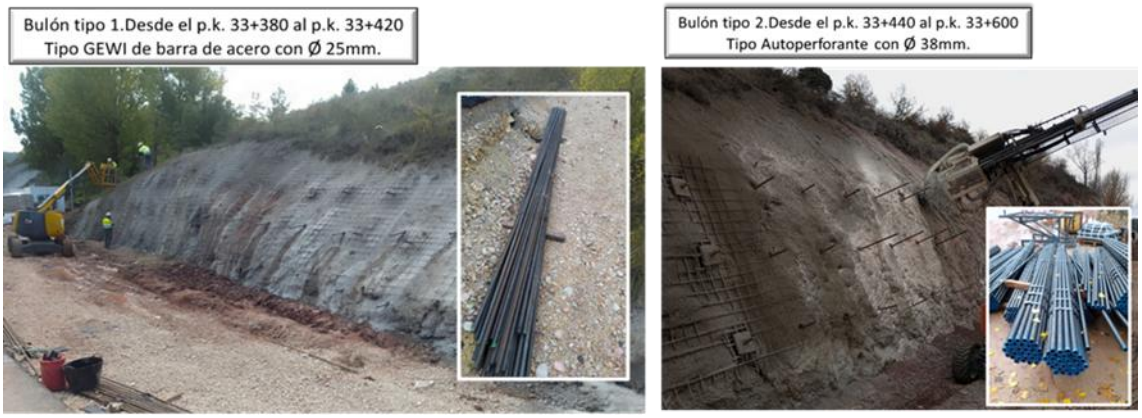


Figura 11. Ejecución del retranqueo de desmonte con talud bulonado.



Figura 12. Vista general de la ejecución del pedraplén adosado y del retranqueo del desmonte.



Figura 13. Ejecución de los pozos de drenaje definitivos y las conexiones y drenes en su interior.



Figura 14. Hinca de tubería para el desagüe de los pozos definitivos por gravedad.

Debe destacarse que durante la ejecución del retranqueo del desmonte surgió una nueva incidencia. Entre los pp.kk. 33+450 y 33+520 aparecieron unas grietas en la ladera, por encima de la excavación del talud verticalizado del retranqueo, debido a la presencia de un coluvión, con mayor espesor y peores características geotécnicas que en el resto del desmonte, que no se había detectado previamente y que se movilizó con la excavación. Ello obligó a modificar nuevamente la solución técnica inicial con un nuevo retaluzado y excavación del retranqueo del desmonte en dicha zona. En la Figura 15 se muestra el aspecto de como quedó esa zona tras el retaluzado. La excavación tenía un talud 3H:2V y dos bermas amplias intermedias. Se diseñó para que con su excavación se eliminara toda la zona de coluvión movilizada y el talud en su conjunto tuviese

una pendiente que resultase estable geotécnicamente. Debido a la abundante presencia de agua en esa zona de la ladera se ejecutaron costillas drenantes y zanjas drenantes en las bermas, cunetas revestidas, bajantes escalonadas, etc. También se dispuso una escollera de protección en el pie y fue necesario el desvío de un línea de fibra óptica.



Figura 15. Vista general del tramo de desmonte retaluzado por inestabilidad del coluvión (pp.kk. 33+450 a 33+520).

Por último, en la Figura 16, se muestra una panorámica con el aspecto de la obra cerca de su fase final.



Figura 16. Panorámica general de la obra en su fase final.

5. CONCLUSIONES

En esta presentación de describen las actuaciones realizadas para corregir una serie de patologías geotécnicas en el ámbito de una obra de emergencia. La dinámica en este tipo de obras exige generalmente una toma de decisiones rápida y sin contar con todos los datos necesarios por lo que es necesario adaptarse al conocimiento que se va adquiriendo durante su desarrollo y a las incidencias que van apareciendo. En este caso particular, a pesar las múltiples incidencias y modificaciones que hubo que ir implementando sobre la marcha, se consiguió el objetivo fundamental de mantener el tráfico por la N-211 en todo momento.

REFERENCIAS

Mº Fomento (2006) Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera. Dirección General de Carreteras.

APÉNDICE SOBRE BULONES EN LA ACTUALIZACION DE LA GUÍA PARA EL DISEÑO Y LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES AL TERRENO EN OBRAS DE CARRETERA

Miguel Ángel GÓMEZ MAQUEDA[(1)*] y Jose ESTAIRE GEPP[(2)]

[(1)] Vicepresidente Asociación Española de Empresas Especialistas en Taludes (AEEET)
*vicepresidencia2a@aeeet.org

[(2)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

Los bulones se han convertido en una práctica habitual y extendida dentro de la protección, estabilización, contención de taludes, laderas y muros. En los últimos años, ha habido un enfoque creciente en la sostenibilidad y la eficiencia en la construcción, lo que ha llevado a la adopción de nuevas técnicas y materiales. Sin embargo, no existe una normativa o guía de referencia que defina todas las características inherentes a esta solución tan utilizada en diversos campos de actuación tanto en obra civil como de edificación. En muchos proyectos y/o direcciones de obra se toman las directrices que marca la "Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera (autor: Ministerio de Fomento)", aplicables a la ejecución de bulones, cuando la realidad es que esto no es viable o no es acorde a la solución a diseñar o ejecutar. Aprovechando la actualización de la comentada guía, se ha incluido en ella un apéndice sobre proyecto y ejecución de bulones, incluyendo las diferencias más importantes de los bulones respecto a los anclajes, detallándose tipos de bulones, materiales existentes, protección frente a la corrosión, diseño, proyecto, ejecución y ensayos.

ABSTRACT

Rock bolts have become a common and widespread practice in the protection, stabilization, and containment of slopes, hillsides, and walls. In recent years, there has been a growing focus on sustainability and efficiency in construction, which has led to the adoption of new techniques and materials. However, there is no regulation or reference guide that defines all the inherent characteristics of this widely used solution in various fields of application, both in civil works and building construction. In many projects and/or construction management processes, the guidelines set out in the "Guide for the Design and Execution of Ground Anchors in Road Works (author: Ministry of Public Works)" are followed and applied to the execution of rock bolts, even though in reality this is not viable or does not align with the solution to be designed or executed. Taking advantage of the update of the aforementioned guide, an appendix on the design and execution of rock bolts has been included, covering the most important differences between rock bolts and anchors, and detailing types of rock bolts, available materials, corrosion protection, design, planning, execution, and testing.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Bulones (Rock bolts); Anclajes (Anchors); Perforación (Drilling).*

1. INTRODUCCIÓN

La ejecución de bulones es una práctica habitual y extendida dentro de la protección, estabilización y contención de taludes, laderas y muros.

Un bulón es un componente estructural que se perfora en el terreno y se ancla en el mismo (suelo o roca) para proporcionar resistencia adicional al deslizamiento y mejorar las condiciones de estabilidad.

Durante el desarrollo de este apéndice, se definirán las características singulares de los bulones en todo lo referido a materiales, proyecto, ejecución y control de calidad, especificando las diferencias fundamentales respecto a los anclajes definidos en la actual guía.

2. TIPOS DE BULONES CONSIDERADOS EN ESTE APÉNDICE

Este apéndice aplica a bulones en suelo y roca con longitudes que oscilan habitualmente entre 2 y 15 m, y cargas de trabajo comprendidas entre 50 y 400 kN, inyectados por gravedad o a baja presión con lechada de cemento a lo largo de toda su longitud, como se muestra en la Figura 1. Los bulones son usados como elemento de resistencia al deslizamiento de masas de suelo o bloques rocosos, en soluciones de estabilización de taludes como pueden ser membranas de alambre, redes de cable, mallas de alta resistencia, hormigón proyectado u otros; también se usan como elementos de estabilización puntual para contener bloques de roca.

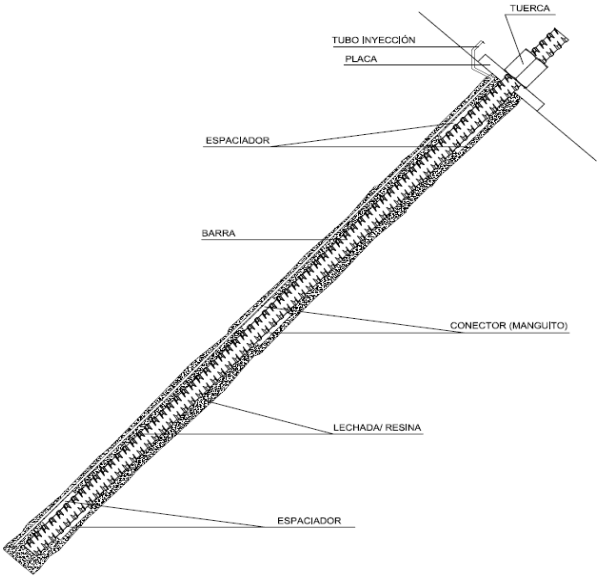


Figura 1.Bulón tipo contemplado en este apéndice (Fuente: *SAS IBÉRICA*).

2.1. MATERIALES COMPONENTES DE LOS BULONES

Todos los materiales empleados deben cumplir con lo exigido en EN-1997-3 10.3 y deberán contar con una homologación de nivel europeo o de nivel nacional correspondiente a alguno de los países integrados en la Unión Europea, siendo deseable que formen a su vez parte de un sistema también homologado en las condiciones antes descritas.

Los bulones contemplados en este apéndice constan de los siguientes materiales:

1. Barras de acero roscadas en toda su longitud acompañadas de sus correspondientes accesorios según se pueden ver en la Figura 1:
    a. Placa
    b. Tuerca
    c. Conectores de barra
    d. Centradores
    e. Tubo de inyección
2. Ocasionalmente podrán considerarse otro tipo de elementos como anclajes de cable galvanizado con cabeza de argolla flexible, bulones de fibra de vidrio y bulones autoperforantes).
3. Materiales de inyección (lechada o resina).

2.1.1. BARRAS DE ACERO ROSCADAS

Las barras de acero utilizadas como bulón, deben cumplir con lo exigido por EN-1997-1:202X, 5.6, EN-1993-1-1, 5.2 y 5.3 y EN-1993-5, 5.4.2 y 5.4.3.

Serán en todo caso barras macizas de acero roscadas en toda su longitud, de manera que permita adaptar la placa y ajustar la tuerca en función de las irregularidades del terreno. Las características de las barras se muestran en la

Tabla 1, destacando que el límite elástico debe ser, al menos, 500 MPa.

En caso de ser necesario, se permite el uso de conexiones entre barras siempre y cuando se demuestre su correcto funcionamiento y cumplan con lo exigido por EN-1997-3:202X 10.6.2.2.1.2 y EN-1997-3:202X 10.6.2.2.1.3.

Tabla 1. Características mecánicas de barras macizas de acero roscadas 500 MPa (Fuente: SAS IBÉRICA).

Ø nominal	Peso	Sección	Carga límite elástico	Carga última
[mm]	[kg/m]	[mm^2]	[kN]	[kN]
20	2,47	314	160	175
25	3,85	491	245	270
32	6,31	804	405	440
40	9,87	1.260	630	690

2.1.2. PLACA DE REPARTO

Las placas de reparto utilizadas deben soportar el 100% de la carga última a tracción de la barra utilizada. Las placas de reparto pueden tener forma triangular, hexagonal, cuadrada, romboidal o en forma de U (ver Figura 2); de forma que garantice una adecuada fijación a la superficie del terreno de los elementos de refuerzo, tales como cables o redes y permita una correcta adaptación y apoyo de la tuerca en zonas de contacto irregulares.

Las placas de reparto deben cumplir con los requisitos dados en EN-1997-3:202X 10.3.10.

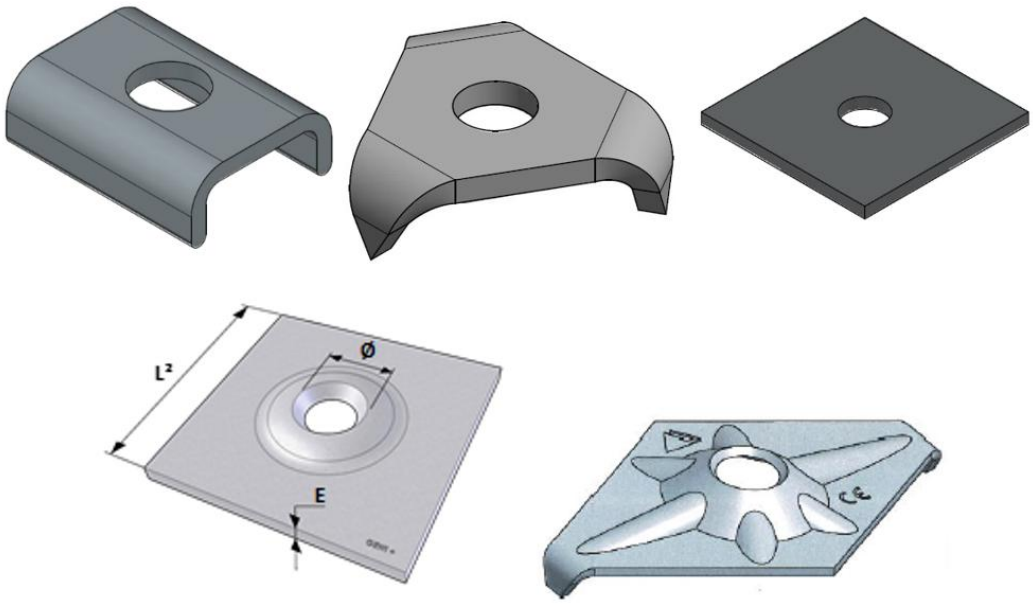


Figura 2. Placas de reparto (Fuentes: AEEET, Dywidag Systems International, Geobrugg AG).

Tabla 2. Tamaño de la placa de reparto en función del diámetro del bulón.

Carga en límite elástico (KN). (calidad 500 MPa)	Lado de la placa (mm)	Espesor mínimo de la placa (mm) calidad S275R
Barra Ø 20 mm (160 KN)	150	8 mm
Barra Ø 25 mm (245 KN)	150	10 mm
Barra Ø 32 mm (405 KN)	200	12 mm
Barra Ø 40 mm (630 KN)	200	15 mm

2.1.3. TUERCA DE AJUSTE

Su función básica es la de ajustar la placa de reparto a la superficie del terreno por lo que deberá soportar una carga superior a la propia de la barra roscada. Existen diferentes tipos de tuercas, siendo las más comunes las hexagonales y las semiesféricas. Cumplirá en todo caso con los requisitos dados en EN-1997-3:202X 10.3.10.

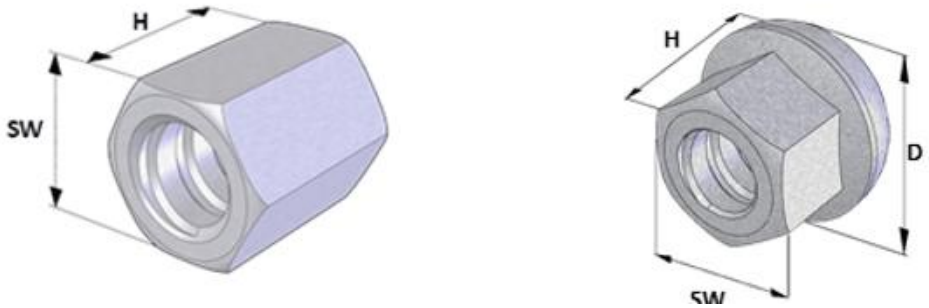


Figura 3. Tuercas de ajuste (Fuente: Dywidag Systems International).

2.1.4. LECHADA DE CEMENTO

La lechada tiene dos funciones básicas: la primera constituir el bulbo que forma el contacto terreno-bulón y por otro lado, cumplir como protección de la barra del bulón ante la corrosión.

El cemento a utilizar será al menos de la clase 42,5 R en todos los casos, y en el caso de presencia de sulfatos se utilizará 42,5 SR.

Se utilizará el método de inyección global única (IGU) y la relación agua/cemento $\frac{a}{c}$ de la lechada deberá estar entre 0,4 y 0,6. Adicionalmente deberá cumplir con los requisitos expuestos en EN-1997-1:2024, 5.4 y EN-1997-3:202X, 10.3.2.2.

2.2. PROTECCIÓN FRENTE A LA CORROSIÓN

En los bulones en suelo y roca cobra vital importancia la agresividad del terreno, y es por ello que, en función de este valor, se clasifica la protección a realizar y su vida útil.

En cualquier caso, el recubrimiento mínimo de lechada de cemento será de 7 mm y se deberá utilizar cemento 42,5 R o SR en función de la presencia de sulfatos en el suelo.

Bulones en suelo

Los bulones en suelos deberán tener una protección frente a la corrosión de acuerdo con la norma EN 14490.

Para determinar la agresividad del suelo se usa el índice I, que varía en función del tipo de suelo, la resistividad, el contenido de agua y el pH.

Tabla 3. Clasificación del suelo según el índice I.

Agresividad del suelo	Clasificación	Índice I
Altamente agresivo	I	13 o mayor
Agresivo	II	9 – 12
Medianamente agresivo	III	5 – 8
Poco agresivo	IV	4 o menor

El procedimiento para obtener el *Índice I* se explica en detalle en EN-14490.

Como medida de protección frente a la corrosión, se calcula un espesor de sacrificio en la barra del bulón siempre y cuando se tenga en cuenta dicha disminución en el cálculo de la resistencia a tracción de la barra a lo largo de su vida de servicio, en la Tabla 4 se muestra la disminución de diámetro de la barra en función del índice *I* y la vida de servicio del bulón:

Tabla 4. Disminución de diámetro de la barra en función de la agresividad del suelo y vida útil del bulón.

Índice I		**Vida útil (años)**		
		Menor a 1,5	**Entre 1,5 y 30**	**Entre 30 y 100**
Reducción de diámetro (mm)	I	N.A.[1]	N.A.[1]	N.A.[1]
	II	2 mm	8 mm	N.A.[1]
	III	0	4 mm	8 mm
	IV	0	2 mm	4 mm

[1]Para suelos altamente agresivos no está permitido contemplar espesor de sacrificio, esta restricción también aplica para bulones con vida útil superior a 30 años instalados en suelos agresivos; en ambos casos es obligatorio la instalación de recubrimiento plástico.

Las partes externas del bulón (placa, tuerca y zona externa de la barra), deberán tener una protección con galvanizado en frio.

Cuando sea necesario ejecutar bulones de barra con recubrimiento plástico (suelos altamente agresivos), se seguirán las instrucciones existentes en la Tabla C.2 de la EN-1537 Guía de anclajes “Ejemplos de sistemas de protección frente a la corrosión para anclajes permanentes”.

Bulones en roca

Los bulones en roca deberán tener una protección frente a la corrosión de acuerdo a la norma EN-1993-5. Como medida de protección frente a la corrosión, se calcula un espesor de sacrificio en la barra del bulón siempre y cuando se tenga en cuenta dicha disminución en el cálculo de la resistencia a tracción de la barra a lo largo de su vida de servicio, en la Tabla 5 se muestra la disminución de diámetro de la barra en función del tipo de material y la vida de servicio del bulón:

Tabla 5. Disminución de diámetro de la barra en función del tipo de terreno y la vida útil.

Valores de pérdida de acero	**Vida útil (años)**				
Naturaleza de la roca	**5**	**25**	**50**	**75**	**100**
Terreno natural (arena, pizarra, arcilla, esquisto …)	0,00 mm	0,30 mm	0,60 mm	0,90 mm	1,20 mm
Terreno contaminado y zonas industriales	0,15 mm	0,75 mm	1,50 mm	2,25 mm	3,00 mm
Terreno natural agresivo (barro, turba)	0,20 mm	1,00 mm	1,75 mm	2,50 mm	3,25 mm
Terreno no compactado y no agresivo (arena, pizarra, arcilla, esquisto …)	0,18 mm	0,70 mm	1,20 mm	1,70 mm	2,20 mm
Terreno no compactado y agresivo (cenizas, escoria …)	0,50 mm	2,00 mm	3,25 mm	4,50 mm	5,75 mm

3. PROYECTO DE LOS BULONES

El proyecto de los bulones debe cumplir lo indicado en EN-1997-3:2024, Capítulo 10 (Bulones ejecutados en suelo) y Capítulo 11 (Bulones ejecutados en roca).

3.1. PARTICULARIDADES. CRITERIOS DE PROYECTO

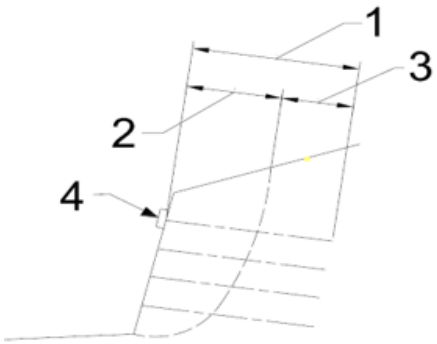
Los bulones contemplados en este apéndice tienen las siguientes particularidades:

1. Se inyectan por gravedad o baja presión en la totalidad de su longitud por lo que carecen de zona libre y el diámetro de la zona de contacto inyección-suelo se puede considerar constante.
2. La longitud de arrancamiento será igual a la longitud del bulbo, también llamado zona de anclaje, siendo la parte en la que el anclaje se adhiere al terreno estable, situado por detrás de la superficie

teórica de rotura o zona inestable.

3. La superficie de contacto bulón-terreno, corresponde al diámetro de la perforación.
4. La resistencia al arrancamiento se obtendrá mediante ensayos de laboratorio o de campo, o en base a experiencia comparable y se asume constante a lo largo de la interfase bulón- terreno.
5. En caso de ausencia de datos se tomarán los valores procedentes de la "Nueva guía para el proyecto, ejecución y mantenimiento de anclajes".

3.2. RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO DE BULONES EJECUTADOS EN SUELO



Donde:

1. Longitud total del bulón.
2. Longitud del bulón en zona activa.
3. Longitud del bulón en zona pasiva.
4. Placa.

La resistencia frente al arrancamiento para bulones ejecutados en suelo se determinará de acuerdo con EN-1997-3: 2024 10.5.2.2 Fórmula 10.2

$$R_{po} = \int_0^{L_{po}} P(x) * \tau_{po}(x) dx \quad (1)$$

Teniendo en cuenta las características de los bulones contemplados por este apéndice y según lo expuesto por EN-1997-3:2024 10.5.2.6, la fórmula para el cálculo del arrancamiento será:

$$R_{po} = \pi * D_p * L_{po} * \tau_{po} \quad (2)$$

La resistencia de diseño al arrancamiento se calcula según lo expuesto por EN-1997-3:2024 10.6.2.3 dada por la Fórmula 10.12.

$$R_{po,d} = \frac{R_{po,rep}}{\gamma_{R,po} * \gamma_{R_{d,nail}}} \quad (3)$$

Tabla 6. Factores de aproximación de resistencia para el cálculo de la resistencia de diseño al arrancamiento.

Factor	Valor
$\gamma_{R,po}$	1-1,6
$\gamma_{R_{d,nail}}$	1,25

Para los bulones contemplados en este apéndice el valor del factor $\gamma_{R,po}$ será de 1,6 y el factor $\gamma_{R_{d,nail}}$ tendrá un valor de 1,25.

Tomando los valores de la Tabla 66 la resistencia de diseño al arrancamiento será:

$$R_{po,d} = \frac{R_{po.rep}}{1,6 * 1,25} = \frac{R_{po,rep}}{2} \quad (4)$$

3.2.1. RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL BULÓN $R_{t,el,d}$

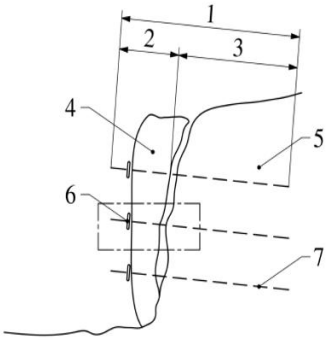
La resistencia estructural del bulón se calcula según EN-1993-5:2023, 8.11 y EN-1993-1-1, 2022, Capítulo 8. Ver Tabla 1 de este apéndice.

3.2.2. RESISTENCIA DE DISEÑO DEL BULÓN

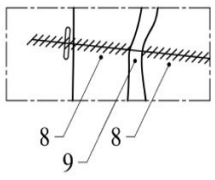
Por lo tanto, la resistencia de diseño del bulón será:

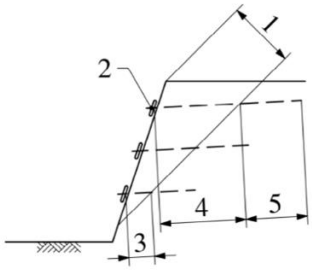
$$E_d = \min\left(R_{po;d}, R_{t,el,d}\right) \tag{5}$$

3.3. RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO DE BULONES EJECUTADOS EN ROCA



1. Longitud total del bulón.
2. Longitud en zona inestable.
3. Longitud de anclaje.
4. Columna de roca.
5. Masa rocosa de soporte.
6. Placa.
7. Bulón.
8. Longitud en zona inestable
9. Bulón sometido a tensión y corte.





1. Masa rocosa de soporte.
2. Placa.
3. Longitud en zona inestable
4. Longitud de anclaje.

La resistencia de los bulones ejecutados en roca se calcula según EN-1997-3:2024, 11.5.2.

$$\left.\begin{matrix} R_{ri} \\ R_{ro} \end{matrix}\right\} = \int_0^L P(x) * \tau_f(x) dx \tag{6}$$

La resistencia de diseño al arrancamiento se calcula según lo expuesto por EN-1997-3:2024 11.6.2.

$$\left.\begin{matrix} R_{ri,d} \\ R_{ro,d} \end{matrix}\right\} = \frac{R_{po,rep,calc}}{\gamma_{R_r} * \gamma_{R_{d,bolt}}} \tag{7}$$

Tabla 7. Factores de aproximación de resistencia para el cálculo de la resistencia de diseño al arrancamiento.

Factor	Valor
γ_{R_r}	1,25
$\gamma_{R_{d,bolt}}$	1,5

Tomando los valores de la 7 la resistencia de diseño al arrancamiento será:

$$\left.\begin{matrix} R_{ri,d} \\ R_{ro,d} \end{matrix}\right\} = \frac{R_{r,rep,calc}}{1{,}5 * 1{,}25} = \frac{R_{r,rep,calc}}{1{,}875} \tag{8}$$

3.3.1. RESISTENCIA ESTRUCTURAL DEL BULÓN $R_{t,el,d}$

La resistencia a estructural del bulón se calcula según EN-1993-5:2023, 8.11 y EN-1993-1-1, 2022, Capítulo 8.

3.3.2. RESISTENCIA DE DISEÑO DEL BULÓN

Por lo tanto, la resistencia de diseño del bulón será:

$$E_d = \min\left(R_{ri,d}, R_{t,el,d}, R_{ro,d}\right) \quad (9)$$

4. EJECUCIÓN DE LOS BULONES

La ejecución de los bulones se compone de cuatro procesos básicos:

4.1. PERFORACIÓN

Los métodos de perforación se describen en detalle en EN-14490:2010 8.4.3.

Los diámetros de perforación están condicionados por las difíciles condiciones de acceso que se suelen encontrar en las labores de estabilización de taludes en altura, laderas o muros de contención, de las

características geotécnicas del terreno en el que se realiza la perforación y de la adecuada protección frente a la corrosión.

A menudo el factor accesibilidad es determinante y obliga a usar maquinaria de perforación ligera tipo patín/trineo de perforación o en los casos más extremos perforación manual, por lo que la elección final del diámetro de perforación debe tener en cuenta la maquinaria que sea posible utilizar.

Tomando en consideración los diámetros de tallantes comerciales existentes en el mercado y los estudios realizados, en la

Tabla 8, se proponen diámetros de perforación en función del diámetro del bulón.

Tabla 8. Rango de diámetros de perforación en función del diámetro del bulón para inyección con lechada de cemento.

Diámetro del bulón (mm)	Diámetro mínimo (mm)	Diámetro máximo recomendado de diseño (mm)
20	40	64
25	40	64
28	51	64
32	55	90
40	72	102

Nota: el diámetro del orificio realizado es entre un 5% y un 30% mayor al diámetro del tallante utilizado, dependiendo de las características geotécnicas del material perforado.

En la Tabla 9 se muestra un resumen de los diámetros de perforación en función de la maquinaria que pueda acceder al lugar de trabajo sin posibilidad de accesos para medios de elevación.

Tabla 9. Diámetros y longitud de perforación para equipo ligero sin acceso para medios de elevación.

Equipo	Diámetro (mm)	Longitud de perforación máxima (m)
Patín perforador	60 - 90	15
Martillo manual	40	4

En emplazamientos de difícil acceso que no permitan realizar la perforación con los diámetros mínimos arriba expuestos, se pueden emplear diámetros de perforación menores siempre y cuando se realice un aumento debidamente justificado en la densidad de los bulones, de forma que disminuya la carga de trabajo por bulón y garantice la estabilidad con un factor de seguridad adecuado.

4.2. INSTALACIÓN DEL BULÓN

Las generalidades acerca de la instalación de los bulones se describen en EN-14490 8.4.1.

La instalación del bulón se realizará transcurrido el menor tiempo posible después de terminada la perforación, con objeto de minimizar la posible presencia de obstáculos que impidan una adecuada colocación de la barra

dentro del hueco. La introducción del bulón no deberá ser forzada en ningún caso. Los centradores se colocarán en una proporción no menor a una unidad cada 3 m.

Nota: En los casos excepcionales de los bulones ejecutados con martillo manual con diámetros de 40mm. no se colocarán centradores ni tubo de inyección.

4.3. INYECCIÓN

Los diferentes procedimientos de inyectado de los bulones se describen en EN-14490 8.4.4.

Para la inyección de lechada de cemento de bulones, dentro del alcance de este apéndice, corresponde a lo expuesto en el capítulo 4.5.2.2 de la actual guía, qué corresponde a la inyección global única o IGU, con proporción de agua/cemento = 0,6, realizándose desde el fondo del taladro a la boca de perforación, mediante tubo de inyección, sin realizar obturación en boca.

Nota: En los casos excepcionales de los bulones ejecutados con martillo manual con diámetros de 40 mm. la inyección se realizará por gravedad desde la boca del taladro

Los equipos de inyección utilizados, deberán poder tener control sobre la proporción agua/cemento utilizado y una bomba capaz de ejercer al menos 10 bar de presión. No es necesario que tenga sistema de registro y control de parámetros.

4.4. INSTALACIÓN DE PLACA Y TUERCA

Transcurridos un mínimo de 24 h. desde el proceso de inyección del bulón, se procederá a la instalación de placa y apriete de tuerca con llaves manuales de al menos 50 cm de palanca, con la que se consigue una carga inicial del bulón de aproximadamente 5 Ton.

5. ENSAYOS

Se definen 2 tipos básicos de ensayos.

- Ensayos de sacrificio.
- Ensayos de producción.

Dentro de los ensayos de sacrificio se encuentran los ensayos de investigación o diseño, y los ensayos de adecuación, idoneidad o control, mientras que los ensayos de producción se corresponden con los ensayos de aceptación.

Los ensayos de investigación se llevarán a cabo antes de comenzar la instalación de bulones, los de idoneidad se llevarán a cabo sobre bulones ejecutados a tal fin y los de aceptación sobre un número determinado de los bulones instalados.

5.1. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

El procedimiento aquí definido se llevará a cabo a través de escalones incrementales de carga, producidos por un gato hidráulico. Este procedimiento será el mismo para los 3 tipos de ensayos, cambiando únicamente la tensión de prueba (T_p) que será distinta para cada uno de ellos.

El ensayo, propiamente dicho, comenzará llevando el bulón a la denominada carga de referencia (T_a), la cual será mantenida por espacio de 5 minutos. El valor de esta carga de referencia será del 20% de la tensión de prueba.

A continuación, se incrementará la carga en 3 escalones sucesivos hasta llegar a la tensión de prueba, representando cada uno de ellos el 50%, el 75% y el 100%, respectivamente, del valor de dicha tensión. Cada uno de estos escalones de carga se mantendrá durante 5 minutos.

Posteriormente, se llevará a cabo el proceso inverso, descargando el bulón en 4 escalones sucesivos con los mismos valores de carga y duración de tiempo que para el proceso de carga.

REFERENCIAS

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (2007). *EN-1993-5: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 5: Piling.* Brussels: CEN.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (2010). *EN-14490: Execution of special geotechnical works - Soil nailing.* Brussels: CEN.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (2010). *EN-1997-1: Eurocode 7: Geotechnical Design. Part 1: General rules.* Brussels: CEN.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (2013). *EN-1993-1-1: Eurocode 3: Design of steel structures Part 1-1: General rules and rules for buildings.* Brussels: CEN.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (202X). *EN-1997-3: 202X-10 Reinforced ground structures.* Brussels: CEN.

French National Research Project Clouterre. (1991). *Recommandations Clouterre 1991 (English Translation) Soil Nailing Recommendations.* Washington D.C.: Federal Highway Administration.

Ghazvinian, A. H., y Rashidi, M. (2010). Study of the Effect of Ratio of Hole Diameter to Rock Bolt Diameter on Pullout Capacity of Fully Grouted Rock Bolts. *Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology*, 11-18.

González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica.* Madrid: Pearson Educación.

Hobst, L., y Zajic, J. (1983). *Anchoring in rock and soil.* Praga: Elsevier.

IGME. (1987). *MANUAL DE INGENIERÍA DE TALUDES.* Madrid: Editorial Rueda.

Luis Fonseca, R. J., y Roduner, A. *Necesidad de utilizar un procedimiento estandarizado para el diseño de los sistemas anclados para estabilización de taludes, compuestos por revestimientos flexibles de altas prestaciones.* Ropero Editores, S.L.

Sabatini, P. J., Pass, D. G., Bachus, R. C. (1999). *GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4 Ground Anchors and Anchored Systems.* FHWA. Washington: Federal Highway Administration.

ACONDICIONAMIENTO DE LA N-260. PRESERVANDO UN ENTORNO NATURAL

Diego GÓMEZ SANTIAGO[(1)*], Manuel PITA OLALLA[(1)], Gabriel SOLA MUNÁRRIZ[(1)], Alberto ORTEGA GIMÉNEZ[(1)] e Ignacio GARCÍA CAVERO[(2)]

[(1)] Dragados SA
*dgomezs@dragados.com

[(2)] Unidad de Carreteras del Estado en Huesca

RESUMEN

El MITMA, a través de la Dirección General de Carreteras, ha impulsado el acondicionamiento de 12 km de la N-260 entre el Congosto de Ventamillo y Campo (Huesca), una actuación estratégica para mejorar la seguridad y la operatividad del corredor hacia el valle de Benasque. El proyecto estuvo condicionado por el alto valor ambiental del entorno y estrictas restricciones, como las zonas de exclusión entre enero y junio por la nidificación de grandes rapaces y la revegetación obligatoria de 5 ha con especies autóctonas. Para minimizar el impacto, se evitaron grandes desmontes hacia ladera, optándose por el ensanche hacia el río mediante voladizos prefabricados apoyados en micropilotes, reduciendo la ocupación del cauce y preservando la geomorfología del cañón. La empresa DRAGADOS ejecutó las obras en un entorno altamente restrictivo, manteniendo el tráfico siempre que fue posible, y adaptando los procesos mediante limitación de voladuras, perforaciones controladas, gestión de polvo y lodos y uso de sistemas prefabricados para minimizar cortes. Además, se ejecutaron túneles, estructuras, mejoras de drenaje y pasos de fauna con una planificación exhaustiva coordinada con la Dirección de Obra.

ABSTRACT

The MITMA, through the Directorate-General for Roads, has promoted the improvement of a 12 km section of the N-260 between the Congosto de Ventamillo and Campo, a strategic action aimed at enhancing the safety and operability of the corridor leading to the Benasque valley. The project was conditioned by the high environmental value of the area, and the imposed strict restrictions such as exclusion periods between January and June due to the nesting of large birds of prey, as well as the mandatory revegetation of 5 hectares with native species. To minimize environmental impact, major cuttings towards the slope were avoided, opting instead for widening towards the river using prefabricated cantilevers supported on micropiles, thereby reducing riverbed occupation and preserving the canyon's geomorphology. The company DRAGADOS carried out the works in a highly restrictive environment, maintaining traffic whenever possible and adapting construction processes through limited blasting, controlled drilling, dust and slurry management, and the use of prefabricated systems to minimize closures. Additionally, tunnels, structures, drainage improvements, and wildlife crossings were executed.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Micropilotes (Micropiles), Voladizos Prefabricados (Precast Overhanging Structures), Valor Ambiental (Environmental Value).*

1. INTRODUCCIÓN

Los orígenes de la carretera que atraviesa el Congosto de Ventamillo se remontan al Acta de Replanteo de 1887 donde se sugiere que las obras comenzaron hacia 1889, una vez realizadas las expropiaciones. La inauguración oficial de la carretera tuvo lugar el 31 de enero de 1912, sustituyendo al antiguo camino (figura 1 en 1920) apto solo para carros. Desde entonces, el trazado apenas ha variado (figura 1 en 1930) debido a la difícil orografía y a la protección ambiental de la zona: curvas con radios inferiores a 20 m y una calzada de 5–6 m, lo que durante décadas generó numerosos incidentes y dificultades para el cruce de vehículos pesados.



Figura 1. Cronología del estado histórico de la carretera (Fuente revista N.º 196 RUTAS).

La primera iniciativa de mejora integral llegó con el Plan General de Carreteras 1984/91, que redactó en 1990 un proyecto muy ambicioso —10 túneles y 6 estructuras— que nunca se ejecutó por falta de presupuesto. Hubo que esperar a la Orden de Estudio de 2007, que impulsó un nuevo proyecto dividido en tres tramos. Tras el Estudio de Impacto Ambiental y la información pública, el Órgano Ambiental concluyó que los primeros 3 km (incluido el de Congosto) generaban impactos severos, por lo que la DIA del 20 de enero de 2014 excluyó ese sector. Finalmente, el Proyecto de Construcción fue aprobado el 2 de agosto de 2016, y las obras se licitaron el 29 de abril de 2019, sentando así las bases del acondicionamiento del tramo de 12 km de la N-260 entre las localidades de El Run y Campo, en la provincia de Huesca.

Así, el Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, arranca un proyecto de mejora y acondicionamiento de la carretera donde destacan cinco unidades de obra relevantes: (1) Túneles, (2) Estructuras y muros, destacando voladizos apoyados en micropilotes, muros de contención y obras singulares, (3) Firmes y pavimentos, (4) Ordenación ecológica, estética y paisajística, (5) Desmontes, terraplenes y estabilización geotécnica, principalmente en taludes.

2. GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

La carretera discurre por un relieve pirenaico muy abrupto, dominado por el encajamiento del río Ésera, con pendientes naturales superiores a 45º y desfiladeros profundamente tallados en macizos calcáreos. El sustrato geológico está formado por las unidades de Monte Perdido (calizas, areniscas y flysch margoso) y Cotiella (brechas calcáreas, calizas de Aguas Salenz y margas de Campo), sobre las que se superponen depósitos cuaternarios como derrubios de ladera, aluviales y conos de deyección.

La compleja estructura tectónica —con mantos de cabalgamiento y niveles plásticos del Keuper— favorece procesos de inestabilidad, especialmente deslizamientos rotacionales y planos, caídas de bloques y cuñas en roca.

Desde el punto de vista hidrogeológico, el corredor pertenece a la Masa de Agua Subterránea Cotiella-Turbón, con acuíferos kársticos de baja transmisividad (<100 m²/día) y frecuentes surgencias, algunas coincidentes con emboquilles de túneles, lo que condicionó su excavación y drenaje.

Geotécnicamente se han caracterizado siete unidades —calizas, brechas, margas, flysch, aluviales, derrubios y rellenos— mediante sondeos, calicatas, perfiles sísmicos y estaciones geomecánicas. Los taludes en roca requieren estabilización mediante bulones, mallas de triple torsión y redes de cables, mientras que los rellenos adoptan taludes 3H/2V y compactaciones estrictas.

Los túneles atraviesan macizos mayoritariamente calcáreos, con riesgo de rezumes y cavidades; su diseño incorpora el método de paraguas pesado de micropilotes en emboquilles y sostenimientos acordes al RMR y GSI obtenidos. La sismicidad regional (ab=0,04 g) obliga a considerar efectos sísmicos.

En conjunto, la geología y la geotecnia del tramo imponen fuertes restricciones al trazado, exigiendo soluciones como voladizos para evitar desmontes masivos, ajustes geométricos continuos y un exhaustivo control de estabilidad y drenaje en todo el corredor.

3. MICROPILOTES. CIMENTACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN VOLADIZO

Se diseñó una cimentación de micropilotes con armadura tubular (figura 1a) colocados en dos alineaciones (figura 2 b). Una alineación exterior o delantera (próxima al cauce) y otra alineación interior o trasera (próxima al lado montaña), para las losas prefabricadas con vuelos de 4,0 a 6,5 m que permitirán disponer de un ancho total de calzada entre 8,00 y 8,60 m (dos carriles de 3,2-3,5 m y dos arcenes de 0,5-0,8 m).

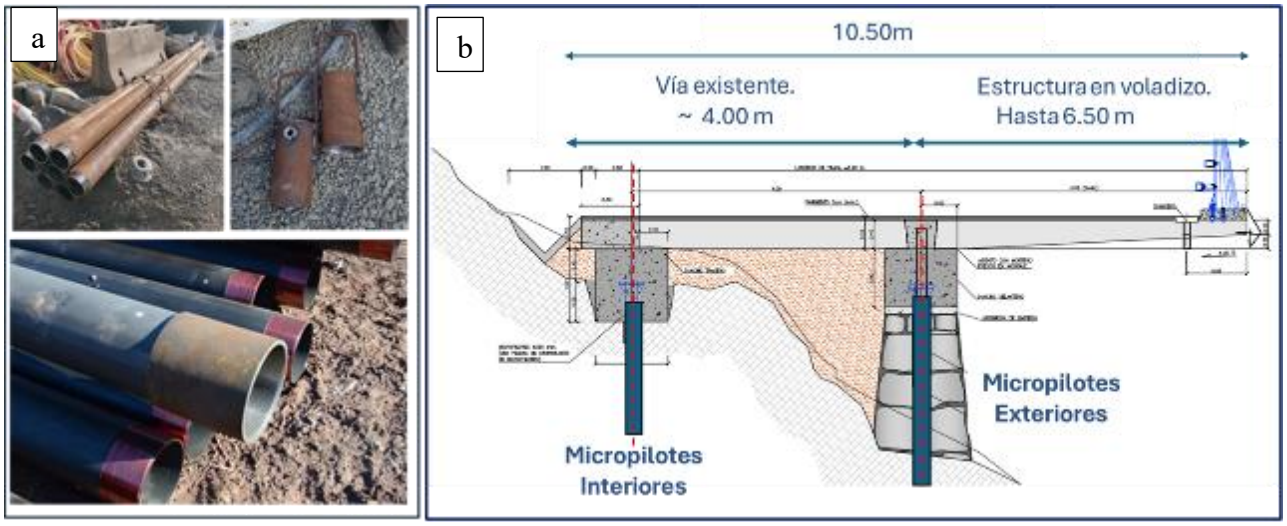


Figura 2. (a) Armadura de micropilotes y (b) sección de la estructura en voladizo sobre micropilotes.

4. DISEÑO DE LOS MICROPILOTES

Los micropilotes se perforan con un diámetro de Ø225 mm. Se arman con tubería de acero de límite elástico 560 MPa, diámetro exterior 168.3 mm y un espesor de 10 mm. La longitud total del micropilote se consigue con tramos roscados entre sí mediante unión macho-hembra o mediante manguitos de unión, según los requisitos en cada zona. En total se ejecutaron 40.000 m de micropilote.

Los micropilotes delanteros se diseñan con una longitud libre de hasta 8 m simulando la posible falta de contención en el caso de perforar a través de los muros existentes, representado mediante una rigidez reducida para reflejar su flexibilidad longitudinal, mientras que los interiores solo presentan 1 m de tramo libre antes del empotramiento en roca. La disposición geométrica adoptada fija separaciones de 1,50 m en delanteros y 4,00 m en traseros, reduciéndose a 0,75 m en las zonas extremas próximas a juntas para limitar incrementos de giro y tracción. Todos los micropilotes se proyectan verticales, descartándose cualquier inclinación debido al incremento de flexiones y desplazamientos horizontales que ello provocaría.

Desde el punto de vista geotécnico, se desprecia el primer metro de perforación en roca al considerarse potencialmente alterado y se exige un empotramiento resistente mínimo de 3 m en roca sana. Las longitudes finales de anclaje para cada micropilote se ajustan en función de la litología real identificada mediante sondeos piloto (figura 3) y el grado de meteorización: en calizas y margas con GM≤III se adoptan valores entre 4,0 y 5,0 m, incrementándose en GM=IV o brechas hasta 6,5 m, especialmente en los micropilotes traseros situados en zonas extremas. Se realizó un sondeo piloto cada 30 m de trazado para identificar la profundidad y tipología de la roca, tramificando la profundidad de los micropilotes en sectores de 30 m.

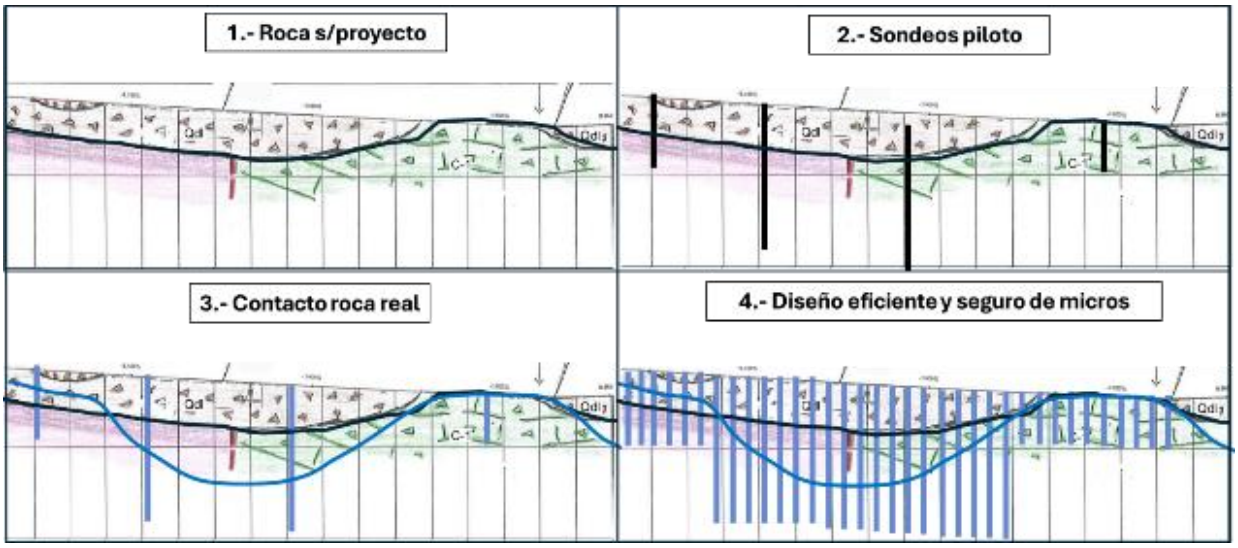


Figura 3. 1) y 2) Cota de roca según proyecto. 3) y 4) Cota de roca real según sondeos piloto.

Los resultados estructurales muestran que el comportamiento está claramente gobernado por los esfuerzos axiles, con compresiones que alcanzan valores máximos en servicio del orden de 86 t en las hipótesis más desfavorables y tracciones máximas entre 22 y 31 t dependiendo de la ubicación. Los esfuerzos de cortante y flexión en el fuste permanecen en niveles reducidos (Vd≈1,8 t y Md≈1,0 t·m), lo que confirma que la respuesta del sistema se gobierna por el trabajo axial del micropilote y en la rigidez de los empotramientos en roca.

El diseño respeta las prescripciones de durabilidad fijando recubrimientos mínimos de 40 mm con lechadas de cemento con fck≥30 MPa, en consonancia con la vida útil de 100 años establecida para estructuras de carretera. Finalmente, el conjunto de comprobaciones realizadas demuestra que las separaciones adoptadas, las longitudes de empotramiento y las características mecánicas de los micropilotes permiten cumplir con holgura los estados límite últimos y de servicio, incluso bajo combinaciones accidentales y sísmicas, garantizando la estabilidad y funcionalidad de las losas voladas en las condiciones geotécnicas del corredor.

5. PERFORACIÓN EN UN ENTORNO PROTEGIDO

La perforación de los micropilotes constituyó una fase crítica del proyecto, debido a la compleja geología del entorno y a la necesidad de mantener la carretera en servicio en un área ambientalmente muy sensible. Se requirió perforar a través de los muros de mampostería existentes, utilizados históricamente como contención de la plataforma original, lo que exigió un elevado nivel de precisión por parte de los operadores de perforación.

Durante la perforación se detectaron muros, cavidades subterráneas, oquedades y formaciones kársticas (figura 4), lo que obligó a rellenar las cavidades con mortero, a adaptar el procedimiento usando camisas perdidas, y a recalcular la resistencia frente al pandeo cuando era necesario. Asimismo, se aplicaron tratamientos de consolidación local (rellenos de mortero) para garantizar el confinamiento de los micropilotes y evitar la progresión de vacíos en el terreno.

El método de perforación principalmente adoptado fue DTH (Down-The-Hole) con martillo de fondo, adecuado para atravesar firme existente, subbases, bolos aluviales y penetrar en la roca para alcanzar la longitud de empotramiento con elevados rendimientos de perforación. En muchos casos fue necesario instalar camisas temporales, ejecutando perforación y entubado simultáneos mediante sistemas tipo Symmetrix o “trascinatore”, que permiten accionar simultáneamente la varilla y la camisa en la misma dirección de giro sin necesidad de desmontar la sarta.

El principal reto ambiental durante la perforación fue el control del polvo y el control del agua utilizada. El proceso generaba cantidades significativas de polvo, que se mitigaron mediante la inyección directa de agua en la boca de la perforación, reduciendo el volumen total consumido y evitando que el detritus húmedo alcanzara el cauce del río Ésera, que se encontraba muy próximo. Esta medida se adoptó para evitar escorrentías, lodos y cualquier infiltración hacia el río.



Figura 4. Perforación de micropilotes atravesando karst y muros en entorno protegido.

El proyecto se ejecutaba dentro de un área declarada LIC (Lugar de Importancia Comunitaria) y próxima a dos ZEPAs (Zona de Especial Protección para las Aves), lo que implicó restricciones adicionales: se establecieron dos zonas de exclusión ambiental donde no podía ejecutarse perforación con maquinaria ruidosa entre el 1 de enero y el 30 de junio, coincidiendo con la nidificación de especies protegidas (quebrantahuesos, águila real, alimoche, buitre leonado). Estas limitaciones condicionaron directamente los ritmos de perforación y planificación del avance.

La protección del medio también afectó al control del agua empleada: se prohibió que ésta circulara libremente por la plataforma o hacia laderas, evitando que alcanzase zonas de vegetación protegida o el río.

6. EL DESAFÍO DE LA INYECCIÓN DE LOS MICROPILOTES

La inyección de los micropilotes fue una de las fases más complejas del proyecto debido a la heterogeneidad del terreno, la presencia de muros históricos de mampostería, rellenos, oquedades y zonas kársticas. El diseño de la inyección exigía cumplir dos funciones: transmitir adecuadamente los esfuerzos al terreno y garantizar la durabilidad del refuerzo, lo que condicionó la selección del fluido de inyección y los métodos constructivos.

El material especificado inicialmente consistió en lechada de cemento con una relación agua/cemento de 0,5, capaz de alcanzar una resistencia mínima a compresión de 30 MPa a 28 días. Las probetas de esta mezcla se ensayaron en laboratorio para validar su estabilidad, exudación y resistencia mecánica.

Las primeras pruebas in situ de inyección revelaron una correcta inyección en el empotramiento (roca sana) pero aparecían pérdidas de lechada a través de rellenos, juntas de mampostería y zonas de roca alterada, que impedían inyectar correctamente la parte más superficial de los micropilotes por lo que se planteó una modificación en su composición.

Para incrementar su retención, se aumentó el contenido de cemento y se ajustaron los aditivos hasta alcanzar una viscosidad superior a 45 segundos en ensayo de fluidez con el cono de flujo (“flow cone”) según UNE-EN445.

Pese a ello, persistían los problemas: la mezcla más viscosa generaba averías en bombas y mangueras, y seguía filtrándose en determinados puntos superficiales.

Ante esta situación se evaluó un primer cambio de estrategia: sustituir la lechada por mortero de inyección. El enfoque inicial consistió en añadir arena a la propia lechada en obra, aprovechando la planta de mezcla portátil. Sin embargo, la mezcla no podía bombearse con continuidad, presentaba problemas de homogeneidad y la instalación no era capaz de impulsarla adecuadamente. Se optó entonces por traer mortero desde una planta externa, pero esta solución resultó ineficiente, dado que cada micropilote requería un volumen pequeño frente a la capacidad de un camión hormigonera, generando esperas, baja agilidad y una fuerte dependencia logística, especialmente en noches, fines de semana y festivos. Finalmente, el uso de mortero se descartó.

La solución definitiva consistió en volver a la lechada, pero controlando las fugas con un sistema de doble inyección: inyección única contra la roca en el empotramiento e inyección encapsulada mediante geotextil para la zona libre del micropilote. El geotextil de la empresa HUESKER se colocó alrededor de la armadura en la zona libre (figura 5 a) donde no se requería adherencia entre micropilote y terreno (zona de rellenos o mampostería), ya que la contribución resistente solo se ha considerado en el estrato rocoso, donde no se detectaron pérdidas. Este encapsulado permitió contener la lechada y evitar su fuga a elementos colindantes o áreas ambientalmente sensibles, incluidas las proximidades del río.

El procedimiento de inyección se desarrolló en dos fases:

- Primera inyección, desde el interior del micropilote, asegurando la ejecución completa de la inyección en la zona de empotramiento en roca. (figura 5 b)
- Segunda inyección, mediante una manguera exterior, rellenando el espacio entre el geotextil y la armadura de acero, desde la cota de empotramiento hasta la superficie, garantizando la durabilidad del tubo y evitando pérdidas por juntas o rellenos. (figura 5 c)

Este método se validó con ensayos a escala real, midiendo tanto el volumen inyectado como el diámetro alcanzado en la zona "no portante" (figura 5 d-e), confirmándose que el geotextil contenía eficazmente la lechada y evitaba fugas en zonas sensibles, mientras que la inyección en roca alcanzaba o superaba las cotas y las especificaciones previstas.

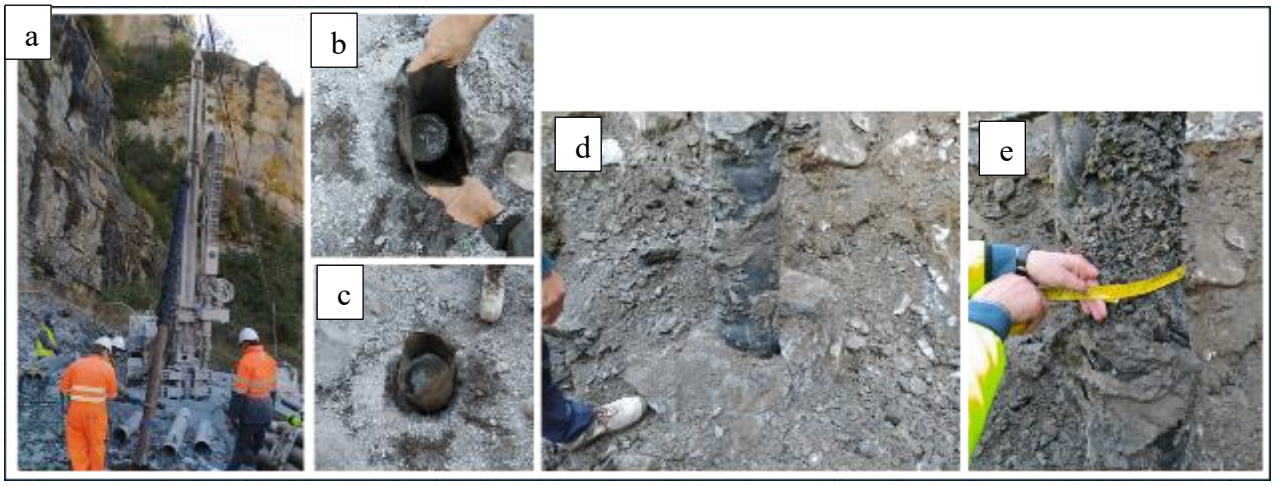


Figura 5. Inyección con lechada usando geotextil exterior para controlar fugas.

7. PRUEBAS DE CARGA

Una vez resueltos los problemas de inyección, se realizaron ensayos de carga en micropilotes (uno cada 250 m), alcanzando 850 kN en compresión y verificando la longitud de empotramiento, la capacidad estructural y la resistencia frente a pandeo. Estas verificaciones cerraron el ciclo de diseño-ejecución y confirmaron la validez del sistema adoptado.

8. CONEXIONES A LA VIGA DE CORONACIÓN

La instalación de la cabeza del micropilote constituye la fase final del proceso y es crítica para garantizar la correcta transmisión de cargas desde la superestructura hacia el terreno. En este proyecto, las cabezas se fabricaron íntegramente en taller, asegurando la calidad de las soldaduras y la compatibilidad geométrica mediante un tramo de tubo preinstalado con la longitud y roscado requeridos. Durante la ejecución, se dejó la armadura del micropilote a una cota exacta, y todas las roscas se protegieron para evitar daños durante la perforación y la inyección. Una vez excavada y limpiada la zona del cabezal, se retiraba la protección y la cabeza se montaba manualmente roscándola (figura 6 a-b-c) con o sin manguito de unión según el caso, en el micropilote instalado, en una operación rápida, limpia y altamente eficiente, completando así el sistema estructural.

9. ESTRUCTURAS EN VOLADIZO

El proyecto de construcción ha desarrollado una solución estructural basada en estructuras en voladizo prefabricadas para permitir el ensanchamiento de la carretera N-260 hacia el río Ésera que garantizaba la continuidad del tráfico durante las obras con cortes alternos solo en casos puntuales y cortes totales únicamente durante la noche. Para lograrlo, se plantea la instalación de voladizos prefabricados capaces de aportar entre 2,50 y 6,50 metros adicionales de plataforma. El diseño adopta placas prefabricadas de canto completo que permiten su instalación desde la calzada existente (figura 6 e-f), evitando fases prolongadas de hormigonado que comprometerían la circulación. Estas placas se apoyan en dos riostras, delantera y trasera (figura 6d), cimentadas mediante los micropilotes de 225 mm descritos anteriormente. Este sistema posibilita la ejecución simultánea de cimentaciones y circulación, manteniendo operativo el carril para vecinos y tráfico general.

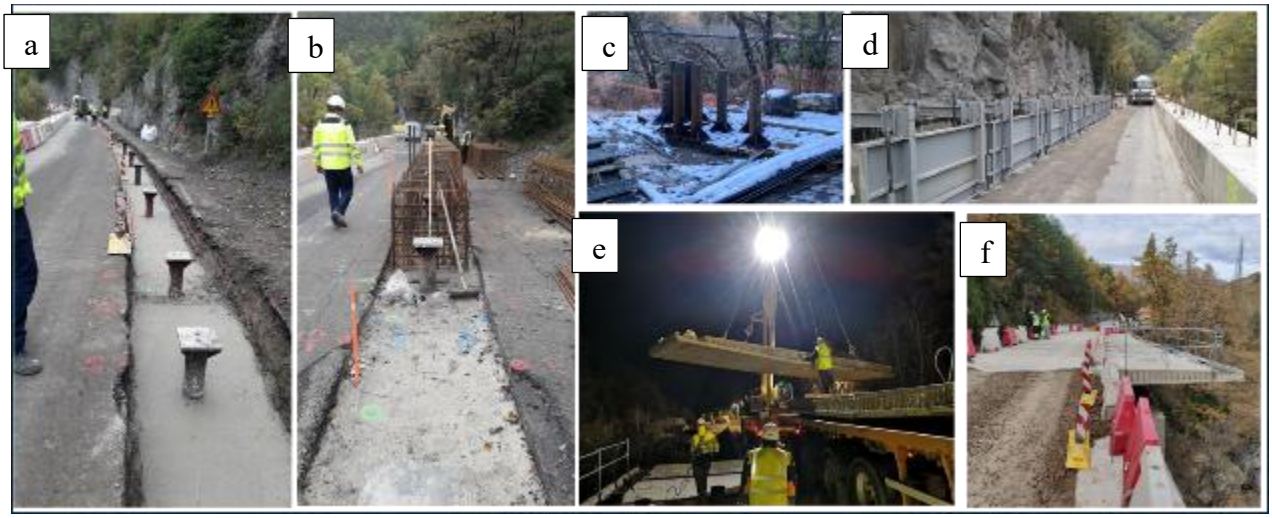


Figura 6. (a, b, c) Conexión micropilote – viga. (d) viga. (e, f) instalación de voladizos con losas prefabricadas.

Se definen varias tipologías de placas según la magnitud del voladizo: losas de 30 cm de canto para voladizos de hasta 3,50 m; de 40 cm para voladizos de hasta 4,50 m; y de 50 cm para voladizos de hasta 6,50 m, con longitudes que permiten abarcar toda la anchura de la futura calzada sin necesidad de extender hormigón in situ. Las juntas longitudinales entre placas se resuelven mediante pequeñas solapas con cercos salientes que se entrecruzan, creando un espacio de 10–12 cm que se ferralla parcialmente y se hormigona en fases controladas.

Dado que las tolerancias en la ejecución de micropilotes dificultan alinear exactamente sus posiciones con los huecos de las placas prefabricadas, se opta por una conexión indirecta: los micropilotes se vinculan únicamente a la riostra delantera, y esta, mediante un sistema ajustable, transmite la carga a las placas. Este planteamiento optimiza la precisión en planta y evita condicionantes excesivos durante su colocación. Asimismo, para la posterior instalación del pretil, se deja un rehundido de 70 cm en el borde exterior de cada placa, con esperas destinadas a su unión estructural.

El proceso constructivo combina excavación, ejecución de micropilotes y hormigonado de riostras in situ con la colocación mediante grúa de las placas prefabricadas, cuya estabilidad temporal se garantiza con barras roscadas en su parte trasera. Tras la colocación provisional, se completan las armaduras de juntas y riostras antes de proceder al hormigonado final. Una vez afinado el procedimiento de montaje, se alcanzó un ritmo notable de instalación: hasta 40 placas de 2,40 m de ancho por corte nocturno. En total, la actuación cubre 12 km de carretera, de los cuales 3 km se ejecutan íntegramente con voladizos, sumando aproximadamente 1.240 placas colocadas entre noviembre de 2021 y julio de 2023.

10. INFRAESTRUCTURA INTEGRADA EN EL ENTORNO

El proyecto se concibió y ejecutó priorizando la adaptación al medio en un valle de altísimo valor ambiental: gran orografía, cauce fuertemente encajado del Ésera y comunidades rupícolas sensibles. Desde el diseño se buscó minimizar huellas y desmontes, evitando ocupaciones innecesarias del cauce y sus riberas.

La traza se optimizó hacia el lado del río solo cuando era imprescindible y mediante soluciones ligeras (voladizos prefabricados) para ganar plataforma sin grandes excavaciones, reduciendo vertidos y el riesgo de afección al cauce.

El plan de obra se ajustó para mantener tráfico y reducir el espacio temporal de los cortes, coordinado con el territorio, minimizando colas y emisiones asociadas a desvíos largos en un valle turístico y ambientalmente sensible.

Logros destacados de integración ambiental y paisajística:

- Reducción de desmontes mediante voladizos prefabricados y soluciones puntuales de muros, evitando ocupar el cauce.
- Respeto a la fauna: calendarios de obra y zonas de exclusión por nidificación; seguimiento ambiental en campo.
- Protección de flora sensible y restauración del hábitat (5 ha) como medida compensatoria.
- Bocas de túnel con técnicas de bajo impacto (paraguas de micropilotes) y tratamiento estético de integración.
- Drenaje y pasos de fauna rediseñados para permeabilidad ecológica y funcionamiento hidrológico.
- Plan de tráfico y fases constructivas orientadas a minimizar afecciones sociales, paisajísticas y de emisiones.

En suma, el acondicionamiento de la N-260 se ha ejecutado con un enfoque ambiental transversal, integrando trazado, procedimientos y medidas específicas para respetar el río, su cauce, la flora y la fauna, y lograr una carretera más segura que se adapta al lugar, tal y como se observa en el antes y después de la figura 7.



Figura 7. Tramo de la N-260 antes y después de la actuación.

El futuro del Eje Pirenaico pasa por una profunda transformación: Aragón, con una gran obra ya finalizada, afronta aún los tramos más críticos, a la vez que Cataluña consolida un avance más rápido con planes plurianuales y financiación para renovar integralmente su parte del corredor. El resultado final será una N-260 más segura, moderna y continua, capaz de garantizar la cohesión territorial y el desarrollo socioeconómico de todo el Pirineo.

11. CONCLUSIONES

El Ministerio de Transportes, Movilidad Sostenible a a través de la Dirección General de Carreteras ha impulsado esta importante actuación de acondicionamiento del tramo N-260 Congosto de Ventamillo–Campo, desde su inicio con la orden de estudio hasta su completa ejecución.

El acondicionamiento se ha resuelto mediante soluciones constructivas de bajo impacto, combinando voladizos prefabricados para el ensanche hacia el río Ésera (≈3 km), muros de contención y protección según márgenes, dos túneles de 324 m y 568 m, y la renovación del firme en más de 15 km de trazado.

La solución estructural ha requerido la ejecución de 40.000 m de micropilotes de Ø225 mm, armados con tubería de acero de límite elástico 560 MPa, diámetro exterior 168,3 mm y espesor 10 mm, garantizando capacidad resistente y compatibilidad con el entorno.

Los micropilotes se ejecutaron con sistema de doble inyección, combinando contacto directo con la roca en el empotramiento y una inyección encapsulada mediante geotextil en la zona libre, evitando pérdidas de lechada y afecciones a rellenos, estructuras existentes y áreas ambientalmente sensibles próximas al río.

Para minimizar la afección al río Ésera se ha evitado la ocupación del cauce mediante terraplenes o ampliaciones masivas, recurriendo a voladizos apoyados en micropilotes y a muros en margen derecha, preservando la calidad hidromorfológica y reduciendo la afección a la vegetación de ribera.

Los desmontes y excavaciones se han limitado a lo estrictamente necesario, mediante actuaciones selectivas y controladas condicionadas por la geología y el medio ambiente, restringiendo rellenos en zonas sensibles y ejecutando restituciones controladas sin incremento de cargas ni ocupación del cauce.

Desde el punto de vista funcional y de seguridad vial, la actuación homogeneiza la plataforma a 8,0–8,5 m, mejora radios y sobreanchos e incorpora barreras, pretiles y arcenes, permitiendo el cruce seguro de vehículos pesados y una conducción más fluida y predecible en un corredor estratégico para el valle de Benasque.

Dada la elevada sensibilidad ambiental del entorno, se ha aplicado un condicionado ambiental estricto con medidas preventivas, correctoras y compensatorias, incluyendo limitaciones temporales por nidificación de rapaces, control de ruido y vibraciones, protección de flora sensible y restauración del hábitat con 5 ha revegetadas con especies autóctonas.



Figura 8. N-260 como modelo de integración en el entorno.

En síntesis, el proyecto mejora la seguridad y funcionalidad de la N-260 con soluciones de ingeniería de bajo impacto (voladizos con micropilotes, desmontes selectivos, rellenos acotados, túneles con emboquilles de mínima afección), a la vez que respeta plenamente el medioambiente.

El resultado es una infraestructura adaptada al medio, con menor huella y mayor compatibilidad ambiental en un entorno pirenaico de elevada sensibilidad.

REFERENCIAS

Ministerio de Trasportes, Movilidad y Agenda Urbana (2021) *Código Estructural. Real Decreto 470/2021, de 29 de junio. Boletín Oficial del Estado, España, Madrid*.

AENOR (2016). UNE-EN 14199: *Ejecución de trabajos geotécnicos especiales – Micropilotes. Asociación Española de Normalización, Madrid*.

Proyecto de Construcción del MITMA (2016). *Acondicionamiento de la N-260. Tramo: Congosto del Ventamillo – Campo.* Junio 2016.

Ministerio de Trasportes, Movilidad y Agenda Urbana (2005). *Guia para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera.*

Ministerio de Fomento (2008). *Instrucción de hormigón estructural EHE-08. Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la Instrucción de Hormigón Estructural.*

Ministerio de Fomento (2002). *Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02). Real Decreto 997/2002, de 29 de septiembre.*

Ministerio de Fomento (2007). *Norma de construcción sismorresistente: puentes (NCSP-07). Norma NCSP-07, año 2007.*

Ministerio de Fomento (1976). PG-3: *pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes. Orden ministerial de 6 de febrero de 1976 (con modificaciones posteriores).*

Ministerio de Obras Públicas (1965). *Instrucción 5.1-IC: drenaje. Orden ministerial de 21 de junio de 1965.*

Ministerio de Obras Públicas (1990). *Instrucción 5.2-IC: drenaje superficial. Orden ministerial de 14 de mayo de 1990.*

Ministerio de Fomento (2011). IAP-11*: instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Orden FOM/2842/2011, de 29 de septiembre*.

Ministerio de Fomento (1998). *Recomendaciones para el proyecto y construcción de muros de escollera. Mayo de 1998.*

Ministerio de Medio Ambiente (1996). *Guías metodológicas para la evaluación de estudios de impacto ambiental: carreteras y ferrocarriles. Año 1996.*

Ventosa, J. R. (2025). *Encajonado en el valle. Acondicionamiento del tramo Congosto de Ventamillo–Campo de la N-260 en el Pirineo oscense. Tramos, Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible, Dirección General de Carreteras.*

López Guarga, R.; Pérez Martínez, I.; Sola Munarriz, G. (2023). *Acondicionamiento de carreteras en entornos difíciles. N-260. Tramo Congosto de Ventamillo–Campo. Rutas, (196), 5–18. Madrid: Asociación Técnica de Carreteras*.

Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible (2024). *Nacional N-260. Tramo Congosto del Ventamillo – Campo. Madrid: MITMS. Disponible en:*
<https://www.transportes.gob.es/carreteras/nuestro-trabajo/proyectos-y-obras/nuevos-tramos-en-servicio/nacional-n-260-tramo-congosto-de-ventamillo-campo>

MEDIDAS DE CONTROL Y PROTECCIÓN DEL ACUÍFERO DE SIERRA GORDA EN LA PLATAFORMA LAV VARIANTE DE LOJA – A92

Eloy JIMÉNEZ ONTIVEROS[(1)*], María GONZÁLEZ GIMÉNEZ[(2)] y Francisco José MOLINA SÁNCHEZ[(1)]

[(1)] CYGSA, Control y Geología, S.A.
*eloy_ontiveros@yahoo.es

[(2)] SYSTRA Subterra

RESUMEN

La variante de Loja en la Línea de Alta Velocidad Antequera Granada discurre sobre el acuífero kárstico Sierra Gorda. La protección del acuífero ha sido un tema medular en todas las fases de la obra, desde el diseño hasta su ejecución, estableciéndose una amplia batería de medidas de protección, estudios y seguimiento hidrológico que han permitido caracterizar el estado del acuífero. La atención y presión social hacia posibles riesgos de afección del acuífero es alta, ya que en el entorno se encuentran importantes manantiales, explotándose comercialmente los de Aguas del Pilar, y los de Parque la Presa (grupo San Benedetto), así como por tratarse de una zona agrícola sensibilizada con el aprovechamiento del recurso. El tramo Variante Loja–A92 cuenta en su trazado con dos túneles, de los Abades (615 m), y de Las Monjas (693 m), y con el Viaducto del Manzanil (1737 m). Los túneles discurren por la formación de calizas jurásicas del acuífero. El viaducto de Manzanil presenta cimentación superficial con zapatas entre las pilas 1 y 3, y cimentación profunda mediante pilotes a partir de la pila 4, próxima a los manantiales.

ABSTRACT

The Loja bypass on the Antequera-Granada High-Speed Line runs over the Sierra Gorda karst aquifer. Aquifer protection has been a central issue throughout all phases of the project, from design to construction. A set of protective measures hydrological studies and monitoring was established to characterize the aquifer's condition. Public concern and pressure regarding potential risks are high, given the presence of significant springs and water sources in the area. These include the Aguas del Pilar springs, commercially exploited, and the San Benedetto spring. Furthermore, the area is an agricultural zone highly sensitive to the use of its resources. The Loja Bypass – A92 section includes two tunnels, the Abades (615 m) and the Las Monjas (693 m) Tunnels, and theManzanil Viaduct (1,737 m). The tunnels run through the Jurassic formation. The Manzanil Viaduct has a shallow foundation with footings between piers 1 and 3, and a deep foundation from foundation 4 onwards. This foundation is located near the area of springs.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Hidrogeología (hydrogeology), Túneles (tunnels)*.

1. INTRODUCCIÓN

La futura Variante de Loja, de 19 km, que formará parte de la Línea de Alta Velocidad Antequera – Granada, dentro de la Red Ferroviaria de Interés General gestionada por ADIF, sustituyendo la actual travesía a través de la población de Loja, se compone de cuatro tramos, el primero de ellos ya construido, y tres en ejecución por la Subdirección de Construcción II.3 de ADIF-AV, los tramos de Riofrio, A92 y Valle del Genil. En particular, el tramo Variante de Loja – A92 tiene un trazado de 6.3 kilometros de longitud, de los cuales el 50% del trazado discurre en túnel o viaducto, destacando el Viaducto del Manzanil de 1737 m de longitud y hasta 65 m de altura, y los túneles Los Abades, de 615 m y Las Monjas, de 693 m de longitud.

La plataforma LAV del tramo Variante de Loja – A92, discurre por las unidades hidrogeológicas 05.40 Sierra Gorda y la 05.32 Depresión de Granada, destacándose la interacción con el acuífero de la unidad hidrogeológica de Sierra Gorda. El macizo de Sierra Gorda tiene una superficie aproximada de 260 km^2, estando integrado por las unidades de Sierra Gorda, al norte, y la de Zafarraya, al sur. En la primera el acuífero se desarrolla en calizas jurásicas de potencia superior, tal vez ampliamente, a los 500 m. Al este del macizo el acuífero aparece cubierto por formaciones cretácicas impermeables. Aproximadamente, el 90% de la descarga se produce por una serie de manantiales ubicados en el entorno de Loja y en la cabecera del río Frío. La cota a la que se ubican estos manantiales varía entre 453 m (Borbollote) y 557 m (El Confín). La actividad socioeconómica de Loja está fuertemente ligada con las surgencias del acuífero de Sierra Gorda, que abastece a dos plantas embotelladoras de agua, El Pilar y Parque la Presa, la zona de piscifactorías de Río Frío, además de abastecer de agua potable al núcleo de Loja, en el conjunto de manantiales de Terciado y Pasadilla, así como el uso agrícola. La repercusión socioeconómica que conlleva cualquier afección a las aguas del acuífero, así como la preservación del recurso resulta ser de una importancia estratégica en el entorno local. Por este motivo ADIF-AV ha puesto especial énfasis en, no solo evitar su posible alteración, sino en promover todas las medidas necesarias para el control de eventuales afecciones. El trazado de la Variante de Loja por el borde septentrional de Sierra Gorda, así como la proximidad de su trazado a los principales manantiales en explotación motiva que la protección del acuífero sea clave.

Dado que el trazado discurre a una cota superior del nivel del acuífero, no se esperan afecciones directas en cuanto a sus niveles piezométricos. Los puntos a los que prestar una mayor atención en este sentido serían las cimentaciones del Viaducto de Manzanil, en particular de la pila 4, con cimentación profunda (fig 1), próxima a la zona de surgencias, si bien con riesgo muy bajo de producir afecciones al encontrarse en la unidad impermeable cretácica al otro lado del contacto de falla con que limita el macizo de Sierra Gorda.

Una eventual contaminación del acuífero, debido a la proximidad de los principales manantiales al trazado de la línea, podría tener incidencia en la red de abastecimiento de agua potable de Loja. Es por este motivo que, desde la fase de diseño del trazado, Adif-AV ha previsto el emplazamiento de medidas preventivas, claves para prevenir y evitar cualquier eventual episodio de contaminación.

Desde las etapas iniciales del mismo se ha realizado un control hidrogeológico del acuífero de Sierra Gorda, realizando tanto un control piezométrico, como estableciendo puntos de control de calidad y de contaminación, que han permitido una caracterización inicial de los parámetros de control. En fase de ejecución, se plantea un refuerzo del control hidrogeológico intensificando la frecuencia de las mediciones, así como estableciendo una red complementaria, con pozos para medición y toma de muestras, reforzando la red de control de contaminación establecida (Ineco, 2013, Cordero *et al*., 2025, González, 2025).

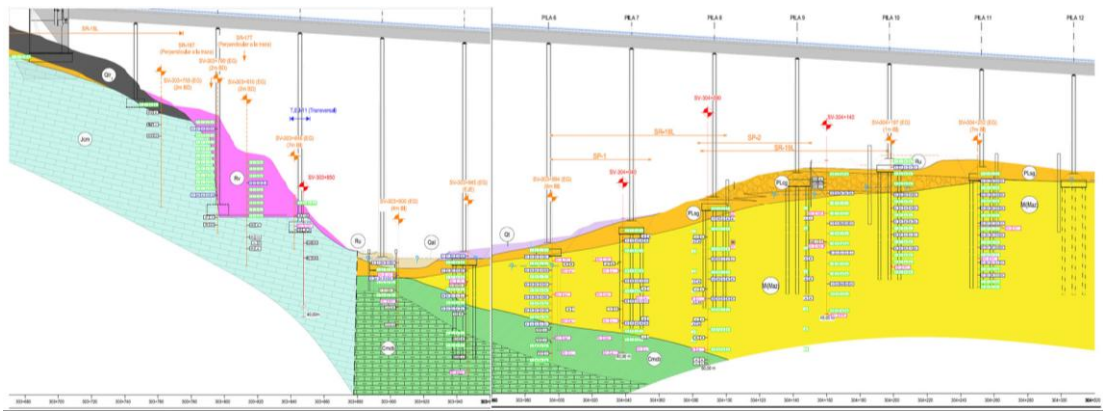


Figura 1. Perfil del Viaducto de Manzanil en la transición entre el acuífero jurásico de Sierra Gorda, con tonos azules, el cretácico de la misma unidad (en verde), y el terciario de la depresión de Granada (amarillo) (Zapata, 2023).

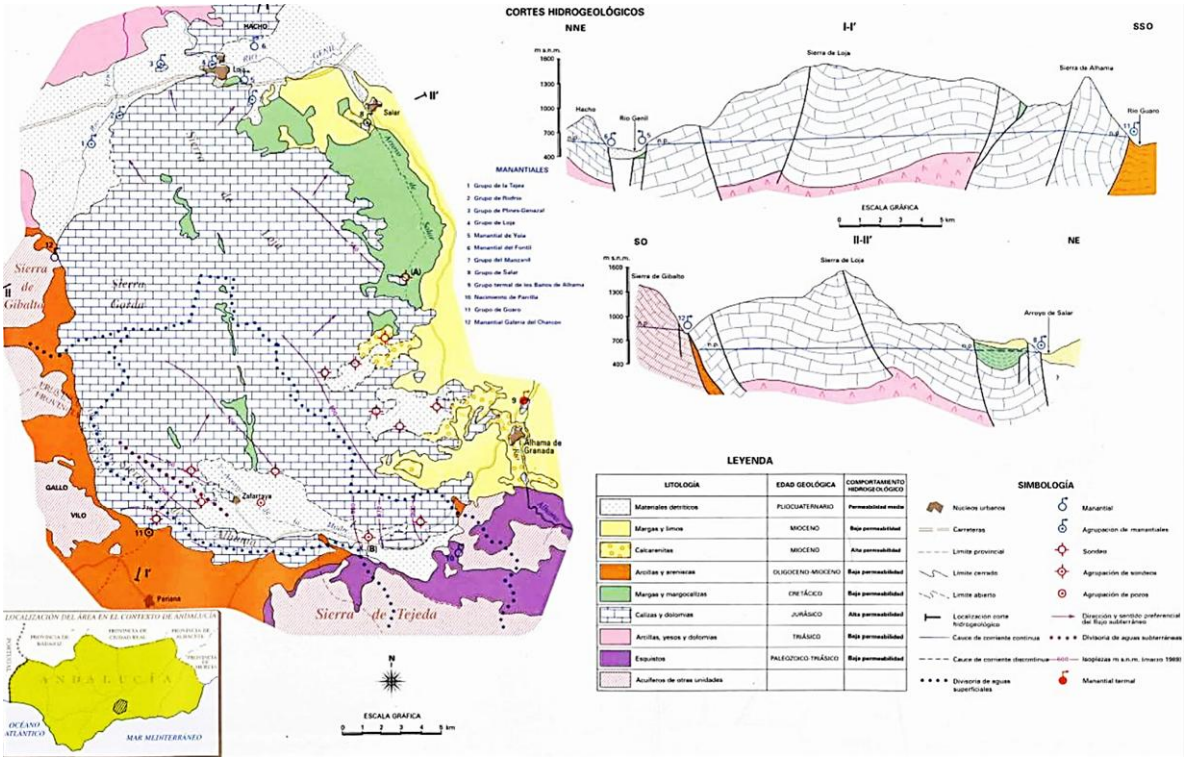


Figura 2. Acuífero de Sierra Gorda y Polje de Zafarraya. (DipGra, ITGME, 1990).

2. EL ACUÍFERO DE SIERRA GORDA

El acuífero carbonatado coincide con la Sierra de Loja y está limitado al norte por el río Genil a su paso por el corredor de Loja; al este por el arroyo del Salar y las Tierras de Alhama, que dan paso a la Depresión de Granada; al sur por Sierra Tejeda y el sector de la Axarquía; y al oeste por el río Frio, el arroyo de las Mozas, las Dehesas de Fuente Camacho y las alineaciones montañosas de la Alta Cadena (fig. 2) (DipGra, ITGME, 1990). Los materiales calcáreos del Jurásico de Sierra Gorda presentan una elevada permeabilidad y transmisividad debido a la fracturación y no por porosidad, no obstante, se constata su alta variabilidad tanto de la fracturación como de la karstificación asociada a ésta. El macizo a nivel regional presenta numerosos indicios de una fuerte karstificación, representados por formas exokársticas, de escasa presencia en la zona de proyecto. El acuífero se caracteriza por las numerosas surgencias situadas en el extremo norte del acuífero, apareciendo surgencias en menor grado en la zona sur, en los manantiales de Guaro (Lopez-Chicano, 1992).

Las magnitudes de los parámetros hidráulicos describen un modelo conceptual en bloques capacitivos y conductos. El flujo subterráneo se produciría a través de una red jerarquizada de conductos, desarrollada a partir de la fracturación previa del macizo y del desarrollo kárstico que tiene lugar a partir de ésta.

A partir de la evolución de los parámetros fisicoquímicos refleja pautas de comportamiento diferenciado en función del origen genético de los manantiales. Se distinguen cuatro zonificaciones principales:

- Zona occidental, presenta aguas con mineralización débil, manantiales de Riofrío, Truchas y Atajea.
- Sector septentrional – oriental con aguas ligeramente más mineralizadas. Está representado en los manantiales del Manzanil, Cadena, Porriñas, Terciado, Confín, Borbollote y 25 Caños
- Sector Plines – Genazar presenta aguas más mineralizadas.
- Sector El Salar muestra aguas con una composición significativamente diferente debido a la influencia de un recorrido mayor y una estructura en forma de sinclinal que hace que circulen a una mayor profundidad. Son los manantiales del Membrillo y el Bañuelo, fundamentalmente.

2.1. SECTOR LOS ABADES – PLINES – GENAZAR.

El sector Abades – Plines – Genazar está compuesto por calizas blancas oolíticas del Lias, con una marcada kasrstificación. Las isopiezas del acuífero en esta zona presentan una disposición coherente SE – NO, en todo el sector, incluido el entorno inmediato al trazado (fig. 3).

Según los registros piezométricos, el acuífero regional de Sierra Gorda se encuentra aproximadamente 40 m por debajo de la rasante. No se espera una alteración significativa en la piezometría que pueda afectar la cantidad de recurso hidráulico (Cordero *et al*. 2025).

En el sector de Los Abades existe también un acuitardo colgado sobre el acuífero regional de Sierra Gorda. Existen al menos unos 15 metros desde las máximas medidas piezométricas registradas hasta la solera del túnel. No obstante, las aguas de este no tienen ningún aprovechamiento.

En cuanto a posibles afecciones a la calidad del recurso, se destaca la existencia de un perímetro de protección asociado al manantial del El Pilar, que están siendo explotadas por la embotelladora Aguas del Pilar. Es importante considerar que, según el esquema de flujo, el conjunto de manantiales alrededor de los principales (El Pilar y Genazar) se encuentran aguas abajo del trazado, aunque a una distancia considerable de la vertical del mismo. Esto implica la existencia de porciones de flujo que se dirigen desde la traza hasta los manantiales.

2.2. SECTORES EL TERCIADO – PASADILLA Y FONT NATURA / LA CADENA

Este sector del trazado corresponde fundamentalmente al relieve denominado Cerro de las Monjas, con una estructura geológica compleja, con un domo antiforme, cuyo eje discurre en dirección SO – NE. Este relieve alberga importantes captaciones de agua, como el manantial de El Terciado y la galería de La Pasadilla, que constituyen el principal abastecimiento de la localidad de Loja. Por su parte, el flanco oriental del anticlinorio termina abruptamente en el contacto con los materiales cretácicos y los rellenos terciarios y cuaternarios del Valle del Genil, y constituye la zona de interés de La Cadena / Font Natura – Fuente Loxa (Porriñas) – El Manzanil. Se destaca el manantial de La Cadena, explotado por la empresa embotelladora Aguas de San Benedetto, formando parte también del abastecimiento de Loja, así como a la comunidad de regantes El Manzanil.

La piezometría del sector Terciado – Pasadilla presenta niveles piezométricos del acuífero regional que se sitúan aproximadamente 50 – 60 m por debajo de la rasante (fig. 3) (Cordero *et al*. 2025). No se espera una afectación significativa a la piezometría que pudiera derivar en una disminución del recurso subterráneo.

En Terciado – Pasadilla, según el esquema de flujo, los manantiales que abastecen al núcleo de Loja, se encuentran aguas abajo del trazado, según el flujo subterráneo, a poca distancia de la vertical del mismo. Se trata de una zona sensible, en el que las medidas preventivas establecidas en el proyecto, como el seguimiento de los parámetros de calidad y contaminación de las aguas son claves.

En cuanto al sector Font Natura / La Cadena se sitúan entre 60 y 90 metros por debajo de la rasante. El conjunto de manantiales se encuentra aguas arriba del trazado según el flujo subterráneo, a una distancia considerable de la vertical del mismo (fig. 3). No obstante, las cimentaciones del Viaducto de Manzanil, en particular Estribo 1, y Pilas 1, 2 y 3, mediante cimentación superficial, así como la pila 4, con cimentación profunda, se encuentran en el entorno de los manantiales y deberá prestarse una atención especial durante su ejecución.

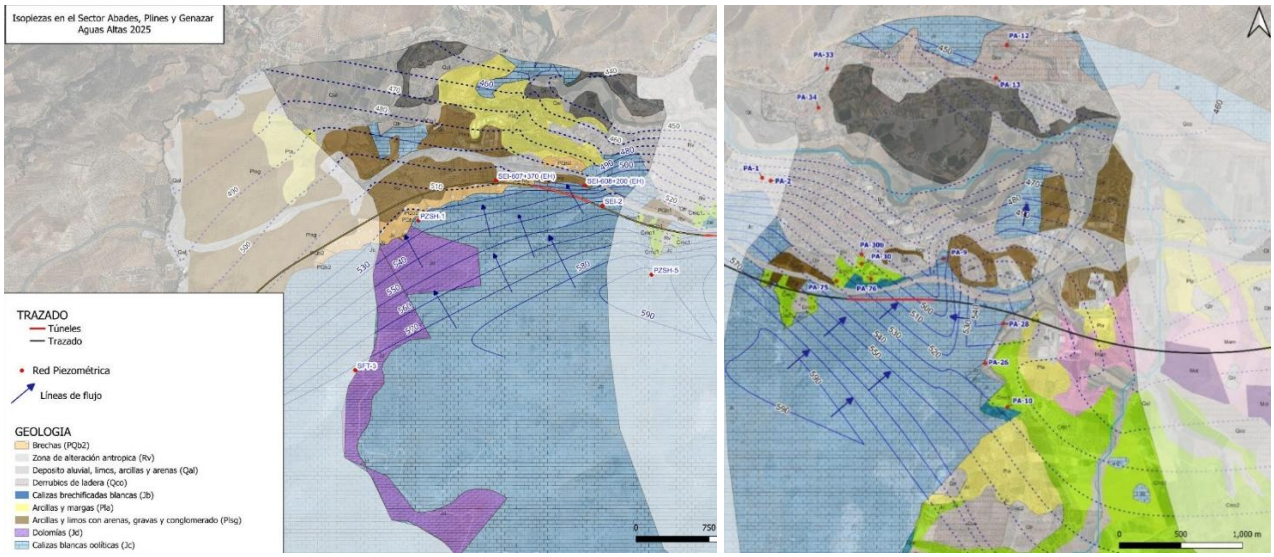


Figura 3. Isopiezas (Mayo 2025), de los sectores Abades – Plines – Genazar (izquierda) y del sector Terciado – Pasadilla y Font Natura / La cadena (derecha) (Cordero *et al*, 2025).

3. SEGUIMIENTO Y CONTROL HIDROGEOLÓGICO

Dada la importancia ambiental, social, y por su impacto en la economía, se ha realizado un estudio hidrogeológico del acuífero desde las fases previas del proyecto, iniciándose el seguimiento desde 2010, manteniéndose hasta 2020, y retomándose en 2023 hasta la actualidad, con implantación y seguimiento de una red de control por parte de INECO (Ineco, 2013, Cordero *et al*., 2025). Esto ha permitido caracterizar la piezometría, y parámetros fisicoquímicos y de calidad y contaminación de las aguas, conociendo el estado inicial y valores de partida, que permitirán identificar cualquier cambio durante la ejecución de las obras. Los resultados obtenidos en el seguimiento han permitido identificar los principales riesgos, de forma que los proyectos de los diferentes tramos de la Variante de Loja contemplen una batería de medidas en su diseño, para proteger y preservar el acuífero. Adicionalmente a la red primaria de control hidrogeológico, en el tramo Variante de Loja – A92 se ha definido una red de control complementaria, con la que se pretende reforzar el control de los parámetros de calidad y contaminación.

3.1. SEGUIMIENTO RED INECO

Actualmente el seguimiento hidrogeológico del acuífero cuenta con medidas mensuales, generándose informes de seguimiento semestral. Se dispondrá de la data mensual, una vez se inicie la ejecución de los túneles. El seguimiento hidrogeológico se efectúa sobre cinco redes de control de diversos parámetros, con periodicidad variable. Se trata de una red piezométrica, una red de calidad, una red de contaminación, red foronómica y red climática. En la tabla 1, se encuentran recogidos los puntos de control piezométrico, mientras que en la tabla 2, se encuentran los manantiales que compondrían la red de calidad (Cordero *et al*., 2025).

En la red foronómica se controlan y aforan semestralmente 16 secciones de control en salidas de los manantiales principales. En la red climática se dispone de datos de varias estaciones climáticas de las que se controlan temperaturas, y principalmente precipitaciones, para correlacionarlas con la piezometría, variaciones foronómicas, variaciones hidroquímicas y de calidad, transporte de contaminantes, etc.

3.1.1. RED DE PIEZOMÉTRIA

Se trata de piezómetros de control entubados penetrantes en el acuífero distribuidos en zonas de interés. Se controlan 14 puntos en el tramo en estudio, de los cuales 5, son los más recientes, instalados en 2023 (tabla 1). 9 de estos puntos están instrumentados mediante piezómetros de cuerda vibrante. La periodicidad de medición de este parámetro es mensual. Los resultados han permitido establecer unos resultados actualizados de isopiezas (fig. 3), que permiten identificar los flujos de agua subterránea, Asimismo se determinan la posición de los niveles piezométricos con respecto a la rasante del trazado, verificándose que el trazado no corta a la piezometría en ningún punto, con unas diferencias de cota con el trazado amplias, según se ha indicado en la descripción del acuífero, estando 40 m por debajo de la rasante en el sector Abades – Plines – Genazar, entre 50 – 60 m, en el sector Terciado – Pasadilla, y entre 60 y 90 metros, en el sector Font Natura / La Cadena (Cordero *et al*., 2025).

3.1.2. RED DE CALIDAD Y CONTAMINACIÓN

La red de calidad realiza el control en manantiales, donde la superficie piezométrica intercepta el terreno y se produce el drenaje directo del acuífero. Se controlan y miden manualmente 29 puntos de agua con periodicidad mensual, reduciéndose a 23 puntos de control (tabla 2). Se registran parámetros fisicoquímicos como son el PH, la temperatura, conductividad eléctrica, oxígeno disuelto, turbidez (Cordero *et al*., 2025).

Dentro de los puntos de la red de calidad se seleccionaron 11 de ellos para tomas de muestras y caracterización de la contaminación de las aguas midiéndose elementos metálicos, hidrocarburos, pesticidas, así como otros parámetros de contaminación natural o artificial. La frecuencia de toma de muestras es semestral, sirviendo como base para conocer el estado inicial del acuífero en cada uno de los manantiales muestreados.

3.2. RED CONTROL CONTAMINACIÓN. FASE DE OBRA VARIANTE DE LOJA – A92

En el tramo del trazado en el que discurren los túneles de Los Abades y las Monjas, junto con desmontes y rellenos situados en el macizo calcáreo del acuífero de Sierra Gorda, es previsible la existencia de zonas de alta permeabilidad y desarrollo kárstico, que serían especialmente vulnerables y sensibles a la penetración de una posible carga contaminante. La presencia de manantiales que forman parte del abastecimiento de Loja, como el Terciado y la Pasadilla, pone de manifiesto la importancia de intensificar el seguimiento de los

parámetros de calidad y contaminación cuando se comiencen los trabajos en el entorno de las zonas más sensibles. Esta red de seguimiento complementa la red de Ineco, permitiendo intensificar la periodicidad de las mediciones. Adicionalmente, se consideran medidas de control extraordinario en caso de detectar un evento de contaminación real, considerando para cada episodio toma y analítica diaria durante 7 días en los puntos de control aguas abajo de donde haya producido el evento (González, Molina, 2025).

Tabla 1. Sondeos que forman parte de la red piezométrica.

ID	X (ETRS 89)	Y (ETRS 89)	Z (msnm)	Prof. (m)	FECHA CONSTRUCCIÓN	Cota Piez. MAX	Cota Piez. MIN
SEI-2	397110	4113424	614,5	60	2008	591.67	566.35
SEI-5	398988	4112875	603,1	200	2008	502.35	494.53
SEI-607+370 (EH)	396014	4113686	598	77,6	2010	562.69	539.10
PEI-608+200 (EH)	396928	4113634	623	141,5	2010	566.38	545.50
SEI-610+700 (EH)	399047	4112659	600	90	2010	537.77	510.25
SFT-2	398782	4112182	706,7	164.75	2010		
SFT-3	394568	4111710	1040,2	491	2010		
ST-303+220	398841	4113101	608,6	51		571.63	Seco
SV-303+670	399260	4113071	568,4	20		562.69	539.10
PZSH-1	395216	4113270	650	231	2023	525.45	516.20
PZSH-2	394360	4113422	566	74	2023	523.65	520.40
PZSH-3	393273	4112077	599	144	2023		
PZSH-4	392781	4111173	616	150	2023		
PZSH-5	397613	4112706	742	150	2023		

Se muestran en azul los piezómetros que aportan información al tramo Variante Loja – A92

Tabla 2. Manantiales controlados en la red de calidad y contaminación.

ID	Denominación	X	Y	Surgencia (msnm)	ID	Denominación	X	Y	Surgencia (msnm)
PA-1	Manantial de los 25 caños	397462	4114080	457.07	PA-24	Fuente Santa	395805	4114576	510.00
PA-2	Manantial del Borbollote	397530	4114058	452.66	PA-24b	Fuente Santa II (Fuente de en Medio)	396024	4114455	494.00
PA-3	Manantial Agua Nueva (Nuño Daza)	395070	4114339	496.95	PA-26	Manantial de la Cadena (Font Natura)	399269	4112602	513.69
PA-5	Manantial Cueva de Colás (PLINES SS)	394825	4114116	500.54	PA-28	Manantial Porriñas (las Truchas)	399416	4112920	501.48
PA-6	Manantial de Agua vieja (la Poza)	395274	4114327	511.69	PA-29	Manantial de la Atajea (ó Tajea)	391657	4110786	529.32
PA-9	Manantial Terciado	398935	4113437	500.45	PA-29b	Manantial de la Cueva	391624	4110774	534.00
PA-10	Manantial Manzanil (Cueva de la Perra)	399449	4112255	520.67	PA-30	Manantial de la Pasadilla	398268	4113396	521.00
PA-12	Manantial del Frontil	399444	4115137	498.00	PA-30b	Fuente del parque Caminillo	398268	4113469	514.00
PA-13	Fuente de Don Pedro	399358	4114876	495.00	PA-32	Manantial de Genazar (El Pilar)	394905	4114363	486.72
PA-14	Manantial de Riofrio I (cabecera)	392928	4111908	513.93	PA-32b	Manantial de Genazar	394967	4114383	485.98
PA-14c	Manantial de Riofrio III (Chopera)	392960	4112275	503.00	PA-32c	Fuente del "Chocho"	394842	4114346	487.22
PA-15	Fuente del Bañuelo	405015	4111363	542.58	PA-33	Fuente del Apeadero de San Francisco	397989	4114950	486.00

Red de contaminación tramo Variante Loja – A92 Red calidad aguas tramo Variante Loja – A92

Se propone intensificar el control y seguimiento de la red de calidad de las aguas, con mediciones mensuales, en los siguientes puntos de control: PA-28 Manantial Porriñas (las Truchas), PA-30 Manantial de la Pasadilla. Asimismo, se intensificará el control de la contaminación, con mediciones mensuales en PA-1 Manantial de los 25 caños, PA-9 Manantial del Terciado y PA-26 Manantial de la Cadena.

Se extenderá la red de control de contaminación y piezometría, con la realización de 4 nuevos sondeos, SCH-1 a SCH-4, habilitados con piezómetro Casagrande (tabla 3). Para la definición de estos puntos se ha considerado la dirección del gradiente hidráulico según el mapa de isopiezas, planteándose en puntos del área de expropiación, accesibilidad, y que su ubicación no se vea afectada durante la ejecución. Se plantean dos sondeos en la zona de interacción del Túnel Los Abades (SCH-1) y Túnel Las Monjas (SCH-2), y otros dos sondeos en la zona de interacción del Viaducto de Manzanil (SCH-3 y SCH-4) (fig. 4).

Tabla 3. Sondeos red calidad y contaminación Variante de Loja – A92.

PIEZÓMETROS PROPUESTOS	COORDENADAS			Prof Piezómetro. A cota -470	Tramo Tubería ciega.(m)	Tarmo Tubería ranurada.(m)
	X	Y	Z (msnm)			
SCH-1	396726	4113715	608,87	140,00	0,0-60,0	60,0-140,0
SCH-2	398710	4113137	626,8	160,00	0,0-60,0	60,0-160,0
SCH-3	399362	4112952	535,3	70,00	0,0-30,0	30,0-70,0
SCH-4	399404	4113107	535,12	70,00	0,0-40,0	40,0-70,0

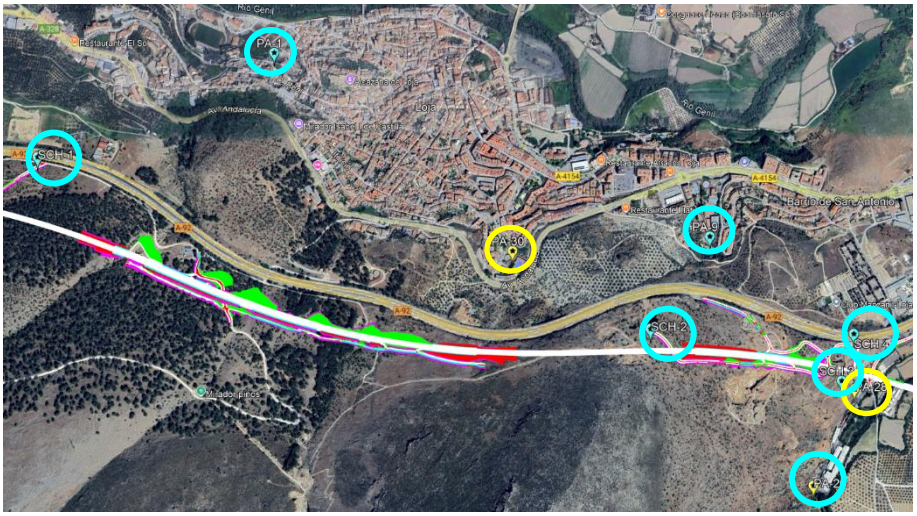


Figura 4. Ubicación de nuevos sondeos y puntos de toma de muestra en manantiales en la red de calidad y contaminación. Azul, control de contaminación; amarillo, control de calidad (González, Molina, 2025).

4. MEDIDAS PREVENTIVAS PARA PRESERVACIÓN DEL ACUÍFERO

A partir del análisis de la interacción trazado – medio hidrogeológico se han identificado los mecanismos por los que la construcción de la línea ferroviaria podría afectar al acuífero de Sierra Gorda. Dentro de estas medidas se establecen una serie de medidas generales, que se implantan con carácter general en las obras de ADIF-AV, unido a medidas específicas, a aplicar especialmente a los túneles y zonas de desmontes y terraplenes sobre el acuífero, cubriendo eventos tanto la etapa de construcción, como la explotación de la línea.

Se expondrán también de forma particularizada las posibles incidencias que pudieran provocar la construcción del Viaducto de Manzanil, así como las investigaciones complementarias realizadas en fase de ejecución, así como ampliación de las medidas preventivas establecidas en el proyecto.

4.1. INTERACCIÓN TRAZADO – MEDIO HIDROGEOLÓGICO

A partir del análisis de piezometría del acuífero de Sierra Gorda, no se espera que el trazado proyectado pueda provocar afecciones significativas sobre el medio hidrogeológico, al encontrarse la rasante en la práctica totalidad, por encima del nivel piezométrico medido. En este sentido tampoco se espera la producción de un efecto barrera. La superficie ocupada por las obras se considera insignificante en comparación con la extensión total de los acuíferos, por lo que no se producirá una disminución efectiva del área de recarga de los acuíferos.

Es probable que la perforación de los túneles de Los Abades y Las Monjas pueda captar un cierto flujo de recarga en tránsito a través de la zona no saturada del acuífero, incluso capturar conductos kársticos por los que puede fluir agua en época de fuertes lluvias. Puesto que la entrada de agua a los túneles puede dificultar tanto la construcción como la explotación de la línea, sería posible impermeabilizar estas zonas, dando continuidad a los conductos interceptados.

La obra atraviesa litologías de alta vulnerabilidad a la contaminación subterránea, como las calizas jurásicas del acuífero de Sierra Gorda, así como los depósitos travertínicos cuaternarios, de las zonas de descarga. Los tramos proyectados como desmontes y túneles pueden discurrir sobre zonas de alta permeabilidad y desarrollo kárstico, en las que episodios de contaminación alcanzarían la zona saturada del acuífero, advirtiéndose al poco tiempo en fuentes y manantiales. Posibles fuentes de contaminación serían fugas y vertidos accidentales de hidrocarburos (combustibles, lubricantes, fluidos hidráulicos) de los equipos de construcción, aumento de la turbidez por arrastre de partículas sólidas movilizadas por las excavaciones y excedentes o lixiviados. En fase de explotación, el riesgo se debe a fugas y vertidos accidentales de los equipos de mantenimiento y transporte ferroviario.

Acuíferos kársticos presentan la ventaja de tener un potencial de recuperación mayor y más rápido cuando cesa el foco de contaminación (Cordero *et al*, 2025).

4.2. MEDIDAS ESPECIALES DE PROTECCIÓN EN EL ACUÍFERO DE SIERRA GORDA

El proyecto (Zapata, 2023) contempla las siguientes medidas, para controlar los riesgos identificados en el estudio hidrológico (Cordero *et al*., 2025):

a) No se contempla la instalación de instalaciones auxiliares y parques de maquinaria sobre los afloramientos de materiales que forman el acuífero de Sierra Gorda.

b) Se adoptarán las medidas necesarias para evitar el arrastre de partículas sólidas a través del acuífero, ya que puede generar problemas en la calidad del agua, como un aumento de turbidez (fig. 5). Para ello se plantean dos soluciones: b1) impermeabilizar la superficie del macizo mediante una membrana de gunita u hormigón, cuando se intercepten zonas karstificadas; b2) construir el cimiento de los terraplenes, con características filtrantes, mediante geotextiles.

c) Se evitará el empleo de productos tóxicos o nocivos cuyos lixiviados puedan constituir una introducción de sustancias peligrosas al terreno: c1) En este sentido, en las voladuras tanto en el exterior como en el interior del túnel se evitará el uso de explosivos tipo ANFO, así como explosivos y gelatinas compuestos por hidrocarburos. En este sentido se utilizarán explosivos tipo dinamita, en base a nitroglicerina. c2) En los sostenimientos en el interior del túnel se contempla utilizar preferentemente bulones mecánicos tipo Swellex, evitando inyecciones de lechada en las zonas de mayor karstificación.

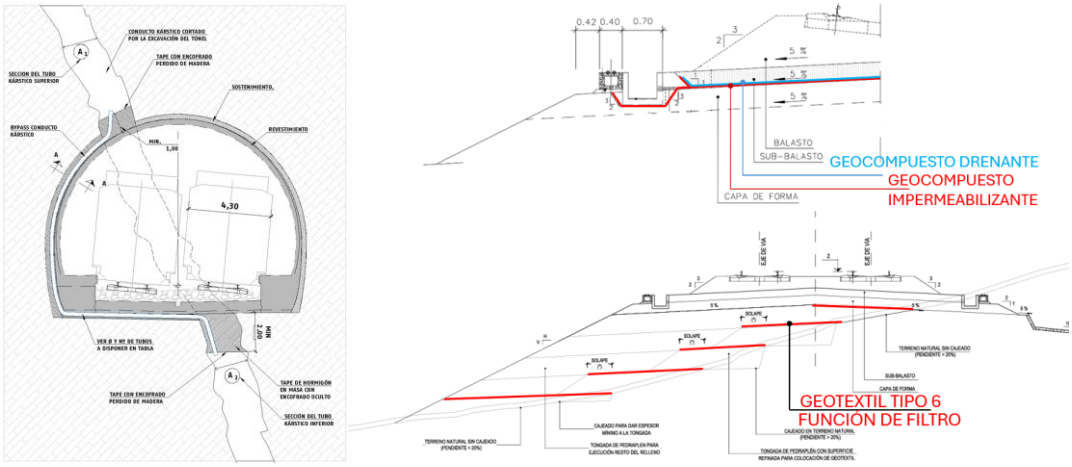


Figura 5. Medidas incluidas en proyecto, continuidad hidráulica de conductos kársticos interceptados en túneles y desmontes, colocación de geotextil de filtro en terraplenes evitando migraciones, impermeabilización plataforma (Zapata, 2023).

d) En la ejecución del túnel se evitarán acumulacones de agua, impermeabilizando los fondos mediante gunita u hormigón, e impermeabilizando también los pocillos si fuera necesario un bombeo para evacuación de las aguas.

e) Los conductos karsticos (fig. 5) atravesados por los túneles o interceptados en desmontes se tratarán para garantizar su continuidad hidráulica, evitando que se produzcan filtraciones desde o hacia la plataforma.

f) En la plataforma, bajo la capa de subbalasto se instalará una geomembrana de protección (fig. 5) que evitrá que los lixiviados producidos por los tratamientos del mismo, vertidos accidentes o el agua de escorrentía que lava la capa de balasto alcance el terreno natural.

Se complementan las medidas de prevención con un sistema de vigilancia y control específico, con especial atención en los manantiales de Pasadilla y Terciado, que contarán con una instrumentación de la turbidez, pH, temperatura, conductividad y contenido en hidrocarburos.

4.3. INTERACCIÓN VIADUCTO DE MANZANIL Y ACUÍFERO SIERRA GORDA

El Viaducto de manzanil se apoya parcialmente en la formación de calizas jurásicas de Sierra Gorda, estando sobre esta formación el Estribo 1, y las pilas P1, P2 y P3, con cimentación superficial sobre el macizo rocoso. Las pilas 4, 5 y 6 se diseñan con cimentación profunda, empotrándose en las margas y margocalizas cretácicas del borde de la Unidad de Sierra Gorda. El contacto entre los materiales calizos permeables de la Ud. de Sierra Gorda y los cretácicos margocalizos impermeables, en los que se asienta la pila P4, es una falla subvertical que supone un drástico contacto litológico, mecánico, hidrogeológico y geomorfológico. Los sondeos realizados en el cretácico impermeable son secos una vez bombeado el agua de perforación, cualquier perforación, durante el pilotaje que afecte sólo al cretácico, no influirían en el acuífero (fig.6) (Molina, 2025).

En fase de obra se han realizado investigaciones complementarias a las de proyecto, al objeto de garantizar que los pilotes no interceptarían el acuífero. Para ello se ha realizado un sondeo lo más próximo posible a la falla, superando suficientemente la profundidad de empotramiento del pilotaje, verificándose que el encepado de la pila P4 se encuentra en el cretácico. Al no reconocerse la falla directamente en superficie se ha tratado de identificar la misma y verificar la orientación subvertical de la misma. Para ello se ha realizado un perfil geoeléctrico dipolo – dipolo (Hernández, 2025) (fig 7.), en la que se identifica la falla, de carácter subvertical, infiriéndose un buzamiento compatible con el representado en la cartografía geológica.

El Estribo 1 y las pilas P1, P2 y P3, se disponen con cimentación superficial sobre las calizas jurásicas, por lo que para su ejecución deben adoptarse medidas especiales similares a las adoptadas en el resto del trazado. Se encuentran aguas abajo de los manantiales del sentido del flujo del acuífero, pero no puede descartarse que la bajada en el nivel piezométrico provocada por las surgencias atraiga algo de flujo freático desde la zona de obra. Es destacable que las pilas P2 y P3 se ubican en el lugar en que existe una escombrera de las explotaciones de mármol, que será necesario retirar y posteriormente restaurar.

La cercanía de los movimientos de tierra para alcanzar el nivel de cimentación de pilas 2 y 3, podría provocar riesgo de generar turbidez en los manantiales en explotación, proponiéndose en fase de ejecución la adopción de medidas como la disposición de un geotextil de filtro, al restaurar la excavación.

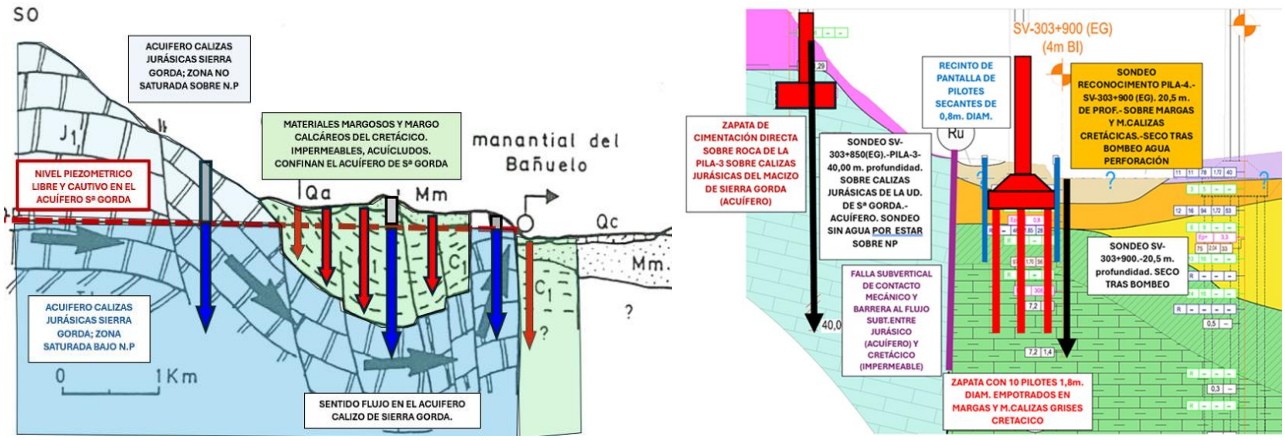


Figura 6. Esquema de flujo y funcionamiento del acuífero, en borde NE, identificándose el cretácico impermeable, confinando el acuífero (izquierda); detalle de cimentación de pilas 3 y 4 sobre el perfil geotécnico (derecha) (Molina, 2025).

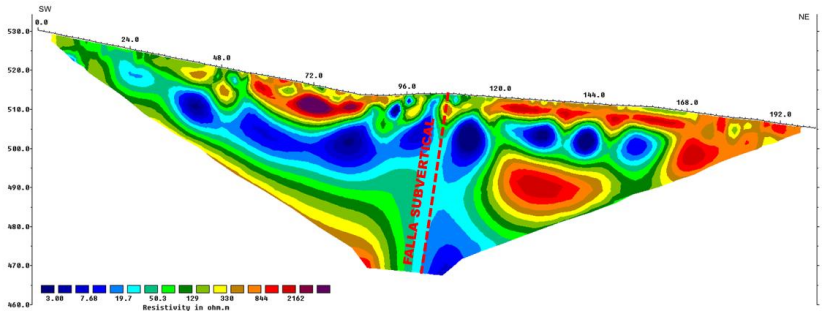


Figura 7. Perfil geoeléctrico dipolo – dipolo con identificación de contacto de falla (Hernández, 2025).

5. CONCLUSIONES

La LAV Antequera – Granada, en la Variante de Loja discurre sobre el acuífero de Sierra Gorda. Se trata de una formación kárstica muy permeable, con surgencias en su zona septentrional. Se ha realizado un seguimiento y caracterización del acuífero de Sierra Gorda desde 2010 hasta la actualidad, determinándose niveles piezométricos y esquema de isopiezas, concluyéndose que no se espera afección en la piezometría, al encontrarse el trazado sensiblemente por encima de los niveles piezométricos, si bien, su vulnerabilidad es alta frente a contaminación.

A partir del esquema de flujo del acuífero se establecen una serie de nuevos sondeos y manantiales en los que se intensificará la toma de muestras para el control de contaminación, y servirá como base para el control de la calidad del acuífero y el efecto de eventuales episodios de contaminación.

Se establecen medidas especiales de preservación del acuífero en fase de construcción, evitando una migración de solidos que provoque turbidez, impermeabilización de la plataforma evitando infiltraciones procedentes de la plataforma, dando continuidad a conductos kársticos, evitar el empleo de sustancias contaminantes y lixiviados (tipo de explosivos, empleo de bulones mecánicos).

Se han ampliado los reconocimientos en el entorno de pilas 3 y 4 del Viaducto de Manzanil, para verificar que la cimentación profunda se encuentra en el cretácico impermeable, no esperándose afecciones al acuífero.

AGRADECIMIENTOS

Agradecimientos a Javier Cáceres, DAO, por su enlace con el equipo de hidrogeología de INECO. A Mario Puerto e Ignacio Martín, DO, y a José Ocón y ADIF-AV por su preocupación en la preservación del Acuífero y el establecimiento de las medidas de control y protección necesarias para ello. A Irene Croche y Vicente Martínez, junto a Paco Molina, por su asesoría en geotecnia. A Oscar Monsalve, Mercedes Moyano, Manuel Molina y a la UTE Copasa–Copisa–CHM–Tunelan, por su colaboración en ámbito técnico y en la ejecución.

REFERENCIAS

Cordero, C., Serrano, D., López, M., Torrontegui, M. (2025) *IN-222777_20250115_InformeSeguimiento. Informe de seguimiento hidrogeológico – Enero 2025.* INECO

Cordero, C., Serrano, D., López, M. (2025) *IN-222777_20250711_InformeSeguimiento. Informe de seguimiento hidrogeológico – Julio 2025.* INECO

Diputación Granada - ITGME (1990). *Atlas Hidrogeológico de la provincia de Granada. Acuíferos carbonatados: Unidades subbéticas del sector occidental. Acuífero de Sierra Gorda.*

González, M., Molina, F. (2025). *Propuesta de nueva red de control de calidad y contaminación.* ACO Variante de Loja A-92

Hernandez Garvayo, J.C. (2025). *IG-3783-C.Geof.-01. Campaña de prospección geofísica mediante tomografía eléctrica. Tramo: Variante de Loja – A92.* Geotécnica del Sur.

INECO (2013). *Estudio Hidrogeológico de la Variante de Loja (Granada). Informe final de síntesis.*

López-Chicano, M. (1992) *Hidrogeología del acuífero kárstico de Sierra Gorda*

Molina Sánchez, F. (2025). *Informe sobre las características hidrogeológicas del trazado y de las medidas de protección contempladas en Proyecto*. ACO Variante de Loja - A92.

Zapata, F. (2023) *Proyecto de construcción de plataforma de la LAV Antequera – Granada. Tramo: Variante de Loja – A92.* INECO

MEDIDAS DE PRESIÓN BAJO UNA SECCIÓN DE TRAVIESA SOMETIDA A CARGAS VERTICALES

Sagrario MERINO[(1)]* y Karima BENDAHMAN[(1)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*m.sagrario.merino@cedex.es

RESUMEN

Este trabajo aborda la medida de presiones mediante células instaladas en la base de traviesas ferroviarias apoyadas sobre balasto. Debido al contacto no uniforme y discontinuo en la interfaz traviesa-balasto, las medidas de presión resultan a menudo poco fiables bajo cargas verticales. El artículo presenta los resultados de una serie de ensayos realizados en una caja de corte directo de gran tamaño, en la que se midieron las presiones bajo una sección de traviesa, tanto sobre balasto como sobre gravilla, bajo cargas verticales controladas. El objetivo principal del estudio es obtener un factor de corrección que permita ajustar las medidas realizadas sobre balasto, tomando la gravilla como material de referencia, dado que el menor tamaño de sus partículas favorece una distribución de carga más uniforme y, en consecuencia, medidas de presión más fiables. Además, los resultados ponen de manifiesto la influencia significativa del área efectiva de contacto desconocida bajo la traviesa sobre las presiones medidas. Este parámetro desempeña un papel clave en la interpretación de los resultados y en la aproximación a la determinación de la presión de contacto real, que no puede medirse directamente. El trabajo concluye presentando el factor de corrección propuesto, junto con un análisis del área efectiva de transmisión de la carga para los materiales de balasto y gravilla.

ABSTRACT

This paper deals with pressure measurements by using pressure cells installed at the base of railway sleepers resting on ballast. Due to the non-uniform and discontinuous contact at the sleeper-ballast interface, pressure measurements are often unreliable under vertical loading. The article presents the results of tests performed in a very large direct shear box, in which pressures beneath a sleeper section were measured on both ballast and gravel under controlled vertical loads. The main objective of the study is to obtain a correction factor to adjust ballast-based measurements, using gravel as a reference material, since its smaller particle size allows a more uniform load distribution and, consequently, more reliable pressure measurements. In addition, the results highlight the significant influence of the unknown effective contact area beneath the sleeper on the measured pressures. This parameter plays a key role in interpreting the results and in approaching the determination of the true contact pressure, which cannot be directly measured. The paper concludes by presenting the proposed correction factor together with an analysis of the effective load transmission area for both ballast and gravel materials.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Presión, traviesa-balasto (Pressure, sleeper-ballast).*

1. INTRODUCCIÓN

En las vías con balasto es fundamental conocer las cargas que transmiten los trenes a las capas internas de la infraestructura, para lo cual es habitual utilizar células de presión total. Sin embargo, el uso de este tipo de sensores presenta dificultades, especialmente en la interfaz traviesa-balasto. La geometría irregular del balasto, compuesto por partículas de tamaño y forma variables, impide una distribución uniforme de la carga, reduciendo la fiabilidad de las medidas de presión. Se considera que cuanto más uniforme sea el material en contacto con la célula de presión, más se favorece la transmisión de la carga y mayor es la precisión de las presiones medidas. Por ello, en algunos ensayos se utilizó gravilla, al estar compuesta por partículas de menor tamaño que el balasto.

El objetivo principal de los ensayos es comparar las medidas obtenidas con balasto y con gravilla, con el fin de establecer un factor de corrección aplicable a las medidas sobre balasto, de modo que se aproximen a las presiones reales bajo una traviesa en una vía con balasto.

2. MATERIALES

2.1. TRAVIESAS

Las traviesas son estructuras alargadas colocadas transversalmente sobre el balasto, sobre las que apoyan los carriles. Su material de fabricación es generalmente hormigón, aunque también pueden ser de madera o de nuevos materiales, como el plástico reciclado. La función principal de las traviesas es sostener los carriles, permitiendo la transmisión y distribución de las cargas y manteniendo la geometría y la estabilidad de la vía. En las líneas españolas, la separación habitual entre ejes de traviesas es de 60 cm. Este artículo se centra en ensayos en los que se utilizó la sección central de una traviesa homologada por ADIF, tipo AI-04 EA, mostrada en la Figura 1.

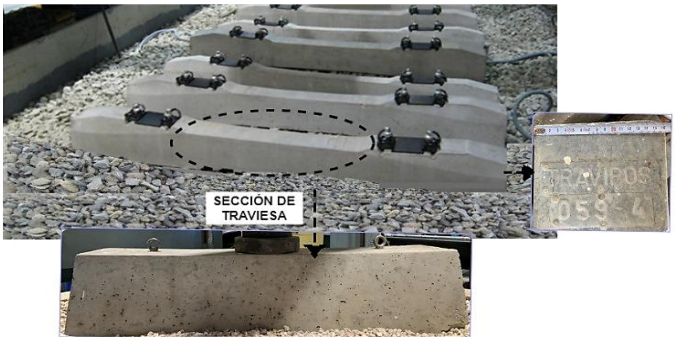


Figura 1. Sección de traviesa utilizada en los ensayos.

2.2. BALASTO

El balasto es un árido grueso compuesto por piedra partida de forma heteroangular, que constituye la capa de apoyo del emparrillado ferroviario. Sus funciones principales son amortiguar y distribuir las cargas, garantizar la estabilidad de la vía, permitir el drenaje y facilitar las operaciones de mantenimiento. Su granulometría está normalizada, con tamaños entre 25 mm y 60 mm. En los ensayos, el balasto empleado como capa de apoyo de la sección de traviesa, y que actuó como superficie de contacto entre la célula de presión y la traviesa, correspondía a material homologado por ADIF para líneas de alta velocidad. Se utilizó un espesor aproximado de 16 cm en la caja de corte, como se aprecia en la fotografía de la Figura 2.



Figura 2. Balasto utilizado en los ensayos.

2.3. GRAVILLA

La gravilla se seleccionó como material alternativo al balasto por su mayor uniformidad granulométrica. Al estar formada por partículas de menor tamaño, mejora el contacto con la célula de presión y la transmisión de la carga, lo que se traduce en mediciones más fiables. La gravilla empleada era una caliza de machaqueo, con tamaños entre 6 mm y 12 mm, habitualmente utilizada en hormigón estructural. El espesor de la capa fue aproximadamente de 16 cm, como se muestra en la Figura 3.



Figura 3. Gravilla utilizada en los ensayos.

2.4. ACCESORIOS DE MONTAJE.

En el montaje de la célula de presión bajo la traviesa se utilizaron dos elementos elásticos y una lámina metálica. Los elementos elásticos se dispusieron para proteger la célula frente a posibles daños mecánicos, mientras que la lámina metálica permitió mejorar el contacto con la traviesa y favorecer una distribución más uniforme de la carga sobre el material de apoyo (balasto o gravilla). Las dimensiones de los elementos elásticos y de la lámina metálica eran de 18 cm × 28 cm, como se muestra en la Figura 4.



Figura 4. Aspecto de la lámina metálica y los dos elementos elásticos.

3. EQUIPOS

3.1. CÉLULA DE PRESIÓN

Para la medida de la presión se empleó una célula de presión total eléctrica. Este tipo de células se utiliza habitualmente en la determinación de presiones en el terreno, revestimientos, hormigón y juntas, y suele instalarse en la interfaz entre dos capas de distinta naturaleza (Cámara, 2011; Eptisa, 2009), con el fin de captar de forma representativa las presiones transmitidas. El cuerpo de la célula está conectado a un transductor eléctrico y contiene un fluido hidráulico en un sistema cerrado. Cuando se aplica una carga sobre la célula, la presión generada en el fluido se transmite al transductor, que la convierte en una señal eléctrica en forma de voltaje, proporcional a la presión aplicada.

La célula de presión empleada en los ensayos es de fabricante Glötzl, modelo EEKE 15/25 K10 A Z4, con dimensiones externas de 15 cm × 25 cm (gloetzl.de). El reborde metálico perimetral no se considera en el área de medida, ya que corresponde a la zona de soldadura de las placas que conforman el cuerpo de la célula, y por ello la superficie efectiva de medida es de 13,5 cm × 23,5 cm. En la Figura 5 se presenta una fotografía de la célula de presión utilizada en los ensayos, y su superficie efectiva marcada con trazos rojos.

En los ensayos, la célula de presión se instaló en una disposición tipo sándwich, con un elemento elástico en contacto con la traviesa, seguido de la célula, un segundo elemento elástico y, por último, la lámina metálica en contacto con la gravilla o el balasto. Este montaje protege la célula y asegura una distribución uniforme de la carga. La Figura 6 muestra esta disposición tipo sándwich para la célula de presión bajo la sección de traviesa.

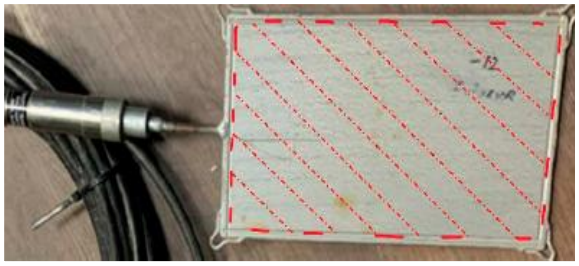


Figura 5. Superficie efectiva de la célula de presión marcada con trazos rojos.



Figura 6. Montaje de la célula de presión bajo la traviesa.

La cadena de medida asociada a la célula de presión en los ensayos está formada por:

- El sistema de acondicionamiento y adquisición de datos MGCplus, fabricado por Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM), equipo modular con capacidad máxima de 16 tarjetas de conexión, cada una de las cuales permite albergar hasta ocho sensores.
- El adaptador Proel para células de presión, que ajusta el cero y atenúa por 10 el voltaje de salida de la célula para su correcta lectura con el sistema MGCplus.
- El software Catman y un ordenador para la adquisición de datos. Catman es compatible con el Sistema MGCplus, del mismo fabricante, y se comunica con éste mediante conexión Ethernet.

3.2. EQUIPO DE CORTE DIRECTO DE GRANDES DIMENSIONES

Los ensayos (Merino, S., 2023) se llevaron a cabo en el equipo de corte directo de grandes dimensiones, con una caja de corte de 1 x 1 m (Muñiz, M., y Estaire, J. 2021), que permite ensayar materiales granulares de hasta 20 cm y mantener constante la sobrecarga vertical hasta un valor de 100 t, mediante un sistema de realimentación electrónica que acciona una servoválvula para regular el sentido y el caudal del aceite hacia el cilindro de carga. El equipo de corte directo ha sido ampliamente utilizado para el estudio de enrocados en aplicaciones portuarias y de presas. En los últimos años, su uso se ha orientado principalmente al análisis del comportamiento del balasto ferroviario (ok).

4. MÉTODOS DE ENSAYO

4.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES

Los ensayos realizados consistieron en aplicar cargas verticales de valores: [0 , 2, 5, 10, 20, 50, 75, 85, 100, 110, 125] kN sobre una sección de traviesa, y medir la presión transmitida bajo la traviesa en dos configuraciones de ensayo. Estas configuraciones se diferenciaban por el medio granular de apoyo, gravilla en la configuración 1, y balasto en la configuración 2, y en ambos casos, la carga se aplicó en el centro de la traviesa. En cada ensayo se efectuaron entre tres y diez medidas, alternando el sentido de aplicación de la carga, creciente y decreciente, para considerar el efecto de histéresis en caso de existir. Los resultados finales de presión se obtuvieron como la media aritmética de las distintas series de medidas, excluida la primera para descartar el posible efecto de asentamiento.

4.2. CONFIGURACIÓN 1

En los ensayos realizados con esta configuración, se utilizó gravilla como medio granular de apoyo de la traviesa. El esquema del montaje se muestra en la Figura 7 y en la Figura 8 se presenta una fotografía del montaje real con algunos de los equipos y materiales empleados.



Figura 7. Esquema de montaje en la configuración 1.



Figura 8. Montaje real en la configuración 1.

Con la configuración 1 se llevó a cabo un ensayo de seis series de medidas. Los resultados de estas medidas se incluyen posteriormente en la Tabla 1.

4.3. CONFIGURACIÓN 2

En los ensayos correspondientes a la configuración 2, se reemplazó la gravilla por balasto, manteniendo el mismo procedimiento de montaje para la célula de presión que en la configuración 1. La Figura 9 presenta el esquema del montaje utilizado en los ensayos, mientras en la Figura 10 se muestra una fotografía del montaje real. Se llevaron a cabo dos ensayos en la configuración 2, cada uno con cuatro series de medidas. Los resultados de estas medidas son recogidos posteriormente en la Tabla 1.



Figura 9. Esquema de montaje de la configuración 2.



Figura 10. Montaje real de la configuración 2.

5. RESULTADOS DE ENSAYO

Este apartado tiene dos objetivos: presentar los resultados de presión medidos en las dos configuraciones de ensayo y compararlos con el fin de obtener un parámetro aplicable a las mediciones de presión en la interfaz traviesa-balasto, utilizando como referencia las presiones en la interfaz traviesa-gravilla. Los resultados de presiones medidas en las configuraciones 1 y 2 se muestran en las columnas segunda y tercera de la Tabla 1.

5.1. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE ENSAYO

Para realizar el estudio comparativo de las medidas de presión en las dos configuraciones, se calcula el porcentaje de variación entre ellas, definido mediante la expresión (1), tomando como referencia la configuración con gravilla.

$$\frac{\Delta P}{P_1}(\%) = 100\frac{(P_2 - P_1)}{P_1} \quad (1)$$

Los valores del porcentaje de variación, calculado a partir de la ecuación 1, se han incluido en la cuarta columna de la Tabla 1. De ellos se desprende que la presión medida en los ensayos sobre balasto llega a ser aproximadamente un 10% inferior a la medida en los ensayos sobre gravilla.

Se define el factor de corrección, FC, como la relación entre las presiones medidas con gravilla y con balasto, según la ecuación (2). Este factor permite ajustar las mediciones de presión con balasto a las obtenidas con gravilla.

$$FC = \frac{P_1}{P_2} \tag{2}$$

Los valores del factor de corrección se muestran en la quinta columna de la Tabla 1, calculados a partir de una carga de 50 kN, ya que la magnitud de la carga por eje que puede aplicar un tren convencional de pasajeros al pasar por la vía es superior a este valor.

Tabla 1 Presión medida y factor de corrección en las dos configuraciones de ensayo.

Carga aplicada (kN)	P_1 (kPa)	P_2 (kPa)	$\Delta P / P_1$ (%)	FC
2	28.00	41.95	50	-
5	67.10	97.23	45	-
10	123.82	163.12	32	-
20	237.10	277.12	17	-
50	545.42	538.84	-1	1.01
75	763.06	701.94	-8	1.09
85	835.56	758.15	-9	1.10
100	954.28	841.92	-12	1.13
110	1023.80	895.94	-12	1.14
125	1122.20	974.89	-13	1.15

P_1: presión medida en la configuración 1 con gravilla. P_2: presión medida en la configuración 2 con balasto. FC: factor de corrección.

5.2. AJUSTE DE LOS RESULTADOS DE ENSAYO CON FUNCIONES MATEMÁTICAS

Con el fin de caracterizar la dependencia entre la presión medida y la carga aplicada en ambas configuraciones, se ajustó un modelo de regresión potencial de la forma $P = aQ^b$, donde P es la presión medida expresada en kPa, Q es la carga aplicada expresada en kN, y el exponente b indica el grado de linealidad.

A partir de los datos experimentales se obtuvieron las siguientes expresiones:

Gravilla $$P_1 = 15.71Q^{0.89} \tag{3}$$

Balasto $$P_2 = 27.83Q^{0.75} \tag{4}$$

Donde P_1 y P_2 son las presiones medidas en las configuraciones con gravilla y balasto, respectivamente, para los mismos valores de carga aplicada.

Los coeficientes de determinación para este modelo de regresión son $R_1^2 \cong 0.99798$, para gravilla, y $R_1^2 \cong 0.99804$, para balasto, valores muy próximos a la unidad, lo que indica un buen ajuste del modelo en ambos casos. En la Figura 11, los puntos naranjas corresponden a la configuración con gravilla y los azules a la configuración con balasto.

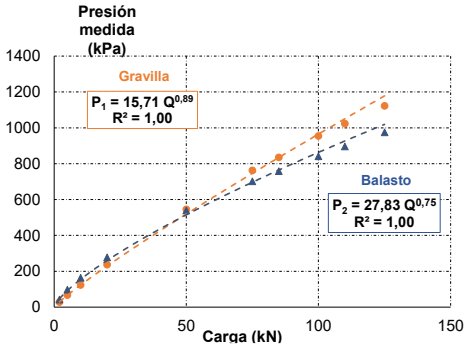


Figura 11. Presión medida con gravilla y balasto (regresión potencial).

Profundizando en el estudio comparativo, y con el objetivo de disponer de una forma más práctica de contrastar las dos configuraciones, se igualan los exponentes de las ecuaciones de regresión (3) y (4) al valor 0.75 obtenido para el balasto. Se comprueba que es posible obtener otras dos ecuaciones de regresión potencial, (5) y (6), con el mismo exponente pero distintos coeficientes, que también permiten modelizar la dependencia de la presión medida con la carga aplicada.

Gravilla $$P_1 = 30.00\ Q^{0.75} \quad (5)$$

Balasto $$P_2 = 27.83\ Q^{0.75} \quad (6)$$

La representación gráfica de las expresiones (5) y (6) se muestra en la Figura 12.

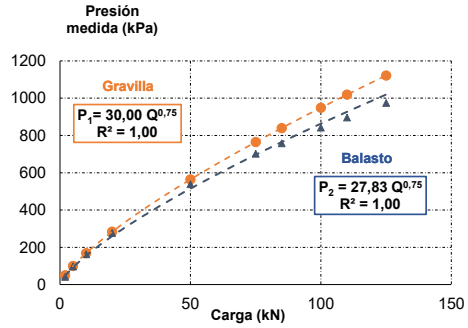


Figura 12. Presión medida con gravilla y balasto (regresión potencial con exponente igual a 0.75).

En cambio, si ambos exponentes se igualan al valor 0.89, asociado a la configuración con gravilla, los cálculos conducen a otras dos ecuaciones, (7) y (8), cuya representación gráfica se muestra en la Figura 13.

Gravilla $$P_1 = 15.71\ Q^{0.89} \quad (7)$$

Balasto $$P_2 = 14.10\ Q^{0.89} \quad (8)$$

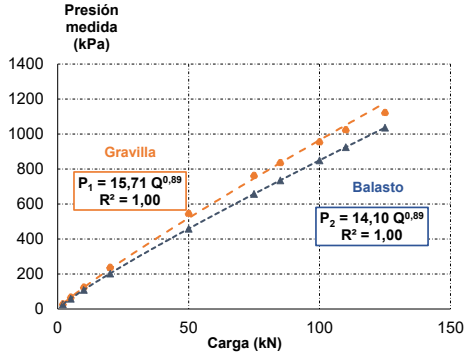


Figura 13. Presión medida con gravilla y balasto, (regresión potencial con exponente igual a 0.89).

Si se vuelve a operar matemáticamente igualando los exponentes de ambas ecuaciones de regresión a un valor intermedio entre ellos, como su valor medio 0.82, se obtienen las expresiones (9) y (10), que también representan adecuadamente los resultados de ambas configuraciones y cuya representación gráfica se muestra en la Figura 14.

Gravilla $$P_1 = 21.70\ Q^{0.82} \quad (9)$$

Balasto $$P_2 = 19.70\ Q^{0.82} \quad (10)$$

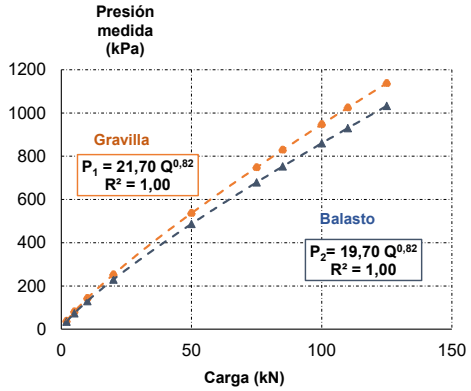


Figura 14. Presión medida con gravilla y balasto, (regresión potencial con exponente igual a 0.82).

Finalmente, si se considera una regresión lineal en las dos configuraciones, se obtienen las expresiones (11) y (12), cuya representación gráfica se muestra en la Figura 15.

Gravilla $$P_1 = 9.52Q \quad (11)$$

Balasto $$P_2 = 8.51Q \quad (12)$$

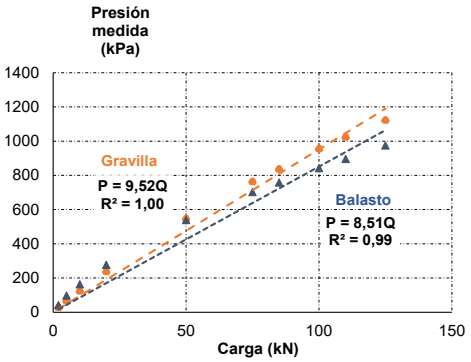


Figura 15. Presión medida con gravilla y balasto (aproximación lineal).

5.3. DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE CORRECCIÓN

Si se consideran las opciones de regresión potencial descritas por las ecuaciones (5) a (12), el factor de corrección puede tomar los valores que se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Valor del Factor de Corrección (FC) según las funciones matemáticas.

Función de aproximación	FC
Potencial con b= 0.75	$30.00/27.83 = 1.08$
Potencial con b= 0.89	$15.71/14.10 = 1.11$
Potencial con b= 0.82	$21.70/19.70 = 1.10$
Lineal	$9.52/8.51 = 1.12$

En conclusión, para cargas superiores a 50 kN, representativas de trenes convencionales de pasajeros, el factor de corrección se sitúa en el intervalo definido por la expresión (13), con un valor medio de 1.10, equivalente a un incremento aproximado del 10% sobre el valor sin corregir.

$$1.08 < FC < 1.12 \quad (13)$$

6. INFLUENCIA DE LA SUPERFICIE EFECTIVA

En los ensayos descritos intervienen fundamentalmente dos magnitudes, fuerza (carga) y presión, que se relacionan entre sí a partir de la propia definición de presión, indicada en la expresión (14).

$$P = F/A$$
$$A = F/P \qquad (14)$$

Siendo F, la fuerza normal aplicada sobre una superficie plana, A, el valor del área de la superficie y P, la presión medida. El valor de A queda implícitamente ligado a la forma en que se reparte la carga. Sin embargo, en estos ensayos la presión no se mide en la misma superficie donde se aplica la carga, no se conoce con exactitud cómo se transmite desde el actuador, a través de la traviesa hasta la célula de presión, ni cuál es la superficie efectiva sobre la que se reparte.

Para estimar el área efectiva, A_{eff} , en la base de la traviesa y traviesa y en las inmediaciones de la célula de presión, se supone que la carga se distribuye sobre un rectángulo esquematizado en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**. El valor de A_{eff} ha obtenido a partir de la ecuación (14), como el cociente entre la carga aplicada y la presión medida, para los distintos niveles de carga en las configuraciones 1 y 2.

Los resultados se recogen en la Tabla 3, y se representan gráficamente en la Figura 17.

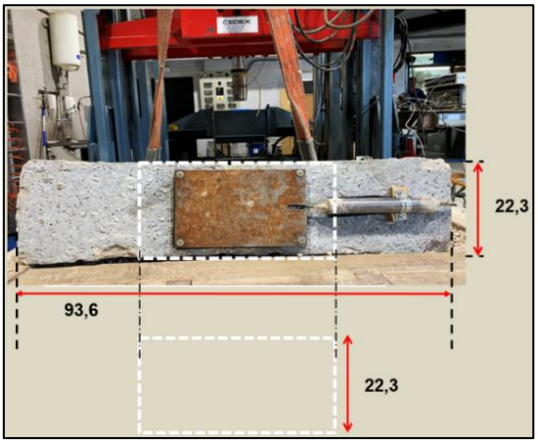


Figura 16. Base de la traviesa con la célula de presión, y superficie rectangular efectiva a estimar.

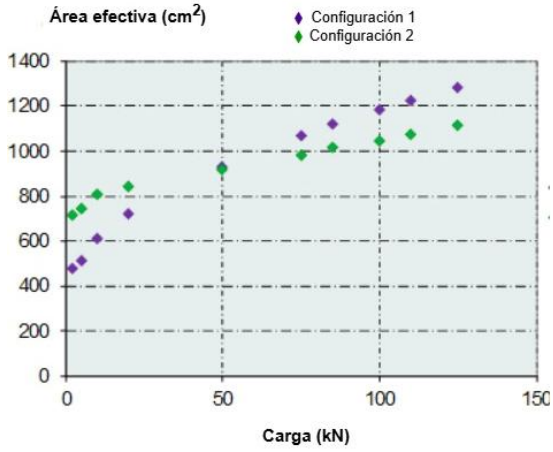


Figura 17. Variación del área efectiva con la carga en las configuraciones 1 y 2.

Tabla 3. Variación del área efectiva con la carga en las dos configuraciones de ensayo.

Carga aplicada (kN)	$A_{eff,1}$ (cm^2)	$A_{eff,2}$ (cm^2)
2	714	477
5	745	514
10	808	613
20	844	722
50	917	928
75	983	1068
85	1017	1121
100	1048	1188
110	1074	1228
125	1114	1282

7. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones que estos ensayos permiten extraer son:

- Se ha obtenido un factor de corrección comprendido entre 1.08 y 1.12, con un valor medio representativo de 1.10, que debe aplicarse a las medidas de presión sobre balasto para aproximarlas a la presión transmitida a través de la traviesa y mejorar así su representatividad en la estimación de las presiones en la interfaz traviesa-balasto.
- Se ha comprobado que la presión medida en la interfaz traviesa-balasto es aproximadamente un 10% inferior a la medida sobre gravilla.
- La superficie efectiva de la célula de presión constituye un aspecto relevante en la interpretación de las medidas, al depender de las condiciones reales de contacto y de transmisión de carga (Geokon). Su caracterización se plantea como un punto de partida para futuros estudios y ensayos.
- Los resultados ponen de manifiesto que una fuente importante de incertidumbre en la medida de presiones en la interfaz traviesa-balasto reside en la definición de la superficie efectiva, condicionada por la interacción entre la traviesa, los elementos de montaje y el material granular. Por ello, la superficie efectiva es una variable fundamental en la interpretación de las medidas de presión, y su determinación es una cuestión abierta de especial relevancia que requiere nuevas metodologías experimentales y enfoques analíticos específicos (Watts, T.J, 2018; TEKSCAN)
- Se propone como línea de investigación futura el estudio de la superficie efectiva en condiciones representativas de servicio, con el objetivo de mejorar la calidad e interpretación de las medidas y avanzar en el conocimiento y modelización del comportamiento de la interfaz traviesa-balasto.

REFERENCIAS

Cámara Garrido, J.L. (2011). *Instrumentación de la instalación de ensayos ferroviarios. Subbalasto bituminoso, zona 2. Instalación de ensayos ferroviarios*. Laboratorio de Geotecnia / Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX. Madrid: CEDEX.

Eptisa Ingeniería, Instrumentación y Control (2009). *Documento final de suministro e instalación de equipamiento para instrumentación de los prototipos de infraestructura ferroviaria en la célula de ensayos del CEDEX* (NEC808018, CLAVE 80-406-4-010).

Estaire, J., y Santana, M. (2018). *Ensayos de corte directo a gran escala realizados con balasto.* En T.D. Stark, R. Szecsy y R.H. Swan Jr. (eds.), Ensayos y propiedades del balasto ferroviario (ASTM STP1605). ASTM International.

Geokon. (2017). *Model 3500 Series Instruction Manual*. Lebanon, NH.GEOKON.

https://www.gloetzl.de/wordpress/wp-content/uploads/2023/03/P-068.00-Spannungsaufnehmer-neu-en.pdf

Merino, S. (2023). *Medidas de presión bajo una sección de traviesa sometida a cargas verticales*. Informe parcial nº 9. Clave CEDEX: 89-422-5-001. Trabajos internos realizados en el Cajón ferroviario del CEDEX. Madrid: CEDEX.

Muñiz, M., y Estaire, J. (2021). *Experimental study on the shear strength of medium-coarse rockfill*. En Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE 2022) Sydney, 1-5 May 2022.

Rose, J. G., & Stith, J. C. (2004). *TEKSCAN Sensors - Rail/Sleeper Interface Pressure Measurements in Railway Trackbeds.* Railway Engineering. London.

Travis James Watts (2018). *Direct measurementsof crosstie ballast-interface pressures using granular material pressure cells.* Theses and dissertations-Civil Engineering.74. University of Kentucky.

REPIÉS DE ESCOLLERA: SOLUCIÓN EFICIENTE PARA PEQUEÑOS ENSANCHES DE RELLENOS DESDE CALZADA. APLICACIÓN EN EL DESFILADERO DE LA HERMIDA

Tomás MURILLO[(1)*], Jorge BUESA[(1)], Felipe COLLAZOS[(2)], Roberto VILLEGAS[(2)], Rosendo MARTINEZ[(2)] y Luis GARCÍA[(3)]

[(1)] Ingeniería Geotécnica Aplicada (InGeAp)
*ingeap@ingeap.es

[(2)] Demarcación de Carreteras del Estado en Cantabria. Dirección General de Carreteras. MITMS

[(3)] Puentes y Calzadas Infraestructuras S.L.U.

RESUMEN

El ensanche de carreteras mediante muros de escollera cimentados en los propios rellenos a ensanchar es una solución muy práctica y usada, especialmente cuando no hay acceso al pie del relleno. Cuando se trata de ensanches típicamente de hasta 1,5 m, estos muros pasan a ser pequeños repiés situados en coronación, denominación que proviene de su tradicional uso en el pie de rellenos, ya que su forma es en cierto modo semejante, y son también un elemento que contiene lateralmente al relleno. Estos repiés son una clara alternativa a los muros de hormigón, que requieren excavaciones menos compatibles con el tráfico en servicio, y un posterior trasdosado. Además, al ser una estructura de tierra más que una estructura rígida, se adaptan mejor a la geometría real del talud de relleno, transmiten tensiones más bajas y distribuidas, lo cual es ideal para situarse al borde del talud de un relleno, incluso cuando su pendiente es elevada. Es además una solución que se integra mejor en el paisaje, y de menor coste ambiental. Estas cualidades han hecho que para el ensanche de la carretera N-621 en el tramo del Desfiladero de La Hermida, en Cantabria limitando con Asturias, haya sido la solución a emplear siempre que el sobreancho a generar fuera limitado, llegando incluso a adoptarse una sección tipo con voladizo estructural de 0,5 m sobre el repié.

ABSTRACT

Road widening using rockfill walls founded directly on existing embankments is a highly practical and common solution, particularly when there is no access to the embankment toe. For widenings typically up to 1.5 m, these walls function as small rockfill benches located at the crest. The term stems from their traditional use at the base of embankments, as they share a similar form and provide lateral containment. These crest rockfill offer a clear alternative to concrete walls, which require excavations less compatible with active traffic and subsequent backfilling. Furthermore, as flexible earth structures rather than rigid ones, they adapt better to the actual geometry of the embankment slope and transmit lower, more distributed stresses—ideal for placement at the edge of steep slopes. This solution also provides better landscape integration and a lower environmental footprint. Due to these qualities, this method was chosen for the widening of the N-621 highway through the La Hermida Gorge (Cantabria-Asturias) whenever the required width was limited, even incorporating a 0.5 m structural cantilever over the rockfill bench.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Ensanche de carreteras (Road widening) Repiés en coronación (Rockfill Bench).*

1. RAZÓN DE SER DE LOS REPIÉS COMO ENSANCHE DE UN RELLENO

El concepto del repié o espaldón de escollera ha sido muy utilizado en ingeniería civil, como alternativa a un muro, para reducir la ocupación de rellenos, en especial cuando se construyen rellenos a media ladera.

En la medida que la pendiente de la ladera y la pendiente del relleno tienden a ser paralelas, el punto de intersección del pie del relleno con el terreno se distancia más de la coronación del relleno. Antes que construir una estructura tipo muro, existe la posibilidad de verticalizar el talud del relleno manteniendo una "solución de tierras". Esto puede hacerse de distintas formas: a) adoptando taludes 3H:2V en lugar de 2H:1V en terraplenes, b) cambiando a un pedraplén con talud de 40º; c) mediante escollerado al pie (repié de escollera); d) combinación de las anteriores.

Es también una solución muy empleada en los últimos años en el ensanche de terraplenes de carreteras existentes, (por poner unos ejemplos, AP-9 en Santiago de Compostela, AP-8 en el País Vasco), en detrimento de soluciones tipo muro de hormigón armado, y para evitar ensanchar desde la base.

Cuando se emplean secciones con una relación ancho/altura muy alta (muy baja esbeltez), el repié pasa a ser más un relleno u obra de tierra construida con elementos pétreos, que un muro (en todo caso se pueden hacer comprobaciones tipo muro, en las que los elevados factores de seguridad corroboran la anterior afirmación). Pero nótese además que el repié no se trasdosa, lo cual es una diferencia y ventaja clara de comportamiento frente al muro.

Por otro lado, el uso de estos repiés, cuando se trata de pequeños ensanches (del orden de menos de 1,5 m), conllevan un cambio geométrico de escasas dimensiones, y por tanto que apenas supone un pequeño incremento de carga por metro lineal en el terraplén. Es decir, la carga neta colocada es solo una pequeña parte del repié, porque al peso de la escollera colocada hay que restarle el del terraplén excavado. En estas condiciones, las cargas netas que trasmite el repié del ejemplo al apoyo son inferiores a 40 kPa, y tendrán un valor medio menor de 20 kPa. Estas cargas se trasmiten a una cierta profundidad y distancia de la superficie, en la base del repié.

En la Figura 1, en color naranja se ha sombreado la parte que supone una carga adicional (la parte enterrada supone un aumento de carga en la medida de que las densidades de la escollera y el terraplén sean menores, pero en cualquier caso es una carga menor). Por su parte, la Figura 2 muestra un ejemplo de repié construido.

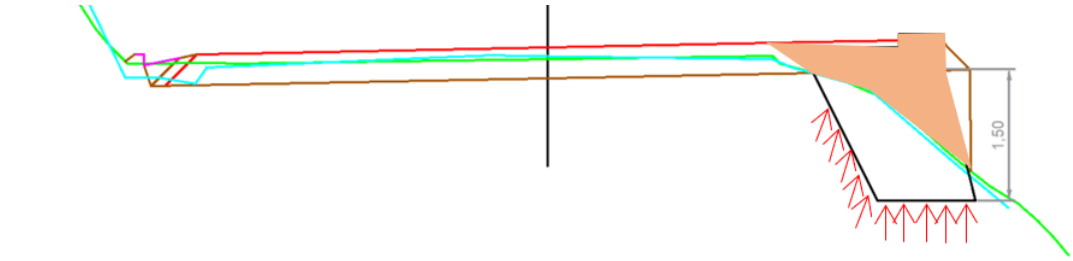


Figura 1. Ejemplo real de sección trasversal de ensanche con repié de escollera.



Figura 2. Ejemplo de repié de escollera ejecutado.

2. COMPARATIVA CON UN MURO CONVENCIONAL

Las ventajas de un repié de escollera frente a un muro de hormigón armado, para ensanches de carretera en los que se actúa desde la coronación, son numerosas y relevantes. Pueden enumerarse al menos las siguientes ventajas prácticas:

1. Menor altura y volumen de excavación, menor tiempo de excavación abierta, y facilidad para ejecutar en tramos cortos.
2. No requiere personal trabajando en la excavación.
3. Mejor integración paisajística.
4. Menores costes económicos, de plazo, y medioambientales.

El muro de hormigón generalmente requiere mayor resguardo con el talud del relleno, lo que hace que se apoye a una cota más baja, necesitando una altura de excavación mayor que en un repié.

Esto ya de por si es una desventaja de los muros convencionales de hormigón, pero es que además puede incluso condicionar la viabilidad de la solución en muro en ensanches de carreteras en zonas angostas si se requiere mantener tráfico durante la ejecución.

La fotografía de la Figura 3, y el perfil trasversal de la Figura 4, ambos de un muro de hormigón ejecutado en el Desfiladero de La Hermida, ilustran estos comentarios.



Figura 3. Ejecución del muro MC-10 de hormigón armado.

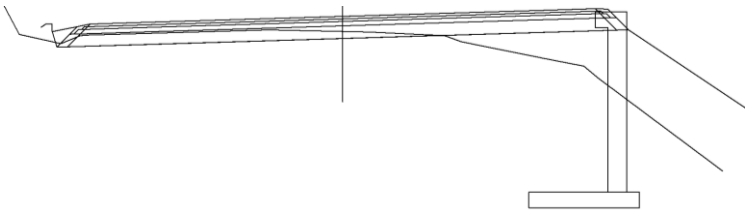


Figura 4. Perfil trasversal del muro MC-10 de hormigón armado.

3. CONSIDERACIONES ADICIONALES SOBRE EL COMPORTAMIENTO (DISEÑO)

Continuando con los anteriores capítulos introductorios, se facilitan en este apartado algunas consideraciones adicionales sobre los repiés como solución de ensanche desde coronación de un relleno. Algunos son conceptos generales aplicables a cualquier ensanche de un relleno. Estas consideraciones son las siguientes:

1. Los repiés solo deben aplicarse a zonas sin deformaciones en la calzada.
2. La zona ensanchada mediante repié o muro, asentará con respecto al resto de la calzada. Por tanto, las juntas deben estar colocadas estratégicamente.
3. El uso de carriles hincados como refuerzo del relleno permite seguir usando la solución cuando el repié no sería viable por comprobaciones de estabilidad o por aparecer durante la ejecución un relleno de baja capacidad.

Comprobaciones de cálculo aparte, el mayor desafío para una solución de este tipo son las deformaciones diferidas esperables. Posponer el aglomerado lo más posible es siempre beneficioso, pero no siempre es posible ni suficiente.

El primer punto por tanto es verificar que las zonas en las que se quiera ensanchar con algún tipo de solución que apoye en la coronación del relleno, no presenten ya patologías en el firme cuyo origen pueda ser falta de estabilidad, pues posiblemente éstas se incrementarían. En tramos con esta problemática es preferible acudir a estructuras en voladizo (ver Figura 5).



Figura 5. Ejemplo de zonas no aptas para repiés por deformaciones del relleno. p.k 2+270 y p.k. 2+565.

En segundo lugar, para minimizar el efecto de fisuración longitudinal en el aglomerado, algo que puede ocurrir en cualquier tipo de ensanche, las soluciones de repié pueden diseñarse de forma que, por ejemplo, la coronación del repié tenga el mismo ancho que el arcén más el espacio para la barrera, para que esta junta coincida con la línea de arcén. Adicionalmente, la solución puede completarse con la ejecución de una losa que vaya hasta el eje de la calzada, para que esta otra junta quede justo entre los dos carriles para no afectar a la rodadura. Esta losa, lejos de complicar la solución, permite que no se tengan que compactar explanada, y que se trate de un firme sobre estructura (ver un ejemplo más adelante en la Figura 10).

Por último, otro aspecto que puede citarse es el uso de carriles hincados como medida complementaria para mejorar la estabilidad y así hacer viable un tramo de repié donde de otra forma habría que recurrir a opciones más complejas como podrían ser estructuras en voladizo (Figura 6).



Figura 6. a) Refuerzo de cimentación con carriles. b) Posterior colocación de la escollera.

4. COMPROBACIONES A REALIZAR (CÁLCULOS)

En los capítulos anteriores se han introducido conceptos sobre el diseño de los repiés como solución de ensanche desde coronación.

Otras directrices sobre el diseño de los repiés, en relación con los taludes de los paramentos, anchos mínimos, material a emplear, etc, pueden tomarse de las recomendaciones recogidas en la Guía para el proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera, editada por la D.G.C en 2007. Este documento establece también recomendaciones en cuanto a parámetros y a métodos de cálculo para muros de escollera, que son aplicables a los repiés al ser también de escollera.

Las verificaciones que se deben realizar a los repiés son las siguientes:

1. Comprobación de la estabilidad interna
2. Comprobación de la estabilidad global
3. Comprobación de la estabilidad al deslizamiento y vuelco.

La comprobación de deslizamiento y vuelco no es en principio necesaria, y de hecho no se realiza para muros de escollera desde que se publicó la citada guía de la D.G.C. La situación de deslizamiento queda comprobada al calcular la estabilidad con superficies de rotura que pasen justo por la base del muro. Es decir, es un caso límite entre la estabilidad global y la estabilidad interna.

Por su parte, el vuelco es una situación que no se produciría sin producirse antes una rotura interna (es inverosímil que el muro, o repié en este caso, vuelque apoyado en su arista exterior permaneciendo la estructura del muro intacta). No obstante, para no dejar dudas, siempre se pueden hacer estas comprobaciones con métodos de equilibrio límite de clásicos basados en equilibrio de fuerzas y momentos.

En cuanto los cálculos, estos se deben realizar según el Eurocódigo, adoptando los coeficientes parciales correspondientes. Para ello es de interés la *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico* (DGC, 2020).

5. APLICACIÓN AL DESFILADERO DE LA HERMIDA

5.1. DESCRIPCIÓN DEL DESFILADERO

Quien conoce la carretera del Desfiladero de la Hermida (N-621) sabe que es una carretera singular por lo encajado de su trazado y por la belleza de los paisajes por los que discurre. Pero aún hay más, ya que es una carretera fundamental para la accesibilidad y la movilidad de la región. Su ubicación también determina su alta exposición a los impactos del clima, principalmente las precipitaciones intensas propias de la zona, lo que ha hecho que sea necesario, en los últimos años, llevar a cabo importantes medidas de adaptación. Todo ello ha motivado que este tramo haya sido seleccionado como caso piloto para la aplicación de la metodología de análisis de riesgos por cambio climático en las carreteras que se está desarrollando en el marco de la Asociación Técnica de la Carretera-PIARC y haya sido galardonada por la PIARC en Calgary 2022 como Premio Mundial de la Carretera en el apartado de Resiliencia (Collazos *et al.* 2022).

La carretera N-621 es una vía que discurre a lo largo de más de 21 kilómetros -entre el p.k. 154,5 y el p.k. 174,5- en territorio de Cantabria y Asturias, entre macizos laterales y paredes de roca (en general, muy estratificadas) de más de 600 metros de altura, atravesando el Parque Nacional de los Picos de Europa y siguiendo el cauce del río Deva en parte de su trazado, convirtiéndose en una garganta fluvio-kárstica. Y que, además, es una ruta crítica, que constituye la única vía de acceso para muchas poblaciones que, de otra forma, quedarían aisladas.

La anchura de la carretera es variable a largo del trazado, con apenas 6 metros de media. Hay cerca de 3,5 km en los que solo tiene 5,50 metros de anchura y los arcenes son prácticamente inexistentes. Cuenta con cuatro puentes que cruzan ortogonales sobre el río y varios puntos con pared rocosa en desplome sobre la carretera, en los que la sección disminuye hasta los 5 metros. Cuenta asimismo con 174 curvas de radio menor a 100 m, de las cuales 11 tienen incluso menos de 25 m. Todo ello, para atender un tráfico medio de 2.500 vehículos al día, que se puede multiplicar por tres en las puntas que se suelen producir en verano, debido al alto interés natural y paisajístico de la zona.

Una vez configurado el trazado actual la carretera siguió sufriendo cambios, aunque ya no tan relevantes, para adaptarse a las nuevas necesidades.

En los últimos años se ha actuado sobre la carretera para ampliar la plataforma, con objeto de aumentar la seguridad y comodidad de los usuarios, dotándola de dos carriles de 3 m con arcenes de 1 m en la mayor parte del trazado. A efectos prácticos, esta mejora se ha logrado fundamentalmente mediante la construcción de repiés en coronación de rellenos y estructuras en voladizo, en los casi 14 km de ensanche.

5.2. CARACTERISTICAS DE LOS RELLENOS DE LA CARRETERA

A la hora de caracterizar los rellenos, dentro de ellos se han englobado también los posibles coluviales sobre los que pudo apoyar la traza. Ambos materiales no pueden diferenciarse fácilmente, pues en muchos casos tienen la misma procedencia. Por la forma de construirse la carretera durante casi dos siglos, los coluviales han podido servir de primeros “rellenos” de apoyo de la calzada, con una simple “colocación” con algo de compactación, y sobre ello posteriormente se ha construido con nuevos rellenos.

Mayoritariamente los rellenos son mezclas heterométricas de limos con gravas y bloques (Figura 7a), o bien pedraplenes lajosos, en ambos casos de las diferentes formaciones de calizas (Figura 7b). También en menor medida aparecían lutitas de la Formación Liébana, entre los p.k. 1+850 y 3+200. (Figura 7c)



Figura 7. Tipos de relleno bajo calzada.

Se adoptaron, en base a experiencias previas y análisis retrospectivos, los siguientes parámetros para el relleno:

Tabla 1. Parámetros de los terrenos usados para los cálculos.

Material	Densidad (kN/m^3)	Cohesión (kPa)	Ángulo de rozamiento (º)
Relleno / Coluvial	19	7	37

Por otro lado, dentro de este material se incluyó la colaboración del aglomerado y paquete de firme, que aporta una resistencia mayor, englobada dentro de los parámetros propuestos.

En cuanto a la escollera, en este caso era de tipo calizo, de una cantera muy próxima a la obra. Con la puesta en obra por hileras, con alturas máximas de 2,5 m, lo que supone una tensión de unos 55 kPa (suponiendo 22 kN/m^3 de densidad). Esta tensión es menor a la presión atmosférica por lo que la disminución por efecto de la presión normal no intervendrá en la estimación del ángulo de rozamiento interno. El ángulo que se obtiene es por tanto (40º por calizas más 1º por ejecución en hileras):

$$\varphi = 40 + 1 - 0 = 41^{\circ} \quad (1)$$

5.3. SOBRECARGAS

Para los cálculos realizados se utilizaron las siguientes hipótesis:

- Sobrecarga de tráfico de 10 kN/m^2.
- Carga accidental de impacto sobre la barrera: Esta condición supone que existe una carga transmitida producto del impacto de vehículos, sobre la barrera de contención corresponde a una fuerza puntual de 75 kN. Dicha fuerza es horizontal y se considera que se distribuye a lo largo de 5 m de carretera, por lo que para el análisis de estabilidad se considera una fuerza horizontal de 15 kN/m.

5.4. SECCIONES TIPO EMPLEADAS

5.4.1. SIN VOLADIZO

Teniendo en cuenta los condicionantes del proyecto, se diseñaron inicialmente 3 secciones tipo de repiés, para 3 alturas diferentes.

Las características comunes de las tres secciones son siguientes:

a) La coronación se plantea con un mínimo de 1,5 m de ancho para que el borde de la losa de reparto que recoge la carga de la bionda tenga también ese ancho y coincida con la línea de arcén.

b) El talud exterior será del tipo 1H:4V.

c) El talud interior (trasdós) será tipo 1H:2V.

d) La colocación de las hileras, así como el apoyo de la base pueden ser horizontales. Si en obra se adoptase una disposición diferente, estaría del lado de la seguridad si se forma contrapendiente hacia el exterior.

e) Por este motivo, y porque en los rellenos actuales no hay nivel freático ni se aportan materiales menos permeables que el propio relleno, no es necesario disponer de un sistema de drenaje adicional.

Las secciones así definidas son las siguientes:

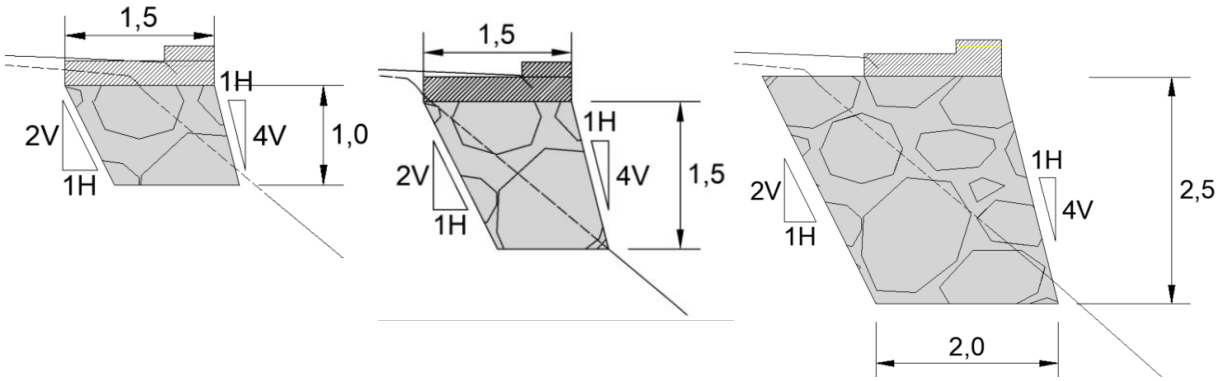


Figura 8. Secciones tipo de repiés proyectadas.

Además de la propia sección se definía una condición geométrica adicional, que es el resguardo horizontal desde el pie del repié al talud del relleno. Esta condición se empleó para poder validar y usar esta solución en aquellos tramos en los que la estabilidad global no era suficiente sin el resguardo.

En este sentido, la estabilidad global es la comprobación que más condiciona los repiés en este caso (y es así normalmente), al situarse los repiés al borde de la coronación de un relleno. Además, es una comprobación que depende de la geometría del perfil trasversal (esto no ocurre con el vuelco, deslizamiento o rotura interna).

Es por ello que, para validar el uso de estas secciones en determinados tramos, se realizaron cálculos sistemáticos para distintas geometrías de taludes (inclinación y altura). De esta forma, se tenía una validación previa para su uso en diferentes tramos de la obra. No obstante, cada tramo de repié se validaba de forma particular, con o sin cálculos adicionales, analizando el encaje geométrico, observando in situ el talud previo, y supervisando la ejecución por un geólogo.

En cada tramo de repié, y en función del encaje geométrico (la sección de la carretera y el talud era siempre irregular y nada repetitivo), se usaban las secciones tipo en las longitudes requeridas. Cuando puntualmente se necesitaba una sección de mayor altura, se acudía a una sección que se había definido para otras zonas como muro de escollera.

Se calcularon repiés sobre rellenos con inclinaciones de 35, 42 y 50º en coronación (hacia el pie eran más suaves) y de 7 m de altura, al ser las geometrías más frecuentes. Cada cálculo se realizó a su vez para 3 valores de cohesión: la cohesión de 7 kPa que se considera representativa del material, y otros valores de 5 y 10 kPa que se usan como valores de referencia para hacer un cierto análisis de sensibilidad. Se optó también por analizar el efecto de definir un resguardo de 50 cm del repié con respecto al talud.

Tabla 2. Factores de seguridad frente a la estabilidad global para varias pendientes de talud de relleno.

Talud 35º PK 2+350		Cohesión (kN/m2)		
		5	7	10
Sin repie		1,17	1,28	1,41
Altura (m)	1	1,12	1,22	1,37
	1,5	1,05	1,16	1,32
	2,5	0,94	1,03	1,16

Talud 42º PK 2+350		Cohesión (kN/m2)		
		5	7	10
Sin repie		1,11	1,23	1,39
Altura (m)	1	1,05	1,17	1,32
	1,5	0,98	1,11	1,27
	2,5	0,92	1,00	1,13

Talud 50º PK 2+350		Cohesión (kN/m2)		
		5	7	10
Sin repie		0,83	0,94	1,07
Altura (m)	1	0,82	0,91	1,04
	1,5	0,78	0,87	1,01
	2,5	0,74	0,82	0,93

Talud 42º_ Con 50 cm de resguardo PK 2+350		Cohesión (kN/m2)		
		5	7	10
Altura (m)	1,5	1,05	1,16	1,32
	2,5	0,97	1,07	1,20

Como se observa, el repié de 1,0 m apenas supone un cambio en la estabilidad global, mientras que el de 2,5 m supone ya una merma más notable en el factor de seguridad, siendo lo más efectivo en este caso dejar un resguardo de al menos 50 cm de su borde con el borde del talud del relleno.

A modo de ejemplo, la siguiente figura muestra uno de los cálculos de estabilidad global.

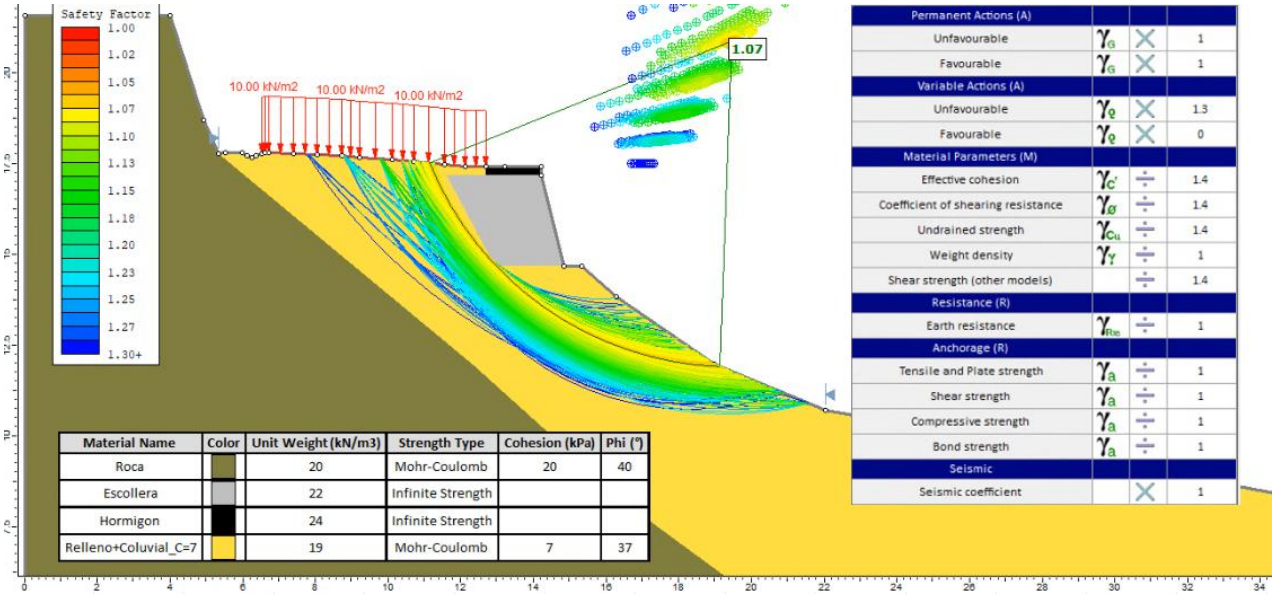


Figura 9. Estabilidad global de repié de 2,5 m, sobre talud de 42º, con resguardo. FS=1,07.

5.4.2. CON VOLADIZO

Dado el buen resultado que los repiés estaban teniendo como elemento sustitutorio de muros, tanto a nivel de diseño como de ejecución, se analizó con éxito la posibilidad de extender aún más el uso de esta solución mediante su uso como apoyo de voladizos estructurales de hasta 1 m de vuelo.

Se diseñaron así 2 secciones tipo según la altura del repié. Una sección para alturas H≤1,50 m y otra sección para alturas entre 1,50≤H≤2,50 m.

Hay que hacer notar que la definición de la sección de escollera es la misma que se usa en las secciones de repiés sin voladizo. Fue sin embargo más necesaria la adopción de resguardos o de carriles hincados.

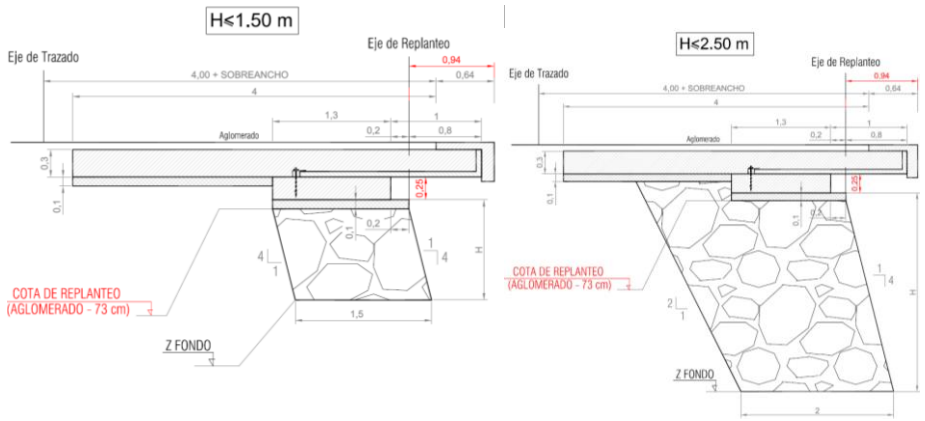


Figura 10. Secciones tipo empleadas con voladizo de 1 m.

Las comprobaciones geotécnicas a realizar para estos repiés son las mismas que para los repiés sin voladizo, pero en los repiés con voladizo intervienen las cargas de tráfico, nada despreciables cuando se trata del carro de la instrucción. En este sentido, los cálculos se realizaron, de forma conservadora, con un esquema simplificado de comportamiento del repié que consideraba que la losa que forma la estructura del voladizo no tenía resistencia alguna (Figura 11.a). Sin embargo, el esquema de comportamiento real es tal que (Figura 11.b):

1. Por la existencia de la losa, si el repié asienta, un mayor porcentaje de la carga pasa a trasmitirse al relleno.
2. Dada la resistencia de la losa, ésta tendría que romperse para que pudiera darse la potencial superficie de rotura del esquema simplificado. Es decir, habría que considerar la resistencia de la losa.

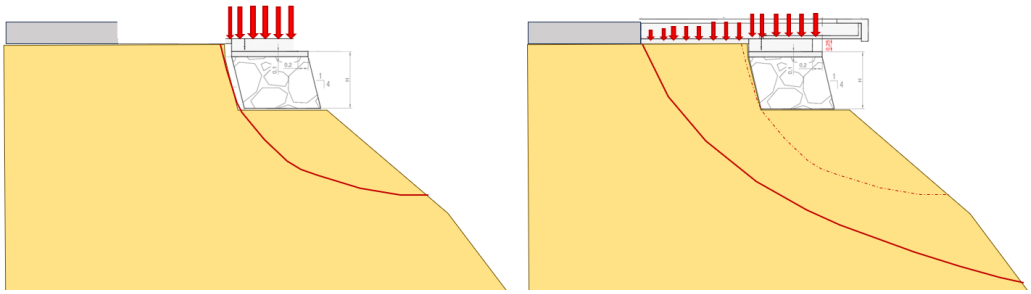


Figura 11. Esquemas de comportamiento de repiés con voladizo. a) simplificado b) real.

Es bastante intuitivo que la situación real, en la que la superficie de rotura es mucho más profunda y de mayor longitud en sentido trasversal, es más favorable (mayor factor de seguridad). El problema pasa a ser fundamentalmente una cuestión de deformación (giro, asiento) frente a las nuevas cargas, ligeramente mayores que las actuantes en la situación actual de la carretera.

En la medida que el factor de seguridad calculado con la situación simplificada esté alejado del equilibrio estricto, las deformaciones serán menores. Así pues, controlar el factor de seguridad del esquema simplificado es una forma indirecta de asegurar que la solución estará no solo alejada de la rotura, sino que también tendrá deformaciones muy reducidas.

Para completar la información sobre este tipo de repié, la siguiente figura muestra las plantas de isolíneas de tensiones obtenidas del cálculo estructural de la losa, para las hipótesis de posición de carro adyacente a junta de losa y en centro de losa respectivamente:

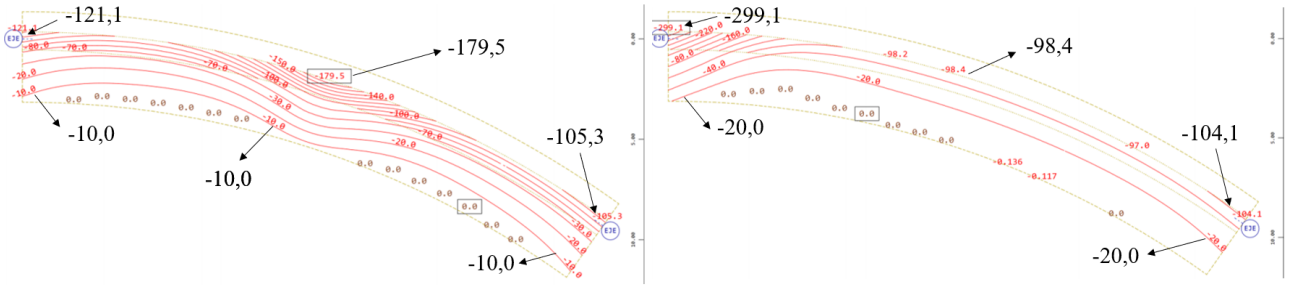


Figura 12. Plantas de isolíneas de tensiones verticales (kPa) sobre repié.

Estas cargas se suponían repartidas en una determinada longitud de repié, tomándose un valor medio en dicha longitud, para poder hacer los cálculos de estabilidad en dos dimensiones.

5.5. REPIÉS CONSTRUIDOS

La aplicación de criterios de diseño y comprobaciones expuestos, a lo largo de la traza del desfiladero, ha supuesto todo un desafío de encajes geométricos y validaciones geológico-geotécnicas en campo, para cada uno de los repiés. Por un lado, con mucha frecuencia las pendientes del relleno/coluvial eran irregulares y variables tanto trasversal como longitudinalmente en un mismo tramo de repié, como resultado de las siempre difíciles condiciones de ejecución que tuvo la carretera. Además, esta topografía real solo se tenía en fase avanzada de obra, tras el desbroce final posible. Por otro lado, tras un primer encaje geométrico, seguía la validación geológico-geotécnica, que se efectuaba tanto en campo como en gabinete, y tras la cual podía requerirse modificar alturas o resguardos.

Los dos ejemplos de transición entre repié y estructura en voladizo de la Figura 13 dan una idea de ello.

Los tramos de la carretera en los que se utilizó la solución de repié, con o sin voladizo, fueron finalmente numerosos, a pesar de que esta solución no estaba contemplada en el proyecto de construcción.

La Tabla 3 muestra un resumen de la tramificación de soluciones de ensanche adoptadas en la obra de mejora del Desfilado de La Hermida. Los 6121 m de longitud ensanchados con repiés correspondieron a 157 tramos. De estos, 1792 m fueron con voladizo sobre el repié, repartidos en 47 tramos.



Figura 13. Repié de escollera versus estructura en voladizo.

Tabla 3. Resumen de tramificación de soluciones de ensanche.

Solución de ensanche	Longitud (km)	Longitud (%)
Repié de escollera	6,1	33
Estructura de Voladizo	7,0	38
Sin estructuras	4,5	24
Desmonte	0,6	3
Estructura singular	0,2	1
Total	18,4	100

6. CONCLUSIONES

El repié de escollera se define conceptualmente como una "solución de tierras" flexible que permite verticalizar el talud de un relleno existente para ensanchar plataforma sin recurrir a estructuras rígidas. Su principal funcionalidad es actuar como un elemento de contención lateral en coronación que, a diferencia de los muros de hormigón, se integra en la propia infraestructura de tierra, transmitiendo tensiones bajas y distribuidas.

Desde la perspectiva de la constructibilidad, sus ventajas son determinantes frente a las soluciones convencionales. Elimina la necesidad de accesos por el pie del talud y reduce el volumen y el tiempo de excavación abierta. Además, no requiere la presencia de personal dentro de la excavación, minimizando riesgos laborales. Esta tipología permite por otro lado una mejor integración paisajística.

Todas estas características han hecho que, en el caso específico del Desfiladero de La Hermida, el uso de repiés haya sido la solución técnica aplicada en más de 6 km de trazado (33% de la obra), demostrando una gran versatilidad al servir incluso como base de apoyo para estructuras en voladizo. En definitiva, la experiencia de La Hermida consolida al repié de escollera como una herramienta de ingeniería resiliente, capaz de dotar de seguridad y funcionalidad a carreteras de montaña con un bajo impacto sobre el patrimonio natural.

REFERENCIAS

Collazos Arias, F., Ruiz Bedia, M. L., & Parra Ruiz, L. (2023). *La carretera del desfiladero de La Hermida (N-621): cómo adaptarse al cambio climático sin perder valor cultural y paisajístico*. I Congreso de Patrimonio de la Obra Pública del CICCP**,** Toledo, España.

DGC (2020). *Guía para el proyecto de cimentaciones en obras de carretera con Eurocódigo 7: Bases del proyecto geotécnico.* Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, Madrid, España.

Ministerio de Fomento. (2002). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera*. Dirección General de Carreteras. Secretaría General Técnica.

UNE-EN 1997-1 (2010). *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico – Parte 1: Reglas generales*. AENOR, Madrid.

UNE-EN 1997-2 (2010). *Eurocode 7: Proyecto geotécnico – Parte 2: Reconocimiento y ensayos del terreno.* AENOR, Madrid, España.

UNE-EN 1997-1/AN (2016). *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico – Parte 1: Reglas generales. Anejo Nacional*. AENOR, Madrid, España.

UNE-EN 1997-2/AN (2016). *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico – Parte 2: Reconocimiento y ensayos del terreno*. Anejo Nacional. AENOR, Madrid, España.

USO DEL MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS Y DE LA TEORÍA CINÉTICA DE LOS PROCESOS DE DEFORMACIÓN PARA SIMULAR ENSAYOS DE TRACCIÓN EN ANCLAJES BAJO CONDICIÓN DE FLUENCIA

Weixing QIU[(1,2)], José GUTIÉRREZ-CH[(1)*], Salvador SENENT[(1)] y Rafael JIMENEZ[(1)]

[(1)] Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid
*jg.gutierrez@upm.es

[(2)] School of Civil Engineering
Central South University, China

RESUMEN

Los anclajes bajo cargas en servicio pueden experimentar un comportamiento de fluencia en la interfaz del perno y la lechada del anclaje, generando deformaciones permanentes a lo largo del tiempo. Dicha fluencia sostenida en tiempo puede favorecer la iniciación y propagación de grietas en la interfaz, lo que puede conducir al deterioro estructural o incluso a la rotura total del anclaje. En este trabajo se presenta un modelo numérico basado en el Método de Elementos Discretos (MED) combinado con la Teoría Cinética de los Procesos de Deformación (RPT, por su denominación en inglés Rate Process Theory) para simular ensayos de tracción bajo condición de fluencia. El modelo bidimensional se construye con partículas que interactúan mediante un esquema híbrido que combina los modelos de contacto de junta plana y lineal, incorporando la RPT, la cual ajusta los coeficientes de fricción según la velocidad relativa entre partículas. Los micro-parámetros de los modelos de contacto se calibran a partir de ensayos experimentales de tracción realizados en anclajes. Posteriormente, estos parámetros se emplean en simulaciones de ensayos de tracción bajo condición de fluencia. Los resultados numéricos muestran una buena concordancia con los datos experimentales, reproduciendo todas las etapas de la curva teórica de fluencia, incluida la fase terciaria, y capturando de forma adecuada el momento en el que se produce la rotura de la probeta.

ABSTRACT

Under mechanical stress, creep behavior can occur at the rock bolt-concrete interface, inducing permanent deformation as time elapses. Sustained creep deformation over an extended period can initiate and propagate micro-cracks along the interface, ultimately resulting in structural deterioration or even complete failure. In this study, a Discrete Element Method (DEM) numerical model is developed that combines the Rate Process Theory (RPT) to simulate the pull-out tests under creep conditions. To accomplish this, a two-dimensional DEM model is created using particles, with interactions simulated through a hybrid of linear and flat-joint contact models. The RPT is incorporated into such models by modifying their friction coefficients during the DEM simulation, depending on the relative velocity between particles. The micromechanical parameters of the intact material are calibrated using laboratory pull-out tests and then applied to the numerical pull-out tests under creep conditions. The numerical results derived from the proposed model are validated against experimental tests. Results suggest the DEM model successfully reproduces all stages of the theoretical creep curve, including the tertiary creep

phase. In particular, results not only exhibit good agreement with the experimental displacement measurements but also closely match the timing of creep failure.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Fluencia (Creep), Modelo de Elementos Discretos (Discrete Element Method), Anclajes (Rock bolt).*

1. INTRODUCCIÓN

La fluencia en rocas plantea desafíos significativos en la construcción y seguridad de los proyectos de ingeniería geotécnica. Como ejemplo, se puede indicar el uso de anclajes como elemento de sostenimiento de taludes en roca (Kang, 2022), en cavernas y túneles (Wang y Cai, 2022); pilotes empotrados en roca (Chen *et al.*, 2024); y tiene implicaciones también en la interacción roca-hormigón (Gutiérrez-Ch *et al.*, 2023), así como en actividades de minería e industria petrolera (Sun *et al.*, 2020).

La fluencia es una deformación progresiva y dependiente del tiempo vinculada a la plasticidad que muchos geomateriales, como suelos y rocas, experimentan bajo condiciones de carga constante, ver la Figura 1. Su respuesta puede ser evaluada mediante ensayos de campo o de laboratorio, siendo estos últimos los que comúnmente se suelen emplear por la facilidad de replicar las condiciones de temperatura y de estado tensional, así como por el mejor control que se puede tener sobre las variables de interés (Montero-Cubillo *et al*., 2021). La deformación por fluencia se suele determinar a través de diversos tipos de ensayos de laboratorio, como, por ejemplo: compresión uniaxial (Yang *et al.*, 1999), corte directo (Zhang *et al.*, 2011) o triaxiales (Zhang *et al.*, 2012). Sin embargo, todavía existen pocos estudios sobre el comportamiento de fluencia en ensayos de tracción *(p.ej.* Kang, 2022), además de que no analizan en detalle el comportamiento de la interfaz entre la lechada y el perno del anclaje.

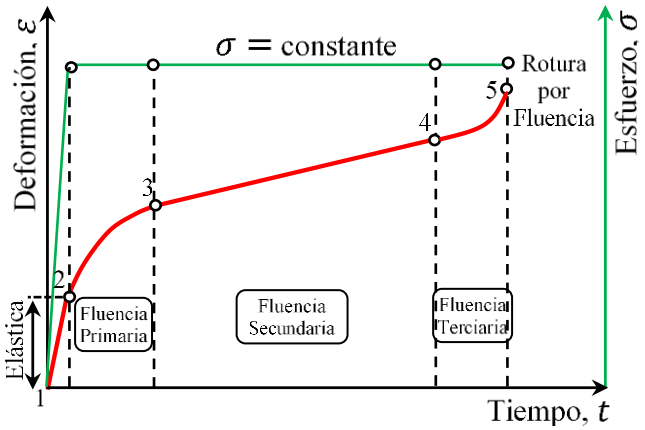


Figura 1. Etapas de la fluencia bajo la aplicación de un esfuerzo constante (Gutiérrez-Ch *et al.*, 2021).

Este trabajo tiene como objetivo mejorar el conocimiento sobre este problema, empleando para ello el Método de Elementos Discretos (MED) combinado con la Teoría Cinética de los Procesos de Deformación (RPT, por su denominación en inglés *Rate Process Theory*) para simular ensayos de tracción bajo condición de fluencia, considerando la interacción entre el perno del anclaje y la lechada de cemento. Para ello: (1) se emplea el enfoque MED + RPT desarrollado por Gutiérrez-Ch et al. (2021) para simular la fluencia en roca con modelos de contacto híbridos que combinan el modelo de junta plana y el modelo lineal (FJCM y LM, respectivamente, por su denominación en inglés *Flat-Joint Contact Model y Linear Model*) (Itasca Consulting Group Inc., 2014); (2) se calibran los micro-parámetros de los materiales mediante ensayos de tracción descritos en la literatura (Li et al., 2024); y (3) se contrastan los modelos numéricos desarrollados con los ensayos de tracción en anclajes bajo condición de fluencia realizados por Kang (2022).

2. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

En este trabajo se emplean los ensayos a tracción presentados por Li et al. (2024) y por Kang (2022). En ambos casos, la configuración del ensayo fue la misma. Las muestras se prepararon en un molde de acero metálico con un diámetro de 50 mm y una longitud de 200 mm. El perno del anclaje, de 15 mm de diámetro, se centró dentro de la célula triaxial, de modo que, tras el vertido de la lechada, se obtuvo una longitud embebida efectiva de 140 mm de longitud (ver la Figura 2). En los experimentos se utilizó cemento Portland (P.C 42.5) y arena

de sílice pasante del tamiz con abertura de 0.5 mm. Tras colocar la muestra en una célula triaxial, se aplicó una presión de confinamiento, constante a lo largo de todo el ensayo. Tanto el ensayo de tracción simple como los de tracción bajo condición de fluencia se realizaron con una presión de confinamiento de 1 MPa. Los ensayos de tracción simple se realizaron con control de desplazamiento, a una velocidad de 1 mm/min para asegurar una carga cuasi-estática (Li *et al.,* 2023). Mientras, el ensayo bajo condición de fluencia se realizó con una fuerza de tracción constante correspondiente al 90% del valor de la carga máxima obtenida en el ensayo de tracción simple (Kang, 2022). Los resultados de los ensayos se presentan en la Sección 4, junto con los resultados de los modelos numéricos.

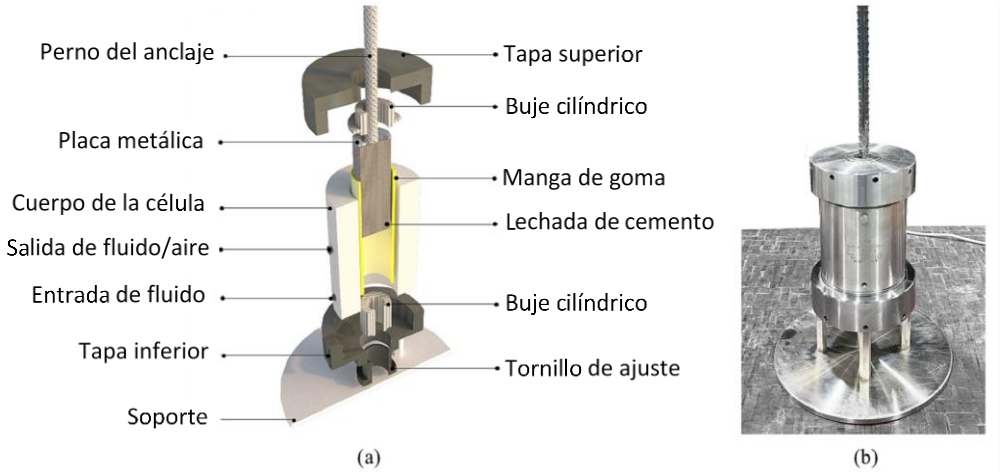


Figura 2. Muestra del ensayo de tracción: (a) representación idealizada de las partes de la célula triaxial diseña para el ensayo; (b) vista 3D de la célula triaxial (Li et al., 2023).

3. CONFIGURACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

3.1 ENSAYO DE TRACCIÓN

Los modelos numéricos de este trabajo se han elaborado con el programa comercial *Particle Flow Code* (PFC) (Itasca Consulting Group Inc., 2014). La lechada de cemento del anclaje se simula mediante partículas circulares, mientras que tanto el perno del anclaje como la célula triaxial se modelan con paredes rígidas e indeformables. Notar que, aunque se pensaría que esta simplificación podría despreciar el efecto Poisson asociado a la tracción del perno, estudios recientes han verificado que la reducción lateral del radio de componentes de anclaje causada por este efecto es extremadamente pequeña, y su influencia en la variación del radio del perno puede considerarse despreciable en los cálculos numéricos (Li *et al.,* 2025). En particular, la deformación transversal inducida por el coeficiente de Poisson es mucho menor que la deformación axial predominante y la respuesta mecánica de contacto del sistema perno-lechada-roca, por lo que no altera significativamente la distribución de tensiones ni los resultados estructurales del anclaje (Zhou y Zhang, 2021).

El proceso de generación de la muestra de la lechada sigue la metodología propuesta por Gutiérrez-Ch *et al.* (2021). A continuación, se describen los pasos dados para la simulación del ensayo de tracción del anclaje mediante un modelo numérico bidimensional con el MED:

a) Geometría perno + lechada: La geometría del perno se modeliza mediante paredes rígidas con las dimensiones de laboratorio (ver la Figura 3). Además, para optimizar el coste computacional, se adoptan las siguientes hipótesis: (i) únicamente se modeliza la mitad de la muestra en lugar de toda la sección; y (ii) los resaltos del perno de anclaje se representan mediante geometrías con forma de arco. La célula triaxial se simula como un contenedor limitado por cuatro paredes rígidas sin fricción. El contenedor se llena con partículas posicionadas aleatoriamente, cuyos radios siguen una distribución Gaussiana, limitados por los radios mínimo (R_{min}) y máximo (R_{max}) de las partículas, ver la Figura 4a, b. Usualmente, el R_{min} para los ensayos con el MED suele ser de 0.4-0.6 mm (Gutiérrez-Ch *et al.,* 2021; Qiu *et al.,* 2025); en este trabajo, teniendo en cuenta el tamaño de los resaltos del perno de anclaje, se elige $R_{min} = 0.4$ mm.

Notar que, considerar un modelo bidimensional en deformación plana constituye una idealización del problema tridimensional real; no obstante, resulta adecuada para el objetivo de este trabajo, que es demostrar la capacidad del modelo numérico para reproducir la fluencia del sistema anclaje–lechada. En este marco, el comportamiento dependiente del tiempo se interpreta conforme a la Teoría Cinética de los Procesos de

Deformación, que conducen a una acumulación gradual de deformaciones macroscópicas. El enfoque discreto permite representar explícitamente la evolución temporal de los contactos, el cambio en sus coeficientes de fricción y la redistribución interna de fuerzas, aspectos clave para capturar el mecanismo de fluencia. Si bien esta simplificación no reproduce el estado tensional axisimétrico ni el desarrollo completo del cono de rotura tridimensional, se considera suficiente para analizar los mecanismos micromecánicos responsables del comportamiento observado experimentalmente. En cualquier caso, estudios previos (Wang *et al.,* 2020) confirman que las diferencias en deformación de la roca, tensiones en el perno, la respuesta de corte en la interfaz perno-roca y la distribución de zonas plásticas entre modelos 2D y 3D son generalmente menores al 15%, lo cual no altera los mecanismos de rotura ni las conclusiones derivadas del modelo numérico desarrollado en este trabajo.



Figura 3. Aspectos geométricos del perno del anclaje (Li *et al.*, 2023).

b) Condiciones de contorno y cargas aplicadas: Se restringe el movimiento de las paredes exteriores del modelo excepto la pared del borde derecho del contenedor sobre la que se aplica un desplazamiento horizontal hasta alcanzar la presión de confinamiento de 1 MPa. A modo de ilustración, la Figura 4b muestra una vista simplificada del modelo (i.e., con un numero de partículas menor al número real −4507 partículas−).

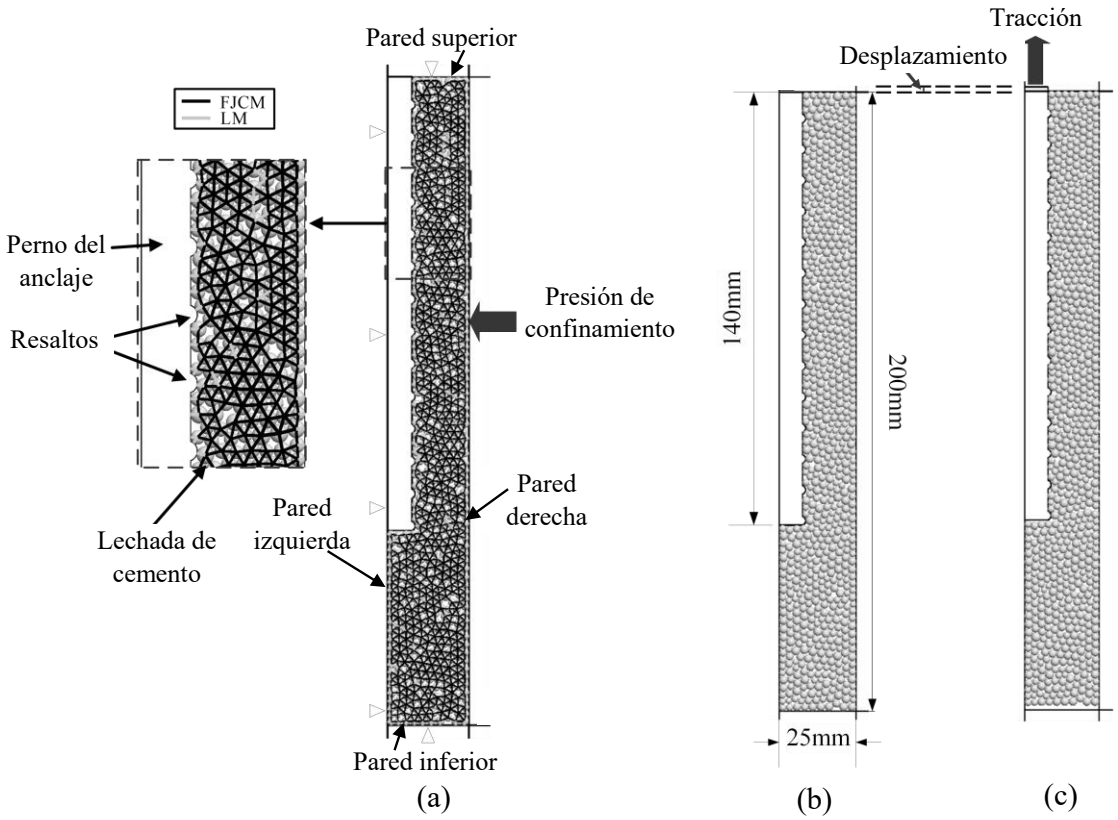


Figura 4. Configuración del modelo numérico: (a) distribución de la red de contactos y geometría del modelo; (b) dimensiones y posición inicial del modelo antes de comenzar el ensayo; (c) vista del modelo tras aplicar la fuerza de tracción del ensayo.

c) Ejecución del ensayo: Se aplica una fuerza de tracción sobre el perno de anclaje mediante una velocidad vertical constante de 1 mm/min (coincidente con el valor utilizado en los ensayos de laboratorio) sobre las paredes que simulan el perno de anclaje (ver la Figura 4c). El ensayo se desarrolla hasta que ocurre la rotura de la muestra.

3.2 CALIBRACIÓN DE LOS MICRO-PARÁMETROS DEL MODELO

La calibración de los micro-parámetros de los modelos de contacto FJCM y LM se realizaron de acuerdo al procedimiento sugerido por Gutiérrez-Ch *et al.* (2021). En particular, se ajustan los parámetros resistentes del modelo FJCM y los parámetros deformacionales de los modelos FJCM y LM para reproducir la curva fuerza de tracción versus desplazamiento del ensayo de tracción experimental realizado por Li *et al.* (2023). Los parámetros resultantes del proceso de calibración se presentan en la Tabla 1. Además, de acuerdo a Gutiérrez-Ch *et al.* (2021), en esta etapa del proceso de calibración se adopta una relación de contactos LM/FJCM en las partículas que simulan la lechada de cemento del 17.5 %. (Hay que tener en cuenta, no obstante, que este valor puede ajustarse posteriormente, si es necesario, para lograr una mejor concordancia con la respuesta observada en los ensayos de laboratorio con fluencia). Se debe indicar, asimismo, que entre las partículas que componen la lechada y las paredes que representan el perno de anclaje, se establece un modelo de contacto lineal (LM), el cual también se ve afectado por la RPT y por el fenómeno de fluencia.

Tabla 1. Micro-parámetros calibrados para los modelos FJCM y LM.

Micropropiedades de las partículas		**Micropropiedades del modelo FJCM**	
Módulo efectivo, E^* (MPa)	53.0	Módulo efectivo, $\bar{E}^*$ (MPa)	53.0
Relación de rigidez normal y de corte, $k^*=k_n/k_s$	0.40	Relación de rigidez normal y de corte, $\bar{k}^*$	0.40
Ángulo de friccón, Φ (°)	50.8	Ángulo de fricción, Φ_{FJ} (°)	50.8
Densidad, ρ (kg/m^3)	2400	Cohesión, c (MPa)	2.2
Radio mínimo, R_{min} (mm)	0.40	Resistencia a tracción, σ_t (MPa)	1.1
R_{max}/R_{min}	1.40	Número de elementos, N_r	2.0
Micropropiedad del modelo LM			
Módulo efectivo, E^*_{LM} (MPa)			53.0
Relación de rigidez normal y de corte, k^*_{LM}			0.4

Los resultados obtenidos en el proceso de calibración se presentan en la Figura 5. Aunque se observa una buena concordancia entre la curva numérica y experimental en términos de rigidez inicial y fuerza pico (F_{pico} del modelo numérico y experimental registran valores de 72.3 kN y 70 kN, respectivamente), es evidente que el modelo numérico no reproduce la caída brusca de carga observada en el ensayo de laboratorio tras alcanzar la resistencia máxima, la cual es característica de un proceso de fractura frágil y rotura rápida.

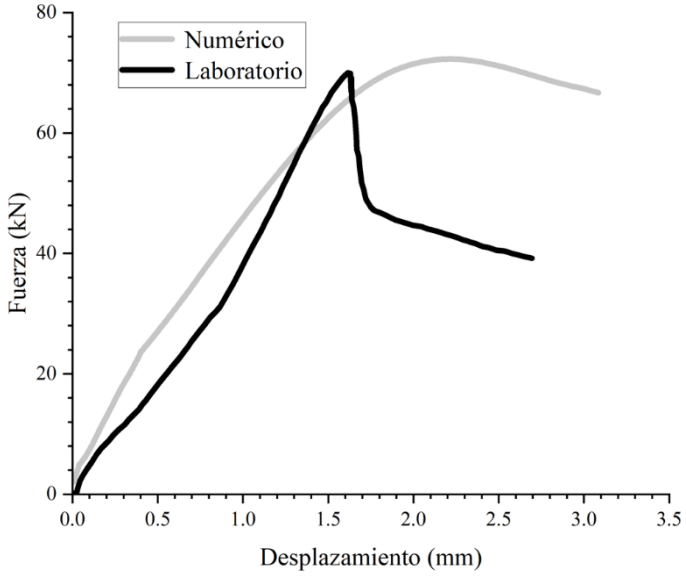


Figura 5. Ensayo de tracción: comparación entre la curva numérica y experimental.
(Datos experimentales tomados de Li *et al.* (2023)).

Esta discrepancia se debe a que el modelo numérico desarrollado en este estudio está enfocado en simular el comportamiento de fluencia dependiente del tiempo y la evolución progresiva del daño en la interfaz perno-roca. Sin embargo, la diferencia en la respuesta post-pico no afecta las conclusiones principales del estudio, ya que el modelo propuesto reproduce adecuadamente la respuesta mecánica global previa al pico y el comportamiento de deformación a largo plazo controlado por procesos de fluencia, que constituyen el objetivo principal de la investigación.

4. ENSAYOS EN CONDICIÓN DE FLUENCIA

Los micro-parámetros calibrados en la Sección 3.2 se emplean para realizar un ensayo numérico de tracción sobre un anclaje bajo condición de fluencia y contrastar su respuesta con el ensayo experimental descrito por Kang (2022). El ensayo se realiza: (i) a una fuerza de tracción de 63 kN, correspondiente al 90% del valor de F_{pico} de 70 kN mostrado en la Figura 5; y (ii) con una presión de confinamiento horizontal de 1 MPa. La configuración del ensayo y preparación del modelo numérico coincide con la descripción hecha en la Sección 3.1 Debido a que el tiempo en el modelo numérico (t_{MED}) difiere del tiempo físico registrado en los ensayos de laboratorio (t_{lab}), es necesario establecer una relación de escala temporal entre ambos. Esta relación se deriva utilizando como puntos de referencia los tiempos en los que la carga de tracción alcanza el valor establecido. Específicamente, cuando la fuerza de tracción del ensayo numérico alcanza el valor de fuerza de 63 kN empleado en el ensayo de laboratorio, se asume que el t_{MED} es equivalente al t_{lab}. Esta suposición permite determinar un factor de escalado temporal entre las simulaciones numéricas y los resultados experimentales (ver la Tabla 2).

Tabla 2. Factor de escalado temporal entre el ensayo numérico y experimental.

Fuerza de tracción (kN)	**Tiempo, t (s)**		t_{MED}/t_{lab}
	Laboratorio, t_{lab}*	Numérico, t_{MED}	
63	3766	3.67E-02	9.74E-06

* Tomado de Kang (2022)

4.1. EVOLUCIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS

La Figura 6 muestra la evolución del desplazamiento del perno de anclaje con el tiempo. Como puede observarse, los resultados numéricos no solo reflejan el mismo comportamiento en términos de desplazamiento, sino que también muestran una respuesta similar del tiempo en el que se produce la rotura por fluencia del ensayo de laboratorio, ver la Figura 6a. (Es importante mencionar que, como se indicó en la Sección 3.2, durante el proceso de simulación se ajustó ligeramente la relación de contactos LM/FJCM a un valor de 17.2 % para así reproducir mejor la respuesta por fluencia en el ensayo numérico).

Además, a diferencia de muchos modelos de fluencia que no logran reproducir la fase terciaria ni la rotura por fluencia, la Figura 6b demuestra que los modelos numéricos basados en el enfoque MED + RPT son capaces de simular todas las etapas de una curva teórica de fluencia (ver la Figura 1), incluida la fluencia terciaria y la correspondiente rotura. En particular, se observa que, inicialmente, se presenta una deformación elástica (puntos A–B de la Figura 6b) en respuesta a la fuerza aplicada. Posteriormente, si la fuerza aplicada es suficientemente alta, se presentan tres fases adicionales: (i) aumento del desplazamiento mientras la tasa de deformación disminuye con el tiempo (fluencia primaria, B–C en Figura 6b); (ii) etapa caracterizada por una tasa de desplazamiento prácticamente constante (fluencia secundaria, C–D en Figura 6b); y (iii) una aceleración del desplazamiento que conduce a la rotura de la muestra (fluencia terciaria, D–E en Figura 6b).

En consecuencia, los resultados numéricos sugieren que el enfoque combinado del MED + RPT puede emplearse para reproducir tanto la evolución del desplazamiento como el comportamiento por fluencia de anclajes sometidos a cargas permanentes.

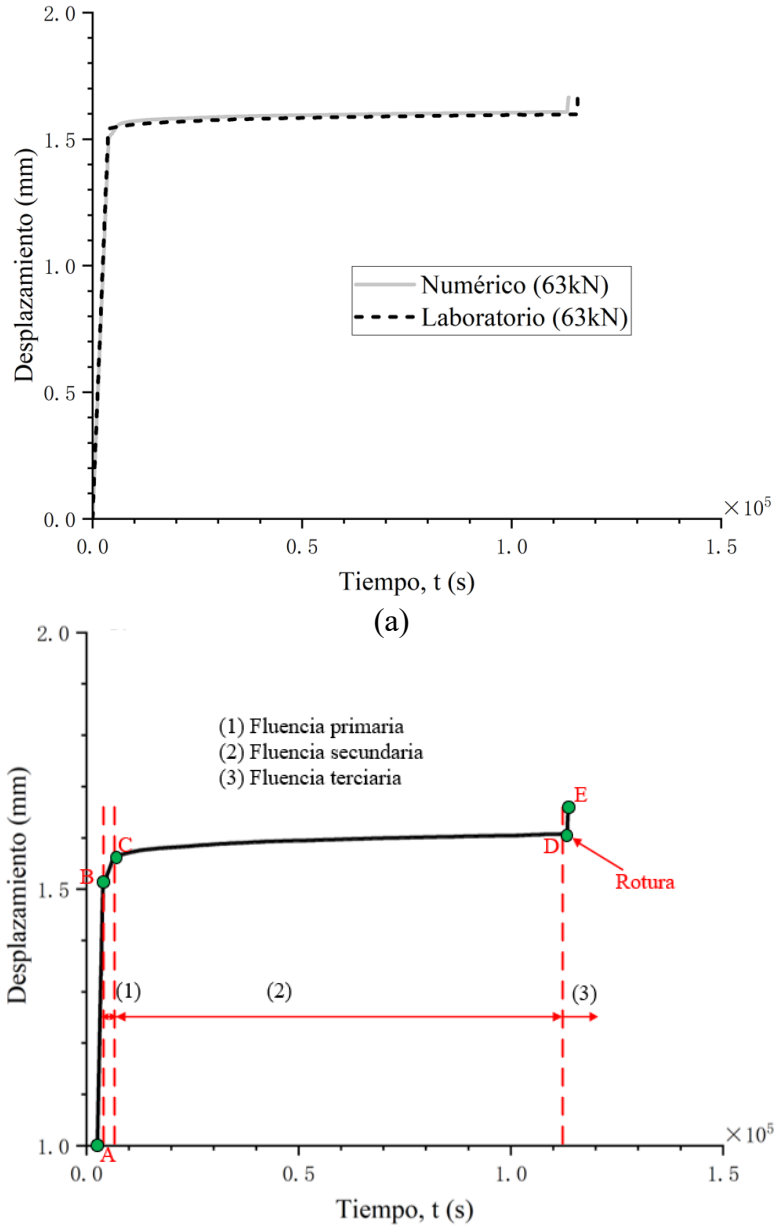


Figura 6. Ensayo de tracción bajo condición de fluencia con una carga de trabajo de 63 kN:
(a) comparación entre la curva numérica y experimental (datos experimentales tomados de Kang, 2022);
(b) etapas de la fluencia en el ensayo numérico.

4.2. EVOLUCIÓN DEL DAÑO EN LA MUESTRA

Finalmente, la Figura 7 refleja la evolución de las micro-grietas generadas tanto por corte como por tracción en la muestra, así como la rotura progresiva observada durante la simulación del ensayo de tracción bajo condición de fluencia.

La cuantificación de microgrietas se realiza mediante el modelo de contacto FJCM implementado en PFC. En este enfoque, cada contacto partícula-partícula se discretiza en un conjunto de elementos vinculados, cuya rotura individual representa la formación de una micro-grieta. Dichas micro-grietas se clasifican como de tracción o de corte en función del criterio de rotura: una microgrieta por tracción se genera cuando la tensión normal excede la resistencia a tracción del elemento, mientras que una micro-grieta por corte ocurre cuando la tensión cortante supera la resistencia al corte siguiendo la ley de Coulomb (Itasca Consulting Group Inc., 2014).

El conteo y seguimiento de micro-grietas se realiza automáticamente durante la simulación mediante funciones FISH (lenguaje de programación interno de PFC), que registran en tiempo real cada evento de rotura de los elementos del FJCM. Para cada micro-grieta, se almacena información como el identificador de grieta, el

identificador de contacto, el tipo de rotura (tracción o corte), orientación, entre otros (Itasca Consulting Group Inc., 2014). De este modo, el número total de micro-grietas presentado en la Figura 7 corresponde a la suma acumulada de eventos de rotura individuales registrados a lo largo del proceso de carga.

Como puede apreciarse, la evolución del número de micro-grietas, predominantemente por corte, sigue la misma tendencia que la curva de fluencia presentada en la Figura 6b. Se observa, además, que las micro-grietas aumentan gradualmente durante las etapas de fluencia, mientras que, durante la fase de carga y en la parte final de la fluencia secundaria e inicio de la fluencia terciaria y rotura de la muestra, aumentan de manera significativa. Por su parte, las grietas por tracción aumentan de forma considerable únicamente durante la fase de carga. En consecuencia, los resultados numéricos sugieren que los ensayos de tracción bajo condición de fluencia alcanzan la rotura debido a que el mecanismo de rotura está controlado principalmente por el daño por corte. Este resultado concuerda con las observaciones experimentales reportadas por Li *et al.* (2023, 2024).

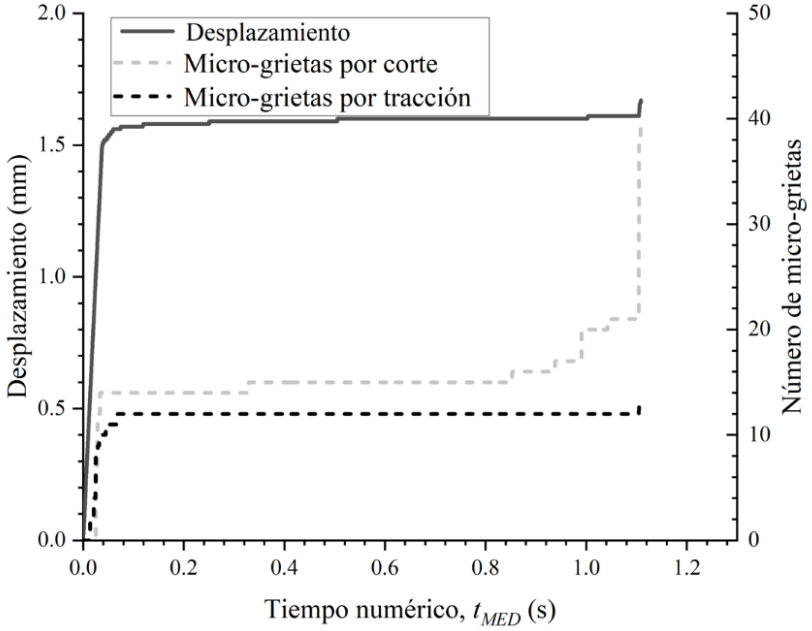


Figura 7. Evolución del número de micro-grietas durante el ensayo numérico de tracción bajo condición de fluencia.

5. CONCLUSIONES

A lo largo de la vida útil de los sistemas de refuerzo, los factores naturales y climáticos pueden deteriorar la interfaz perno–lechada de los anclajes, reduciendo gradualmente su resistencia y pudiendo provocar el fallo de la estructura. Bajo una carga sostenida en el tiempo, esta interfaz podría experimentar deformaciones con el tiempo (fluencia), generando micro-grietas que pueden conducir a la rotura. Muchos modelos existentes no logran reproducir adecuadamente este fenómeno, especialmente la fluencia terciaria y la correspondiente rotura.

Este estudio demuestra que la combinación del Método de Elementos Distintos (MED) con la Teoría Cinética de los Proceso de Deformación (RPT) permiten reproducir adecuadamente el comportamiento observado en ensayos de tracción bajo condición de fluencia. El modelo numérico emplea una mezcla híbrida de contactos no convencionales, principalmente *Flat Joint Contact Model* (FJCM) y, en menor proporción, *Linear Model* (LM), siendo estos últimos esenciales para simular la fluencia. A diferencia de modelos tradicionales como el de Burger, el enfoque MED–RPT reproduce la fluencia terciaria sin requerir una ley constitutiva específica, ya que la RPT vincula micromecánicamente la velocidad de deslizamiento con el coeficiente de fricción entre partículas.

Los resultados replican la evolución del desplazamiento hasta la rotura y muestran que el daño está dominado por micro-grietas por corte, especialmente durante la fluencia terciaria. Además, el modelo puede calibrarse con datos de los ensayos de laboratorio habituales, lo que lo convierte en una alternativa eficiente en costo y tiempo para ensayos en condiciones de fluencia.

AGRADECIMIENTOS

Queremos mostrar nuestro agradecimiento al apoyo proporcionado por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España en el marco del proyecto PID2024-161402OB-I00, mediante el cual se ha financiado parcialmente esta investigación.

REFERENCIAS

Chen, Y.F., Ai, Z.Y., Ma, Z.G., Ye, Z.K., Mao, X.B. (2024). Time-dependent behavior of vertically loaded rock-socketed piles in multilayered saturated viscoelastic rock-soil mass. *Computers and Geotechnics*, Vol. 172: 106438.

Gutiérrez-Ch, J.G., Senent, S., Estebanez, E., Jimenez, R. (2021). Discrete element modelling of rock creep behaviour using rate process theory. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 58: 1231–1246.

Gutiérrez-Ch, J.G., Senent, S., Graterol, E.P., Zeng, P., Jimenez, R. (2023). Rock shear creep modelling: DEM – Rate process theory approach. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 161: 105295.

Itasca Consulting Group Inc. (2014). *PFC Manual, Version 5.0*. (Minneapolis, Minnesota).

Kang, B. (2022). Experimental and constitutive study on the mechanical behavior of fully grouted rock bolt under the pull-out creep condition (Master's thesis). Dalian University of Technology. (in Chinese).

Li, A., Cheng, H., Yue, Z., Rong, C., Wang, P., Lin, J. (2025). Mechanical performance analysis of fully grouted bolts considering yield and hardening characteristics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 194: 106197.

Li, Y., Ahmed, A., Li, D. (2024). Mechanical behaviour of fiber-reinforced grout in rock bolt reinforcement. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 16: 437–453.

Li, Y., Tan, Y., Ahmed, A., Cheng, H. (2023). Experimental study on the pullout behaviour of rockbolts with steel fiber-reinforced grout under constant confining pressures. *Construction and Building Materials*, Vol. 397: 132350.

Montero-Cubillo, N.S., Galindo, R.A., Olalla, C., Muñiz-Menéndez, M. (2021). Pull-out creep laboratory test for soft rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 144: 104811.

Qiu, W., Gutiérrez-Ch, J.G., Senent, S., Zhao, L., Jimenez, R. (2025). Simulation of real tunnel convergences in soft rock using Discrete Element Method with Rate Process Theory. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 193: 106172

Sun, C., Li, G., Gomah, M.E., Xu, J., Sun, Y. (2020). Creep characteristics of coal and rock investigated by nanoindentation. *International Journal of Mining Science and Technology*, Vol. 30: 769–776.

Wang, M., Cai, M. (2022). Modeling of time-dependent deformation of jointed rock mass. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 55: 2049–2070.

Wang, W., Liu, Q., Ma, H., Lu, H., Wang, Z. (2020). Numerical analysis of material modeling rock reinforcement in 2D FDEM and parameter study. *Computers and Geotechnics*, Vol. 126: 103767.

Yang, C., Daemen, J.J.K., Yin, J.-H. (1999). Experimental investigation of creep behavior of salt rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 36: 233–242.

Zhang, Q., Shen, M., Zhi, W. (2011). Investigation of mechanical behavior of a rock plane using rheological tests. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 23: 1220–1226.

Zhang, Z.L., Xu, W.Y., Wang, W., Wang, R.B., 2012. Triaxial creep tests of rock from the compressive zone of dam foundation in Xiangjiaba Hydropower Station. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 50: 133–139.

Zhou, X.-P. y Zhang, J.-Z. (2021). Damage progression and acoustic emission in brittle failure of granite and sandstone. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 143: 104789.

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE MONITORIZACIÓN MANUAL Y REMOTA/AUTOMÁTICA

Juan Carlos SÁNCHEZ[(1)]* y Enrique TOVAR[(1)]

[(1)] Keller Cimentaciones, S.L.U.
*juancarlos.sanchez@keller.com

RESUMEN

Tradicionalmente, la monitorización de estructuras se ha realizado de manera manual, a través de técnicas tan antiguas como las plomadas o más modernas como los teodolitos. Teniendo un carácter discreto y con una corta duración. Actualmente, aunque los equipos sean mucho más modernos y capaces, ese carácter no ha cambiado, limitándose a la duración de una obra y con un número limitado de lecturas que ofrecen una información incompleta. Desde el desarrollo de la tecnología de internet y las redes móviles, otra monitorización se ha hecho posible. Aunque la monitorización manual siga siendo indispensable por varias razones, cada vez más se confía en la monitorización automatizada y remota para el control de estructuras y actuaciones. Se pretende realizar una comparación de la monitorización manual frente a la automatizada. Las ventajas de un carácter presencial frente a uno remoto en este ámbito pueden parecer evidentes, cuando pueden no serlo. Hay muchas variables que ponderar en las técnicas remotas y automatizadas, más allá del coste y su impacto en un presupuesto. Siendo el objetivo de este articulo mostrarlas de una manera imparcial. Por tanto, este estudio demostrará las ventajas de la monitorización automática y remota frente a la manual y presencial en diversos aspectos, tales como el coste o la calidad de los datos, por ejemplo.

ABSTRACT

Traditionally, structural monitoring has been carried out manually, using techniques as old as plumb lines or as modern as theodolites. These methods are typically limited in scope and short-lived. Today, although the equipment is much more modern and capable, this nature has not changed; monitoring is still limited to the duration of a construction project and involves a limited number of readings that provide incomplete information. With the development of internet and mobile network technology, a new way of monitoring has become possible. Although manual monitoring remains essential for a number of reasons, there is an increasing tendency to rely on automated and remote monitoring for the control of structures and construction activities. The aim of this paper is to compare manual and automated monitoring. The advantages of on-site versus remote monitoring in this field may seem obvious, but they may not be. There are many variables to consider in remote and automated techniques, beyond cost and their impact on a budget. The objective of this article is to present them in an impartial manner. Therefore, this study will demonstrate the advantages of automated and remote monitoring over manual and on-site monitoring in various aspects, such as cost or data quality, for instance.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Instrumentación (Instrumentation), Monitorización (Monitoring), Adquisición de datos en remoto (Remote Data Acquisition).*

1. INTRODUCCIÓN

La monitorización manual se basa en inspecciones visuales o mediante herramientas, demandando la intervención directa de personal técnico para recabar los datos, supervisar o interpretar los resultados. Por su parte, la monitorización remota se apoya en sensores, sistemas de adquisición automatizada, algoritmos de procesamiento y transmisión inalámbrica de datos, permitiendo realizar de forma continua las mismas funciones de control con menor dependencia operativa.

La monitorización, tanto en el ámbito geotécnico como estructural, se realiza por diversas razones:

- Verificación de diseño: obtención de parámetros que validen la geotecnia, y las hipótesis que de ella derivan, en taludes, túneles o cimentaciones. También el control de cualquier tipo de construcción.
- Control de obra: para la definición del avance de obra, optimizar costes y favorecer la seguridad.
- Evolución: comprobación del comportamiento a largo plazo de estructuras, anclajes, contenciones, etc.
- Implicaciones legales y RR.PP.: documentación de deformaciones en estructuras vecinas y la consecución de una percepción favorable en proyectos sensibles.
- Conocimiento: documentación de datos históricos que permiten el avance y mejora de nuevos procesos constructivos.

Estas motivaciones son comunes tanto en la monitorización manual como en la remota, ya que ambas persiguen caracterizar correctamente el sistema auscultado. La principal diferencia radica en la metodología de adquisición, frecuencia de control y capacidad de automatización, que pueden variar según el ámbito de actuación, tanto en estructuras como en aplicaciones geotécnicas.

Por tanto, una primera diferenciación entre manual y remoto puede establecerse según la manera de enfocar la monitorización para las razones de su uso, como puede verse en la Tabla 1:

Tabla 1. Diferenciación monitorización en manual y automática.

	Manual	**Remota**
Verificación de diseño.	Válida para mediciones iniciales y diversas etapas constructivas.	Muy superior para el control o vigilancia de un elemento constructivo a largo plazo.
Control de obra.	Suficiente para controlar las diversas etapas de una obra.	Muy competente en el control de seguridad y optimización de costos.
Evolución.	Información incompleta o muy costosa.	Capaz de ofrecer una densidad de datos y una continuidad a mejor precio.
Implicaciones legales y RR.PP.	Capaz, aunque es complicado que pueda ofrecer la percepción necesaria.	Superior en todos los aspectos, tanto en percepción como en documentación.
Conocimiento.	Suficiente si no se pretende una densidad de datos elevada.	Superior por bajos costes de personal, densidad de datos y continuidad.

La planificación de los trabajos de monitorización no consiste solo en una suma de sensores en una obra, sino la aplicación de los mismos con un propósito. No es lo mismo plantear un sistema de monitorización por el mero hecho de tenerlo, como hacerlo adaptado a las particularidades de una obra (Tabla 2).

Por último, según el ámbito de aplicación de la monitorización, podemos distinguir cuatro campos principales de aplicación, como se plasma en la Tabla 3.

Tabla 2. Sumario de consideraciones en un proyecto.

Condiciones del proyecto	La estratigrafía, nivel freático, presencia de estructuras vecinas o el método de construcción condicionan el proyecto.
Propósito instrumentación	¿Cuál es el problema? ¿Qué variables queremos registrar?
Definición del problema	La definición de la problemática nos permite la elección de la instrumentación adecuada.
Medidas correctivas	Siempre ha de existir un plan de acción para valores críticos en la monitorización y quién es el responsable de cada parte (diseño, instalación, interpretación, etc.)
Factores limitantes	Qué condiciones presentes en un lugar pueden afectar al funcionamiento de la instrumentación (pluviometría, avances de la construcción, temperaturas, etc.)

Selección instrumentación	Seleccionar qué características queremos en la instrumentación: autonomía, exactitud, fiabilidad, etc.
Definir ubicación	Dónde se ubican los sensores o en qué lugar se coloca una referencia, por ejemplo. También qué densidad de sensores o datos son deseables.
Redacción procedimiento	Donde se especifiquen todos los puntos anteriores y se planifiquen imprevistos.

Tabla 3. Ámbitos de aplicación de la monitorización.

Geotecnia	Piezómetros, inclinómetros, extensómetros, etc. Muchos tipos de instrumentación basada en diferentes principios.
Estructural	Estaciones totales, hidroniveles, tilt, etc. Multitud de instrumentación.
Control	Pruebas de carga dinámicas o estáticas, perfiles térmicos, etc.
Medio ambiente	Vibración, sonido o partículas en suspensión son ejemplos claros.

2. LA MONITORIZACIÓN EN LA GEOTECNIA

En el ámbito geotécnico, la monitorización manual continúa teniendo una presencia muy extendida, especialmente en fases iniciales de proyecto, campañas de reconocimiento o controles periódicos durante la ejecución de obra. s habitual el empleo de estaciones totales para control topográfico, así como instrumentación específica como inclinómetros para el seguimiento de desplazamientos del terreno. Entre los sistemas de instrumentación geotécnica más habituales destacan:

- Presión intersticial: piezómetros y pozos de observación.
- Presión en el terreno: células de carga o presión.
- Control de asientos: monolitos o hitos de asiento).
- Mediciones de carga/deformación: células de carga y líneas de asiento.
- Medición de deformaciones y desplazamientos: inclinómetros, control topográfico y extensómetros.

Tradicionalmente, esta instrumentación se ha basado en campañas periódicas de lectura manual para recabar la información de toda la instrumentación instalada. Este enfoque sigue siendo habitual en zonas sin patología activa o en controles de seguimiento convencional. Sin embargo, presenta limitaciones inherentes al sistema como pueden ser el carácter discreto de la información obtenida o que la obtención de lecturas fiables requiere de procesos y protocolos estrictos.

El carácter manual de este tipo de lecturas puede ser suficiente en campañas de control inicial, estudios geotécnicos o simplemente para controles periódicos en zonas sin patologías o procesos geodinámicos externos adversos. En cambio, para zonas donde podemos tener problemas geotécnicos (fallas, deslizamientos, asientos excesivos, etc.) el carácter discreto y la falta de densidad de lecturas puede limitar seriamente la capacidad de diagnóstico. Por un lado, una frecuencia insuficiente puede retrasar la detección de evoluciones desfavorables, por otro, la escasa densidad temporal dificulta caracterizar adecuadamente el progreso del fenómeno observado.

Como se puede ver en la Figura 1, mediante un punto de lectura piezométrica de 3 puntos y un nodo que permite su automatización remota, podemos obtener una información que sería imposible mediante un piezómetro simple de lectura manual. Con la automatización y una frecuencia de lecturas adecuada, podemos correlacionar la evolución de las presiones intersticiales con los aportes hídricos y analizar no solo la magnitud de la respuesta del terreno, sino también su velocidad y comportamiento cíclico a lo largo de los distintos periodos hidrogeológicos.

Un caso especialmente representativo es el de los inclinómetros. Tradicionalmente se han realizado los controles en la horizontal de contenciones, taludes o escarpes mediante la instalación de tuberías inclinométricas y la posterior toma de lecturas periódicas con sonda inclinométrica manual. Actualmente, mediante el uso de cadenas articuladas de acelerómetros podemos instrumentar la tubería inclinométrica en toda su longitud y obtener un control de los movimientos en el tiempo a lo largo de toda la perforación. Esta tecnología se está implantando cada vez con mayor frecuencia gracias a la reducción de costes de fabricación y al aumento de su demanda en obras geotécnicamente complejas, especialmente en contenciones, taludes y escarpes de especial sensibilidad. No solo se aplica durante el proceso constructivo, sino también se puede enfocar hacia el control de estabilidad durante el tiempo, permitiendo detectar tendencias de deformación, velocidades de movimiento y posibles aceleraciones del terreno.

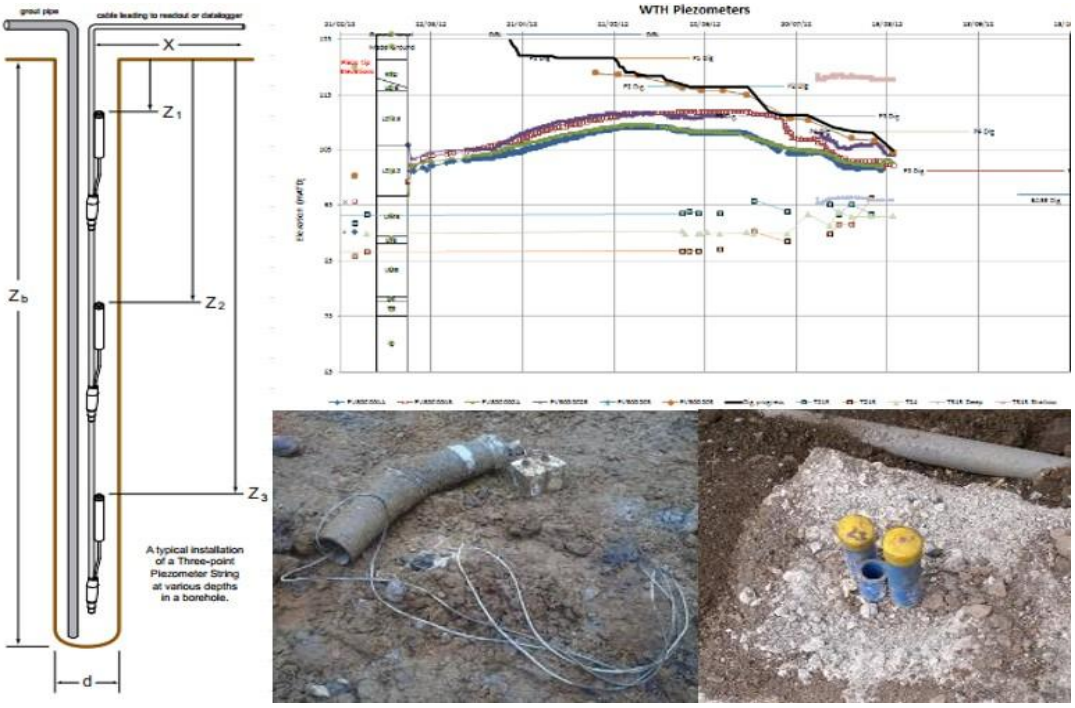


Figura 1. Piezómetro de tres puntos instrumentado.

En general, casi cualquier instrumentación geotécnica puede automatizarse y/o dotarse de capacidad de transmisión remota. Existen, no obstante, excepciones en los que esta automatización no suele resultar técnica o económicamente prioritaria, como pueden ser los pozos de observación o los monolitos de asiento. De manera general, la automatización constituye la solución más adecuada en aquellos emplazamientos donde no se prevea presencia habitual de personal o donde se requiera un control continuado durante largos periodos (Tovar et al., 2022).

3. LA MONITORIZACIÓN ESTRUCTURAL

Las infraestructuras envejecen, se deterioran y se ven sometidas a sobrecargas a lo largo de su vida útil. Este problema se agrava cuando hablamos de infraestructuras críticas o estratégicas, como subestaciones, estaciones y redes eléctricas, oleoductos, gaseoductos o refinerías.

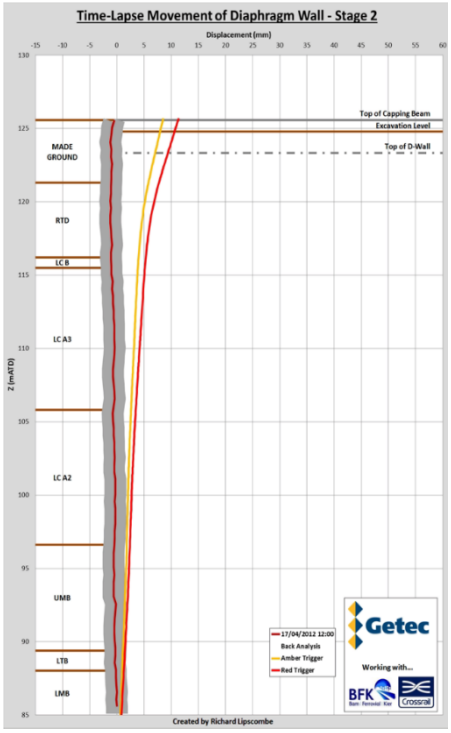


Figura 2. Log de deformación vertical mediante un Shape Acel. Array.

La monitorización estructural tiene como objetivo la vigilancia y control de estructuras en servicio, mediante el uso de diversos tipos de instrumentación, tal como se resume en la Tabla 4.

Tabla 4. Diversos métodos de monitorización estructural.

Estaciones totales	Instrumentación todoterreno fácilmente robotizable. XYZ.
Hidroniveles	Fiables, robustos y exactos. Medición de asientos inmejorable.
Tilt	Medición de ángulos en XYZ con posibilidad de incluir distanciómetro láser.
Inclinómetros	Tanto los tradicionales como los continuos y articulados.
Fibra óptica	Continua o distribuida. Ideal para obras lineales, aunque aún en desarrollo a niveles de mayor madurez de la tecnología.
Extensómetros	Familia amplísima de instrumentación.
Células de carga	Muy útiles para el control de anclajes permanentes.
Cámaras	Tecnología novedosa, a medio camino entre las ET y los hidroniveles, que valora el cambio en miniprismas.

Un ejemplo típico de comparación entre monitorización manual o remota es el asiento en estructuras. En el caso manual, el seguimiento suele realizarse mediante campañas periódicas con estación total, instalando miniprismas en puntos de control y efectuando lecturas en intervalos determinados (Carvajal et al., 2024). Aunque este sistema resulta eficaz en muchos casos, la información obtenida suele ser limitada y discontinua en el tiempo. Como alternativa, la monitorización remota permite un seguimiento continuo mediante diferentes tecnologías, destacando el uso de hidroniveles, como se muestra en la Figura 3.

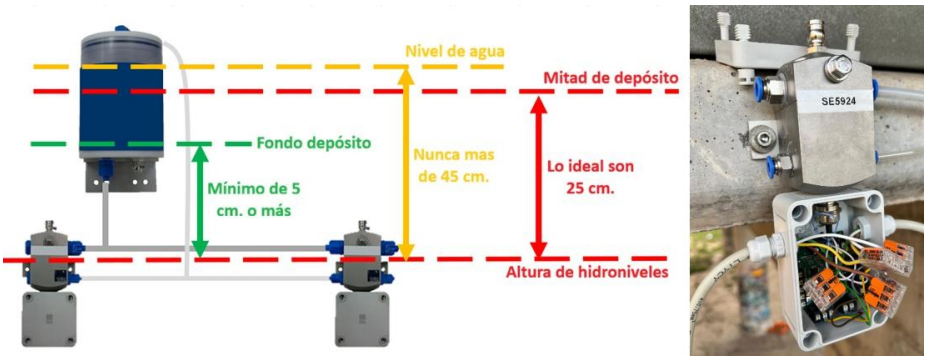


Figura 3. Esquema de funcionamiento de hidroniveles y ejemplo visual.

Los hidroniveles son sensores conectados a través de una línea de agua (y aire) que basan su funcionamiento en la variación lineal de la presión hidrostática con la profundidad. Su principal ventaja es la elevada precisión de medida, que puede alcanzar décimas de milímetro. Conectados a una unidad de adquisición y transmisión de datos, por ejemplo, mediante red 4G, los hidroniveles permiten realizar lecturas automáticas a alta frecuencia durante periodos prolongados de tiempo, generando series continuas de datos.

En infraestructuras sensibles suele ser recomendable el uso de monitorizaciones automáticas y remotas, como medida preventiva de seguridad. La adquisición continua de datos, junto con plataformas de gestión y sistemas de alarma, permite detectar de forma temprana cualquier variación en el comportamiento estructural y reaccionar con rapidez ante posibles anomalías.



Figura 4. Estación total automatizada en subestación eléctrica.

4. LA MONITORIZACIÓN DE CONTROL

La monitorización de control se aplica a la verificación de los parámetros necesarios para garantizar la correcta ejecución de determinados elementos constructivos, especialmente en el ámbito de las cimentaciones especiales. Algunos ejemplos representativos de este tipo de monitorización se recogen en la Tabla 5.

Tabla 5. Sumario de los métodos de monitorización de control mas comunes.

Pruebas de carga estática	Método común y antiguo, aunque en ocasiones costoso.
Pruebas de carga dinámica	Simulación de una PCE, ampliamente extendida e imprescindible en trabajos con pilotes, especialmente prefabricados.
Perfiles térmicos	Verificación del fraguado de un pilote para la valoración de integridad y forma. Muy útil en *jet grouting* o *soil mixing*.
***Crosshole* y Eco**	Pilote in situ en general. Métodos algo limitados, especialmente el Eco, pero rápidos en muestreo.
Verticalidad y azimut	Imprescindible en perforaciones criticas o con obstáculos a evitar.

Aunque existen más técnicas para la monitorización de control, estas quizás sean las más comunes y usadas en el día a día. Dado el carácter puntual y limitado en el tiempo, normalmente, este tipo de monitorización no suele requerir automatización permanente ni sistemas continuos de transmisión remota de datos. Siempre necesitan de técnicos in situ para su realización y normalmente, este personal ha de estar formado en la tarea lo que dificulta delegar las tareas en personal no cualificado.

No obstante, determinadas técnicas permiten actualmente un seguimiento a distancia cuando las condiciones de obra lo requieren:

- Mediante potenciómetros digitales es posible supervisar de forma remota una prueba de carga estática.
- En pruebas de carga dinámica, el uso habitual de equipos conectados a ordenador portátil facilita la visualización inmediata de resultados.
- En general, cualquier instrumentación digital es susceptible de integrarse en sistemas de adquisición remota.

Teniendo en cuenta que hoy en día existen multitud de opciones digitales para todo tipo de instrumentación, se abre una mejora en la monitorización de control, ya que se puede hacer exactamente una prueba o ensayo con unas ventajas innegables.

En particular, en una prueba de carga estática (a compresión, tensión o lateral) el uso de potenciómetros digitales permite una evaluación continua de la deformación durante la prueba. Esto facilita analizar la respuesta del elemento ensayado en cada escalón de carga, conocer su comportamiento a largo del tiempo, determinar cuándo es necesario corregir la presión aplicada y evaluar con mayor detalle la evolución de las deformaciones acumuladas. Un ejemplo de esta dinámica se muestra en la Figura 5.

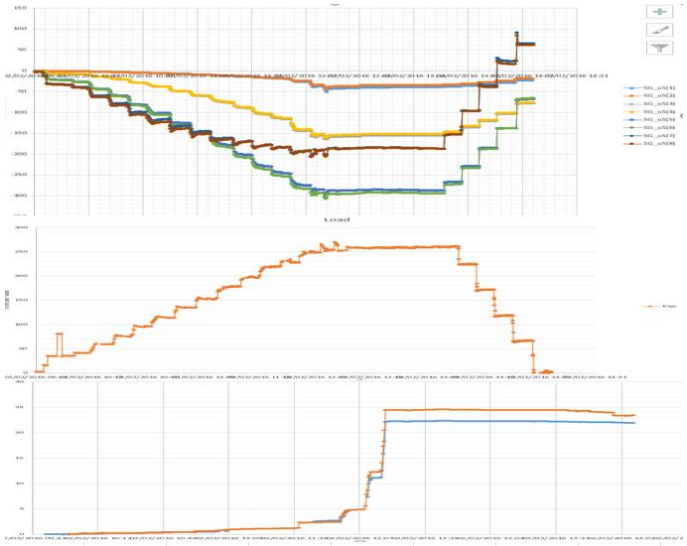


Figura 5. Ejemplos de medición automatizada en PCE.

No solo eso, el uso de manómetros autorregulados permite ejecutar pruebas de carga estática cíclicas, donde se puede simular el comportamiento de una cimentación durante su vida útil reproduciendo en tiempos reducidos condiciones de carga equivalentes a largos periodos de servicio.

5. LA MONITORIZACIÓN MEDIOAMBIENTAL

La monitorización ambiental se orienta al control de parámetros con incidencia directa sobre las personas y el entorno durante la ejecución de obras o actividades técnicas. Entre las variables más habituales en el ámbito geotécnico y constructivo destacan:

- Vibraciones (tanto en terreno como en estructuras).
- Sonido/Ruido.
- Calidad del aire.

Aunque se pueden valorar otros parámetros medioambientales (como por ejemplo el clima o la calidad del agua), estas tres variables ambientales suelen ser las más comunes y, su registro y seguimiento, permite detectar alteraciones del medio, evaluar y prevenir impactos derivados de la actividad constructiva, optimizar la gestión del entorno y garantizar el cumplimiento de la normativa vigente. En consecuencia, este tipo de monitorización presenta una clara dimensión técnica, legal y preventiva, especialmente en contextos donde la convivencia entre procesos constructivos y áreas habitadas resulta inevitable.

Aunque es posible hacer este tipo de monitorización de manera manual, y de hecho es lo recomendable en algunos casos, como mediciones puntuales de vibración durante la hinca de pilotes o calidad de aire en procesos de duración limitada durante una actividad (partículas en suspensión, por ejemplo), normalmente esta monitorización se beneficia de un carácter remoto aplicado. Pudiéndose, por tanto, valorar el parámetro o parámetros que se requieran durante la duración de un proceso constructivo.

El control acústico en entornos urbanos constituye uno de los casos más representativos. El ruido afecta directamente al bienestar de las personas, está sujeto a límites normativos municipales de obligado cumplimiento y puede influir en el desarrollo de la obra mediante restricciones horarias o paradas de actividad. En este contexto, una monitorización continua permite conocer en todo momento la emisión acústica generada y adoptar medidas correctoras de forma inmediata cuando sea necesario. Un ejemplo de registro continuo de vibración y ruido se muestra en la Figura 6.

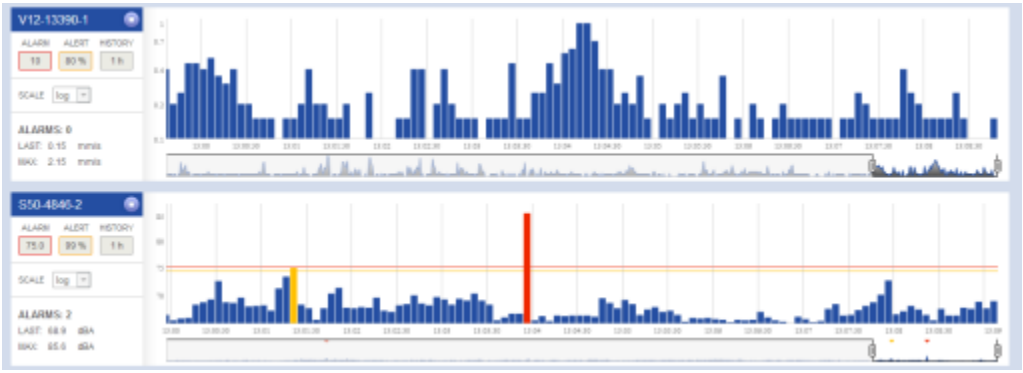


Figura 6. Log de registros continuo de vibraciones y sonido.

6. CONCLUSIONES

La planificación previa de los trabajos de monitorización es uno de los pasos más importantes dentro de un proceso constructivo que requiera control durante su ejecución. Definir las condiciones, anticiparse a los problemas o establecer qué parámetros pueden ayudar a la detección de los mismos, permite obtener beneficios técnicos y de seguridad que superan ampliamente el coste asociado a la instrumentación.

Relacionado con el punto anterior, en la selección de la instrumentación debe considerarse no solo el tipo de sensor, sino también su escala de medida y su adecuación al fenómeno que se pretende controlar. La elección debe basarse en el comportamiento esperado del parámetro medido y a la precisión realmente necesaria en cada caso. No tiene sentido usar un piezómetro de alta respuesta cuando tenemos un retraso temporal alto (*hydrostatic time lag*). Otro ejemplo sería el uso de hidroniveles (con una exactitud de décimas de mm.) para valorar una precarga de un suelo.

La monitorización manual y remota pueden coexistir dentro de un mismo proyecto. Para trabajos iniciales, replanteos o verificación (entre otras razones) resulta más cómodo tener personal y equipo sobre el terreno, que pueda responder con prontitud. Sin embargo, en zonas peligrosas, remotas o de difícil acceso, se hace imprescindible el uso de una monitorización automatizada.

Normalmente, el envío de datos de la monitorización automática se realiza mediante centralitas (Gateway) 4G, a la cual los sensores se conectan ya sea vía cable o vía inalámbrica. En zonas remotas, sin cobertura, esto puede ser un problema, pero los equipos LORA/LUPO (*long range/low power*) pueden solventar esta problemática.

La instrumentación digital presenta ventajas significativas frente a la analógica, principalmente por la continuidad y densidad de las lecturas obtenidas. La disponibilidad de series temporales continuas facilita interpretaciones más robustas y una caracterización más precisa de los procesos observados.

La mayoría de los programas de visualización de datos incorporan sistemas de alarma que notifican por email o SMS de que algún limite se ha superado. Es crucial que la elección de estos límites (y las acciones que conllevan) estén bien ponderadas. Si son demasiado bajos, se interrumpirán continuamente los trabajos y lastrará la producción. Si son demasiado altos, puede haber situaciones peligrosas que se pasen por alto.

Tanto la monitorización manual como la remota pueden ayudarse mutuamente. Por ejemplo, mediante nivelación óptica podemos configurar una cadena de *tilts* para obras lineales, corrigiendo la conversión de ángulos en asientos de manera más precisa. También puede usarse la monitorización manual como *backup* de la remota, tomando lecturas iniciales y periódicas que corroboren los resultados de la automática a través del tiempo.

Todos los ejemplos de monitorización que se han expuesto en este documento son solo una fracción de los disponibles en el mercado, tanto manuales como automáticos. Una adecuada planificación permite seleccionar la instrumentación más conveniente en función de sus prestaciones, alcance, modalidad de operación y coste, adaptándola a las necesidades reales del proyecto. La monitorización constituye una herramienta esencial para garantizar la seguridad, la eficiencia y la calidad final de los procesos constructivos. Incluso en contextos de presupuesto limitado, es posible diseñar estrategias eficaces de control que aporten valor técnico y operativo.

El futuro de la monitorización pasa por el desarrollo de nuevos campos, tales como la sensorización óptica (fibra óptica), nuevas aplicaciones de MEMS (*micro-electro-mechanical system*), LIDAR (láser), diversos tipos de interferometría, termografía infrarroja, etc. Con el objetivo final de conseguir instrumentación más barata y precisa, sistemas totalmente inalámbricos y una mejor integración de la monitorización en el ámbito de la geotecnia y estructuras.

REFERENCIAS

Bacuilima Illescas, M. A., & Barbecho Chuisaca, J. (2022). *Sistemas de Monitoreo de Salud Estructural de Estructuras Civiles: una revisión bibliográfica*. MQR Investigar, 6(3), 1641–1667.

Carvajal Diaz, E., Barros, P., & Matos, P. (2024). Soil treatment solutions for the construction of steel storage tanks: Design and behaviour. En *Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024: Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society*. Taylor & Francis.

Chang, P. C., Flatau, A., & Liu, S. C. (2003). *Health monitoring of civil infrastructure. Structural Health Monitoring,* 2(3), 257–267.

Dunnicliff, J. (1993). *Instrumentation and Monitoring for Monitoring Field Performance*. Wiley & Sons.

International Organization for Standardization. (2006–2020). *ISO 18674 (Parts 1–5): Geotechnical investigation and testing — Geotechnical monitoring by field instrumentation*. ISO.

Estaire, J., Cuéllar, V., Cámara, J.L. et al. (2022). *Actuaciones del Laboratorio de Geotecnia-CEDEX en Ingeniería Geotécnica Ferroviaria.* Ingeniería Civil, nº 200, CEDEX

GEO-Instruments. (2023). *Monitoring track geometry and deformation*. https://www.geo-instruments.com/wp-content/uploads/Monitoring-Track-Geometry-and-Deformation.pdf

GEO-Instruments. (s.f.). *Technical resources and project documentation*. Keller Group. https://www.geo-instruments.com

Tovar Atapuerca, E., Carvajal Díaz, E., & Martínez Oviedo, D. (2022). *Ground improvement by vibro stone columns for the foundation of fuel storage tanks in the State of Puebla (México)*. En *5º Simposio Internacional de Cimentaciones Profundas (SMIG 2022)*. Deep Foundations Institute / Geo-Institute.

ENSAYOS Y CRITERIOS DE VERIFICACIÓN MECÁNICA Y GEOTÉCNICA EN SISTEMAS DE APANTALLAMIENTO ACÚSTICO CON ESTRUCTURAS ESTABILIZADAS

Ginna TORRES[(1)*], Laura MOLANO[(1)] y Jordi COLL[(1)]

[(1)] Departamento técnico comercial
A Bianchini Ingeniero, S.A. (Maccaferri Group)
*g.torres@maccaferri.com

RESUMEN

Los sistemas reductores de ruido como son las pantallas acústicas conformadas por módulos de terreno reforzado representan una solución innovadora, eficiente y sostenible para la mitigación del ruido en infraestructuras viarias y ferroviarias. En este trabajo se presentan los criterios de diseó desarrollados y los resultados de ensayos de validación experimental realizados sobre estos sistemas. Los ensayos demuestran índice de reducción sonora de 42dB, una resistencia estructural ante cargas de viento equivalentes a 46m/s y un comportamiento satisfactorio frente a impactos y cargas verticales por peso propio. Desde el punto de vista constructivo, la combinación de elementos de refuerzos metálicos con materiales de relleno permiten mantener la resistencia mecánica y requerida sin comprometer las prestaciones acústicas. Los resultados obtenidos confirman la viabilidad técnica de está solución certificada, destacando además sus ventajas en términos de durabilidad y sostenibilidad ambiental frente a las pantallas acústicas convencionales.

ABSTRACT

Noise reduction systems such as acoustic barriers made of reinforced soil modules represent an innovative, efficient and sustainable solution for noise mitigation in road and railway infrastructure. This paper presents the design criteria developed and the results of experimental validation tests carried out on these systems. The tests demonstrate a sound reduction index of 42 dB, structural resistance to wind loads equivalent to 46 m/s, and satisfactory performance under impact and vertical self-weight loads. From a structural standpoint, the combination of metallic reinforcement elements with fill materials maintains the required mechanical resistance without compromising acoustic performance. The results obtained confirm the technical viability of this certified solution, while highlighting its advantages in terms of durability and environmental sustainability compared to conventional acoustic barriers.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Pantalla acústica (Noise barrier), Resistencia a carga (Load bearing capacity), Carga de viento (Wind load), Índice de absorción acústica (Sound absorption coefficient), Terreno reforzado (Mechanically stabilized earth (MSE)), Refuerzos metálicos (Metallic reinforcement elements), Verificación geotécnica (Geotechnical verification).*

1. INTRODUCCIÓN

La contaminación acústica generada por el tráfico rodado constituye uno de los principales problemas ambientales asociados a las infraestructuras viarias y ferroviarias, con consecuencias directas sobre la calidad de vida y el bienestar de la población expuesta. Para mitigar este impacto, las pantallas acústicas se han consolidado como la solución técnica más extendida, siendo objeto de estudio tanto desde el punto de vista de su eficacia acústica como de su comportamiento estructural.

Entre las tipologías existentes, las pantallas conformadas por estructuras de gaviones y muros mecánicamente estabilizados (MSE) han despertado un creciente interés por su capacidad de combinar función acústica y estabilidad geotécnica en un mismo sistema. Koussa *et al*., (2013) evaluaron el rendimiento acústico de pantallas de gaviones mediante ensayos in situ y modelos numéricos a escala reducida, obteniendo índices de aislamiento sonoro en torno a 20 dB y confirmando su viabilidad como dispositivos para la reducción del ruido ambiental en entornos urbanos. En una línea similar, Brunet (Brunet,G.,) documentó la aplicación práctica de pantallas de gaviones en entornos ferroviarios urbanos, destacando su integración paisajística y su buena respuesta acústica. No obstante, estos trabajos se centraron exclusivamente en las prestaciones acústicas intrínsecas, sin abordar la verificación estructural y geotécnica completa que exigen los sistemas de pantalla en entornos reales de infraestructura.

Además de su función acústica primaria, estas estructuras están sometidas a acciones mecánicas significativas: fuerzas de viento, presión dinámica de vehículos, peso propio y cargas de impacto. Su correcta evaluación es especialmente relevante en sistemas cuya estabilidad global depende de la interacción suelo-estructura. A pesar de ello, la literatura científica disponible sobre pantallas acústicas de suelo reforzado con validación experimental integral es escasa, y hasta la fecha no se dispone de soluciones de este tipo que hayan superado el conjunto completo de ensayos contemplados en la normativa vigente.

La norma española UNE-EN 1794:2025 establece los criterios de verificación mecánica y geotécnica aplicables a estos sistemas, constituyendo la referencia normativa para la obtención del marcado CE. El presente trabajo presenta los criterios de diseño y los resultados de la campaña de ensayos de validación experimental realizada sobre una pantalla acústica de módulos de terreno reforzado, que se postula como una de las primeras soluciones de esta tipología en obtener la certificación completa conforme a dicha norma. Los resultados obtenidos demuestran la viabilidad técnica del sistema y contribuyen a cubrir el vacío de conocimiento existente en la caracterización experimental integral de estas soluciones.

2. ACCIONES MECÁNICAS SOBRE LOS SISTEMAS DE APANTALLAMIENTO ACÚSTICO DENTRO DEL MARCO NORMATIVO UNE-EN 1794:2025

Las pantallas acústicas están sometidas, además de a su función acústica primaria, a diversas acciones mecánicas que deben verificarse para garantizar su integridad a lo largo de su vida útil. La norma UNE-EN 1794:2025 establece el marco de verificación aplicable, distinguiendo tres categorías de acciones: cargas horizontales, cargas verticales por peso propio y cargas dinámicas por impacto. En el presente trabajo, las tres categorías han sido verificadas para el sistema de pantalla acústica de terreno mecánicamente estabilizado objeto de estudio, mediante una combinación de cálculo analítico conforme al Eurocódigo y ensayos experimentales, cuyos resultados se desarrollan en detalle en los capítulos siguientes.

2.1. RESISTENCIA A CARGAS HORIZONTALES

Las cargas horizontales sobre las pantallas acústicas tienen su origen principalmente en la acción del viento y en la presión dinámica generada por el tráfico rodado. Para sistemas de estructura mecánicamente estabilizada, la norma permite realizar la verificación mediante cálculo analítico conforme al Eurocódigo, en lugar de exclusivamente mediante ensayo experimental, lo que resulta especialmente adecuado dado que la estabilidad de estos sistemas depende de la interacción global suelo-estructura y no de la resistencia aislada de elementos individuales. En el presente trabajo, la verificación frente a cargas horizontales se ha realizado adoptando las condiciones de exposición eólica más desfavorables contempladas en la normativa europea, con el objetivo de que los resultados sean válidos y extrapolables al conjunto del mercado europeo. Los resultados obtenidos, que se presentan en detalle en el capítulo siguiente, demuestran que el sistema satisface simultáneamente las condiciones de estabilidad al deslizamiento y al vuelco para una velocidad de referencia máxima de 46 m/s (166 km/h), superando ampliamente los valores de viento de referencia del territorio español, comprendidos entre 26 y 29 m/s según el Anejo Nacional de la EN 1991-1-4.

2.2. RESISTENCIA A CARGAS BAJO EL PESO PROPIO

El peso propio de la estructura desempeña en este sistema un doble papel: por un lado, constituye una acción a verificar en sí misma; por otro, actúa como principal mecanismo estabilizador frente al vuelco inducido por la acción del viento. Esta dualidad es característica de los sistemas de terreno mecánicamente estabilizado y los diferencia de las tipologías convencionales de pantalla acústica. Dado que el material de relleno empleado tiene capacidad de absorción de agua, la norma exige considerar el estado de peso mojado como hipótesis de carga, aplicando un factor de carga mínimo de 1,5 sobre las cargas de peso propio. En el presente sistema, el peso propio varía en función de la altura de la pantalla, con valores que oscilan entre 34,0 kN/m para H = 2,0 m y 77,8 kN/m para H = 4,0 m. La verificación de las condiciones geotécnicas de la base, realizada conforme a la formulación de Brinch Hansen, establece que el terreno de apoyo debe presentar un ángulo de rozamiento interno mínimo de 28°, bajo hipótesis de cohesión nula.

2.3. RESISTENCIA A CARGAS DINÁMICAS DERIVADAS DE IMPACTOS Y CARGAS ACCIDENTALES

Los dispositivos instalados en entornos viarios están expuestos al impacto de fragmentos proyectados desde la calzada, así como a cargas dinámicas generadas por equipos de retirada de nieve. La norma UNE-EN 1794-1:2025 establece ensayos normalizados para verificar que estos impactos no comprometan la integridad estructural ni la funcionalidad acústica del sistema. El sistema objeto de estudio presenta una respuesta frente a impactos cualitativamente diferente a la de las pantallas convencionales, derivada de la naturaleza misma del terreno mecánicamente estabilizado. Adicionalmente, el sistema dispone de certificación CE para una carga de impacto de 10 kN aplicada sobre una superficie de 4 m², equivalente a la acción de un equipo de retirada de nieve operando a 50 km/h. Los procedimientos de ensayo específicos y los criterios de aceptación aplicados se describen en detalle en los capítulos siguientes.

3. SISTEMAS DE PANTALLAS ACÚSTICAS VEGETABLES CON ESTRUCTURAS ESTABILIZADAS MECÁNICAMENTE

Habitualmente, las estructuras de suelo reforzado se utilizan en trabajos de estabilización de grandes áreas de terreno, concebidas principalmente para su aplicación en infraestructuras viarias o en entornos próximos a edificaciones. Sin embargo, este tipo de soluciones presenta una versatilidad que permite su aplicación en infraestructuras de transporte para múltiples configuraciones geométricas, siendo también empleadas como elementos de protección acústica en entornos urbanos e interurbanos.Los sistemas de suelo reforzado han evolucionado considerablemente a lo largo de los años, adaptándose a diversas aplicaciones dentro de la ingeniería civil. En la última década, se han llevado a cabo estudios específicos y campañas experimentales orientadas a evaluar y validar su uso en aplicaciones de protección acústica, consolidándose como una alternativa técnica eficaz y sostenible frente a las pantallas acústicas convencionales. El sistema Terramesh es un sistema de suelo reforzado híbrido compuesto por los siguientes elementos principales:

- Elemento de revestimiento frontal que es fabricado con un refuerzo continuo de malla doble torsión bifacial que genera el encapsulamiento del terreno completo en una tongada.
- Material de relleno

El sistema de pantalla acústica vegetable tipo Terramesh Green es un sistema modular de carácter medioambiental con acabado superficial vegetal. El principio de funcionamiento del sistema se basa en la interacción mecánica entre el material de relleno granular compactado y un elemento de revestimiento frontal fabricado con malla de doble torsión bifacial. Este elemento actúa como encofrado perdido y confinamiento lateral simultáneamente, transfiriendo los esfuerzos horizontales al conjunto del relleno compactado mediante fricción en la interfaz suelo-refuerzo. La Figura 1 ilustra el esquema de refuerzos y el mecanismo de trabajo por tongadas: cada capa de relleno es compactada individualmente dentro de su módulo, generando una interacción progresiva entre capas que contribuye a la estabilidad global del conjunto.

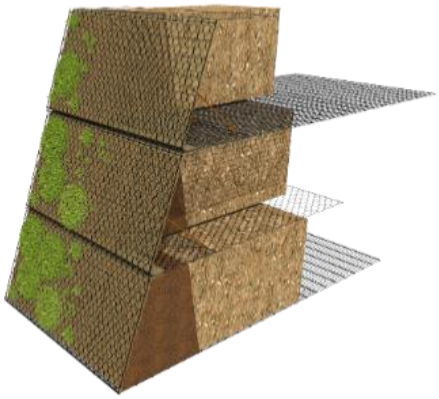


Figura 1. Estructura de terreno reforzado Terramesh Green. Fuente: Macaferri, 2025.

El sistema está conformado por perfiles metálicos vinculados entre sí mediante conectores estructurales, los cuales definen progresivamente la altura total de la estructura. Estos perfiles actúan como elementos de confinamiento lateral, proporcionando la rigidez necesaria para garantizar la estabilidad geométrica del conjunto durante las fases de construcción y en servicio. El proceso constructivo, representado en la Figura 2, se desarrolla por fases sucesivas: los módulos se apilan progresivamente a medida que se completa el relleno y la compactación de cada tongada, permitiendo un control preciso de la densidad en cada nivel. Este procedimiento es determinante para el comportamiento mecánico y geotécnico del sistema, ya que la resistencia al deslizamiento y al vuelco frente a cargas horizontales depende directamente de la calidad de compactación alcanzada en cada capa.

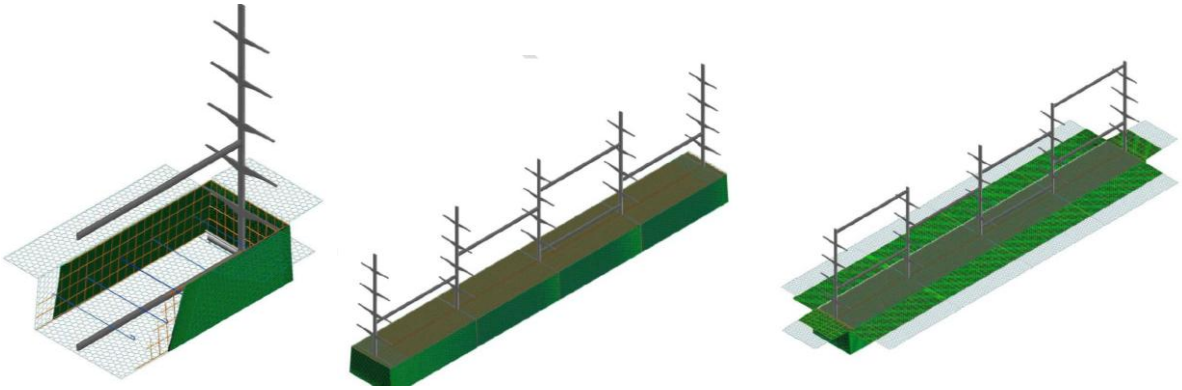


Figura 2. Proceso constructivo por fases de Pantalla acústica vegetable. Fuente: Macaferri, 2025.

La concepción modular del sistema permite su adaptación a distintas alturas y configuraciones geométricas en función de las exigencias acústicas y las condicionantes topográficas del emplazamiento. Desde el punto de vista constructivo, esta flexibilidad se traduce en tiempos de ejecución reducidos respecto a soluciones convencionales, con la ventaja adicional de que la prefabricación de los componentes garantiza una mayor homogeneidad en las propiedades mecánicas del sistema instalado.

4. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

El dispositivo ha sido ensayado y calculado conforme a la normativa vigente, siguiendo los criterios establecidos en la norma EN 1794-1 y en las especificaciones de desempeño acústico recogidas en la EN 14388:2015. Los ensayos acústicos fueron realizados por el laboratorio acreditado Centro Prove AISICO S.r.l. (número de acreditación ACCREDIA 0424), con sede en SP 27 del Cavaliere Km. 2+500, Pereto (AQ), Italia, en las instalaciones de A. Bianchini Ingeniero, S.A. (Maccaferri Group), Gran Vial 8, Pol. Ind. C.I.V. 08170 Montornès del Vallès, Barcelona. El prototipo ensayado presentaba las siguientes dimensiones: altura 4,0 m, base inferior 1,5 m y coronación 0,9 m.

4.1. DESEMPEÑO ACÚSTICO

El desempeño acústico de las pantallas se evalúa conforme a dos normas EN 14388:2015, en las que la EN 1793-2 se aplica en condiciones de campo reverberante y la EN 1793-6 en condiciones de campo no reverberante. La reverberación es el fenómeno sonoro producido por la reflexión, que consiste en una ligera

permanencia del sonido tras el cese de la emisión por parte de la fuente original. Las condiciones se consideran reverberantes cuando el porcentaje de espacio abierto en el contorno es menor o igual al 25%, sin incluir la superficie de la vía en dicho contorno. En el caso de la pantalla acústica de terreno reforzado, los ensayos se realizaron conforme a la norma EN 1793-6, obteniéndose valores in situ de aislamiento al ruido aéreo en condiciones de campo sonoro directo. Para la pantalla acústica de módulos conformados por terreno reforzado se realizó un ensayo en campo directo (no reverberante), dado el uso previsto para este tipo de estructura mostrado en la Figura 3.

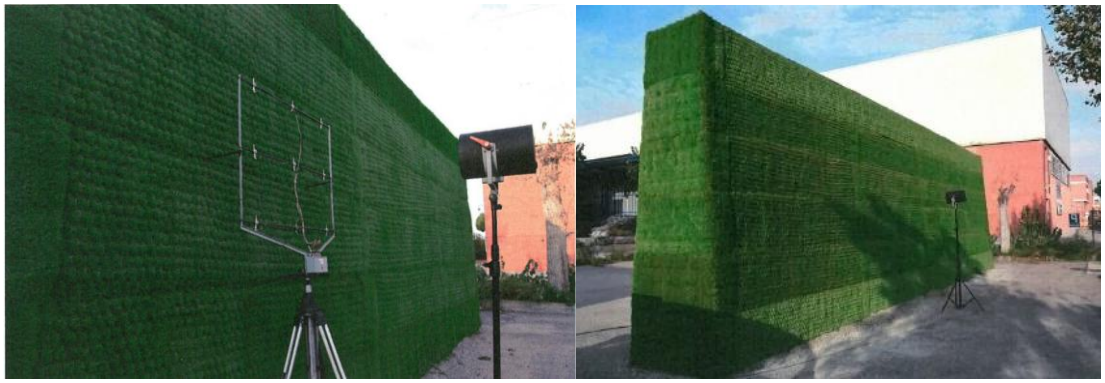


Figura 3. Pantalla acústica de terreno reforzado. Fuente: A Bianchini Ingeniero SA, 2018.

El ensayo de aislamiento acústico (Informe ASI_086) se realizó empleando señal MLS de orden 15 con 128 promediados y frecuencia de muestreo de 51.200 Hz. Las mediciones se efectuaron en 9 puntos de una malla situada a 0,25 m tras la pantalla, con la fuente sonora a 1,0 m de distancia y altura de fuente de 2,0 m. El sistema presenta un índice de reducción sonora elevado, lo que supone un alto desempeño de aislamiento acústico. Este valor implica que, en promedio, únicamente una fracción muy pequeña del sonido incidente logra atravesar la pantalla. La fracción de energía sonora transmitida puede estimarse mediante la siguiente ecuación donde R es el índice de reducción sonora en dB. Para $R = 42$ dB:

$$\tau = 10^{-R/10} \quad (1)$$

$$\tau = 10^{-4.2} = 6.31 \times 10^{-5} \quad (2)$$

Los resultados obtenidos indican que únicamente el 0,0063% de la energía sonora incidente es transmitida a través del sistema, confirmando su elevado desempeño en términos de atenuación acústica.

Por otro lado, el ensayo de reflexión sonora (Informe ASR_063), se realizó con la misma configuración instrumental. Se emplearon 9 micrófonos y función de ventana Adrienne con longitudes diferenciadas según el rango de frecuencias (100–160 Hz y 200–5000 Hz). El resultado obtenido fue un índice de reflexión $DL_{RI} = 4\ dB$I, lo que indica un comportamiento predominantemente absorbente del sistema, con valores de reflectancia que se mantienen por debajo de 0,7 en la mayor parte del espectro analizado.

Ambos ensayos se realizaron bajo condiciones atmosféricas controladas: temperatura 21–25 °C, velocidad de viento 0,3 m/s NE, cielo despejado y superficie del dispositivo seca.

4.2. DESEMPEÑO MECÁNICO

Tal como se expuso en el Capítulo 2, el desempeño mecánico de los sistemas de apantallamiento acústico es evaluado conforme a la norma EN 1794-1:2025 considerando las acciones de peso propio, cargas aerodinámicas máximas, carga normal máxima soportada y las acciones derivadas de las operaciones de retirada de nieve. En el presente apartado se exponen los resultados obtenidos para el sistema SonicMAC GNB en cada una de dichas verificaciones, mediante una combinación de cálculo analítico y verificación experimental, recogida en el informe técnico N° BIA-SPA17REL104_REV.4 de fecha 21 de febrero de 2018, emitido por E&G S.r.l. Los resultados fueron validados por el Organismo Notificado AISICO SRL (N.B. 2131, Reg. UE n. 305/11), que emitió la certificación de prestaciones del producto.

La pantalla estudiada fue la de Altura total de 4metros, una base de 1.5m y una base superior de 0.9 metros, mostrada en la Figura 4.

Desde el punto de vista físico, las propiedades de peso específico del conjunto entre el esqueleto metálico, el material de relleno compactado y los módulos fabricados en malla doble torsión son 16kN/m3, a efectos de calculo estructural. Este valor fue asumido con un margen de seguridad alto, lo que permite dimensionar

adecuadamente los elementos de soporte como la cimentación frente a las combinacones de carga exigidas por norma.

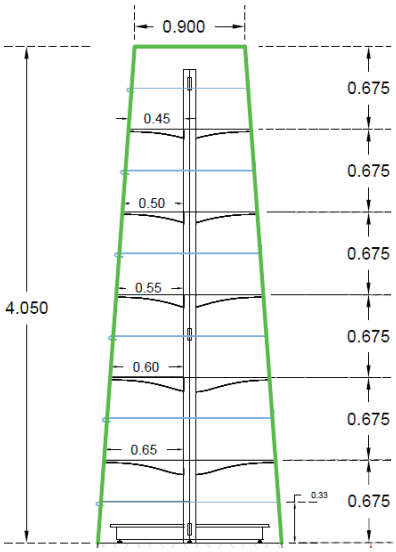


Figura 4. Sección lateral de la Pantalla acústica. Fuente: Maccaferri, 2025.

4.2.1. CARGAS HORIZONTALES: ACCIÓN DEL VIENTO

Para la determinación de la carga máxima de viento, es necesario considerar la acción máxima del viento en campo libre en el emplazamiento donde va a ser instalada la pantalla acústica. Para este caso específico se ha realizado tomando en cuenta y como referencia las condiciones climáticas y zonificación de España. Para el territorio español, la velocidad de referencia del viento presenta una variación regional comprendida entre 26 y 29 m/s, en función de la zona geográfica considerada, tal como se recoge en el Anejo Nacional Español de la EN 1991-1-4. Este rango refleja la heterogeneidad climática del territorio, siendo las zonas costeras y las áreas de mayor exposición orográfica las que registran los valores más elevados. A efectos del presente cálculo, se adopta el valor máximo de $v_{b,0}$= 28 m/s, considerando adicionalmente una altitud máxima sobre el nivel del mar de 1.500 m y un período de retorno de T_R= 100 años . Tras la aplicación del correspondiente factor de corrección por período de retorno α_R= 1,039, la velocidad de cálculo resulta:

$$v_b(T_R) = 36{,}89 \text{ m/s} \tag{3}$$

La presión cinética de referencia se obtiene a partir de la expresión:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \left(\rho = 1{,}25 \text{ kg/m}^3\right) = 850{,}68 \text{ N/m}^2 \tag{4}$$

El cálculo se realiza para la Categoría de terreno I, correspondiente a zonas llanas con vegetación escasa y sin obstáculos significativos, que representa la condición de exposición más desfavorable. El coeficiente de exposición a la altura de referencia de la pantalla (z = 4,0 m) se determina mediante:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \tag{5}$$

obteniéndose $c_e(z = 4{,}0 \text{ m})$= 2,810, con los parámetros de rugosidad k_r= 0,19 y z_0= 0,01 m.

La presión de viento sobre la superficie de la pantalla se calcula como:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \tag{6}$$

donde el coeficiente de forma c_p= 1,00 y el coeficiente dinámico c_d= 1,00, obteniéndose una presión de diseño de p= 2,39 kN/m² y una fuerza horizontal equivalente característica de f_p= 9,56 kN/m , aplicada en el punto medio de la pantalla. Las verificaciones de estabilidad se han realizado conforme al Eurocódigo 7, empleando la combinación de factores parciales A1 + M1 + R2 para los estados límite estructurales y geotécnicos (STR/GEO) y los factores correspondientes al estado límite de equilibrio (EQU). La sección transversal de cálculo son las dimensiones mencionadas anteriormente. Las cargas verticales debidas al peso propio de la estructura, calculadas a partir del peso específico de diseño de 16 kN/m³, resultan en una carga vertical total de N= 86,40 kN/m, que actúa como principal mecanismo estabilizador frente al vuelco y al deslizamiento. Los resultados de las verificaciones para las condiciones eólicas del mercado español son los siguientes:

Verificación al deslizamiento (STR/GEO):

$$SF_{deslizamiento} = \frac{N \cdot \tan \varphi' + S_p}{T} = \frac{86{,}40 \times 0{,}53}{12{,}91} = 3{,}56 > 1{,}1 \checkmark \quad (7)$$

Verificación al vuelco (EQU):

$$SF_{vuelco} = \frac{M_s}{M_r} = \frac{58{,}32}{21{,}03} = 2{,}77 > 1{,}0 \checkmark \quad (8)$$

Ambas verificaciones resultan ampliamente satisfechas, con coeficientes de seguridad que superan holgadamente los valores mínimos exigidos.

Con el objeto de ampliar el alcance de la certificación al conjunto del mercado europeo, se ha realizado una verificación adicional adoptando la velocidad de referencia máxima contemplada en el Eurocódigo, v_{ref}= 36 m/s, manteniendo el resto de coeficientes sin variación. En este escenario se obtiene una presión de viento de 3,59 kN/m² y una fuerza horizontal característica de 14,36 kN/m, con los siguientes resultados:

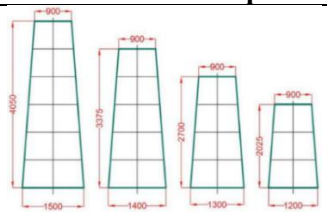
$$SF_{deslizamiento} = 2{,}37 > 1{,}1 \checkmark SF_{vuelco} = 1{,}85 > 1{,}0 \checkmark \quad (9)$$

A partir de este análisis iterativo, se ha determinado que la carga máxima de viento que la pantalla de H = 4,0 m es capaz de soportar satisfaciendo simultáneamente ambas condiciones de estabilidad corresponde a una presión equivalente de p= 5,8 kN/m² , lo que equivale a una velocidad de referencia de V_{ref}= 46 m/s (166 km/h).

4.2.2. CARGAS VERTICALES: PESO PROPIO

Desde el punto de vista del mecanismo resistente, el peso propio de la estructura constituye el principal elemento estabilizador frente al vuelco inducido por la acción del viento. Su magnitud, condicionada por la altura de la pantalla y por la densidad del material de relleno compactado, genera el momento resistente necesario para contrarrestar las acciones horizontales. Los valores de referencia del peso propio en función de la altura se recogen en la Tabla 1.

Tabla 1. Alturas y pesos estándar disponibles.

Alturas Standard Disponibles	Peso (kN/m)
	H = 4,0m → 77,8 kN/m. H = 3,4m → 62,1 kN/m. H = 2,7m→ 47,5 kN/m. H = 2,0m → 34,0 kN/m.

En cuanto a las condiciones geotécnicas del terreno de apoyo, para garantizar la estabilidad frente al deslizamiento en la base, el suelo debe presentar un ángulo de rozamiento interno igual o superior a 28°, bajo la hipótesis de cohesión nula (c = 0 kPa). En aquellos casos en los que el terreno presente cohesión, podrán admitirse valores inferiores del ángulo de rozamiento interno. Este resultado se obtiene a partir de la formulación clásica de Brinch Hansen, que permite evaluar la capacidad portante del terreno de cimentación considerando la geometría de la cimentación, las cargas actuantes y los parámetros resistentes del suelo. Dicha formulación incorpora factores de corrección por forma, profundidad e inclinación de la carga, proporcionando una estimación robusta y ampliamente contrastada de la carga límite admisible en el contacto suelo-estructura.

No obstante, tal como se ha indicado anteriormente, la hipótesis de cohesión nula implica que, en aquellas situaciones en las que el ángulo de rozamiento interno sea inferior a 28° pero pueda adoptarse un valor de cohesión no nulo, deberán realizarse nuevos cálculos específicos que incorporen dicha cohesión y permitan verificar la estabilidad del sistema bajo estas condiciones particulares, aplicando igualmente la formulación de Brinch Hansen u otras metodologías convencionales de Equilibrio Límite.

4.2.3. CARGAS DINÁMICAS: IMPACTOS POR ELEMENTOS PROYECTADOS Y NIEVE

Los dispositivos reductores de ruido instalados a lo largo de las infraestructuras viarias están expuestos al impacto de partículas y fragmentos de piedra proyectados desde la calzada. Por ello, resulta esencial que estos dispositivos presenten una resistencia suficiente frente a este tipo de acciones, de modo que los daños queden limitados a un desgaste superficial, sin comprometer su integridad estructural ni su funcionalidad acústica. El ensayo contemplado no incluye el impacto de objetos de gran masa ni acciones derivadas de actos de vandalismo. Con carácter general, no se exige que los dispositivos reductores de ruido resistan el impacto directo de vehículos. Este riesgo debe mitigarse mediante la instalación de sistemas de contención de vehículos o, alternativamente, garantizando una distancia de seguridad suficiente entre la vía y el dispositivo. Cuando ninguna de estas medidas resulte viable, las autoridades competentes deberán evaluar las consecuencias de un eventual impacto y determinar si el dispositivo reductor de ruido debe desempeñar adicionalmente funciones propias de un sistema de contención. En tal caso, las prestaciones de seguridad frente al control de vehículos fuera de control deberán evaluarse conforme a las normas EN 1317-1 y EN 1317-2.

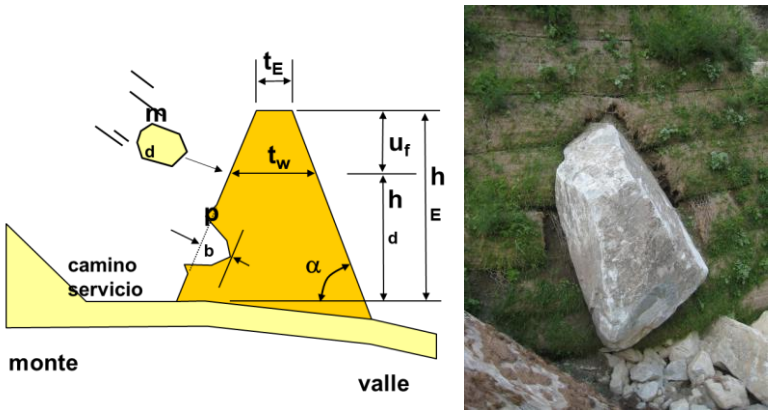


Figura 5. Impacto directo en Pantalla acústica de terreno reforzado. Fuente: Maccaferri, 2025.

Las pantallas acústicas pueden verse afectadas por la proyección de nieve y hielo generada por los equipos de retirada de nieve. La acción asociada se denomina carga dinámica por retirada de nieve, cuya magnitud y altura de aplicación dependen de la velocidad y tipología del equipo de retirada, así como de la distancia entre la pantalla y el borde de la calzada.

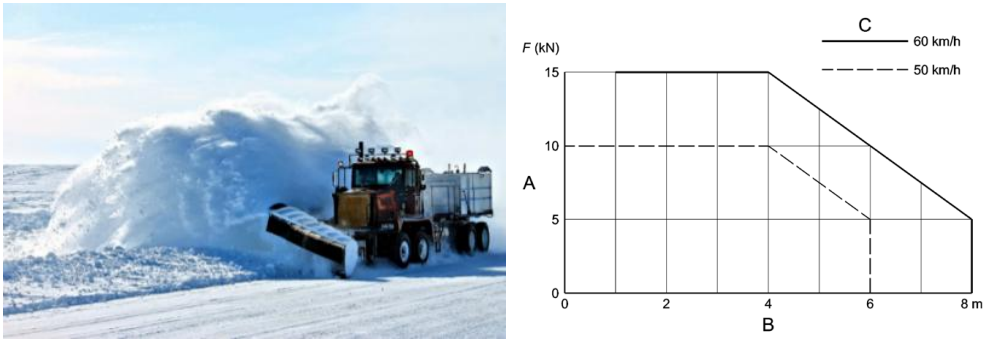


Figura 6 Carga por nieve. Fuente: Maccaferri, 2025.

El sistema objeto de estudio dispone de certificación CE para una carga de 10 kN aplicada sobre una superficie de 4 m², condición equivalente a la acción generada por un equipo de retirada de nieve operando a una velocidad de 50 km/h, con independencia de la distancia a la pantalla (Figura 6). A partir del análisis desarrollado en los apartados anteriores, se puede concluir que el sistema de pantalla acústica puede emplearse conforme a su diseño estándar en la totalidad de los países europeos, quedando su aplicación condicionada únicamente al cumplimiento de las hipótesis y condiciones de cálculo adoptadas, que se resumen a continuación:

- Altitud sobre el nivel del mar ≤ 1.500 m,
- Categoría de terreno 0 ó I, correspondiente a zonas de máxima exposición al viento (superficies marinas, zonas costeras o terreno llano sin obstáculos significativos), y
- Período de retorno T_R= 100 años para la determinación de la velocidad básica de referencia del viento

Para aquellos casos en los que las condiciones de exposición o de categoría de terreno difieran de las hipótesis adoptadas, o en los que la acción del viento presente características no contempladas en el cálculo estándar tales como efectos de canalización, aceleración orográfica pronunciada o emplazamientos en altitudes superiores a 1.500 m, será necesario realizar un cálculo específico adaptado a las condiciones particulares del emplazamiento, que permita verificar la adecuación del sistema a dichas condiciones de forma rigurosa.

5. CONCLUSIONES

El presente trabajo ha demostrado la viabilidad técnica del sistema de pantalla acústica SonicMAC GNB, conformado por módulos de terreno mecánicamente estabilizado, mediante la verificación experimental y analítica de sus prestaciones acústicas y mecánicas conforme a la norma EN 14388:2015 y al marco normativo UNE-EN 1794:2025.

Desde el punto de vista acústico, el sistema ha obtenido un índice de aislamiento sonoro de 42 dB (categoría D4) e índice de reflexión de 4 dB certificados por el laboratorio acreditado AISICO S.r.l. (ACCREDIA 0424). El valor de aislamiento implica que únicamente el 0,0063% de la energía sonora incidente atraviesa la pantalla, lo que posiciona al sistema entre los dispositivos de mayor desempeño acústico dentro de su categoría. La combinación de alta atenuación por transmisión y baja reflexión representa una ventaja funcional frente a las pantallas rígidas convencionales, que habitualmente priorizan una de las dos propiedades en detrimento de la otra. Desde el punto de vista mecánico, el sistema ha acreditado resistencia estructural frente a cargas de viento equivalentes a 46 m/s (166 km/h), con coeficientes de seguridad de 1,47 frente al deslizamiento y 1,14 frente al vuelco bajo la carga máxima de diseño de 5,8 kN/m². El peso propio en estado mojado de 86,40 kN/m actúa como principal mecanismo estabilizador, característica intrínseca de las estructuras de suelo reforzado que las diferencia estructuralmente de otros sistemas de apantallamiento. El sistema también ha superado la verificación frente a cargas dinámicas de retirada de nieve de 10 kN sobre 4 m², garantizando su aplicabilidad en entornos con condiciones climáticas adversas. Todos estos resultados han sido validados por el Organismo Notificado AISICO SRL (N.B. 2131).

Como limitación del estudio, cabe señalar que la literatura científica disponible sobre pantallas acústicas conformadas por estructuras de terreno mecánicamente estabilizado es escasa, y los trabajos experimentales publicados hasta la fecha son reducidos y parciales, centrados principalmente en el comportamiento acústico de sistemas de gaviones sin abordar la verificación mecánica integral que exige la normativa vigente. Esta escasez de estudios comparables dificulta contrastar los resultados obtenidos con otros sistemas de la misma tipología constructiva, y hace que la comparación directa con pantallas convencionales deba realizarse con cautela, dado que las diferencias en principio de funcionamiento, masa, geometría y mecanismo de estabilización hacen que no sean estructuras directamente equivalentes. En este sentido, el presente trabajo contribuye a cubrir parcialmente ese vacío, aportando una de las primeras caracterizaciones experimentales completas de este tipo de sistema conforme a la normativa europea armonizada.

Los resultados obtenidos confirman que la pantalla SonicMAC GNB constituye una solución técnicamente certificada, estructuralmente robusta y acústicamente eficaz para la mitigación del ruido en infraestructuras viarias y ferroviarias, con la ventaja añadida de su integración paisajística y sus beneficios medioambientales frente a las soluciones convencionales.

REFERENCIAS

AISICO SRL (Organismo Notificado N.B. 2131, Reg. UE n. 305/11). Certificación de Prestaciones del Producto N° ADoP031/2131/CPR/2018. Road Traffic Noise Reducing Devices. Reference Standard: EN 14388:2015. SonicMAC GNB (Green Noise Barrier) made with GREEN-TERRAMESH® of MACCAFERRI. Pereto (AQ), Italia, 12 de marzo de 2018.

Centro Prove AISICO S.r.l. Test Report N° ASI_086. In situ values of airborne sound insulation under direct sound field conditions (Sound Insulation Index – SI). Acoustic barrier Mod. SonicMAC GNB made with GREEN-TERRAMESH® of MACCAFERRI. Pereto (AQ), Italia, 14 de noviembre de 2017.

Centro Prove AISICO S.r.l. Test Report N° ASR_063. In situ values of sound reflection under direct sound field conditions (Sound Reflection Index – RI). Acoustic barrier Mod. SonicMAC GNB made with GREEN-TERRAMESH® of MACCAFERRI. Pereto (AQ), Italia, 14 de noviembre de 2017.

Brunet, G. Barriere de son zone tampon Espérance. Gabion Noise Barrier. Documento técnico. Montreal, Canadá.

EN 14388:2015: Road traffic noise reducing devices — Specifications.
EN 1793-1: Road traffic noise reducing devices - Test method for determining the acoustic performance - Part 1: Intrinsic characteristics of sound absorption under diffuse sound field conditions.
EN 1793-2: Road traffic noise reducing devices - Test method for determining the acoustic performance - Part 2: Intrinsic characteristics of airborne sound insulation under diffuse sound field conditions
EN 1794-1:2018: Road traffic noise reducing devices — Non-acoustic performance — Part 1: Mechanical performance and stability requirements.
EN 1794-2: Road traffic noise reducing devices - Non-acoustic performance - Part 2: Methods of determination of the general safety and environmental characteristics.
E&G S.r.l. Informe de Cálculo N° BIA-SPA17REL104_REV.4. Verificación mecánica y geotécnica del sistema SonicMAC GNB. 21 de febrero de 2018.
Koussa, F., Defrance, J., Jean, P., Blanc-Benon, P. (2013). Acoustic performance of gabions noise barriers: Numerical and experimental approaches. Applied Acoustics, 74(2), 189–197. https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2012.07.009
Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible, Dirección General de Carreteras. (2024). Guía para el proyecto y ejecución de obras de apantallamiento acústico en carreteras (1ª ed.). Centro de Publicaciones.
UNE-EN 1793-5: Road traffic noise reducing devices - Test method for determining the acoustic performance - Part 5: Intrinsic characteristics - In situ values of sound reflection under direct sound field conditions.
UNE EN 1793-6: Road traffic noise reducing devices - Test method for determining the acoustic performance - Part 6: Intrinsic characteristics - In situ values of airborne sound insulation under direct sound field conditions
Vicari, M. (2009). 10 years of experience with reinforced soil structures, Bologna, Italy: Maccaferri.
Zannoni, E., Vicari, M. & Scotto, M. (2011). Deformations of Soil Reinforced Walls in Relationship with Reinforcement Used. Proceedings of the 15th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol IOS Press, pp. 228-236.

TEMA 9

GEOTECNIA MARINA

INTERPRETACIÓN Y ANÁLISIS DE LA CARACTERIZACIÓN DE SUELOS MARINOS SOMEROS MEDIANTE DATOS DE CPTU Y DE LABORATORIO

María ÁLVAREZ[(1)*], José NESPEREIRA[(1)], Mariano YENES[(1)] y David CASAS[(2)]

[(1)] Departamento de Geología. Área de Geodinámica Interna
Universidad de Salamanca
*mahe@usal.es

[(2)] Institut de Ciències del Mar (ICM)
Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC)

RESUMEN

La caracterización geotécnica de sedimentos marinos someros es fundamental en el diseño y evaluación de infraestructuras costeras, estudios de estabilidad del fondo marino y análisis de riesgos geológicos. Pese a ello, las dificultades y costes inherentes que lleva asociada esta tarea hacen que, fuera del ámbito de los proyectos de construcción, la información sea escasa. Se presentan aquí los resultados de la caracterización de los sedimentos marinos más someros existentes en el Margen de Palomares (W del mar Mediterráneo). Las cabeceras de los cañones submarinos conforman un área de riesgo geológico en la que coexisten importantes infraestructuras portuarias y de comunicaciones. El principal objetivo es comparar los resultados que se obtienen en ensayos de laboratorio con pruebas de penetración estática CPTu, y muy especialmente en cuanto a la adecuación de las clasificaciones SBT a la textura del sedimento. Se ha contado para ello con muestras recogidas en el fondo marino: 9 testigos de gravedad (Gravity Cores) tomadas a profundidades comprendidas entre 236 m y 1714 m, que permitieron recuperar en algunos puntos hasta tres metros de sedimento. A partir de estas muestras se realizaron en laboratorio ensayos de identificación, estado y ensayos triaxiales no consolidados–no drenados. Además, se cuenta con 26 pruebas de penetración estática con lectura de presión de poros (CPTu), distribuidas en diferentes ambientes geomorfológicos y realizadas a profundidades entre 26 m y 1761 m, las cuales permitieron reconocer hasta 20 m de columna sedimentaria. En este trabajo únicamente se emplean 9 de los 26 CPTu, coincidentes espacialmente con los testigos de gravedad (GC) disponibles. Los resultados se han utilizado para analizar la relación entre las texturas de los sedimentos y su clasificación en base a su comportamiento (Soil Behavior Type, SBT). Además, se propone una calibración del parámetro N_{kt} para mejorar la estimación de la resistencia al corte sin drenaje (S_u).

ABSTRACT

The geotechnical characterization of shallow marine sediments is essential for the design and assessment of coastal infrastructure, seafloor stability studies, and geological risk analyses. Nevertheless, the inherent difficulties and costs associated with this task mean that, outside the scope of construction projects, such information is scarce. This work presents the results of the characterization of the shallowest marine sediments at the Palomares Margin (western Mediterranean Sea). The heads of the submarine canyons form a geological risk area where major port and communication infrastructures coexist. The main objective is to compare the results obtained from laboratory tests and CPTu cone penetration tests, particularly with regard

to how well Soil Behavior Type (SBT) classifications correspond to sediment texture. For this purpose, seabed samples were collected from 9 gravity cores taken at depths ranging from 236 m to 1714 m, allowing recovery of up to three meters of sediment in some locations. Laboratory tests performed on these samples included the determination of index properties and unconsolidated–undrained triaxial tests. Additionally, 26 pore pressure cone penetration tests (CPTu) were carried out across different geomorphological settings, at depths between 26 m and 1761 m, enabling identification of up to 20 m of sediment column at each site. In this study, only 9 of the 26 available CPTu tests are employed, corresponding to those that spatially coincide with the available gravity cores (GC). The results were used to examine the relationship between sediment textures and their classification based on soil behavior (Soil Behavior Type, SBT). Furthermore, a calibration of the N_{kt} parameter is proposed to improve estimates of undrained shear strength (S_u).

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Geotecnia marina (Marine geotechnics), CPTu (Cone Penetration Test with pore pressure measurement), Riesgos geológicos (Geological hazards).*

1. INTRODUCCIÓN

Los procesos de inestabilidad sedimentaria son muy comunes en el medio marino, y a pesar de concentrarse en ciertos contextos (por ejemplo, en fiordos) favorecidos por la dinámica sedimentaria o tectónica, se han observado en prácticamente todos los ambientes y provincias fisiográficas. El talud continental es una de las provincias fisiográficas proclive a estar afectado por estos procesos, que pueden llegar a ser de gran magnitud, generando peligros directos o derivados (como los tsunamis) sobre infraestructuras y la sociedad en general (Dan et al., 2007; Roesner et al., 2019). Las inestabilidades también han moldeado la evolución geológica de los márgenes continentales del Mediterráneo occidental, documentándose depósitos que superan los 200 km^2 (Camerlenghi et al., 2010). El estudio de las inestabilidades en el medio marino se aborda clásicamente con datos sedimentarios y geofísicos/sísmicos, pero para evolucionar hacia evaluaciones del peligro que suponen es necesario incorporar datos geotécnicos. En los márgenes de la Península Ibérica esta información es muy escasa y solo en algunas áreas existen datos in situ (Yenes et al., 2021; Nespereira et al., 2024).

El ensayo de penetración estática con piezocono (CPTu) se ha consolidado como el estándar de referencia en los ensayos in situ. Su capacidad para proporcionar registros continuos y de alta resolución de la resistencia por punta (q_t), el rozamiento lateral por fuste (f_s) y la presión de poros (u_2) permite inferir la respuesta mecánica del sedimento en su estado tensional y estructura natural. A diferencia de las clasificaciones texturales de laboratorio, el sistema de Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT) derivado del CPTu facilita una interpretación directa de la rigidez y resistencia mecánica, siendo las metodologías de Robertson (1990) y Schneider et al. (2008) indispensables para definir unidades geotécnicas coherentes en márgenes complejos.

Sin embargo, la interpretación del CPTu en ambientes marinos profundos no está exenta de desafíos. La transformación de la resistencia de punta en parámetros de diseño críticos, como la resistencia al corte sin drenaje (S_u), depende de la correcta selección del factor de cono N_{kt}, que no es una constante universal, sino que integra la complejidad de la plasticidad, estado tensional, sensibilidad y grado de sobreconsolidación del material. Dada la incertidumbre inherente a su elección, la calibración local mediante la integración de datos in situ y ensayos de laboratorio triaxiales resulta imperativa para reducir el error en los modelos de estabilidad. Por su relevancia práctica, el N_{kt} permite transformar una medición de campo rápida en una estimación fiable de S_u, optimizando la logística y reduciendo la dependencia de ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas, cuya representatividad es difícil de garantizar en entornos *offshore* debido al remoldeo durante el muestreo de sedimentos blandos. No obstante, los valores reportados en la literatura de N_{kt}, muestran una dispersión notable oscilando típicamente entre 10 y 18, pero llegándose a registrar rangos entre 8 y 25 (Mayne y Peuchen, 2018). Estudios basados en extensas bases de datos experimentales evidencian que los factores N_{kt} retrocalculados presentan una marcada sensibilidad a las condiciones de generación de presiones intersticiales y, en particular, tienden a disminuir con el incremento del parámetro de presión de poro B_q (Lunne et al., 1997; Mayne y Peuchen, 2022).

El presente trabajo propone abordar la incertidumbre en la interpretación de los registros CPTu mediante la calibración local realizada con la integración de datos in situ y ensayos de laboratorio triaxiales obtenidos en sedimentos del margen continental de Palomares (SE de la Península Ibérica; Figura 1). El principal objetivo

es optimizar las clasificaciones SBT y refinar la selección del factor N_{kt} para las condiciones específicas del Margen de Palomares, facilitando la interpretación regional de futuros datos geotécnicos y su uso en evaluaciones de estabilidad del margen.

2. ÁREA DE ESTUDIO

El presente estudio se centra en los márgenes del cañón submarino Almanzora-Alías-Garrucha (en adelante, Garrucha) localizado en el Margen continental de Palomares (Mediterráneo occidental; Figura 1). El margen continental presenta una compleja fisiografía, con una plataforma continental muy estrecha (<11 km), y un talud continental afectado por cañones y altos estructurales. El talud continental, incluyendo los márgenes de los cañones y los flancos de los altos, está intensamente afectado por rasgos de inestabilidad sedimentaria que inciden principalmente en los depósitos contorníticos que definen la columna sedimentaria Plio-Cuaternaria (Ercilla et al., 2022; Retegui et al., 2024).

El sistema de cañones de 74 km de longitud de Garrucha se extiende de oeste a este, desde prácticamente la línea de costa hasta los 2500 mwd (*meters water depth*), y está formado por varios tributarios: Almanzora, Garrucha, Cabrera y el Alías (de norte a sur) que confluyen a 1820 mwd, dando lugar a un único cañón de 4 km de ancho que sigue una dirección rectilínea durante 46 km. En el área de estudio, el margen sur del cañón de Garrucha se caracteriza por un fondo altamente irregular entre 600 y 2240 mwd, afectado por depósitos de flujos de masa compuestos. En contraste, el margen norte está dominado por el alto estructural de Águilas. Este alto de aproximadamente 600 km^2 presenta un techo subhorizontal, con gradientes suaves (hasta 2,5º) entre 700 y 1500 mwd.

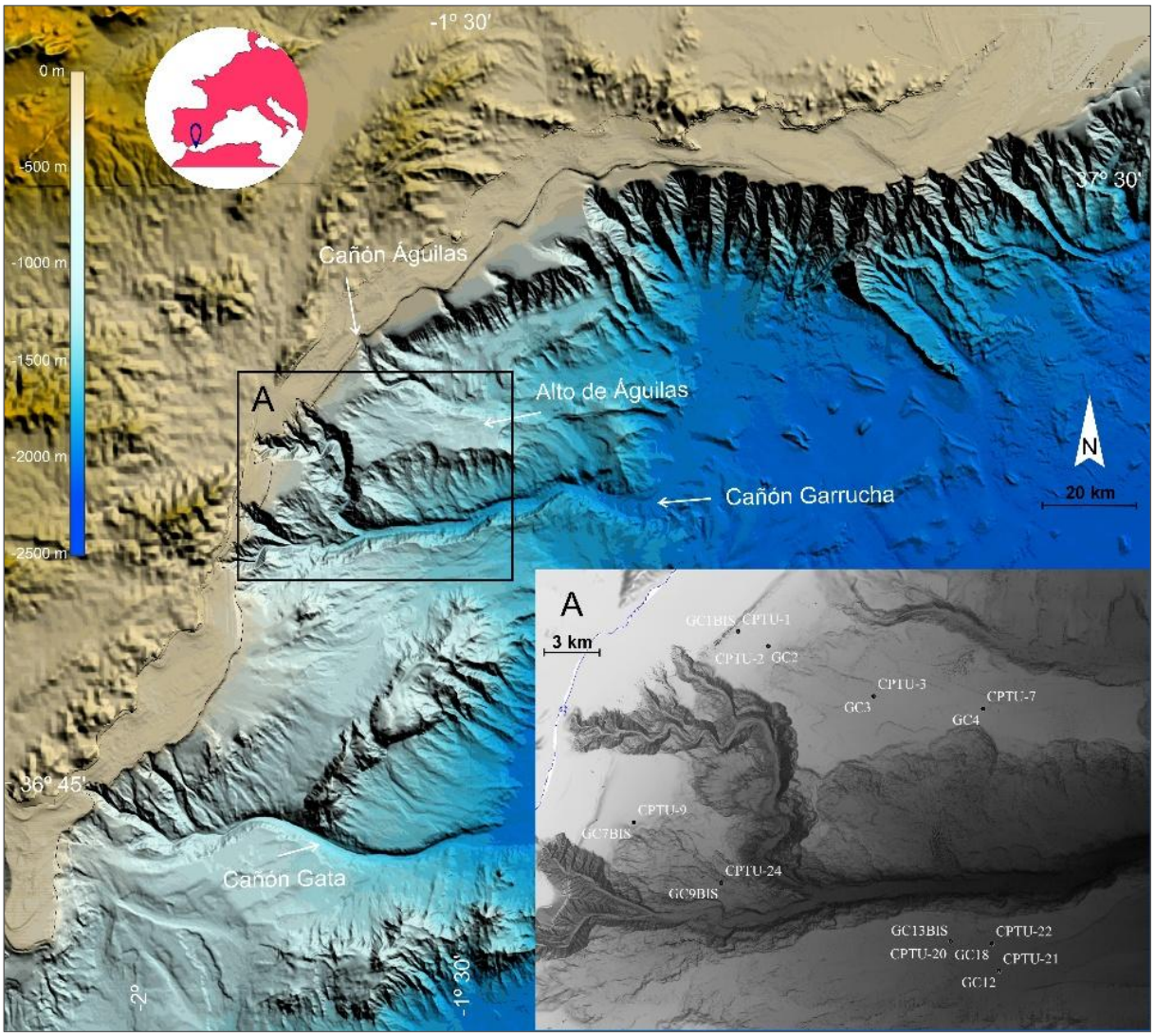


Figura 1. Batimetría del margen de Palomares Margen de Palomares con los principales elementos fisiográficos (modificado de Retegui et al., 2024). (A) Localización de los ensayos CPTu y testigos de sedimento en los márgenes del cañón de Garrucha.

3. METODOLOGÍA

En este trabajo se han empleado 9 CPTu y 9 GC obtenidos en las mismas localizaciones (Tabla 1; Figura 1).

Los CPTu se llevaron a cabo utilizando el equipo Neptune 5000, desarrollado por Datem Ltd. equipado con un cono de área basal de 5 cm², una capacidad máxima de empuje de 35 kN y una varilla de penetración con un diámetro de 19 mm. En cada ensayo se registraron los valores de resistencia por punta (*tip resistance*, q_c), rozamiento lateral a lo largo del fuste (*sleeve friction*, f_s) y presión intersticial (*pore water pressure,* u_2). La velocidad de penetración fue de 20 mm/s, y se alcanzaron profundidades comprendidas entre 8 m y 20 m (Tabla 1).

A partir de los registros CPTu se obtuvieron los perfiles de los suelos, aplicando para ello la clasificación de Robertson (1990), que establece 9 categorías o tipos de suelo (SBT, *Soil Behavior Type*) en función de q_c, f_s y u_2. Estos parámetros, y por lo tanto los SBT, están estrechamente relacionados con la textura y la distribución granulométrica del material.A partir de la expresión (1), es posible determinar la resistencia al corte sin drenaje (S_u) de los sedimentos atravesados mediante los registros CPTu.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} = \frac{q_c + u_2(1-a) - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (1)$$

siendo (q_t) la resistencia por punta corregida, (σ_{vo}) la presión vertical inicial en cada punto, (N_{kt}) un factor adimensional de corrección, (a) relación de área neta del cono, en este caso igual a 0,82.

El parámetro B_q (2), un índice adimensional obtenido también a partir de los ensayos CPTu, indica la magnitud relativa del exceso de presión intersticial generado durante la penetración del cono ($\Delta u = u_2 - u_o$) con respecto a la resistencia por punta neta ($q_n = q_t - \sigma_{v0}$). B_q puede considerarse un indicador indirecto del mecanismo de resistencia del suelo, especialmente en suelos finos saturados.

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_n} = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2)$$

Por su parte, Mayne y Peuchen (2022) desarrollaron una correlación empírica derivada de datos provenientes de 70 depósitos arcillosos para estimar el índice N_{kt} a partir del parámetro B_q:

$$N_{kt} = 10{,}5 - 4{,}6 \ln(B_q + 0{,}1) \quad (3)$$

A partir de estas relaciones, se procedió a calibrar el parámetro N_{kt} para el Margen de Palomares mediante un doble enfoque: a) calibración con los datos de laboratorio ($S_{u,lab}$); b) calibración con parámetro B_q del CPTu.

Tabla 1. Localización de ensayos CPTu y los testigos de gravedad correspondiente.

Provincia Fisiográfica	Localización	Prof (m)	CPTu		Gravity Cores	
			Test	Penetración (m)	Testigo	Longitud (cm)
Talud superior	37° 14' 06.7" N, 1° 41' 58.9" W	-243	CPTu-1	7,81	GC1BIS	115
Talud superior	37° 13' 31.5" N, 1° 40' 45.6" W	-375	CPTu-2	17,19	GC2	321
Talud superior	37° 06' 25.4" N, 1° 46' 11.4" W	-389	CPTu-9	19,79	GC7BIS	247
Alto Águilas	37° 11' 29.9" N, 1° 36' 31.1" W	-961	CPTu-3	17,82	GC3	290
Alto Águilas	37° 10' 59.6" N, 1° 32' 07.8" W	-1140	CPTu-7	19,79	GC4	301
Margen sur	37° 01' 37.2" N, 1° 33' 25.6" W	-1613	CPTu-20	19,79	GC13BIS	345
Margen sur	37° 00' 25.2" N, 1° 31' 28.8" W	-1734	CPTu-21	19,79	GC12	312
Margen sur	37° 01' 32.4" N 1° 31' 45.8" W	-1702	CPTu-22	19,79	GC18	316
Margen sur	37° 03' 21.8" N, 1° 41' 17.7" W	-1287	CPTu-24	17,79	GC9BIS	331

3.1. Ensayos de laboratorio

Los testigos de sedimento se sometieron a un programa de laboratorio que incluyó ensayos de identificación, estado y ensayos triaxiales no consolidados no drenados (TUU) para la determinación de la resistencia al corte sin drenaje (S_u). Los ensayos se realizaron siguiendo los procedimientos establecidos en la normativa UNE-EN ISO 17892.

La determinación de las propiedades de identificación y de estado comprendió la medición del contenido de humedad (w), el índice de huecos (e), la densidad aparente (ρ_a), los límites de Atterberg y la granulometría obtenida mediante tamizado y sedimentación. A partir de estos resultados, las muestras fueron clasificadas

conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) y al Sistema Británico de Clasificación de Suelos (BSCS), siguiendo las normas ASTM D2487 y BS 5930:2015+A1:2020 respectivamente. Los ensayos triaxiales se llevaron a cabo utilizando un sistema triaxial automático GDS (GDS Triaxial Testing System, GDSTTS), equipado con una célula Bishop y Wesley de 38/50 mm.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Caracterización de los sedimentos

Los sedimentos muestreados en el talud superior (GC1, GC2 y GC7; Figura 1) corresponden con suelos finos de baja plasticidad, con un porcentaje mayoritario de limos y con algún nivel más arenoso. Se clasifican con CL, ML o SM. Se han medido densidades aparentes comprendidas entre 2,11 y 1,78 g/cm^3, y presentan una humedad promedio del 41%, la más baja de todas las zonas. Con relación a los primeros 20 m de columna de sedimento, en esta zona, los ensayos CPTu (CPTu-1, 2 y 9) registran valores elevados de resistencia por punta, generalmente por encima de 1 MPa en las zonas más profundas y, ocasionalmente, incluso superiores (Figura 2). Por contra, la f_s registrada es inferior a 50 kPa, valor que sólo se registra puntualmente (CPTu-1). Si bien en esta zona el Δu es mayoritariamente positivo, existen intervalos en los que Δu se disipa de manera rápida (Δu ~0). En general los CPTu adoptan un $\overline{SBT} = 6$, en los primeros 5 - 6 m de sedimento, mientras que en los tramos más profundos de los CPTu-2 y 9 el comportamiento cambia a $\overline{SBT} = 5$. Únicamente en el CPTu-1, entre 5 y 7,8 m, se registra $\overline{SBT} = 7$, asociado a un material más granular y resistente que provoca rechazo somero. La aplicación de la clasificación de Schneider (2008) indica en esta zona una marcada heterogeneidad, con un carácter predominantemente granular (grupo 2) en los niveles someros, que evoluciona hacia una zona de transición (grupo 3) entre ~ 6 y 8 m de profundidad, donde aún se observan facies granulares antes de alcanzar sedimentos mayoritariamente arcillosos, correspondientes al grupo 1b (Figura 2).

En la zona del Alto de Águilas (GC3 y GC4; Figura 1) son materiales finos (>97%) con indicios de arenas (~2%), de consistencia blanda a muy blanda, y que se clasifican como suelos MH, ML y CL, con límite líquido e índice de plasticidad de 49% y 21%, respectivamente (promedio). Su densidad aparente promedio es de 1,71 g/cm^3, si bien se acerca a 1,80 g/cm^3 en profundidad; a la vez, el índice de poros se reduce progresivamente de 1,91 a 1,11, lo mismo que la humedad, la cual transita desde el 74% al 46 %. En laboratorio las resistencias al corte obtenidas en los ensayos TUU ($S_{u,lab}$) oscilaron entre 7 y 17 kPa. En los CPTu-3 y CPTu-7, la q_t es inferior a la registrada en el talud superior, y mucho más uniforme. Los valores máximos, cercanos a 1 MPa, se alcanzan hacia el final de las pruebas; el Δu sigue una trayectoria creciente en profundidad, sin observarse cambios relevantes (Figura 2). Los SBT predominantes son $\overline{SBT} = 5$ en los primeros ~ 4 m de profundidad, continuando con $\overline{SBT} = 4$ hasta el final del registro. La aplicación de la clasificación de Schneider (2008) muestra los sedimentos se concentran mucho más que en los otros dos ambientes, dominando las arcillas (grupo 1b), que en profundidad evolucionan hacia valores más bajos de $\Delta u_2 / \Delta \sigma'_{vo}$ (Figura 2).

Los sedimentos muestreados en el margen sur (GC9, GC12, GC13 y GC18; Figura 1), son sedimentos finos con contenidos nulos o mínimos de arenas. De acuerdo con la clasificación BSCS, la plasticidad es intermedia y alta, con valores de límite líquido superiores al 44 % y próximos al umbral del 50 %. Atendiendo a la clasificación USCS, las muestras se clasifican como limos de alta plasticidad (MH) o de baja plasticidad (ML) según si el LL se sitúa ligeramente por encima o por debajo de dicho umbral.. La densidad aparente muestra un rango de 1,59 a 1,85 g/cm^3, creciente en profundidad; e índices de poros (e) que decrecen desde unos valores superficiales en el entorno de 2,00 hasta un mínimo de 1,16. Al igual que en los ambientes anteriores, la humedad es superior al límite líquido (W_L) en los primeros metros, cayendo en profundidad hasta 48 – 58 % para unos 3 m de profundidad. En laboratorio, las resistencias al corte obtenidas en los ensayos TUU ($S_{u,lab}$) comprenden el rango de 5 a 20 kPa. En los registros de los CPTu-20, 21, 22 y 24, se observa una marcada similitud con la zona anteriormente descrita, tanto en q_t como en Δu. Singularmente destaca el registro del CPTu-24, donde a partir de 11 m se registra un incremento abrupto de q_t, un cambio que, por su ubicación, podría atribuirse a la presencia de una superficie de deslizamiento. En este ambiente sedimentario se identifican mayoritariamente SBT 4 y 5 distribuidos en rangos de profundidad variable. En la clasificación de Schneider (2008), dominan las arcillas del grupo 1b y, en los primeros metros, limos y arcillas de baja rigidez del grupo 1a. La diferencia más significativa en esta zona es la tendencia del sedimento en profundidad hacia el grupo 1c (arcilla sensible), comportamiento que no se aprecia en los otros ambientes (Figura 2).

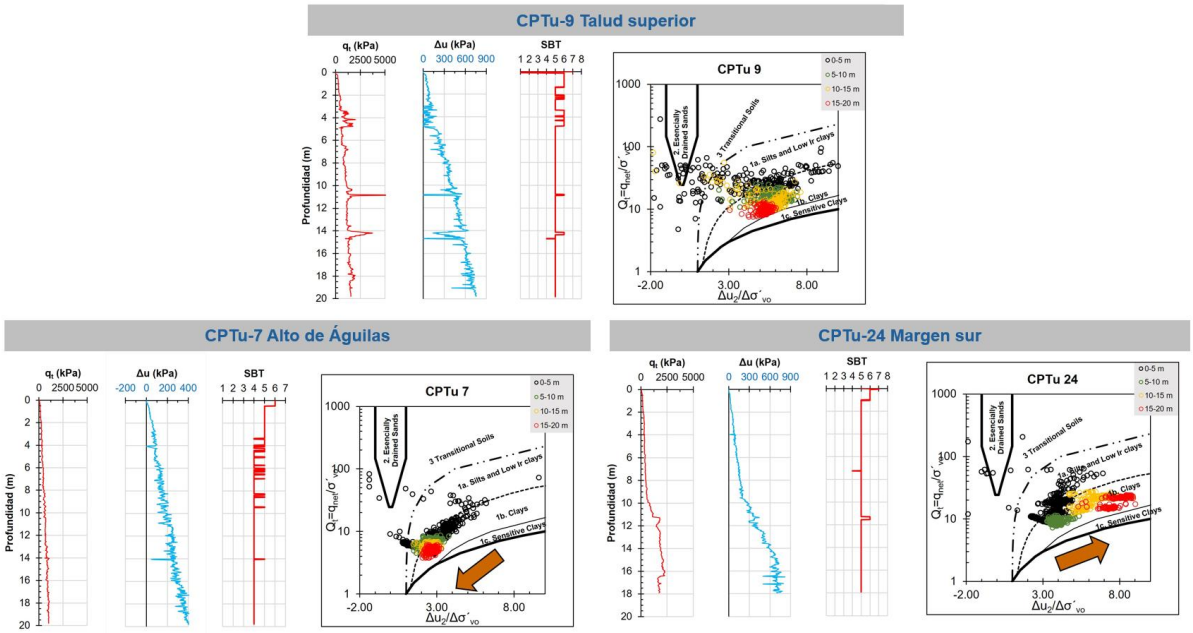


Figura 2. Ejemplo de registro CPTu de cada ambiente sedimentario identificado. Para cada ensayo se representan: q_t (resistencia por punta corregida), Δu (incremento de presión de poro) y clasificación SBT.

4.2. Clasificación SBT *vs* Granulometría

En la Figura 3A se recogen las 32 curvas granulométricas disponibles agrupadas en función del SBT derivado del CPTu. De todas las curvas, solamente una presenta una distribución que se puede considerar granular (pase por el 0,06 mm inferior al 50 %). Los SBT 4 y 5 (azul y amarillo) se sitúan hacia la derecha de la gráfica reflejando mayor contenido en finos y un comportamiento más cohesivo y menos permeable. Al contrario de lo que cabría esperar, la mayoría de los materiales clasificados como SBT 6 (naranja) también presentan un contenido en finos superior al 50%, con la única excepción ya mencionada.

Con relación a la plasticidad (Figura 3B), solamente la muestra asociada al SBT 4 (limos y arcillas de baja resistencia) presenta una plasticidad coherente con la descripción del grupo, al ser una arcilla CI. Por contra, en los sedimentos procedentes de zonas SBT 5 (arena limosa y limo arenoso), la plasticidad se clasifica entre intermedia y alta, con algunos casos de baja plasticidad, situándose muy próxima a la línea A; por tanto, existe una cierta desviación entre la textura encontrada y la que sugiere el SBT asignado. Ocurre lo mismo con las muestras asignadas al grupo SBT 6 (arenas limpias y arenas limosas), cuya plasticidad apunta a un carácter más cohesivo que el que correspondería a este grupo.

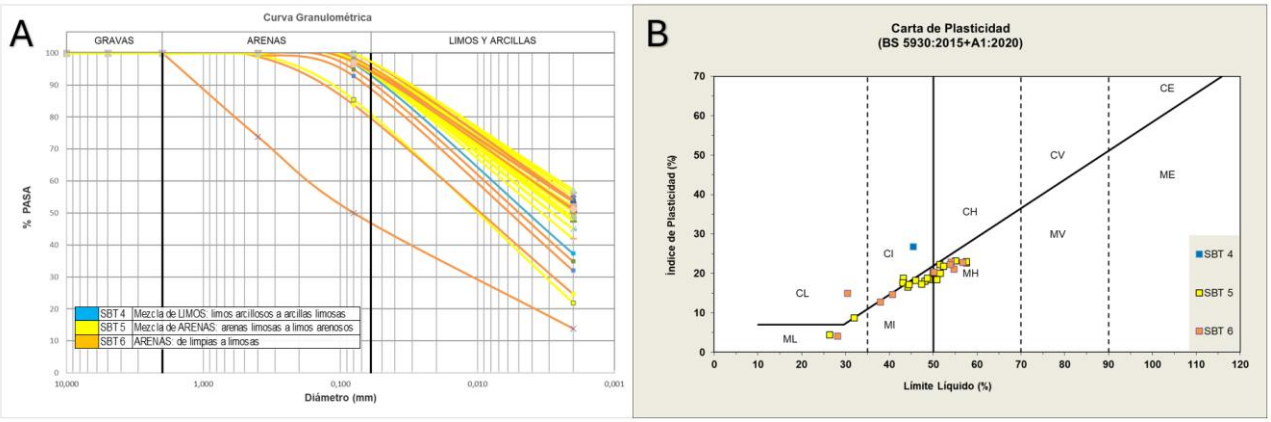


Figura 3. (A), Distribución granulométrica de 32 muestras consideradas en este estudio (B), representación de la plasticidad de 31 muestras consideradas sobre la Carta de Casagrande. Se han considerado las subdivisiones incluidas en BS5930:2015+A1:2020. (CL), arcillas de baja plasticidad; (ML), limos de baja plasticidad; (CI), arcillas de plasticidad intermedia; (MI), limos de plasticidad intermedia; (CH), arcillas de alta plasticidad; (MH), limos de alta plasticidad; (CV), arcillas de plasticidad muy alta; (MV), limos de plasticidad muy alta; (CE), arcillas de plasticidad extrema; (CE), limos de plasticidad extrema.

La relación entre las propiedades índice de los sedimentos someros y los grupos SBT no es directa. Aunque existe una tendencia general en la que valores bajos de SBT (como el SBT 4) se asocian a menor tamaño de grano y mayores índices de plasticidad, dicha correspondencia no es evidente en el Margen de Palomares, como evidencia el solapamiento entre los dominios SBT 5 y SBT 6 (Figura 3). Los resultados obtenidos ponen de manifiesto que la clasificación SBT de Robertson (1990) tiende a sobreestimar el tamaño de grano, lo que sugiere evaluar la idoneidad del empleo de clasificaciones alternativas como la propuesta de Schneider (2008). En este sentido, Mitchell et al. (2010) destacan que el conocimiento local es fundamental, especialmente en sedimentos que no siguen un comportamiento estándar o que presentan características atípicas respecto a los modelos clásicos. Esta idea encaja con los resultados de este estudio.

Vemos por tanto que el CPTu confirma su idoneidad para discretizar perfiles sedimentarios en ambientes complejos (Campo et al., 2023), en los que se requiere una alta resolución vertical la cual permite abordar una zonificación geotécnica mucho más detallada y precisa, y especialmente valiosa en un contexto marino, en donde la profundidad de muestreo es mucho más limitada que en tierra.

4.3. Resistencia al corte sin drenaje: laboratorio y calibración del parámetro N_{kt}

En este apartado se analiza la relación entre la S_{ulab} y la S_{uCPTu} obtenidas a partir de ensayos de laboratorio y de los registros CPTu, respectivamente, con el fin de determinar el valor de N_{kt} más adecuado. La Tabla 2 recoge los resultados de laboratorio junto con el grupo SBT asociado, determinado mediante el índice de comportamiento (Ic).

En la figura Figura 4A se representan los valores de S_u obtenidos en laboratorio y las estimaciones de S_u derivadas del CPTu para valores de N_{kt} entre 14 y 20, observándose que las series N_{kt}=14 y 15 minimizan el ECM promedio, pero tiene mayor dispersión. Asimismo, las series N_{kt}=16 a 19 minimizan la mediana del ECM lo que indica menor error típico y mayor robustez en los resultados.

Tabla 2. Resistencia al corte sin drenaje medida en el laboratorio y correspondencia con ensayos CPTu.

GC Id.	Prof. (m)		CPTU / SBT Robertson (1990)			TRIAXIAL (Suelos)			
	Inicial	Final	No. CPTu	Ic	SBT	Tipo	ε_f	q (kPa)	Su (kPa)
GX GC-3	2,61	2,69	CPTu-3	2,4	5	TUU	16%	24,8	12,4
GX GC-12	0,71	0,79	CPTu-21	1,8	6	TUU	15%	31,9	15,9
GX GC-12	1,81	1,89	CPTu-21	2,2	5	TUU	20%	18,8	9,4
GX GC-12	1,91	1,99	CPTu-21	2,2	5	TUU	18%	10,5	5,3
GX GC-12	2,13	2,21	CPTu-21	2,3	5	TUU	18%	39,9	20,0
GX GC-12	2,81	2,89	CPTu-21	2,5	5	TUU	18%	54,8	27,4
GX GC-13BIS	0,71	0,79	CPTu-20	1,9	6	TUU	14%	15,5	7,7
GX GC-13BIS	1,51	1,59	CPTu-20	2,1	5	TUU	16%	17,7	8,8
GX GC-13BIS	2,11	2,19	CPTu-20	2,2	5	TUU	15%	24,5	12,2
GX GC-13BIS	2,81	2,89	CPTu-20	2,4	5	TUU	15%	21,3	10,6
GX GC 18	0,71	0,79	CPTu-22	1,9	6	TUU	0,1249	10,4	5,2
GX GC 18	2,01	2,09	CPTu-22	2,3	5	TUU	20,1%	19,1	9,5
GX GC 18	2,71	2,79	CPTu-22	2,4	5	TUU	21,1%	32,3	16,2

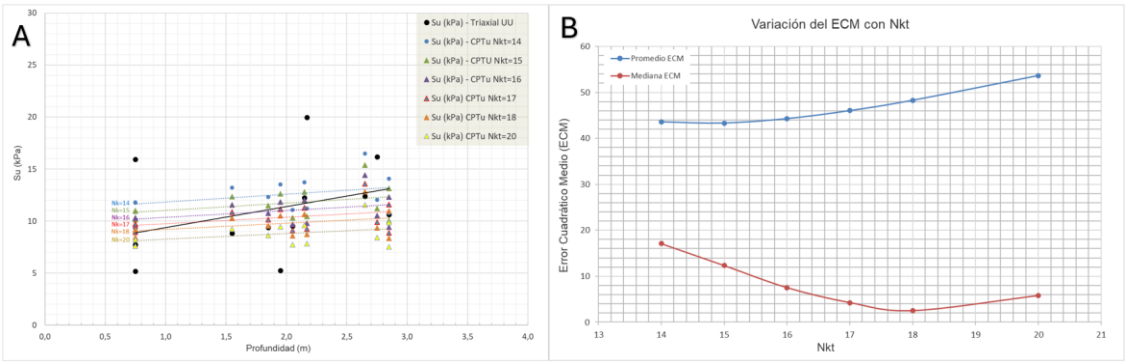


Figura 4. (A), determinación de Su en profundidad, empleando valores N_{kt} de 14 a 20, y en laboratorio. Los puntos y línea negra representan estos últimos y su tendencia. Las líneas punteadas que representan la tendencia lineal de cada serie, lo que permite facilitar la comparación visual entre las distintas aproximaciones; (B), variación del Error Medio Cuadrático con el valor de N_{kt}. Error Cuadrático Medio (ECM) para cada uno de los valores de Nkt. Este indicador cuantifica la discrepancia entre los valores de S_u estimados a partir del CPTu (asumiendo distintos Nkt) y los valores obtenidos en laboratorio mediante ensayos triaxiales UU.

4.4. Correlación con el parámetro Bq

A partir de la ecuación (2), se procedió a estimar los valores de N_{kt} utilizando los parámetros B_q obtenidos en los ensayos CPTu-3, CPTu-20, CPTu-21 y CPTu-22 (Figura 5), siendo los valores promedio obtenidos en los tres primeros metros de sedimento de 14,6, 16,6, 16,0, y 15,9, respectivamente. N_{kt} obtenidos muestran una coherencia notable con los resultados de los triaxiales, sugiriendo en ambos enfoques, valores elevados de N_{kt}. Estos valores posiblemente estén asociados a una presión de poro limitada en estos materiales más someros y a la presencia de unidades SBT menos cohesivas, especialmente en los CPTU-20, 21 y 22, lo que resulta especialmente evidente al emplear la clasificación de Schneider (2008) (Figura 2).

Las diferencias identificadas entre el ensayo CPTu-3 y los ensayos CPTu-20, 21 y 22 parecen estar fundamentalmente vinculadas a la clasificación SBT. En el caso del CPTu-3, los materiales se clasifican mayoritariamente como SBT 4, mientras que las unidades correspondientes a SBT 6 y 7 están prácticamente ausentes. Esta composición más fina se refleja en un valor promedio de N_{kt} sensiblemente menor que en el resto. Otra observación relevante es la pendiente descendente que presentan los valores de N_{kt} en los primeros tres metros de sedimento, incluso en materiales clasificados dentro del mismo SBT. Esta disminución con la profundidad parece estar asociada a un aumento progresivo de la presión de poros y del parámetro B_q.

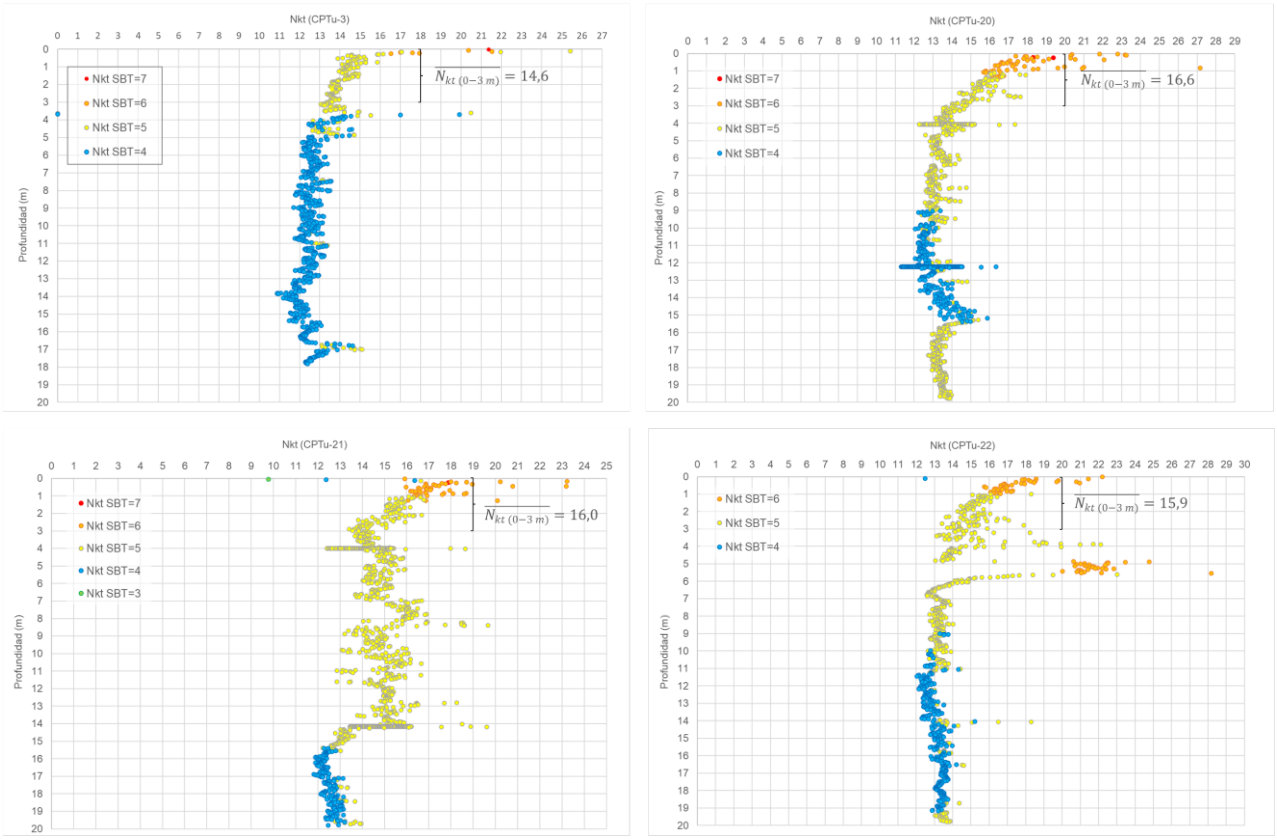


Figura 5. Variación del parámetro N_{kt} con la profundidad en el CPTu-03, 20 y 21. En rojo se representan los sedimentos clasificados como SBT=7, en naranja SBT=6, en amarillo SBT=5, en azul SBT= 4 y en verde SBT=3.

Los valores de N_{kt} obtenidos en los ensayos CPTu-3, 20, 21 y 22 muestran una distribución coherente con la clasificación SBT y permiten caracterizar el comportamiento del terreno en función del tipo de material identificado por el piezocono. La Tabla 3 recoge los análisis estadísticos efectuados, que muestran una tendencia consistente: los sedimentos clasificados como SBT 4 se asocian sistemáticamente a $N_{kt} \approx 12–13$, los SBT 5 presentan valores entre 13–15, los SBT 6 muestran rangos superiores, entre 14 y 18 (ocasionalmente 19) y los SBT=7 alcanzan valores N_{kt} por encima de 18. Este incremento parece estar asociado a bruscas disminuciones de la presión de poro, acompañado de un incremento de resistencia. El valor N_{kt} obtenido para el intervalo clasificado como SBT 3, cercano a 10, también resulta coherente con su comportamiento, aunque debe interpretarse con cautela al tratarse de un único dato.

Tabla 3. Rangos N_{kt} obtenidos en cada grupo SBT.

SBT		Nkt (CPT-3)			Nkt (CPT-20)			Nkt (CPT-21)			Nkt (CPT-22)		
		n	%	Mediana	n	%	Mediana	n	%	Mediana	n	%	Mediana
3		0	0,0	-	0	0,0	-	1	0,1	9,8	0	0,0	-
4		647	73,1	12,4	246	24,9	12,8	190	19,2	12,5	373	38	13,2
5		231	26,1	13,8	684	69,1	13,4	749	75,8	14,9	534	54	13,5
6		6	0,7	17,8	58	5,9	17,4	47	4,8	17,0	80	8,1	19,1
7		1	0,1	21,4	2	0,2	18,8	1	0,1	17,9	0	0,0	-

Los rangos probables del parámetro N_{kt} asociados a cada SBT parecen estar, además, estrechamente ligados a la presión de poro existente durante la medición (Figura 6). Los ensayos de disipación realizados en el CPTu-20 (a 4,06 m y 12,22 m de profundidad) muestran un incremento de la resistencia neta de punta acompañado de una disminución progresiva de la presión de poro. Este comportamiento conlleva una reducción del parámetro B_q y, en consecuencia, un aumento gradual del factor adimensional N_{kt} para un mismo tipo de sedimento. A medida que Δu comienza a reducirse, N_{kt} experimenta un notable incremento (Figura 6). Esta respuesta refleja que el parámetro N_{kt} no adopta un valor constante para un determinado tipo de suelo, sino que está fuertemente condicionada por el proceso de disipación del exceso de presión de poro. Esta respuesta registrada en los CPTu marinos es más representativa del estado inalterado del suelo que la obtenida en los ensayos *onshore*, donde las paradas para la conexión de varillas introducen interrupciones en el registro.

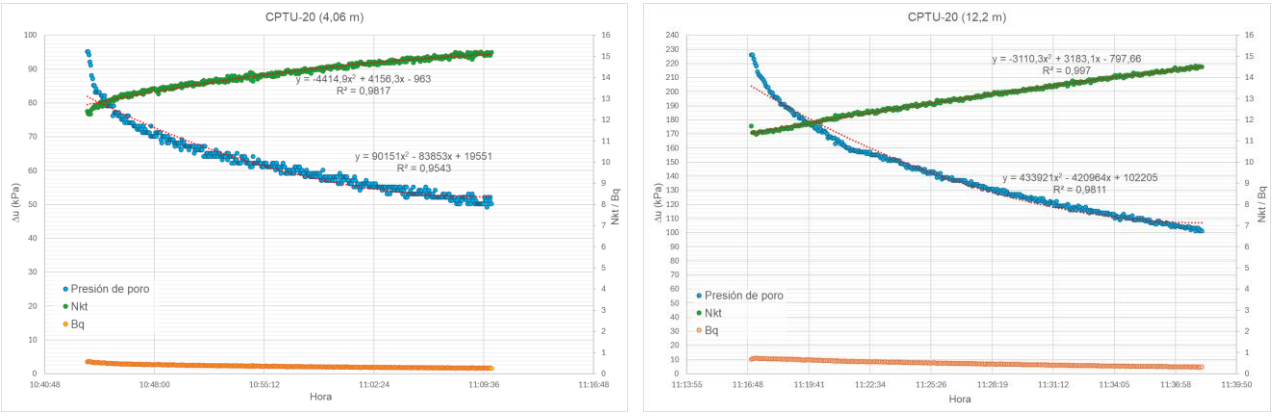


Figura 6. Variación del parámetro N_{kt} con la reducción de presión de poro. CPTu-20 disipación a 4,06 m y 12,2 m.

5. CONCLUSIONES

La integración de ensayos CPTu y datos de laboratorio obtenidos en el Margen continental de Palomares permite mejorar significativamente la caracterización geotécnica de los sedimentos marinos a nivel local y regional. Los resultados muestran la presencia generalizada de materiales blandos, saturados y de baja resistencia, además revelan que la clasificación SBT no refleja fielmente la textura real de los sedimentos, especialmente en los grupos 5 y 6, que muestran un comportamiento solapado. Esto indica que en estos ambientes la respuesta del piezocono tiende a sobreestimar el carácter granular, reforzando la necesidad de calibraciones locales y clasificaciones alternativas como la propuesta por Schenider et al. (2008).

La estimación de la resistencia no drenada confirma que el parámetro N_{kt} no es constante y depende tanto del tipo de sedimento como del régimen de presiones intersticiales. Los valores más representativos se sitúan entre 12–15 para SBT 4–5 y alcanzan 17–21 para SBT 6–7, coherentes con una mayor rigidez relativa. La variación observada de Nkt con el parámetro Bq demuestra que los cambios en la presión intersticial controlan de manera significativa la interpretación geotécnica.

En conjunto, el estudio subraya que la caracterización geotécnica en márgenes continentales requiere integrar CPTu y ensayos de laboratorio para mejorar la fiabilidad de las clasificaciones y la estimación de Su, así como para fortalecer los modelos de estabilidad sedimentaria en contextos marinos complejos.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo está enmarcado y financiado por los proyectos Fauces (CTM2015-65461-C2-1-R) e inGravitas (PID2022-138258OB-I00).

REFERENCIAS

AENOR. UNE-EN ISO 17892. Investigación y ensayos geotécnicos — Ensayos de laboratorio de suelos.ASTM D2487 (2025) Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system). ASTM International, West Conshohocken.

British Standards Institution. (2020). *BS 5930:2015+A1:2020 – Code of practice for ground investigations*. BSI Standards Limited.

Camerlenghi, A., Urgeles, R., & Fantoni, L. (2010). A database on submarine landslides of the Mediterranean Sea. In D. C. Mosher et al. (Eds.), Submarine Mass Movements and Their Consequences (pp. 503–514). Springer.

Campo, B., Bruno, L., & Amorosi, A. (2023). Sedimentary facies characterization through CPTU profiles: An effective tool for subsurface investigation of modern alluvial and coastal plains. Sedimentology.

Dan, G., Sultan, N., & Savoye, B. (2007). The 1979 Nice harbour catastrophe revisited: Trigger mechanism inferred from geotechnical measurements and numerical modelling. Marine Geology, 245(1–4), 40–64.

Ercilla, G., Galindo-Zaldívar, J., Estrada, F., Valencia, J., Juan, C., Casas, D., Alonso, B., Comas, M.C., Tendero-Salmerón, V., Casalbore, D., Azpiroz- Zabala, M., Bárcenas, P., Ceramicola, S., Chiocci, F.L., Idárraga-García, J., López-González, N., Mata, P., Palomino, D., Rodríguez-García, J.A., Teixeira, M., Nespereira, J., Vázquez, J.T., Yenes, M. (2022). Understanding the complex geomorphology of a deep sea area affected by continental tectonic indentation: The case of the Gulf of Vera (Western Mediterranean). Geomorphology 402, 108126.

Lunne, T., Robertson, P. K., & Powell, J. J. M. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic & Professional, London.

Mayne, P. W., & Peuchen, J. (2018). Evaluation of CPTU Nkt cone factor for undrained strength of clays. En Cone Penetration Testing (1ª ed.). CRC Press.

Mayne, P.W. & Peuchen, J. (2022). Undrained shear strength of clays from piezocone tests: a database approach. Proceedings of the 5th International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'22), Bologna. Paper ID 1107, pp. 546–551.

Mitchell, D. G., & Keller, G. H. (2010). Marine sediments, geotechnical properties. En: Encyclopedia of Earth Sciences Series (pp. 343–350). Springer.

Nespereira, J., Casas, D., Yenes, M., Monterrubio, S., Casalbore, D., López-González, N., Alonso, B., Martín, M.E., Ruiz, R., Tijera, A., Lafuerza, S., Llopart, J. (2024). The role of liquefaction in the evolution of shallow submarine canyon heads from a geotechnical perspective: A case study of the Garrucha Canyon (SE Mediterranean). Marine Geology 477, 107397.

Retegui, L., Casas, D., Casalbore, D., Yenes, M., Nespereira, J., Estrada, F., Canari, A., Chiocci, F.L., Idárraga-García, J., Teixeira, M., Ramos, J., López-González, N. (2024). Size-frequency distribution of submarine mass movements on the Palomares continental slope (W Mediterranean). Marine Geology 477, 107411.

Robertson, P.K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal 27, 151–158.

Roesner, A., Wiemer, G., Kreiter, S., Wenau, S., Wu, T.-W., Courboulex, F., Spiess, V., Kopf, A. (2019). Impact of seismicity on Nice slope stability—Ligurian Basin, SE France: a geotechnical revisit. Landslides 16: 23–35.

Schneider, J., Randolph, M., Mayne, P.W., Ramsey, N.R. (2008). Analysis of Factors Influencing Soil Classification Using Normalized Piezocone Tip Resistance and Pore Pressure Parameters. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 134(11): 1569-1586.

Yenes, M., Casas, D., Nespereira, J., López González, N., Casalbore, D., Monterrubio, S., Alonso, B., Ercilla, G., Juan, C., Bárcenas, P., Palomino, D., Mata, P., Martínez Díaz, P., Pérez, N., Vázquez, J.T., Estrada, F., Azpiroz Zabala, M., and Teixeira, M. (2021). The Guadiaro-Baños contourite drifts (SW Mediterranean). A geotechnical approach to stability analysis. Marine Geology, 437: 106505.

ANCLAS PLANAS OFFSHORE PARA EÓLICA MARINA FLOTANTE: ANÁLISIS NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO CARGA-DESPLAZAMIENTO

Borja BOLADO[(1)*], Jorge CASTRO[(2)] y Raúl GUANCHE[(3)]

[(1)] Grupo de Energía Marina e Ingeniería Offshore
IH Cantabria
*borja.bolado@unican.es

[(2)] Grupo de Energía Marina e Ingeniería Offshore
IH Cantabria y Universidad de Cantabria

[(3)] Canal de Ensayos Hidrodinámicos de la E.T.S.I. Navales
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

RESUMEN

Este trabajo presenta una investigación exhaustiva sobre el comportamiento carga–desplazamiento de anclas planas offshore, ampliamente utilizadas en aplicaciones de energía eólica flotante en alta mar. El objetivo principal es comprender cómo la respuesta mecánica de este tipo de ancla influye en el comportamiento global del sistema de amarre, mediante un modelo numérico de elementos finitos. Al integrar análisis de interacción suelo–estructura con condiciones ambientales y de carga representativas en alta mar, la investigación resalta el papel crítico tanto de las características del lecho marino como del diseño del ancla para garantizar una operación segura y eficiente de los sistemas eólicos flotantes. La investigación se centra en dos objetivos fundamentales. En primer lugar, se examina el comportamiento del ancla plana bajo un escenario de carga estática y un perfil de suelo offshore simplificado (suelo arcilloso uniforme). En segundo lugar, se evalúa cómo las variaciones en la profundidad del ancla, las propiedades del lecho marino (incluyendo la rigidez y la resistencia al corte sin drenaje) afectan a la respuesta del ancla, modificando tanto el desplazamiento como la capacidad portante. La interacción suelo–estructura se analiza mediante elementos finitos en simetría axial. Esta metodología permite identificar los parámetros clave que gobiernan el comportamiento del ancla y su influencia en la dinámica de las líneas de amarre, proporcionando información para optimizar su diseño. Los resultados demuestran la viabilidad de normalizar la carga y el desplazamiento vertical mediante variables adimensionales, simplificando asi su aplicación en diversos escenarios. Se observa que estas curvas adimensionales de carga-desplazamiento para diversas relaciones de enterramiento del ancla se pueden ajustar de forma bastante precisa mediante funciones exponenciales. Este enfoque permite incluir el comportamiento del ancla en el análisis de la respuesta dinámica de las lineas de fondeo.

ABSTRACT

This work presents a comprehensive investigation of the load–displacement behavior of offshore plate anchors, widely used in floating offshore wind applications. The main objective is to understand how the mechanical response of this type of anchor influences the global behavior of the mooring system through numerical modeling using finite element software. By integrating soil–structure interaction analyses with representative offshore environmental and loading conditions, the study highlights the critical role of both seabed characteristics and anchor design in ensuring the safe and efficient operation of floating wind systems. The research focuses on two main objectives. First, the performance of the plate anchor is examined under a static loading scenario and a simplified offshore soil profile (uniform clay). Second, the influence of embedment depth and seabed properties (including stiffness and undrained shear strength) on anchor response is evaluated, assessing their impact on both displacement and bearing capacity. Soil–structure interaction is analyzed using the finite element method reproducing critical engineering scenarios. This methodology enables the identification of the key parameters governing anchor efficiency and their influence on mooring line dynamics, providing a solid basis for design optimization. Results demonstrate the feasibility of normalizing load and vertical displacement using dimensionless variables, thereby simplifying their application across diverse design scenarios; it is observed that these dimensionless load-displacement curves, obtained for various anchor embedment ratios, exhibit a precise analytical fit using exponential functions. This approach enables the integration of anchor behavior into the dynamic response analysis of mooring lines.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Ancla plana (Plate anchor); Elementos finitos (Finite elements); Interacción suelo-estructura (Soil-structure interaction).*

1. INTRODUCCIÓN

El aprovechamiento de la energía eólica marina ha experimentado un crecimiento significativo en las últimas décadas. Inicialmente, su desarrollo se ha centrado en la plataforma continental, donde la construcción y cimentación de las estructuras es menos costosa y se puede realizar mediante sistemas de cimentación más convencionales, como monopilotes, jackets o cimentaciones por gravedad (Ej., Kim *et al*., 2025). Sin embargo, la plataforma continental tiene un límite, y hay países, como España, en los que dicha plataforma es limitada, por ello se está impulsando la exploración de aguas profundas, donde los sistemas de amarre y anclaje se vuelven críticos para la viabilidad económica de los proyectos (Ej., Dutto *et al*., 2025). La optimización de estos sistemas permite reducir costes de instalación y mantenimiento, y mejorar la estabilidad de plataformas flotantes.

La literatura reciente enfatiza la necesidad de integrar los sistemas de amarre en el diseño global de la plataforma para minimizar cálculos excesivamente conservadores y optimizar el Coste Nivelado de la Energía (LCOE) (Faraggiana *et al*., 2022; Sykes *et al*., 2023). La ingeniería geotécnica es clave para evaluar la interacción suelo–anclaje y garantizar la estabilidad a lo largo de la vida útil (Gourvenec, 2022; Tapper y Boylan, 2025).

Entre los anclajes más comunes se incluyen cajones de succión, pilotes hincados, anclas de arrastre, helicoidales y anclas planas. Estas últimas han despertado interés por su eficiencia y facilidad de instalación (Ej., Cerfontaine *et al*., 2023; Hidayat *et al*., 2025). Además, es una solución de cimentación muy útil para líneas de amarre tensionadas, como las empleadas en plataformas flotantes tipo TLP ("*Tension Leg Platforms*"), que permiten reducir la huella en planta de la cimentación en aguas profundas o semi-profundas (Figura 1). Sin embargo, la mayoría de investigaciones se centran en la capacidad última o en soluciones empíricas, sin caracterizar la curva completa carga–desplazamiento, que influye en la respuesta de la línea de amarre.

Este artículo aborda la falta de modelos que describan la respuesta carga–desplazamiento de anclas planas circulares en arcilla en condiciones no drenadas mediante modelización numérica por elementos finitos. Además, se plantea una formulación analítica sencilla de carácter semi-empírico basada en los resultados de estas simulaciones numéricas, proporcionando un marco analítico para el futuro análisis de la respuesta dinámica de líneas de amarre teniendo en cuenta la deformación del terreno.

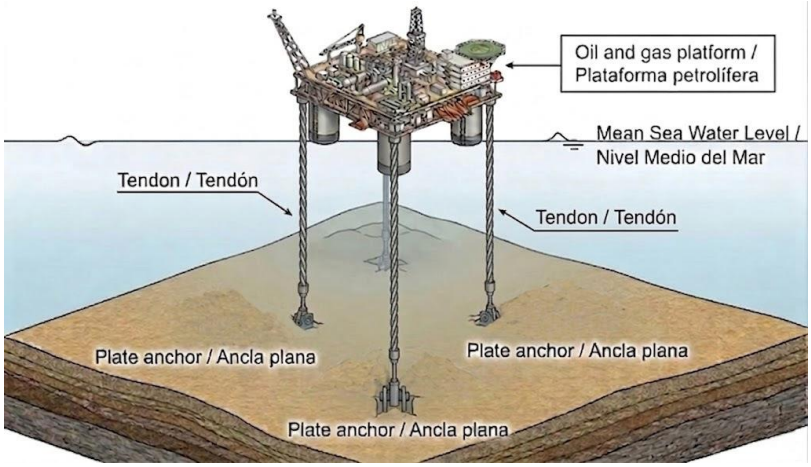


Figura 1: Representación de una TLP fijada mediante Anclas Planas.

2. METODOLOGÍA

El estudio se desarrolla en las siguientes etapas:

1. Preparación y validación del modelo de elementos finitos.
2. Análisis del comportamiento carga–desplazamiento vertical de anclas planas circulares para distintos parámetros del suelo y diferentes relaciones de enterramiento (Z/D).
3. Normalización de las curvas carga-desplazamiento obtenidas de los análisis numéricos.
4. Definición del desplazamiento correspondiente al fallo o rotura, δ_f, adoptando el criterio propuesto por Rowe y Davis (1982), según el cual se define dicho desplazamiento como aquel que corresponde a la intersección entre la curva carga-desplazamiento y la recta que pasa por el origen con una pendiente 4 veces inferior (k4) a la recta tangente inicial (respuesta elástica inicial del sistema).
5. Propuesta de una formulación analítica del comportamiento carga-desplazamiento.

2.1. MODELO NUMÉRICO

Para realizar los cálculos por elementos finitos, se empleó el código comercial PLAXIS 2D, utilizando su formulación en simetría axial (Bentley Systems, 2025) para simular anclas circulares planas embebidas en arcilla homogénea. Esta aproximación permite reducir el dominio numérico sin comprometer la precisión de los resultados.

El suelo se modelizó mediante el modelo constitutivo denominado de “Mohr–Coulomb” (elástico lineal plástico perfecto), reproduciendo un comportamiento equivalente al criterio de Tresca y dilatancia nula, con los siguientes parámetros: resistencia al corte sin drenaje (c_u), módulo de Young sin drenaje (E_u) y coeficiente de Poisson sin drenaje (ν_u = 0.499) para condiciones cuasi-incompresibles. El ancla se representó como una placa circular de rigidez muy elevada y de espesor despreciable. Para simular condiciones sin succión bajo el ancla (“ventiladas”), se permitió el despegue en la interfaz inferior ancla-suelo, de modo que no se desarrollaran presiones intersticiales negativas (succión) bajo el ancla.

La extensión del modelo numérico se dimensionó para evitar la influencia de las condiciones de contorno, en función de la relación Z/D (profundidad-diámetro del ancla), asegurando que los mecanismos de deformación y fallo quedaran completamente contenidos y evitando efectos de borde. Se definieron tres tamaños para el modelo numérico según el tipo de rotura esperado (superficial, intermedio y profundo), adoptando un refinamiento mayor del mallado alrededor del ancla para capturar con precisión la deformación y el fallo.

Tabla 1: Definición de los contornos de la malla en el modelo de elementos finitos.

Razón Z/D	Extensión Vertical del Contorno (VBE)	Extensión Horizontal del Contorno (HBE)
≤ 1.3	$1.2Z$	$D/2 + 0.5Z$
$1.3 < Z/D < 8$	$1.5Z$	$D/2 + Z$
≥ 8	$1.7Z$	$D/2 + 1.5Z$

Se empleó una malla de elementos triangulares de 15 nodos, con refinamiento variable según proximidad al ancla (Ej. Figura 2), optimizando así el tiempo computacional.

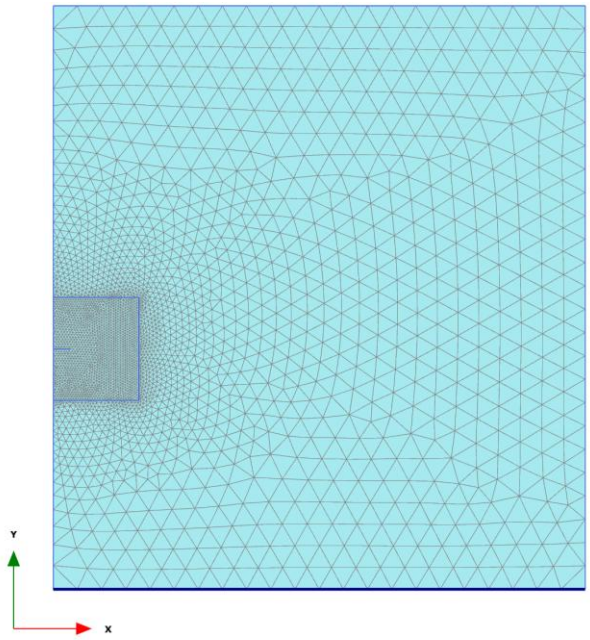


Figura 2: Configuración del modelo numérico y detalle del refinamiento local de la malla en la proximidad del ancla de placa para el análisis de interacción suelo-estructura para una relación de enterramiento (Z/D) de 10.

2.2. PROCEDIMIENTO DE CARGA

Se simularon las siguientes 3 fases:

1. Generación de tensiones iniciales, empleando el peso específico del terreno y el coeficiente de empuje en reposo, $K_0 = 0.5$.
2. Instalación del ancla sin considerar efectos de instalación, es decir, sin modificar las propiedades del terreno y simulando directamente la "activación" del elemento estructural que representa el acta ("wished-in-place").
3. Aplicación de tiro vertical en el ancla.

2.3. FORMULACIÓN ADIMENSIONAL

Con el objetivo de poder generalizar los resultados y facilitar así la comparación entre diferentes casos, es decir, propiedades del suelo y relaciones de enterramiento (Z/D), las curvas carga-desplazamiento obtenidas se han expresado de forma adimensional mediante los parámetros factor de rotura ("break-out factor") (N_C) y desplazamiento adimensional (U_{nor}), como se muestra a continuación.

2.3.1. FACTOR DE ROTURA (N_C)

La carga vertical se normaliza a través del factor de rotura (N_C) presentado en la Ec. 1. Dicha metodología de normalización es ampliamente aceptada en el estado del arte para la evaluación de anclajes, habiéndose implementado en artículos como Rowe y Davis (1982) y Jahanshahinowkandeh *et al*. (2025).

$$N_C = \frac{Q}{c_u A} \tag{1}$$

Donde:

- Q es la carga vertical aplicada sobre el ancla (kN).
- c_u es la resistencia al corte sin drenaje del suelo (kPa).
- A es el área proyectada del ancla (m^2).

2.3.2. DESPLAZAMIENTO ADIMENSIONAL

El desplazamiento vertical ha sido adimensionalizado mediante el factor U_{nor} (Ec. 2). Esta formulación se basa en la normalización de rigidez propuesta por Rowe y Davis (1982), la cual emplea el ratio E_u/c_u para independizar la respuesta de las propiedades elásticas del material. En el presente estudio, se adopta la profundidad a la que se encuentra embebida el ancla (Z) en el denominador para capturar la influencia del nivel de confinamiento en la respuesta carga-desplazamiento.

$$U_{nor} = \frac{E_u u_y}{c_u Z} \tag{2}$$

Donde:

- u_y es el desplazamiento vertical del ancla (m).
- E_u es el módulo de Young del suelo sin drenaje (kPa)
- Z es la profundidad a la que se encuentra embebida el ancla (m).
- c_u es la resistencia al corte sin drenaje (kPa).

3. RESULTADOS

Para ilustrar la aplicabilidad de la metodología y la validez de los parámetros adimensionales adoptados, se presentan a continuación algunos resultados representativos de los análisis numéricos.

3.1. EFECTO DE LA PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO (Z/D)

Se analizaron diferentes relaciones de enterramiento (Z/D), desde anclas poco profundas hasta aquellas que activan mecanismos de fallo profundo.

La Figura 3 muestra los resultados de carga-desplazamiento de forma adimensional para diferentes relaciones de empotramiento. Se puede observar que la carga adimensional N_C aumenta con la profundidad de enterramiento del ancla, como es lógico, mientras que la forma de la curva normalizada carga–desplazamiento (U_{nor} vs N_C) refleja un incremento progresivo de la capacidad portante hasta alcanzar el fallo. Este comportamiento es consistente con la teoría y con estudios previos sobre anclas planas en arcillas en condiciones no drenadas (Merifield *et al*., 2001, 2003).

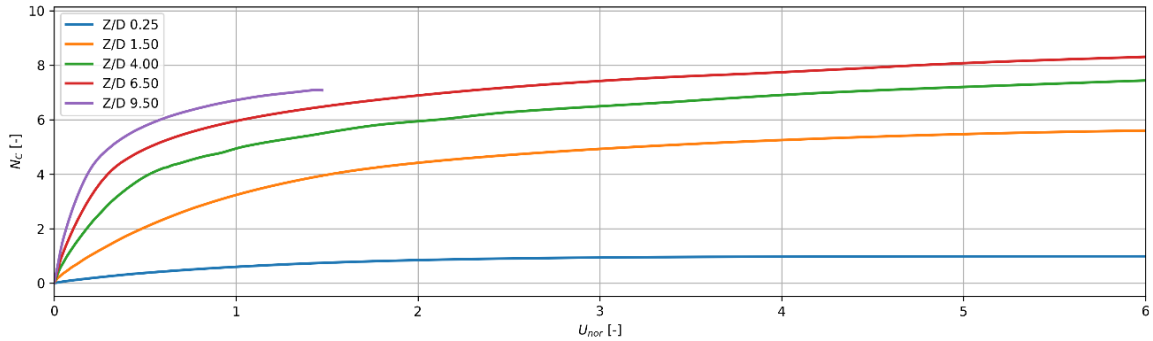


Figura 3: Curvas normalizadas carga-desplazamiento para distintas relaciones de enterramiento (Z/D).

3.2. VALIDACIÓN DE LA NORMALIZACIÓN

Para comprobar la validez de los parámetros normalizados (adimensionales), se han realizado simulaciones variando únicamente el módulo de Young (E_u) y, por separado, variando únicamente la resistencia al corte sin drenaje (c_u), mateniendo constante la profundidad a la que se encuentra embebida el ancla (Z). Esto permitió verificar que la normalización propuesta es válida para comparar las curvas de carga-desplazamiento bajo

distintas condiciones de rigidez y resistencia del suelo al no observar cambios significativos como se muestra en las Figura 4 y Figura 5.

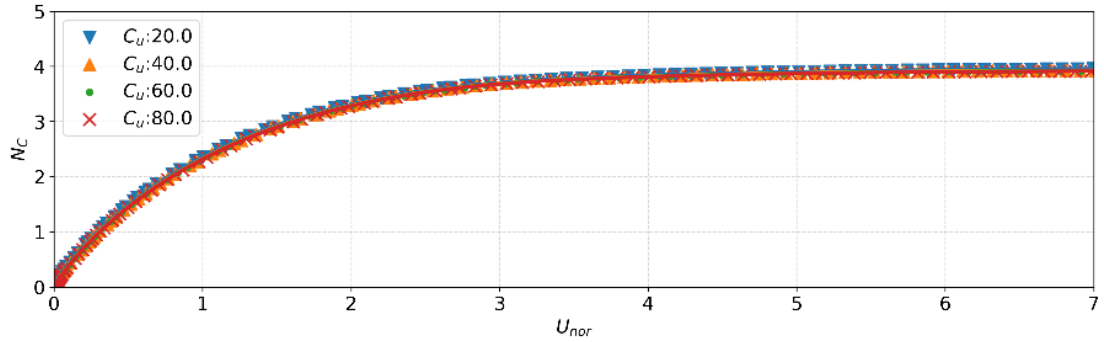


Figura 4: Resultados carga-desplazamiento variando únicamente la resistencia al corte sin drenaje (c_u).

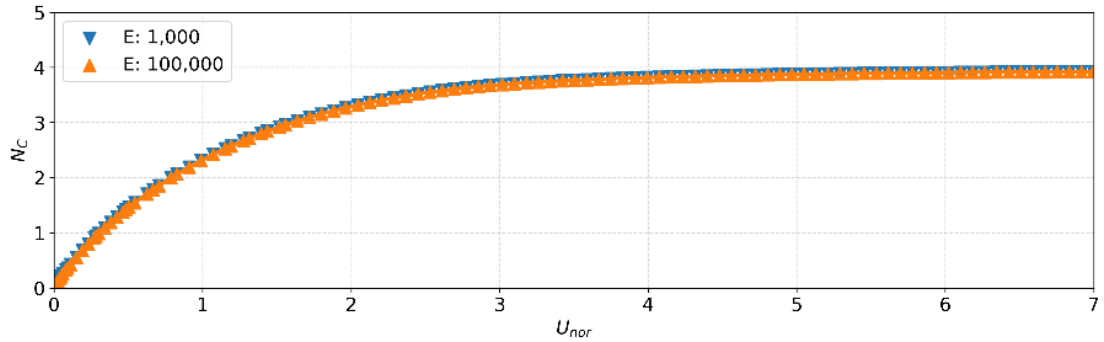


Figura 5: Resultados carga-desplazamiento variando el módulo de Young sin drenaje (E_u).

3.3. FORMULACIÓN ANALÍTICA PARA LA RESPUESTA CARGA DESPLAZAMIENTO

Con el objetivo de ofrecer una representación analítica de la curva carga–desplazamiento bajo Estado Límite de Servicio (SLS) que pueda ser implementada en modelos numéricos de análisis del comportamiento de líneas de fondeo (amarre), se ajustaron mediante mínimos cuadrados los resultados de las curvas normalizadas obtenidas de las simulaciones numéricas para diferentes relaciones de enterramiento (Z/D).

En base a la forma observada de la curva carga-desplazamiento normalizada (Figura 3), se ha empleado la siguiente formulación de carácter exponencial (Eq. 3) para anclas planas circulares embebidas en arcilla homogénea, tratando de encontrar un equilibrio entre la precisión del ajuste y el número de parámetros de ajuste (en este caso se han adoptado 2):

$$N_C = N_{C_{fit}}\left[1 - \exp\left(-k_{fit}U_{nor}\right)\right] \tag{3}$$

Donde:

- $N_C \rightarrow$ Break-out factor $(-)$.
- $U_{nor} \rightarrow$ Desplazamiento vertical adimensional $(-)$.
- $N_{C_{fit}} y\ k_{fit} \rightarrow$ Son parámetros de ajuste, ajustados mediante la metodología de mínimos cuadrados a partir de múltiples curvas carga-desplazamiento para diversas relaciones de enterramiento (Z/D).

Esta ecuación permite predecir la respuesta carga–desplazamiento analíticamente, proporcionando una herramienta rápida y generalizable para estudios preliminares de diseño y análisis de sistemas de amarre para plataformas flotantes tipo TLP.

La Figura 6 muestra la superposición de la formulación analítica con los resultados numéricos normalizados, evidenciando un buen ajuste a lo largo de todo el rango de desplazamientos relevantes, con valores del coeficiente de determinación de Pearson (R^2) superiores a 0.97 para las diferentes profundidades. Con el fin de evitar un sesgo en el ajuste estadístico hacia las zonas de mayor densidad de datos (correspondientes a las zanas donde el modelo numérico requiere incrementos menores de carga para converger) se ha realizado un una interpolación lineal, garantizando así una distribución uniforme de los puntos de control a lo largo de la curva carga-desplazamiento, asegurando que la precisión del modelo analítico se evalúe de forma equitativa.

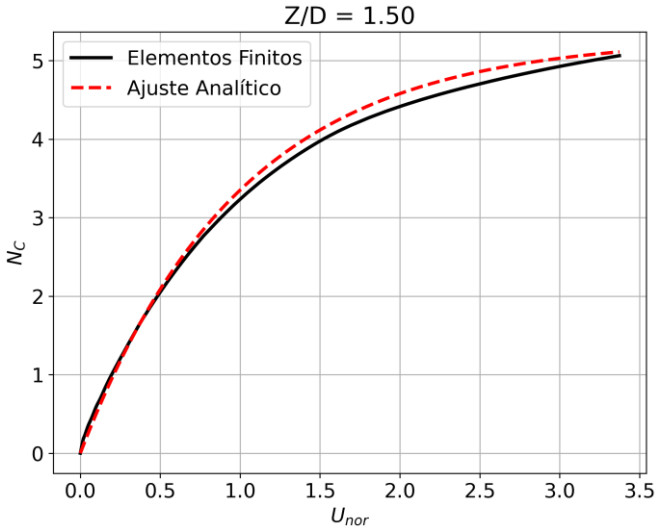


Figura 6: Comparación de la curva analítica propuesta con resultados numéricos normalizados para varias profundidades de empotramiento.

4. CONCLUSIONES

En el presente estudio se ha investigado la respuesta carga-desplazamiento de anclas planas embebidas en arcillas y sometidas a tiro vertical. El análisis se ha centrado en el régimen de carga en servicio (SLS), definiendo el fallo o la carga última empleando el criterio k_4 propuesto por Rowe y Davis (1982). A partir de los resultados obtenidos, se extraen las siguientes conclusiones principales:

- La respuesta normalizada de la curva carga-desplazamiento bajo tiro vertical está principalmente gobernada por la relación de enterramiento (Z/D).
- La formulación analítica desarrollada es capaz de caracterizar el comportamiento de las anclas planas en arcillas. La comparación con los resultados numéricos evidencia una alta correlación, obteniéndose coeficientes de correlación de Pearson (R^2) superiones a 0.97 en todos los escenarios analizados.

AGRADECIMIENTOS

Esta publicación es parte del proyecto de $I + D + i$: "Iteracción fluido-estructura-terreno para el desarrollo de soluciones para eólica marina a grandes profundidades mediante sistemas de fondeo en tensión o semi-tensionados (INFLUET) (PID2023-1533060OB- I00)" financiado por MICIU/AEI/10.13039/501100011033 y por FEDER, UE y de la ayuda PREP2023-001496, asociada a dicho proyecto y cuyo beneficiario es el primer autor.

REFERENCIAS

Bentley Systems. (2025). *PLAXIS 2D reference manual*. Bentley Systems.

Cerfontaine, B., White, D., Kwa, K., Gourvenec, S., Knappett, J., y Brown, M. (2023). Anchor geotechnics for floating offshore wind: current technologies and future innovations. *Ocean Engineering*, *279*. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.114327

Dutto, L., Niosi, F., Paduano, B., Carlo, S. Di, Ambrosini, S., Bontumasi, S., Bracco, G., y Di Carlo, S. (2025). *A decision making strategy for cost-effective anchoring and mooring design in floating offshore wind systems*. https://ssrn.com/abstract=5714789

Faraggiana, E., Giorgi, G., Sirigu, M., Ghigo, A., Bracco, G., y Mattiazzo, G. (2022). A review of numerical modelling and optimisation of the floating support structure for offshore wind turbines. In *Journal of Ocean Engineering and Marine Energy* (Vol. 8, Number 3, pp. 433–456). Springer Science and Business Media Deutschland GmbH. https://doi.org/10.1007/s40722-022-00241-2

Gourvenec, S. (2022). Whole life design: theory and applications of this new approach to offshore geotechnics. *Indian Geotechnical Journal*, *52*, 1129–1154. https://doi.org/10.1007/s40098-022-00627-x

Hidayat, W., Nietiedt, J. A., O'loughlin, C. D., Watson, P. G., Gaudin, C., Bertalot, D., Rattley, M. J., Whyte, S. A., y Brown, M. (2025). Helically embedded plate anchors for floating offshore wind: potential and proof of concept. *ISFOG 2025*.

Jahanshahinowkandeh, M., Miranda, M., y Castro, J. (2025). Numerical comparison between square and circular plate anchors in clay. *Geomechanics for Energy and the Environment*, *43*. https://doi.org/10.1016/j.gete.2025.100733

Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers (in Hungarian)*.

Merifield, R. S., Lyamin, A. V, Sloan, S. W., Lyamin, ; A V, Sloan, ; S W, y Yu, H. S. (2003). Three-dimensional lower bound solutions for stability of plate anchors in clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)

Merifield, R. S., Sloan, S. W., y Yu, H. S. (2001). Stability of plate anchors in undrained clay. *Geotechnique*, *51*, 141–153.

Rowe, R. K., y Davis, H. an E. (1982). The behaviour of anchor plates in clay. *Geotechnique*, *32*, 9–23.

Sykes, V., Collu, M., y Coraddu, A. (2023). A review and analysis of optimisation techniques applied to floating offshore wind platforms. In *Ocean Engineering* (Vol. 285). Elsevier Ltd. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.115247

Tapper, L., y Boylan, N. (2025). Feasibility of anchor types for floating wind: geotechnical drivers. *ISFOG 2025*.

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL FONDO MARINO EN EL MAR MEDITERRÁNEO MEDIANTE UN SISTEMA DE PERFORACIÓN SUMERGIBLE REMOTAMENTE OPERADO

Amadeu DEU[(1)*] y Miquel PÉREZ[(1)]

[(1)] Geociencias y Exploraciones Marítimas (GEM)
*amadeu@gemigeo.com

RESUMEN

La caracterización geotécnica del fondo marino es un aspecto esencial en el diseño y desarrollo de infraestructuras marinas, operaciones de dragado y otros proyectos offshore. Si bien existe una amplia gama de herramientas para la investigación de suelos, ya sea mediante ensayos in situ o extracción de muestras, las opciones son muy limitadas cuando el lecho marino es de naturaleza rocosa. Tradicionalmente, las investigaciones profundas o en mar abierto se realizan mediante buques de perforación equipados con sistemas de compensación de movimiento. En proyectos cercanos a la costa, es habitual el uso de plataformas auto elevables (jack-ups) con equipos de perforación terrestres a bordo, cuya operación se ve restringida por la longitud máxima de las patas (spuds). Sin embargo, en ambos casos, el elevado coste de movilización puede resultar económicamente prohibitivo. En este contexto, existe una carencia de sistemas rentables para proyectos en aguas someras que requieran penetraciones de corta profundidad en sustratos rocosos. En este artículo se presentan los resultados de diversas campañas geotécnicas marinas en el Mar Mediterráneo para proyectos de interconexión eléctrica submarina, ejecutadas mediante un equipo de perforación sumergible y remotamente operado, instrumentado para la medición continua de parámetros de perforación (Measuring While Drilling, MWD). Se realizaron sondeos en roca de hasta 3 m de profundidad bajo el lecho marino, en diferentes zonas con calados entre -10 m y -110 m LAT. El análisis conjunto de los datos de perforación y de los ensayos de laboratorio permitió una adecuada caracterización de los materiales y la identificación de variaciones en la resistencia de la roca con la profundidad. El sistema se presenta como una alternativa eficiente y competitiva frente a las metodologías tradicionales para investigaciones en roca en proyectos de aguas someras, donde el conocimiento de los primeros metros del perfil rocoso resulta crítico, como en el diseño de tuberías, interconexiones submarinas, dragado y cimentaciones.

ABSTRACT

The geotechnical characterisation of the seabed is an essential aspect of the design and development of marine infrastructure, dredging operations, and any other offshore project. While there is a wide range of tools available for soil investigation, either through in situ tests or sampling, the options are very limited in the case of a rocky seabed. Traditionally, deep-water or open-sea investigations are conducted using drilling vessels equipped with heave compensation systems. In nearshore projects, the use of jack-up platforms with onshore drilling rigs mounted on board is common; however, their operation is restricted by the maximum length of the spuds. In both cases, the high mobilization cost can be economically prohibitive. In this context, there is a lack of cost-effective systems for shallow-water projects that require short penetration into the rocky seabed. This paper presents the results of several marine geotechnical investigations in the Mediterranean Sea for submarine electrical interconnection projects, executed using a

remotely operated submersible drilling rig instrumented for continuous measurement of drilling parameters (Measuring While Drilling, MWD). Boreholes in rock were drilled up to 3 m below the seabed in different areas with water depths ranging from -10 m to -110 m LAT. The analysis of both the drilling data and the laboratory test results allowed for an accurate characterization of the ground and the identification of variations in rock strength with depth. The system is presented as an efficient and competitive alternative to traditional methodologies for rock investigations in shallow-water projects where knowledge of the first meters below the seabed is critical, such as in the design of pipelines, submarine interconnections, dredging, and foundations.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Investigaciones marinas (Marine investigations), Parámetros de perforación (Drilling parameters), Sondeos submarinos (Submarine boreholes).*

1. INTRODUCCIÓN

La correcta selección del conjunto de medios marinos es uno de los puntos críticos más relevantes a la hora de obtener datos de alta calidad en cualquier campaña de investigación geotécnica marina. Dependiendo de las condiciones ambientales específicas del área a investigar (viento, oleaje, corrientes) y de la profundidad de agua, se pueden utilizar plataformas fijas (plataformas autoelevables o *jack-ups*) o buques geotécnicos posicionados mediante anclas o posicionamiento dinámico.

Las plataformas aployadas en el fondo marino son el medio más adecuado para realizar investigaciones geotécnicas en zonas de poca profundidad de agua (<20 m). Dependiendo de las condiciones locales y de la longitud de las patas, también pueden ser una buena alternativa para profundidades de hasta 30 m, siendo particularmente adecuadas en el caso de grandes rangos de marea. En estas plataformas es posible desplegar equipos de perforación terrestres, realizar sondeos a rotación o percusión, obtener muestras de diferentes tipos y realizar ensayos *in situ* de forma análoga a los trabajos terrestres. Además, en función del tamaño pueden albergar laboratorios, despachos e incluso camarotes para el alojamiento del personal.

Sin embargo, las *jack-up* presentan una elevada sensibilidad a las condiciones meteorológicas, especialmente durante las maniobras de embarque y desembarque de personal, lo cual suele ocurrir una o dos veces por día, y el posicionamiento entre puntos de investigación. Estas operaciones requieren de unas condiciones marinas y meteorológicas excelentes, por lo que representan siempre uno de los mayores riesgos a evaluar en materia de seguridad (HSE). Por otro lado, en el caso de grandes plataformas, debe evaluarse también el riesgo de punzonamiento (*punch-through*) o de penetración excesiva de las patas en terrenos blandos, entre otros fenómenos

Las operaciones desde buques geotécnicos con torres de perforación requieren sistemas de alta complejidad. La sarta de perforación es accionada por un cabezal rotativo suspendido desde la torre. Por su parte, los muestreadores o equipos de ensayo se encuentran sujetos a un cable que discurre por el interior de la sarta. Tras su ajuste, dichos instrumentos son alimentados desde la embarcación. Una vez finalizada la operación, los dispositivos se izan a cubierta.

Un elemento común a todos los buques geotécnicos es el compensador de marea o de oleaje (*heave compensator*). Los buques con posicionamiento dinámico y compensación de movimiento permiten un despliegue rápido entre localizaciones y pueden operar en condiciones de estado de mar complejas. Sin embargo, sus principales desventajas radican en el número limitado de barcos disponibles, un mayor coste por día y, generalmente, su falta de idoneidad para operaciones en aguas poco profundas o en zonas con corrientes intensas que dificulten el mantenimiento de la posición durante las operaciones de perforación.

Asimismo, los buques pueden desplegar hasta el fondo marino equipos de perforación submarina para aplicaciones tales como estudios del trazado de cables (SUT-OSIG, 2022). Esta metodología presenta ventajas significativas respecto a las plataformas tipo *jack-up* y los buques de perforación geotécnica, debido principalmente a la reducción del riesgo de Seguridad, Salud y Medio Ambiente (HSE). Esto se debe a que no se requiere personal durante las maniobras de perforación y a una notable disminución considerable en la manipulación de tuberías.

Actualmente, existen en el mercado diversos sistemas para este tipo de operaciones submarinas. No obstante, la mayoría de estos equipos han sido diseñados para resistir presiones a varios kilómetros de profundidad y

alcanzar grandes penetraciones. Aunque el concepto operativo pueda ser similar, estas especificaciones de profundidad y alcance encarecen notablemente los componentes, lo que deriva en mayores costes de inversión y mantenimiento.

Quizás el principal inconveniente de estos sistemas sea que el análisis y evaluación de las muestras se posterga hasta que la unidad de perforación es izada a cubierta. En caso de recuperaciones deficientes, el sistema debe ser lanzado nuevamente sin posibilidad de perforar exactamente en el mismo punto, lo que obliga a iniciar un nuevo ensayo. Además, se requiere el uso de un buque con posicionamiento dinámico (DP) que disponga de espacio suficiente en cubierta y de un sistema de lanzamiento y recuperación adecuado para su despliegue.

2. EQUIPO DE PERFORACIÓN SUBMARINA REMOTAMENTE OPERADO

En el mercado actual existen pocos equipos submarinos adaptados a entornos de aguas someras y para perforaciones cortas. Sin embargo, existen diversos tipos de proyectos que requieren de estos sistemas de perforación: cables submarinos, proyectos de dragado, tuberías, etc. Para el presente estudio, se ha utilizado un sistema (MiniDrill®) que permite la ejecución de operaciones de perforación mediante recuperación de muestra por rotación en una sola maniobra hasta alcanzar un máximo de 6 m de profundidad en el terreno tanto en suelo como en roca. La idoneidad de este sistema en suelos arenosos y limosos fue publicada por Romero *et al*. (2012).

El equipo está ensamblado dentro de una estructura rectangular tipo pórtico. El mástil de perforación, montado en la parte superior, permite una rotación en altitud de 0° a 120° respecto a la base. La estructura de soporte de la torre ocupa una superficie de 8,4 m² y la longitud total del sistema con la torre plegada en posición horizontal es de 7,51 m. Estas dimensiones facilitan el almacenamiento y transporte del sistema completo y sus equipos auxiliares en un contenedor de 40 pies, lo cual es óptimo de cara a la movilización a los proyectos. El equipo es descendido por la grúa o el *A-frame* del barco hasta el fondo marino a través del pórtico. Un umbilical conecta el sistema con el buque para proporcionar control de todos los parámetros en tiempo real y energía. Para garantizar la seguridad durante las operaciones, se emplean cabrestantes de tensión constante o buques con posicionamiento dinámico para aislar el sistema de los posibles movimientos de la embarcación. La penetración máxima permitida es de 6 m con un diámetro de muestra de hasta 113 mm, dimensiones adecuadas para realizar cualquier tipo de ensayo de laboratorio tradicional.

Antes de descender el equipo, debe seleccionarse la configuración (diámetro, tipo de corona de perforación) en función del tipo de fondo esperado y de los objetivos del proyecto. Esta selección es clave ya que toda la perforación se realiza en una sola maniobra. Esto es particularmente relevante en rocas heterogéneas y fracturadas, así como en lechos marinos compuestos por rocas meteorizadas o alteradas con niveles variables de resistencia, cementación y degradación. Si el material previsto es suelo, la configuración debe pensarse para tal fin; de lo contrario, no podrán atravesar la roca. Por el contrario, con una configuración para roca, el suelo será lavado y se perderá debido a la acción combinada de la fuerza de rotación y la presión de agua aplicada. Desde un punto de vista general, cuanto más homogénea y menos fracturada esté la roca, mayor será la tasa de recuperación obtenida. En la Figura 1 se muestra el equipo de perforación submarina durante la maniobra de descenso al fondo marino, así como una imagen del operador durante la perforación de un sondeo y el control de los parámetros en tiempo real.



Figura 1. Equipo de perforación submarina durante la maniobra de descenso al fondo marino (izquierda), operador durante la perforación (centro), control en tiempo real de los parámetros de perforación y de posicionamiento (derecha).

2.1. INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL

El sistema está instrumentado para el control total de la operación de perforación en tiempo real para tres propósitos distintos: (i) posicionamiento, (ii) parámetros de perforación y (iii) inspección visual. Todos los datos son transmitidos a través del cable umbilical hasta la superficie. Antes del inicio de las operaciones, se garantiza la estabilidad del equipo durante la perforación a partir de sensores de posicionamiento y se define la inclinación del mástil según los requisitos del sondeo. De esta manera, el operador puede controlar y modificar todos los parámetros de perforación en tiempo real para optimizar la perforación en función del tipo de roca y de las condiciones del subsuelo. Asimismo, el control de todos los sensores garantiza que las operaciones se realicen de manera segura, sin riesgo de comprometer la integridad del equipo.

Posicionamiento

La necesidad de posicionar los equipos en el fondo marino con precisión es un factor crítico que no debe subestimarse. El posicionamiento de cada embarcación o plataforma *jack-up*, así como de los sensores y equipos asociados, constituye un requisito esencial para garantizar que todos los estudios, investigaciones y estructuras posteriores se ubiquen con exactitud, empleando siempre el mismo sistema de coordenadas de referencia predeterminado (SUT-OSIG, 2022). El posicionamiento en el lecho marino puede registrarse mediante un sistema acústico de alta precisión (*Ultra-Short Baseline*, USBL) o, en aguas someras, mediante un receptor GPS.

La estructura del equipo está totalmente instrumentada con dos inclinómetros y un compás. Por lo tanto, es posible verificar la posición exacta antes de iniciar la perforación, permitiendo el reposicionamiento si fuera necesario en otras coordenadas o en una zona de menor inclinación, en el caso de que el fondo marino tenga una inclinación que no permita las operaciones con seguridad. Además, la inclinación relativa del mástil se registra mediante un inclinómetro y puede fijarse en cualquier ángulo entre 0 y 90°, en caso de que se requiera realizar una perforación no vertical.

Inspección visual

En la estructura se ha instalado una cámara digital dentro de un compartimiento estanco para permitir la inspección visual de las operaciones durante el posicionamiento y perforación. Esto es particularmente útil cuando el equipo se posiciona sobre un fondo rocoso o para garantizar que se perfora el tipo de fondo previsto. Todos los datos se visualizan en tiempo real y se almacenan para su posterior análisis.

Parámetros de perforación

Todos los parámetros relevantes de la perforación son registrados y mostrados en tiempo real para que el operador pueda tomar las decisiones pertinentes: par motor aplicado (torque), velocidad de rotación, empuje de avance, caudal de agua, avance, etc. El sistema está diseñado para estimar la penetración bajo el fondo marino con una precisión superior a los 5 cm. En casos de baja recuperación de testigo debido a un lecho marino compuesto de rocas de resistencia variable con la profundidad, los parámetros de perforación permiten identificar los contactos entre los distintos niveles. En la Figura 2 se presenta un ejemplo de ello. Los tramos resaltados en gris indican zonas de mayor cementación y resistencia. En ellos se observa un incremento del empuje y torque, y una disminución de la velocidad de avance respecto de los tramos en blanco, menos cementados. En este sondeo, solo se recuperaron muestras en tramos de alta resistencia, mientras que la roca meteorizada y el suelo fueron limpiados por el flujo de perforación. No obstante, la profundidad de cada muestra se determinó correctamente basándose en los parámetros de perforación registrados.

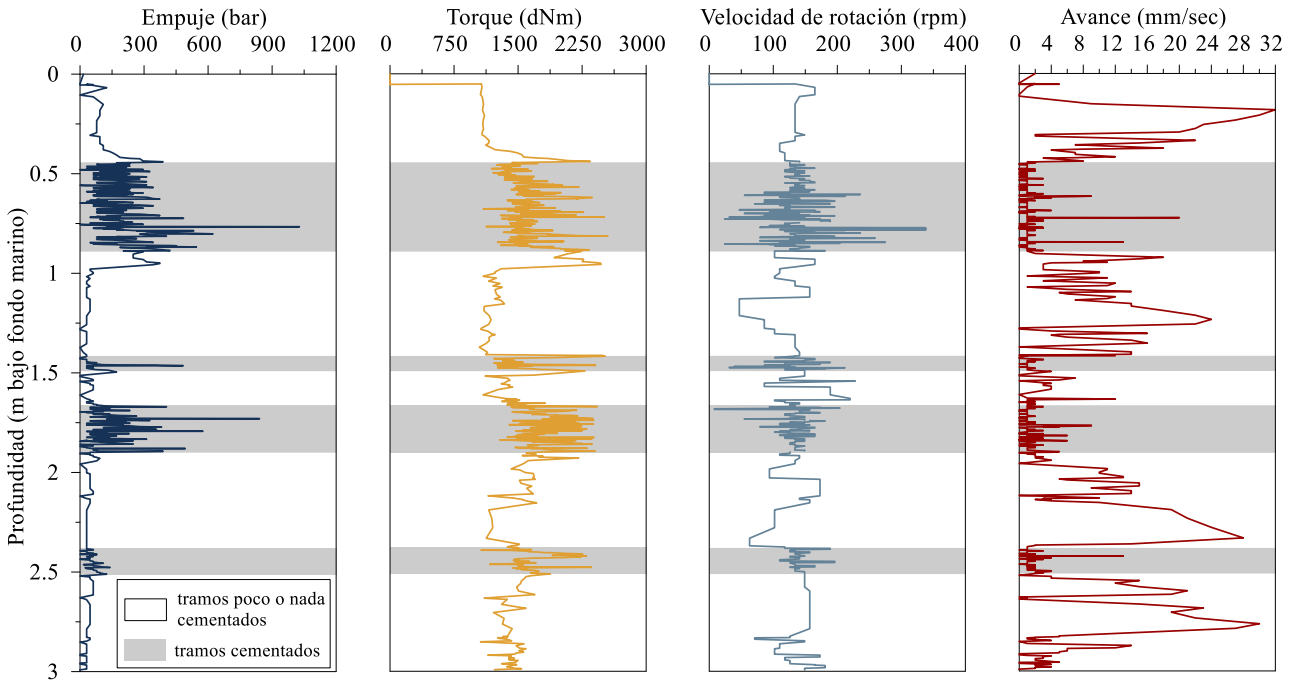


Figura 2. Parámetros de perforación en un sondeo de 3 m de penetración bajo el fondo marino, compuesto por una roca con tramos de diferente nivel de cementación.

En investigaciones geotécnicas para cables submarinos, tuberías, emisarios o proyectos de dragado en los que el modelo del terreno consiste en un nivel rocoso por debajo de un depósito de suelo de poca resistencia, la profundidad a la que se encuentra el límite entre ambos niveles puede ser un parámetro muy relevante para estimar el volumen de material a dragar o la profundidad de enterramiento adecuada de las estructuras, entre otros factores. En estos casos, los parámetros de perforación son de especial interés debido a que permiten determinar con gran precisión los cambios en el comportamiento del terreno. En este sentido, es esperable que el suelo sea lavado durante la perforación y solamente se recuperen muestras de roca. En la Figura 3 se presenta un ejemplo: los primeros 43 cm no se recuperaron debido a que la configuración del equipo estaba pensada para recuperar roca. No obstante, el espesor del suelo puede definirse con gran exactitud mediante los parámetros de perforación. Además, también e posible detectar fracturas dentro de la roca y determinar su espesor.

2.2. MUESTREO

El equipo de perforación sumergible está diseñado para adaptarse a diferentes sistemas de muestreo en función de las condiciones esperadas del terreno y de los requisitos del proyecto:

- Sistema doble: consta de una batería de 1,5-3-6 m de longitud compuesta de dos tubos concéntricos: el exterior está unido a la corona y es el que perfora la roca y el interior es el que aloja la muestra.
- Sistema triple: consta de una batería de 1,5-3-6 m de longitud compuesta de tres tubos concéntricos. A diferencia del sistema doble, la muestra se aloja en el interior de un tubo de PVC transparente.

Una vez el equipo se ha recuperado y está en la cubierta del barco, realiza un primer análisis de la muestra incluyendo el RQD, TCR, la descripción litológica, etc. En el caso de disponer de un laboratorio en el barco, se pueden ejecutar ensayos de caracterización y resistencia. Si no, las muestras son almacenadas en condiciones adecuadas para ser enviadas al laboratorio una vez termine la campaña marina.

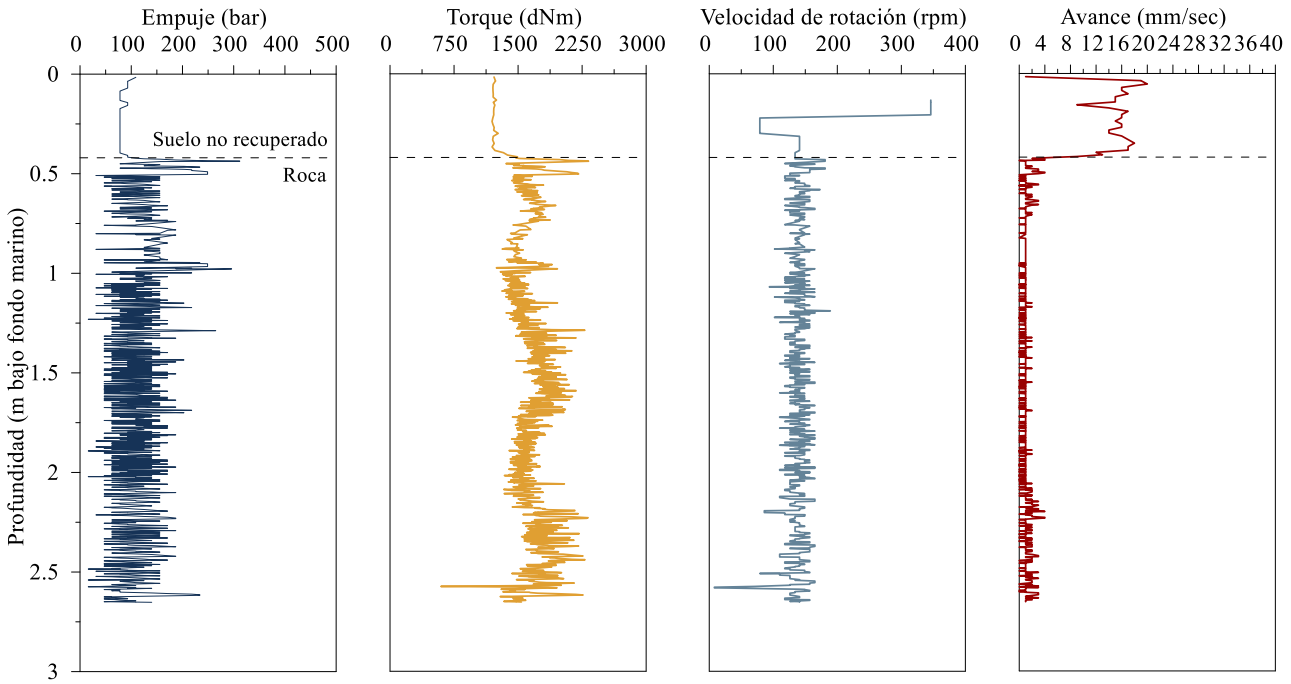


Figura 3. Parámetros de perforación de un sondeo de 2,66 m de profundidad bajo el lecho marino compuesto de una roca bajo un nivel de suelo. Se pudo definir el espesor del suelo, aunque éste fuera lavado durante la perforación.

3. PARÁMETROS COMPUESTOS

La relación entre un solo parámetro de perforación y alguna de las características de la roca no es evidente. En consecuencia, se han propuesto diversos parámetros compuestos que combinan dos o más parámetros en indicadores de energía o resistencia. Estas relaciones tienden a suavizar los perfiles y a incrementar su significado físico, mejorando así la interpretación por parte de los técnicos. Entre los más relevantes se encuentran el índice de alteración y la energía específica (Pfister, 1985), el índice de Somerton (Somerton, 1959), la energía normalizada (Nishi *et al*., 1998) y la energía específica (Teale, 1965).

El Índice de Somerton (Sd) fue propuesto en 1959 después de que el autor advirtiera que la resistencia a la compresión simple no era un parámetro de resistencia de la roca adecuado para las correlaciones generales en operaciones de perforación rotativa (Somerton, 1959). Por lo tanto, este índice se planteó como un "parámetro de resistencia" capaz de proporcionar una buena correlación entre la velocidad de avance, la velocidad de rotación y el peso efectivo sobre la corona (Viana y Coelho, 2017). En la Ecuación 1 se muestra el método de cálculo del parámetro Sd:

$$S_d = W_{net}\sqrt{\frac{w_d}{V_d}} \tag{1}$$

Donde W_{net} es el peso efectivo sobre la corona, w_d es la velocidad de rotación y V_d es la velocidad de avance.

Este parámetro ha sido extensivamente utilizado para definir de manera cualitativa perfiles geológicos. Además, ha demostrado ser de gran utilidad en otros contextos, como en la determinación de la evolución de la resistencia del *jet grouting* con el tiempo de curado (Viana da Fonseca, 2015).

En el presente estudio, el Índice de Somerton se calculó inmediatamente después de recuperar el equipo de perforación en cubierta, sirviendo como una caracterización preliminar de los sondeos antes de la descripción convencional de las muestras y de los posteriores ensayos de laboratorio. Además, junto con los parámetros de perforación, sirvió como medida de control de calidad de los datos. De este modo, se comprobó que este parámetro puede facilitar la toma de decisiones críticas a bordo, tales como el dar por finalizado un sondeo y navegar hasta el siguiente punto de investigación, la necesidad de repetir el sondeo por algún motivo específico o incluso la ampliación del alcance del proyecto añadiendo sondeos adicionales para mejorar la caracterización del terreno en una zona concreta.

4. CASO DE ESTUDIO

Se ha llevado a cabo diversas campañas de investigación geotécnica marina para proyectos de interconexión eléctrica en el Mar Mediterráneo. El principal objetivo fue investigar la distribución, naturaleza y propiedades geotécnicas y mecánicas del sustrato rocoso para determinar el trazado del cable, la profundidad de enterramiento adecuada y la evaluación de los condicionantes a la hora de planificar la instalación. El alcance de los trabajos también incluía puntos dobles compuestos de ensayos de penetración del cono (CPTU) y muestreo mediante *Vibrocorer* o *Pistoncorer* en las zonas donde se esperaba encontrar suelo. Los sondeos en roca se planificaron en afloramientos rocosos o en ubicaciones con un espesor de suelo mínimo. Los ensayos estaban ubicados a lo largo de la ruta teórica y tenían como objetivo alcanzar los 3 m de penetración. Para ello, se usaron baterías dobles y triples dependiendo de las condiciones previstas del terreno, con el fin de maximizar la recuperación y obtener muestras de la mayor calidad posible.

Aunque el suelo situado por encima del nivel rocoso no pudo recuperarse debido a que fue lavado durante la perforación, los parámetros de perforación permitieron definir su espesor y, por lo tanto, determinar con precisión la profundidad a la que se encontraba la roca. Además, proporcionaron información relevante en cuanto a las variaciones de las características de la roca en profundidad, incluyendo de forma cualitativa el grado de meteorización, cementación o la presencia de discontinuidades. El operador pudo optimizar la perforación mediante el ajuste de los diferentes parámetros en tiempo real. La recuperación fue satisfactoria. Las muestras fueron descritas de forma preliminar a bordo antes de ser almacenadas de forma adecuada en un contenedor de condiciones controladas para preservas sus propiedades. Finalmente, al terminar los trabajos de campo, fueron transportadas al laboratorio para la ejecución de ensayos de identificación y resistencia a la compresión simple.

El Índice de Somerton fue usado para caracterizar el terreno y para definir las variaciones entre los diferentes tipos de roca. Se identificaron seis tipos diferentes de roca: arenisca, roca biogénica, *mudstone*, conglomerado, caliza y dolomía. Se observaron diferentes grados de meteorización, con muestras descritas como de débil a moderadamente meteorizadas según la normativa ISO 14689-1:2005. El perfil característico del Índice de Somerton en función de la profundidad para los seis tipos de roca se muestra en la Figura 4. En algunos casos, el perfil de Sd se mantiene relativamente constante con la profundidad, lo que indica homogeneidad en la roca. Sin embargo, en algunos casos como en el conglomerado y la dolomía, se observa una mayor variabilidad con la profundidad debido a la presencia de fracturas y tramos con niveles de meteorización diferente. También se ha incluido en el gráfico la resistencia a la compresión simple (σ_c) determinada mediante ensayos de laboratorio para permitir una comparación visual entre ambos parámetros de resistencia.

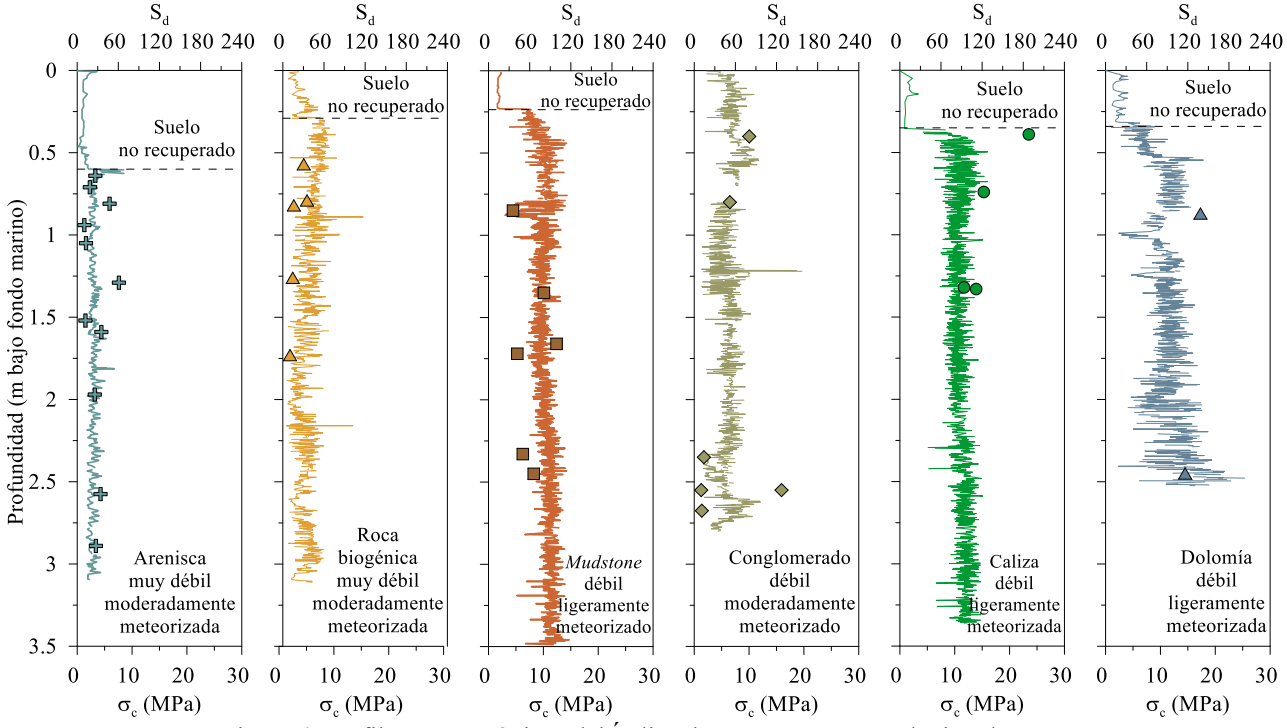


Figura 4. Perfiles característicos del Índice de Somerton para cada tipo de roca.
Se incluye la resistencia a compresión simple para su comparación.

En términos generales, se observa una buena correlación entre ambos parámetros. El Índice de Somerton proporcionó información de gran interés de una manera sencilla y rápida a bordo. Los promedios obtenidos son similares en tres tipos de roca, *mudstone* (85), caliza (89) y dolomía (84), y son ligeramente inferiores en los demás tipos de roca: arenisca (24), roca biogénica (38) y conglomerado (50). Existe una relación clara entre el incremento del Índice de Somerton y el aumento de la resistencia a la compresión simple promedio.

Debe tenerse en cuenta que existen ciertas limitaciones a la hora de seleccionar las probetas adecuadas para el ensayo de compresión simple en el laboratorio, tales como el requisito dimensional (relación altura/diámetro). Esto puede ser especialmente relevante en rocas con un grado de meteorización de moderado a alto y en rocas fracturadas. La selección de las muestras podría conllevar resultados no representativos de las condiciones reales de la roca. Por el contrario, el Índice de Somerton proporciona un parámetro continuo que puede resultar de gran interés para identificar variaciones en las condiciones de la roca en función de la profundidad. La comparación entre valores individuales derivados de parámetros compuestos continuos puede mostrar una dispersión considerable debido a las variaciones en las condiciones de la roca, pero la reducida profundidad objetivo y la homogeneidad general de las distintas litologías encontradas permiten realizar una comparación directa entre ambos parámetros.

Si bien todos los sondeos se llevaron a cabo mediante técnicas de rotación con recuperación continua de testigo, la integración de parámetros compuestos como el Índice de Somerton en proyectos marinos podría dar lugar a una reevaluación del alcance de las campañas de investigación. Esto podría implicar la combinación de estos ensayos con sondeos destructivos realizados específicamente para obtener los parámetros de perforación. Los ensayos a rotación con recuperación de testigo requieren de mucho tiempo y, a menudo, es necesario repetirlos en el caso de que se hayan obtenido bajas tasas de recuperación. Por el contrario, la perforación destructiva aumenta la eficiencia, permitiendo ejecutar un mayor número de puntos de investigación en el mismo intervalo de tiempo. Se considera que una combinación adecuada de ambas técnicas podría dar lugar a modelos del terreno más representativos y precisos.

Los valores del Índice de Somerton y de compresión simple para cada tipo de roca se presentan en la Figura 5. El símbolo representa la media de ambos parámetros. El rango entre los valores mínimo y máximo de compresión simple se representa junto con la desviación estándar, que actúa como una medida estadística para cuantificar la dispersión del valor de Sd.

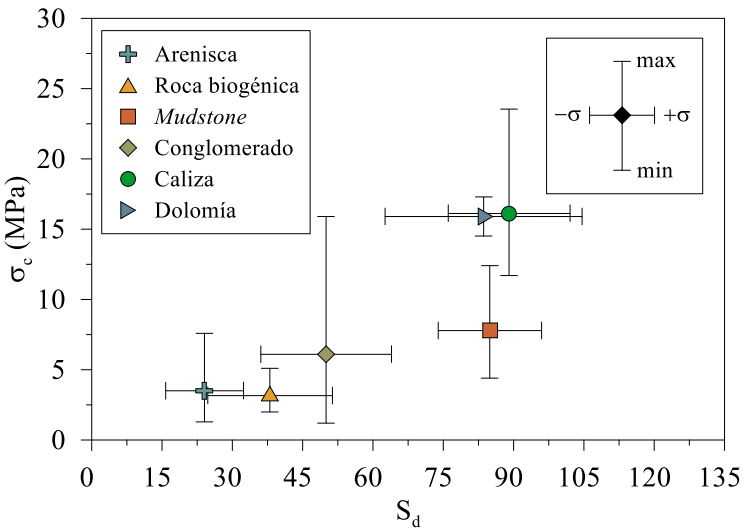


Figura 5. Variación el Índice de Somerton y de compresión simple para cada tipo de roca estudiada.

Se propusieron correlaciones lineales específicas para cada tipo de roca. Para ello, se han utilizado todos los datos de compresión simple disponibles que se muestran en la Figura 4. Debe considerarse que estas correlaciones podrían no ser aplicables a otros proyectos, dado que la relación entre ambos parámetros se basa en la respuesta mecánica de la roca para una configuración de perforación específica, más que en su respuesta puramente litológica. Es decir, diferentes grados de meteorización o fracturación, por ejemplo, podrían dar lugar a correlaciones distintas. La pendiente de estas correlaciones varía desde 0,0735 para la roca biogénica hasta 0,1849 para la caliza, mientras que el coeficiente de determinación oscila entre 0,72 para el conglomerado y 0,92 para el *mudstone*. Las correlaciones se representan gráficamente en la Figura 6 y se detallan en la Tabla 1.

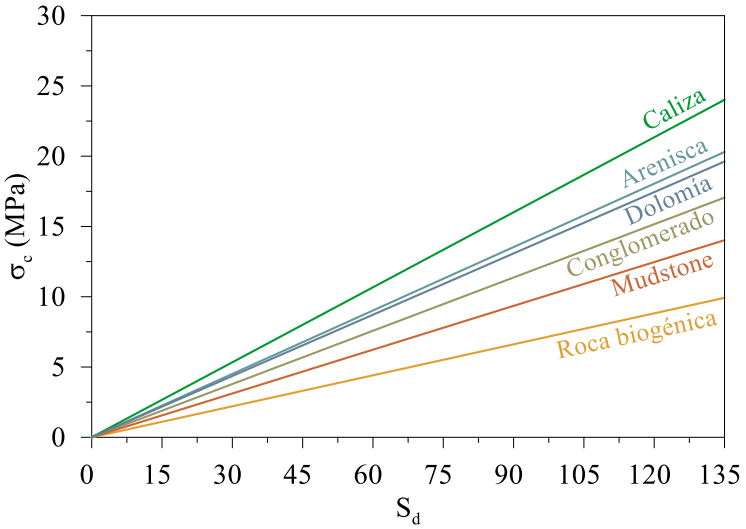


Figura 6. Correlaciones específicas propuestas.

Tabla 1. Resumen de las correlaciones propuestas para cada tipo de roca.

	Índice de Somerton promedio, S_d	**Desviación estándar**	**COV**	**Compresión simple promedio, σ_c (MPa)**	**Correlación**	**R^2**
ARENISCA muy débil, moderadamente meteorizada	24	8	0,33	3,5	σ_c=0,1504 Sd	0,80
ROCA BIOGÉNICA muy débil, moderadamente meteorizada	38	14	0,37	3,3	σ_c=0,0735 Sd	0,92
***MUDSTONE* débil, ligeramente meteorizado**	85	11	0,13	7,8	σ_c=0,1039 Sd	0,92
CONGLOMERADO débil, moderadamente meteorizado	50	14	0,28	6,1	σ_c=0,1263 Sd	0,72
CALIZA débil, ligeramente meteorizada	89	13	0,15	16,1	σ_c=0,1849 Sd	0,87
DOLOMÍA débil, ligeramente meteorizada	84	21	0,25	15,9	σ_c=0,1454 Sd	0,91

5. CONCLUSIONES

El presente artículo analiza los beneficios del uso de equipos submarinos remotamente operados en proyectos de interconexiones eléctricas, dragados, tuberías o cimentaciones marinas, en el que se combinan aguas someras con profundidades de investigación relativamente cortas (de hasta 6 m).

El registro continuo de los parámetros de perforación es de especial interés en modelos del terreno que presentan una capa de roca bajo un depósito de suelo o que consisten en rocas con diferentes grados de resistencia y/o meteorización en profundidad.

Se presenta un caso de estudio en el que se utilizó el Índice de Somerton, derivado de los parámetros de perforación, para caracterizar diferentes tipos de roca. Este índice, que actúa como un "parámetro de resistencia", se comparó con los resultados de compresión simple obtenidos en ensayos de laboratorio, proponiendo correlaciones específicas para las distintas litologías.

La combinación de sondeos con recuperación de testigo y destructivos con registro de parámetros de perforación podría optimizar las campañas de investigación marina y dar lugar al desarrollo de modelos del terreno más precisos y representativos.

La estandarización de las herramientas y técnicas de perforación podría facilitar la comparación y la obtención de correlaciones más generales que podrían ser usadas en diferentes ubicaciones y compartidas por diferentes grupos de investigación.

REFERENCIAS

Nishi, K.; Suzuki, Y.; Sasao, H. (1998). Estimation of soil resistance using rotary percussion drill. In: *1st Intl. Conference on Site Characterization*, Atlanta, Georgia.

Pfister, P. (1985). Recording Drilling Parameters in Ground Engineering. *Gr. Eng*. (18), pp. 16–21.

Romero, F., Devincenzi, M.J., Pérez García, N., Arroyo, M. & Deu, A. (2012). Testing a new submersible drill rig. In: *Proc. 7th International Conference Offshore Site Investigations and Geotechnics (OSIG)*. London 2012.

Somerton, W.H. (1959). A Laboratory Study of Rock Breakage by Rotary Drilling. *Journal of Petroleum Technology*. Vol. (216), pp. 92-97.

SUT-OSIG (2022). *Guidance notes for the planning and execution of geophysical and geotechnical ground investigations for offshore renewable energy developments*.

Teale, R. (1965). The concept of specific energy in rock drilling. *International Journal Rock Mechanics Min. Science* (216), pp. 92–97.

UNE-EN ISO 14689-1 (2005). *Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of rock - Part 1: Identification and description.*

Viana da Fonseca, A. (2015). Quality Control of Ground Improvement Works by In Situ testing. Case studied in Portugal, Togo, Poland, UAE and Qatar. *Workshop TC211. In: XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Edinburgh, Scotland.

Viana da Fonseca, A & Coelho, S. (2017). Characterization of variable weathered profiles by using DPR. In: *11th Congress of the International Society for Rock Mechanics*, Ribeiro e Sousa, Olalla & Grossmann (eds), pp. 187-190.

MEDICIONES DE VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE PARA LA EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE MUESTRAS DE SEDIMENTOS DELTAICOS BLANDOS DEL PUERTO DE BARCELONA

Amadeu DEU[(1)*], Dani TARRAGÓ[(2)], Antonio GENS[(3)], Diego MARCHETTI[(4)] y António VIANA DA FONSECA[(5)]

[(1)] GEM (Geociencias y Exploraciones Marítimas)
*amadeu@gemigeo.com

[(2)] International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE) y
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

[(3)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

[(4)] Estudio Prof. Marchetti

[(5)] Construct-Geo
Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto (FEUP)

RESUMEN

Como parte de la estrategia de ampliación del puerto de Barcelona, se ejecutó una extensa campaña de investigación geotécnica marina en su zona suroeste. El principal objetivo fue la caracterización detallada de los sedimentos deltaicos blandos del Delta del Llobregat, con el fin de proporcionar información clave para el diseño y la construcción segura de nuevas infraestructuras y terminales portuarias. Los trabajos de campo se realizaron desde dos plataformas autoelevables (jack-up) en un área con profundidades de agua entre 4 y 21 m. Este artículo se centra en los resultados obtenidos en cuatro puntos triples, donde se combinaron tres tipos de ensayos en una misma ubicación: Ensayos Dilatométricos Sísmicos de Marchetti (SDMT), Ensayos de Penetración del Cono (CPTU) y sondeos con recuperación de muestras, incluyendo SPT y Vane test. En todos los casos se alcanzaron profundidades de hasta 40 m bajo el fondo marino. Se emplearon muestreadores de pistón para la obtención de muestras inalteradas, cuya calidad fue evaluada mediante microtomografía computarizada (micro-CT) y un índice de calidad establecido a partir de ensayos triaxiales. Se realizó también una comparación entre las velocidades de onda de corte obtenidas in situ y en laboratorio, utilizando triaxiales equipados con bender elements. En este artículo se presentan los resultados del análisis de calidad de dichas muestras, mostrando los resultados de las dos metodologías utilizadas para su evaluación.

ABSTRACT

As part of the expansion strategy for the Port of Barcelona, an extensive nearshore *geotechnical investigation was carried out in its southwestern area. The primary objective was the detailed characterization of the soft deltaic sediments of the Llobregat Delta to provide key information for the design and construction of new port infrastructures and terminals. Fieldwork was conducted from two jack-up platforms in an area with water depths ranging between 4 and 21 m. This paper focuses on the results from four "triple-points," where three types of tests were*

combined at a single location: Seismic Dilatometer *Marchetti Tests (SDMT),* C*one Penetration Tests (CPTU), and boreholes with sample recovery, including SPT and Vane tests. In all cases,* penetrations *of up to 40 m below the seafloor were reached. Piston samplers were employed to obtain undisturbed samples, whose quality was assessed using micro-computed tomography (micro-CT) and a quality index established from triaxial tests. A comparison was also made between the shear wave velocities obtained in situ and in the laboratory, using triaxial cells equipped with bender elements. This paper presents the quality analysis results of these samples, showing the outcomes of the two methodologies used for their evaluation.*

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Calidad de muestras (Sampling quality), SDMT (SDMT), Velocidad de las ondas de corte (Shear wave velocity).*

1. INTRODUCCIÓN

La velocidad de las ondas de corte (Vs) desempeña un papel fundamental en la caracterización geotécnica actual, tanto en proyectos terrestres como marinos. Los estándares internacionales exigen este parámetro para la gran mayoría de las aplicaciones de ingeniería geotécnica y geofísica, siendo esencial tanto en la fase de diseño como en la de auscultación de proyectos de infraestructuras. Además del análisis de la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones, las ondas de corte se utilizan también para la evaluación del potencial de licuefacción y para el diseño de cimentaciones superficiales y profundas, entre otras aplicaciones. La comparación de la velocidad de las ondas de corte entre las mediciones de laboratorio e in situ se ha convertido en un criterio habitual para la evaluación de la calidad de las muestras, necesario para reducir la incertidumbre al utilizar parámetros del suelo obtenidos en laboratorio (Viana da Fonseca y Pineda, 2017).

En este artículo se presentan algunos resultados de una campaña geotécnica marina realizada en diferentes zonas del puerto de Barcelona. En concreto, se evalúa la calidad de las muestras recuperadas mediante tomamuestras de pistón en cuatro sondeos geotécnicos realizados desde una plataforma jack-up, ejecutados junto a un ensayo CPTU y a un ensayo SDMT. Las muestras fueron extraídas y manipuladas con sumo cuidado hasta su apertura y ensayo en el laboratorio. Previamente, fueron analizadas cualitativamente mediante un escáner micro-CT para seleccionar las menos alteradas. La calidad de dichas muestras se ha evaluado mediane el criterio de la deformación volumétrica ($\Delta e/e_0$) y a partir de la comparación entre la velocidad de las ondas de corte medida en el laboratorio a partir del uso de *bender elements* e in situ a partir de los ensayos SDMT.

2. CONTEXTO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

La arquitectura general del delta del Llobregat consta de cinco unidades geológicas principales que, de base a techo, son: (A) una unidad inferior de arcillas azules y esquistos del Plioceno (sustrato rocoso); (B) arcillas del Pleistoceno; la parte inferior de (C) formada por arenas y gravas fluviales; (D) arenas transgresivas; (E) depósitos de prodelta formados por limos arcillosos; la parte superior de (C) integrada por gravas, arenas y algunos limos de ambientes de frente deltaico y llanura deltaica; y (F) el nivel superficial, con arenas finas, limos y arcillas de llanura de inundación y arcillas de marisma (Marqués, 1974; Bayó, 1985). La Figura 1, adaptada de Lafuerza *et al*. (2005), muestra un corte general de los sedimentos del delta.

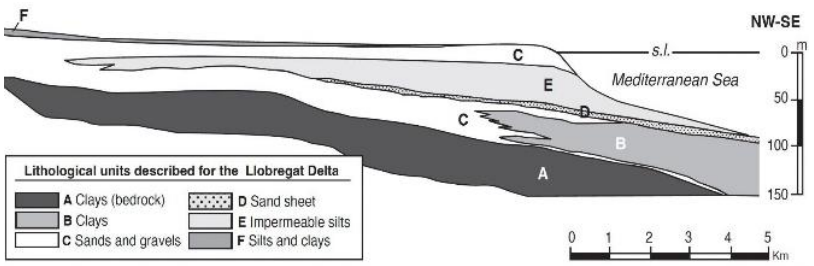


Figura 1. Sección NO-SE en la que se muestra la arquitectura general del delta del Llobregat (Lafuerza *et al*., 2005).

La obtención de muestras inalteradas en los suelos blandos del prodelta, que constituyen el entorno más extenso y homogéneo del delta, representa un desafío significativo. Esto se debe no solo a la naturaleza inherente del terreno y a la propia operativa del muestreo, que conlleva d forma inevitable una mayor o menor alteración del suelo, sino también a la posible presencia de bolsas de gas. Por lo tanto, la verificación de la calidad de las muestras inalteradas es crucial para una correcta caracterización geotécnica del terreno.

En el marco del proyecto de ampliación del puerto de Barcelona, se ha llevado a cabo una extensa campaña de investigación geotécnica marina en diferentes zonas del puerto. El alcance de los trabajos ha contemplado, entre un gran número de puntos de investigación, 11 puntos triples que incluyen: (i) sondeos con recuperación de testigo continuo, toma de muestras inalteradas mediante muestreador de pistón hidráulico fijo y ensayos in situ, (ii) ensayos CPTU con ensayos de disipación, y (iii) ensayos SDMT. Para el análisis de este estudio se han utilizado los datos de 4 de estos puntos triples, los cuales se ubican en la zona sur del puerto, a lo largo de la alineación de cajones proyectada para una nueva terminal de contenedores. La Figura 2 ofrece una vista general del área sur del proyecto, destacando los 11 puntos triples y, entre ellos, los cuatro analizados en este estudio.

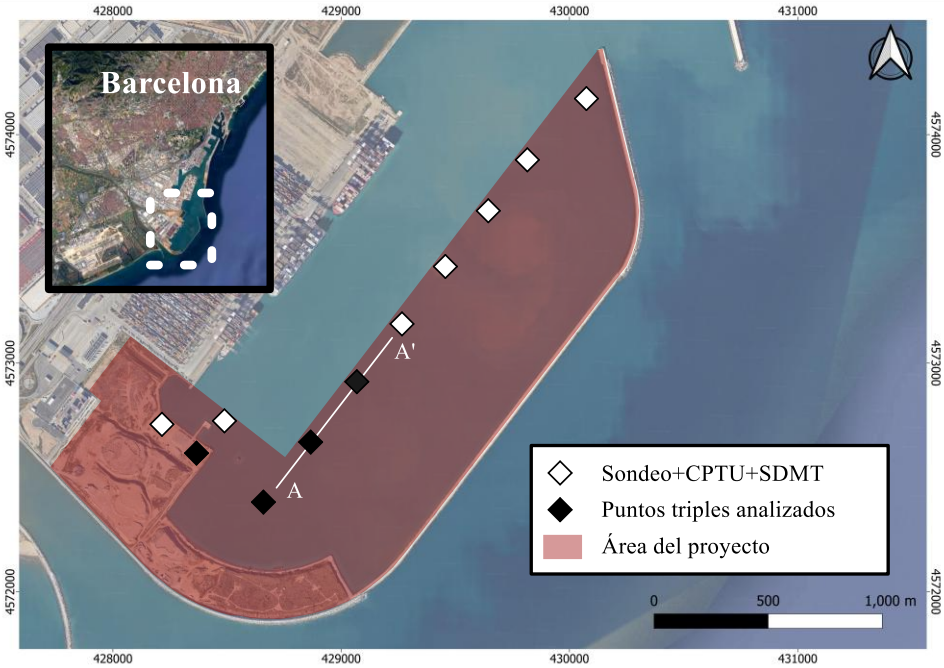


Figura 2. Ubicación del área del proyecto y de los 4 puntos triples usados para este análisis.

Se identificaron dos unidades geotécnicas principales que pueden describirse, de techo a muro:

- ARENA fina a media con intercalaciones finas de limo arcilloso a arenoso. Esta unidad ocupa los primeros 10 a 15 m bajo el fondo marino.
- LIMO arcilloso con intercalaciones centimétricas de arenas finas a muy finas limosas. El muro de esta unidad es un nivel de arena situado a unos 50 m de profundidad bajo el fondo marino que constituye el acuífero profundo del delta del Llobregat.

El perfil geotécnico A-A' que se muestra en la Figura 3 incluye los sondeos (con perfiles de N_{SPT} representados con la profundidad) y los CPTU (resistencia por punta, en rojo, y presión de poros en la posición *u2*, en azul). Las dos unidades geotécnicas principales se identificaron en todos los ensayos geotécnicos, mientras que el nivel de arena (acuífero profundo) solo fue identificado en los sondeos de penetración de 60 m bajo el fondo marino.

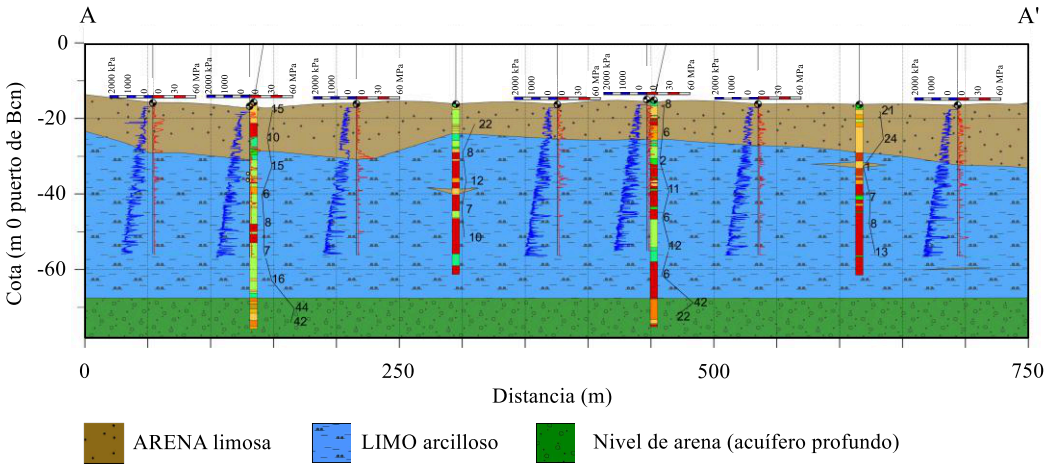


Figura 3. Perfil geotécnico A-A' en el que se muestran las principales unidades geotécnicas.

La Figura 4 muestra los parámetros primarios de un CPTU y los intermedios de un DMT obtenidos a partir de ensayos representativos que alcanzaron los 40 m bajo el fondo marino. En la figura se indica el límite entre las dos principales unidades geotécnicas.

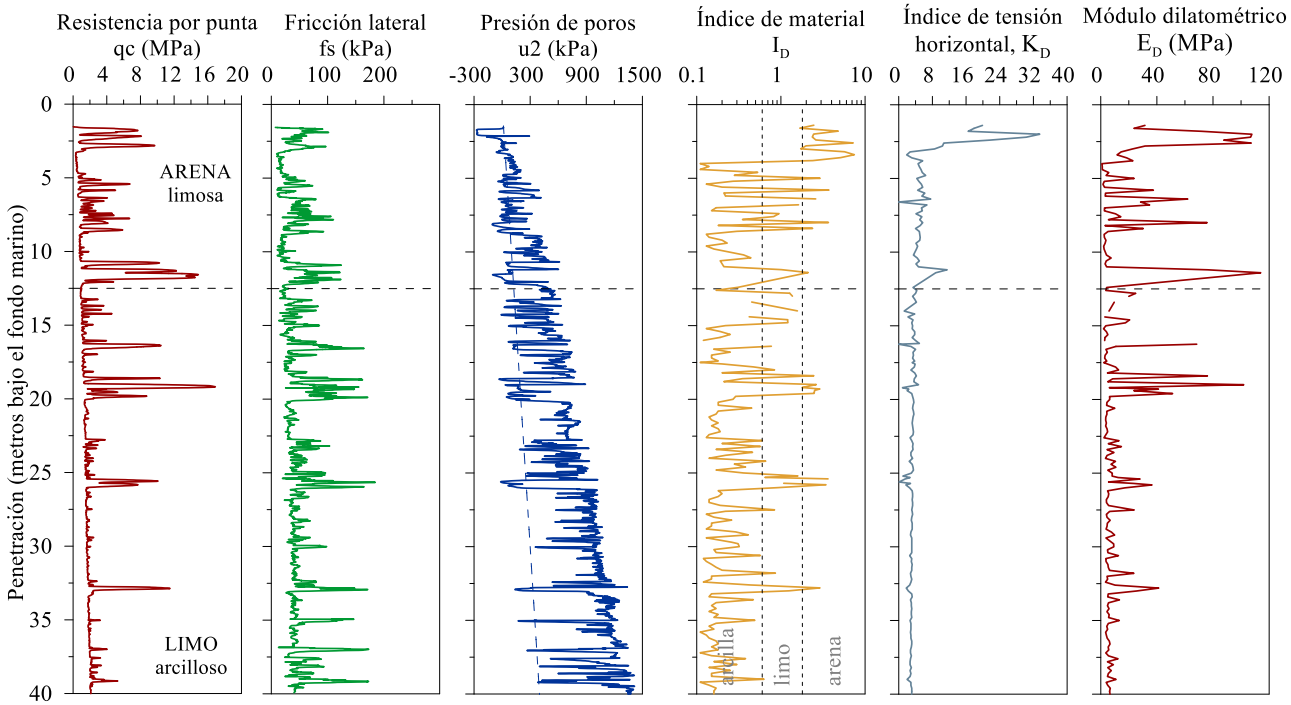
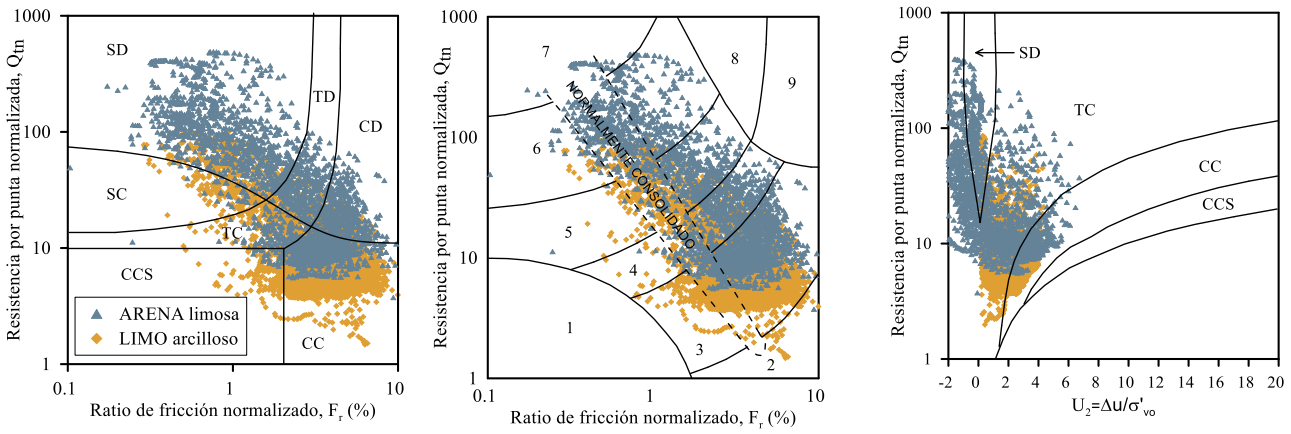


Figura 4. Parámetros primarios representativos de un CPTU y parámetros intermedios de DMT.

Las dos unidades geotécnicas se muestran en los gráficos de clasificación del tipo de suelo (*Soil Behaviour Type*, SBT) propuestos por Robertson (1990), Robertson (2016) y Schneider *et al*. (2008) en la Figura 5. Por otro lado, los valores representativos de los principales ensayos de identificación y clasificación se muestran en la Tabla 1.



Robertson (2016)
CCS Clay-like - Contractive - Sensitive
CC Clay-like - Contractive
CD Clay-like - Dilative
TC Transitional - Contractive
TD Transitional - Dilative
SC Sand-like - Contractive
SD Sand-like - Dilative

Robertson (1990)
1.- Sensitive fine-grained
2.- Clay-organic soil
3.- Clays: clay to silty clay
4.- Silt mixtures: clayey silt to silty clay
5.- Sand mixtures: silty sand to sandy silt
6.- Sands: clean sands to silty sands
7.- Dense sand to gravelly sand
8.- Stiff sand and clayey sand*
9.- Stiff fine-grained*
*Overconsolidated or cemented

Schneider (2008)
CCS Clay-like - Contractive - Sensitive
CC Clay-like - Contractive
TC Transitional - Contractive
SD Sand-like - Dilative

Figura 5. Principales unidades geotécnicas en los gráficos de clasificación del tipo de suelo (SBT) propuestos por Robertson (1990), Robertson (2016) y Schneider *et al*. (2008).

Tabla 1. Valores representativos de ensayos de identificación y clasificación para ambas unidades geotécnicas principales.

Unidad	Humedad (%)	Densidad (Mg/m^3)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Contenido de grava (%)	Contenido de arena (%)	Contenido de limo (%)	Contenido de arcilla (%)
ARENA limosa	27,9	18,9	33,0	18,9	0,3	40,1	44,7	14,9
LIMO arcilloso	29,2	18,7	32,6	20,8	0,1	5,7	68,7	25,5

3. ENSAYOS DILATOMÉTRICOS SÍSMICOS DE MARCHETTI (SDMT)

En los ensayos DMT sísmicos terrestres, tanto la sonda como la fuente de ondas pueden inspeccionarse visualmente justo antes de que la sonda comience la penetración en el terreno. Sin embargo, los ensayos en medio marino son considerablemente más complejos. La principal razón es que tanto la sonda como la fuente de ondas se descienden desde la superficie hasta el fondo marino, sin posibilidad de inspeccionarlos, verificar que el posicionamiento es el adecuado o corregirlo durante el ensayo. No existe una normativa específica para los ensayos sísmicos marinos, así que la correcta ejecución de estos ensayos se basa en la experiencia previa de los operadores. No es inusual que operadores sin la suficiente experiencia regresen de campañas marinas con ensayos difíciles de procesar. En este sentido, el equipo SDMT usado en este proyecto tiene la función de procesamiento automatizado de datos sísmicos, que proporciona una primera evaluación de V_s en tiempo real, lo cual constituye una herramienta de gran utilidad para el control de calidad durante los trabajos de campo.

La plataforma *jack-up* utilizada para la ejecución de los ensayos SDMT está equipada con dos *moonpools*, distanciados 1,5 m entre sí. Uno de ellos fue usado para descender el martillo diseñado como fuente de ondas sísmicas de corte y el otro para el equipo Medusa SDMT. El procedimiento de ensayo consistió en hincar la paleta del SDMT mediante el equipo de hinca hasta la profundidad de ensayo, realizar el ensayo sísmico mediante la activación del martillo, después ejecutar un ensayo DMT y proseguir con la penetración hasta la siguiente profundidad de ensayo. Los ensayos DMT y sísmico se realizaron en intervalos de 0,50 m.

En la Figura 6 se muestra el martillo submarino usado. Un operador en cubierta levantaba el martillo mediante un cabo; al soltarlo el martillo golpeaba en dirección horizontal la varilla conectada a una base rectangular asentada en el fondo marino. La aceleración horizontal de la base generaba ondas de corte de gran calidad que eran observadas en tiempo real por el operador.



Figura 6. Vista del martillo submarino utilizado para la ejecución de ensayos SDMT.

Cada onda de corte generada por el golpeo del martillo es registrada, amplificada y digitalizada por dos receptores integrados en el equipo. Estos receptores están ubicados en el módulo sísmico situado por encima de la pala de DMT, donde se dispone de un sensor superior y otro inferior. La diferencia temporal entre ambas señales constituye la base para calcular la velocidad de propagación de la onda de corte (Vs). Los datos se transmiten mediante un cable de comunicación a la unidad de adquisición ubicada en la cubierta de la

plataforma. Las ondas son visualizadas y procesadas por el software SDMT Pro (Longo y Marchetti, 2020), mostrando al operador un valor de V_s. La ejecución de múltiples ensayos a una misma profundidad permite verificar la calidad y repetibilidad de las mediciones antes de finalizar el ensayo y proceder a la penetración hasta la siguiente cota de ensayo. En la Figura 7 se muestran ejemplos de los sismogramas más profundos de un ensayo, registrados entre 38,5 y 40,0 m de profundidad bajo el fondo marino. En ellos se puede observar el ruido antes del ensayo, seguido de una onda de corte potente que exhibe un retraso claro entre la traza del receptor superior (azul) y el inferior (rojo), finalizando con ondas de baja amplitud. En general, las ondas S fueron muy consistentes y proporcionaron resultados altamente repetibles en todas las profundidades de los ensayos.

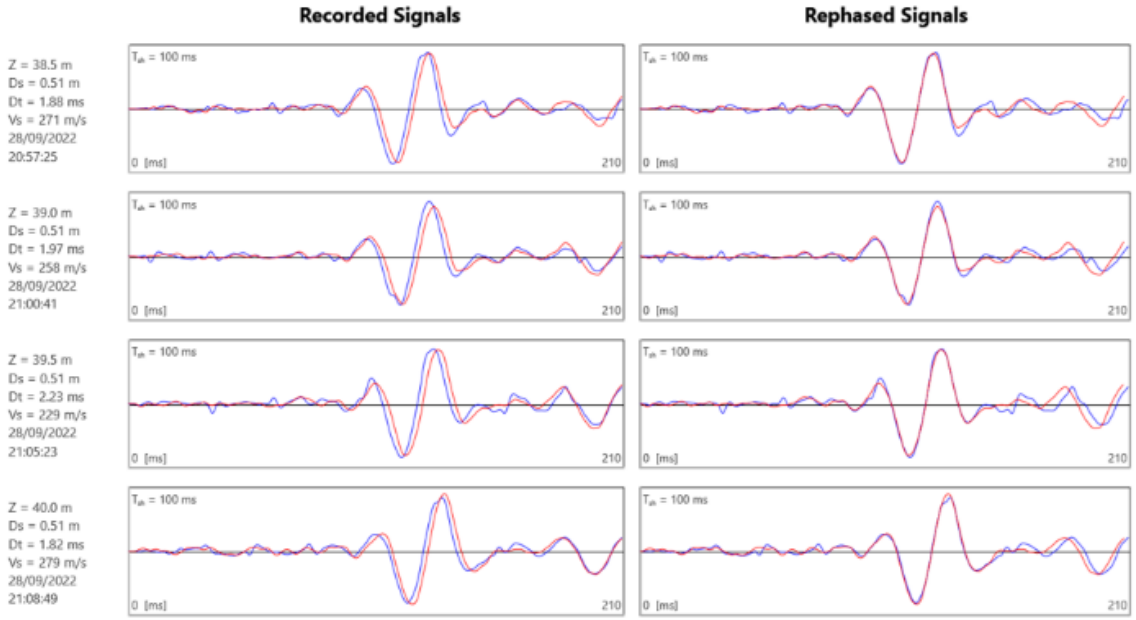


Figura 7. Ejemplos de sismogramas de la velocidad de ondas de corte entre 38,5 y 40,0 m de profundidad bajo el fondo marino.

4. MUESTREO

La metodología de muestreo, manipulación, almacenamiento y transporte se centró en minimizar la alteración inducida en cada etapa del proceso, siguiendo lo descrito por Ladd y DeGroot (2003). Se recuperaron muestras inalteradas de arcilla limosa y limo arcilloso del prodelta del Llobregat utilizando un muestreador de pistón hidráulico fijo de 80 mm de diámetro exterior. El muestreador se descendió hasta el fondo del sondeo una vez limpio y estable, cuyas paredes estaban revestidas hasta la profundidad de muestreo. Se aplicó una presión hidráulica de entre 7 y 8 MPa para forzar la penetración del tubo de pared delgada en el terreno hasta alcanzar su recorrido máximo. Aunque no se midió la velocidad de penetración, la presión del agua se aplicó de manera constante, intentando mantener una tasa de hinca uniforme durante la operación. Una vez alcanzada la longitud máxima, la camisa que contenía la muestra de suelo se dejó sin movimiento durante al menos un minuto. Posteriormente, el muestreador y las varillas se extrajeron cuidadosamente en tramos de 6 metros, evitando impactos o vibraciones, con las únicas interrupciones necesarias para desenroscar cada sección.

Una vez el muestreador estuvo en cubierta, se extrajo cuidadosamente el tubo interior con la muestra. Se realizó una descripción preliminar del suelo en la parte superior e inferior del tubo, para tener una primera aproximación a la naturaleza del terreno a esa profundidad. Acto seguido, las muestras se sellaron herméticamente y se almacenaron verticalmente en una cámara frigorífica (*reefer*) situada en cubierta con condiciones controladas de temperatura y humedad relativa hasta su ensayo. Una vez terminado un sondeo, las muestras se desembarcaron con cuidado, usando una embarcación auxiliar, antes de cada nuevo posicionamiento de la *jack-up*. Para el transporte hasta el laboratorio se emplearon cajas de madera diseñadas específicamente para esta finalidad, con aislamiento para evitar vibraciones o impactos.

Se realizó un análisis cualitativo de la calidad de las muestras mediante un escáner de micro-tomografía computarizada (micro-CT). Esta técnica de rayos X permite seleccionar las muestras menos alteradas mediante un procedimiento sencillo y no destructivo. El objetivo de esta selección fue evitar heterogeneidades no naturales, como cavidades, huecos o discontinuidades que pudieran haber ocurrido durante el muestreo,

prestando especial atención a la posible presencia de burbujas de gas natural. La Figura 8 muestra secciones longitudinales y transversales de una muestra seleccionada para análisis posteriores. Aunque se observaron algunas fracturas en los extremos superior e inferior, la parte central era cualitativamente adecuada y aparentemente inalterada. Finalmente, las muestras seleccionadas se enviaron al laboratorio de geotecnia del Departamento de Ingeniería Civil de la FEUP (UPorto) para la ejecución de ensayos de laboratorio avanzados.

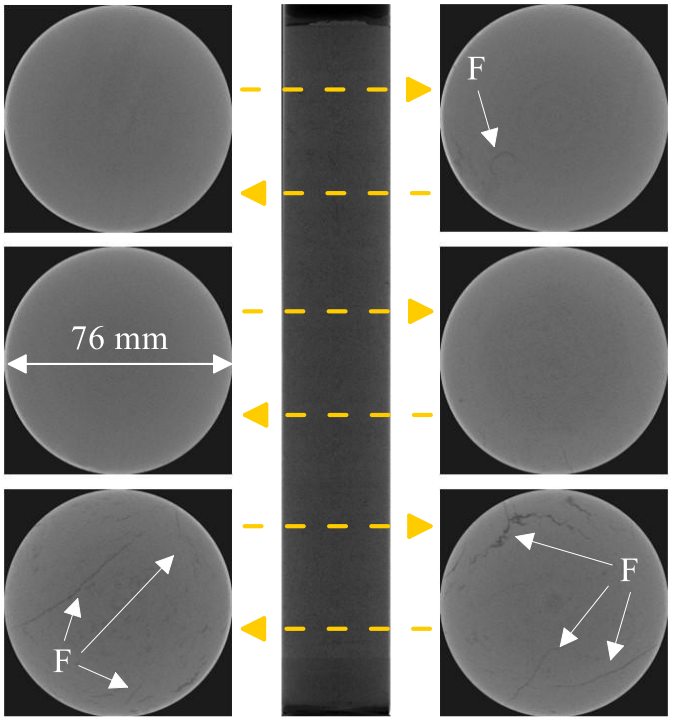


Figura 8. Sección longitudinal y transversales de una muestra de pistón analizada mediante rayos X en un escáner micro-CT. F: fracturas.

Con el objetivo de minimizar en la medida de lo posible la alteración de la muestra durante la extrusión en el laboratorio, se realizó un corte longitudinal a lo largo del tubo metálico mediante una fresadora de alta precisión en el taller mecánico de la FEUP, empleando alta frecuencia con bajas amplitudes de vibración. Las probetas se prepararon cuidadosamente en la célula triaxial para su ensayo justo después de ser extraídas.

5. RESULTADOS

Para medir las ondas de corte en el laboratorio, las muestras se ensayaron en su estado de tensión *in situ*. Se usaron *bender elements* en la base y cabezal donde se posiciona la probeta en la cámara triaxial, funcionando como emisor y receptor de ondas, respectivamente. Se realizaron varios ensayos triaxiales con medida de trayectoria de tensiones bajo diferentes tensiones efectivas. En este artículo se presentan los resultados de 5 ensayos triaxiales en los que se midió la velocidad de ondas de corte a la tensión vertical *in situ* de la probeta, y los valores se compararon con las mediciones in situ obtenidas mediante SDMT en la misma ubicación y profundidad. Todos los ensayos fueron realizados en muestras de limo arcilloso de baja plasticidad, correspondiente con la unidad de LIMO arcilloso descrito anteriormente. En la Figura 9 se muestran los parámetros intermedios del DMT y la velocidad de las ondas de corte medida *in situ* mediante 4 ensayos SDMT marinos, junto con los resultados obtenidos en el laboratorio. Como era esperable, considerando la posible alteración del suelo durante el muestreo, las velocidades medidas en el laboratorio son inferiores a las de campo. No obstante, los valores presentan una concordancia muy buena. La relación V_s-(LAB) / V_s-(IN-SITU) se sitúa entre 0,80 y 0,99.

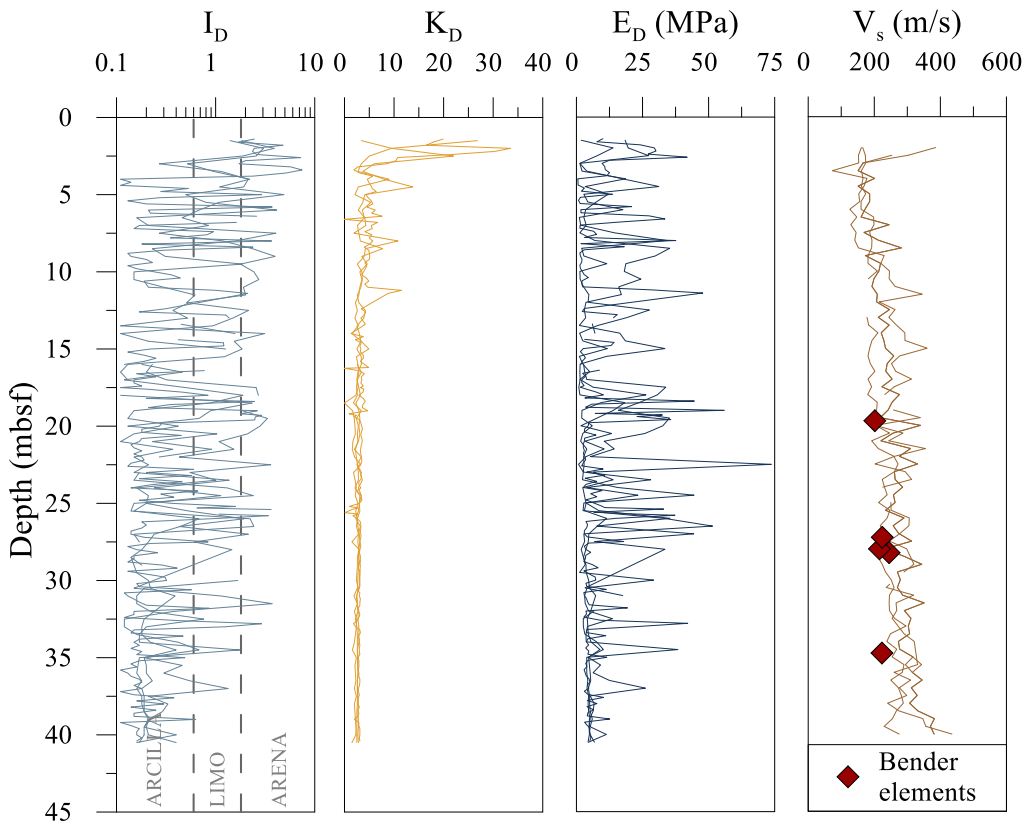


Figura 9. Parámetros intermedios y velocidad de ondas de corte en los 4 ensayos SDMT analizados. Se incluyen las 5 medidas de V_s en el laboratorio.

La calidad de las muestras también se evaluó utilizando el criterio de la deformación volumétrica ($\Delta e/e_0$). A diferencia de la mayoría de los resultados publicados, no se observa una correlación entre los resultados obtenidos mediante ambos criterios. Mientras que el criterio basado en las mediciones de la velocidad de las ondas de corte sugiere una calidad de muestra muy buena, el criterio propuesto por Lunne et al. (1997) indica una calidad de muestra pobre a muy pobre. En la Figura 10 se presenta la calidad de muestra para una amplia variedad de suelos utilizando ambos criterios. Se incluyen los resultados publicados por diferentes autores: arcilla azul de Boston (Landon *et al*., 2007), arcilla de Boggafin y Ballinasloe (Irlanda) y arcilla Onsoy (Noruega) (Donohue y Long, 2010), depósitos de arcilla limosa de Castelló d'Empúries (Girona) (Arroyo *et al*., 2015) y arcilla de Ballina (Australia) (Pineda *et al*., 2016). Para la comparación, se utiliza la clasificación para suelos ligeramente sobreconsolidados (1<OCR<2). En la leyenda se indica también el tipo de muestreador utilizado y el rango del Índice de Plasticidad de cada suelo.

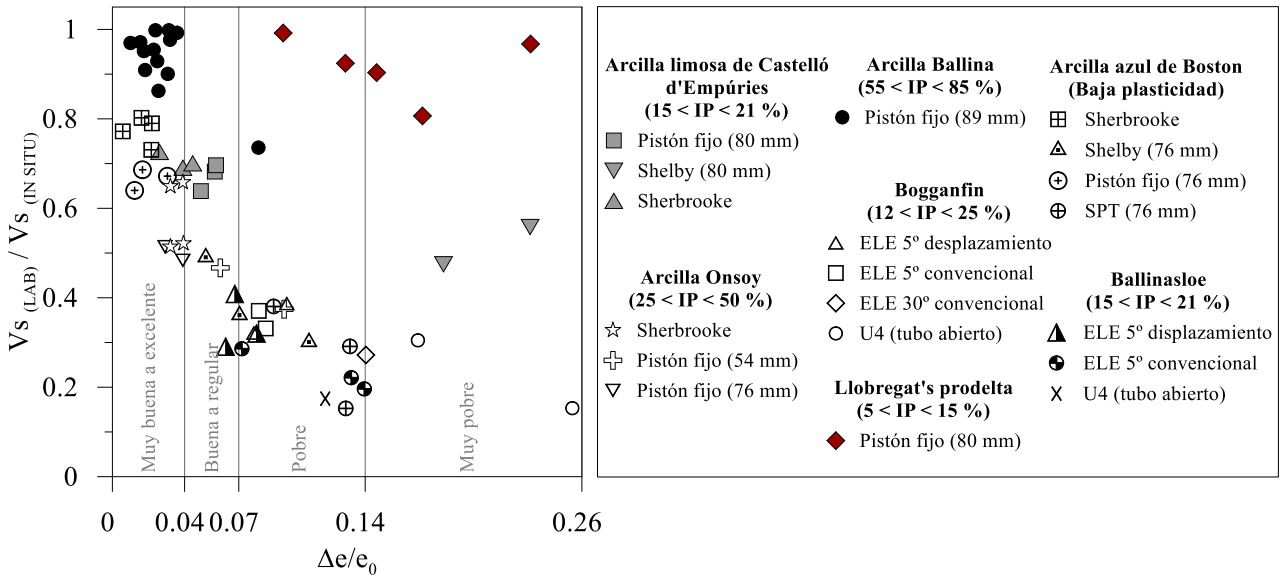


Figura 10. Ratio de velocidades de onda de corte y criterio de calidad de muestra según Lunne *et al*. (1997). Se incluyen datos de Landon *et al*. (2007), Donohue y Long (2010), Arroyo *et al*. (2015) y Pineda *et al*. (2016).

Durante la apertura de muestras en el laboratorio, a pesar del esfuerzo por mantener las muestras bajo confinamiento, éstas pudieron sufrir cierto grado de descompresión. Esta relajación de tensiones antes del inicio de los ensayos podría ser el motivo principal de la divergencia entre los diferentes criterios de calidad de la muestra.

6. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos en la campaña de investigación geotécnica marina en el puerto de Barcelona se desprenden las siguientes conclusiones principales:

- Se midieron velocidades de ondas de corte hasta los 40 m bajo el fondo marino en una zona con calados de entre 15 y 17 m. Para ello se usaron los dos *moonpool* de la plataforma *jack-up*, separados 1,5 m, uno para descender la fuente sísmica y el otro para el equipo Medusa SDMT. Se registraron sismogramas de alta calidad permitiendo una evaluación consistente de V_s.
- El análisis cualitativo de la calidad de las muestras mediante un escáner micro-CT se considera una herramienta de gran utilidad. Permitió identificar zonas con heterogeneidades no naturales, como cavidades, huecos o discontinuidades, asegurando que solo las probetas estructuralmente íntegras y más representativas fueran sometidas a ensayos avanzados de laboratorio.
- Se adoptó la comparación entre las mediciones de la velocidad de ondas de corte sísmicas *in situ* y en laboratorio como criterio para la evaluación de la calidad de las muestras. Los resultados en cinco muestras de limo arcilloso de baja plasticidad sugieren una calidad de muestra muy buena, con una relación V_s-(LAB) / V_s-(IN-SITU) de entre 0,80 y 0,99.
- Se observa una discrepancia significativa entre esta metodología y el criterio basado en la deformación volumétrica propuesto por Lunne *et al*. (1997). Se asume que esta discrepancia no se debe a una alteración global de la estructura del suelo, sino a un fenómeno de descompresión de la probeta durante su preparación en el laboratorio.
- Para las condiciones específicas de este estudio, la ratio de velocidades de onda de corte parece un indicador de la calidad de la muestra más robusto y representativo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento a Miguel Ángel Pindado y Ramon Griell, de la Autoritat Portuària de Barcelona (APB), por el apoyo recibido durante la realización de este trabajo.

REFERENCIAS

Arroyo, M., Pineda, J.A., Sau, N., Devincenzi, M (2015). Sample quality examination on silty soils. *Geotechnical engineering for infrastructure and development. Institution of Civil Engineers*, UK, pp 2873-2878.

Bayó, A. (1985). Les aigües. Història Natural dels Països Catalans, vol. 3. *Enciclopèdia Catalana*, Barcelona, pp 21-41.

Ladd, C., DeGroot, J. (2003). Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization: Arthur Casagrande Lecture. *12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Cambridge, USA, 2003.

Donohue, S., Long, M. (2010). Assessment of sample quality in soft clay using shear wave velocity and suction measurements. *Géotechnique* 60 (11), 883–889 https://doi.org/10.1680/geot.8.t.007.3741

Lafuerza, S., Canals, M., Casamor, J.L., Devincenzi, M. (2005). Characterization of deltaic sediment bodies based on in situ CPT/CPTU profiles: A case study on the Llobregat delta plain, Barcelona, Spain. *Marine Geology* 222–223 (2005) 497–510. https://doi.org/10.1016/j.margeo.2005.06.043

Landon, M., DeGroot, D. J., Sheahan, T. C. (2007). Non-destructive sample quality assessment of a soft clay using shear wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133(4), 424-432. https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:4(424)

Longo, M., Marchetti, D. (2020). SDMT Pro (version 2.5.2). www.marchetti-dmt.it/software

Lunne, T., Berre, T., Strandvik, S. (1997). Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. *Recent Developments in Soil and Pavements Mechanics* (ed. by Almeida), Balkema, Rotterdam, 81-102.

Marquès, M.A. (1974). Las formaciones cuaternarias del delta del Llobregat. PhD thesis. Universitat de Barcelona.

Pineda, J. A., Suwal, L., Kelly, R. B., Bates, L. (2016). Characterization of the Ballina clay. *Geotechnique* 66(7):556-577. https://doi.org/10.1680/jgeot.15.p.181

Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal* 27, No. 1, 151–158. https://doi.org/10.1139/t90-014

Robertson, P.K. (2016) Cone Penetration Test (CPT)-Based Soil Behaviour Type (SBT) Classification System—An Update. *Canadian Geotechnical Journal*, 53, 1910-1927. https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044

Schneider, J. A., Randolph, M- F., Mayne, P. W., Ramsey, N. (2008). Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmenal Engineering* 134, No. 11, 1569–1586. https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2008)134:11(1569)

Viana da Fonseca, A., Pineda, J. (2017). Getting high-quality samples in 'sensitive' soils for advanced laboratory tests. *Innovative Infrastructure Solutions* 2, 34 (2017). https://doi.org/10.1007/s41062-017-0086-3

PANORAMA GENERAL DE LOS RETOS DE LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA PARA ENERGÍAS RENOVABLES "OFFSHORE" EN ESPAÑA

Romain GOUMY PETIT[(1)*]

[(1)] TYPSA, Técnica y Proyectos S.A.
*rxgoumy@typsa.es

RESUMEN

La transición energética se apoyará en las energías renovables marinas. La tecnología más madura en este momento es la eólica marina con cerca de 40 GW instalados en Europa. Con objetivos de 60 GW y 300 GW instalados a los horizontes de 2030 y 2050, respectivamente, los retos que se plantean a esta industria son grandes; y algunos tienen fuertes vínculos con la geotecnia: desde la planificación y adaptación de las infraestructuras, las investigaciones del terreno, el diseño de soluciones novedosas de amarre y anclaje y la preparación y adaptación de los actores del "suelo". Después de presentar la situación global del desarrollo de la eólica marina en España, este artículo presenta la influencia del terreno sobre el desarrollo de un proyecto y luego repasa la situación actual del desarrollo de los sistemas de anclaje para plataformas flotantes. Se cierra con una serie de reflexiones sobre algunos pasos a seguir para acompañar y preparar estos avances, necesarios para acometer la transición energética.

ABSTRACT

The energy transition will increasingly depend on marine renewable energies. Among these, offshore wind currently represents the most technologically mature solution, with approximately 40 GW installed across Europe. With deployment targets of 60 GW by 2030 and 300 GW by 2050, the sector faces substantial challenges—many of which are closely tied to geotechnical engineering. These include strategic planning and adaptation of coastal and offshore infrastructure, detailed geophysical and geotechnical site investigations, the engineering and validation of advanced mooring and anchoring systems, and the technical readiness and capability-building of all stakeholders involved in seabed-related activities. Following an overview of the current status of offshore wind development in Spain, this paper analyses the critical role of seabed conditions in project feasibility and design optimization. It then examines the state of the art in anchoring technologies for floating wind platforms, highlighting ongoing innovations and the engineering constraints governing their selection and deployment. The paper concludes with a set of technical considerations and recommendations aimed at supporting and accelerating the advancements required to enable a robust and sustainable energy transition.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Retos (Challenges), Geotecnia Offshore (Offshore Geotechnics).*

1. DESARROLLO DE LAS ENERGÍAS DEL MAR EN ESPAÑA

La "Hoja de Ruta para el desarrollo de la Eólica Marina y de las Energías del Mar en España" de diciembre de 2021 (MITECO, 2021) fijaba como objetivo de desarrollo de las Energías Marinas en España, para 2030, alcanzar entre 1 GW y 3 GW de Eólica Marina y entre 40 MW y 60 MW de Energías del Mar.

El Real Decreto 962/2024, de 24 de septiembre regula la producción de energía eléctrica a partir de fuentes renovables en instalaciones ubicadas en el mar y define las zonas de alto potencial para el desarrollo de la energía eólica marina (ZAPER) para las cinco demarcaciones marinas españolas, una de las cuales no tiene ZAPER asignada (la zona sudatlántica). Estas ZAPERs con sus respectivos rangos de profundidades se muestran en la Figura 1.

La alta profundidad de todas estas zonas restringe la solución de subestructura para las turbinas a plataformas flotantes. Por referencia, la Figura 1 presenta los parques eólicos flotantes existentes a nivel mundial con su rango de profundidades asociado. Destaca que algunas ZAPERs tienen rangos de profundidad muy amplios y/o muy elevados en comparación con los parques existentes. A modo de comparación, en Francia se propone el uso de plataformas flotantes hasta los 200 m de profundidad (Ministère de la Transition écologique, 2020), mientras que los desarrolladores del concepto Hywind plantean su validez hasta profundidades de 700 m.

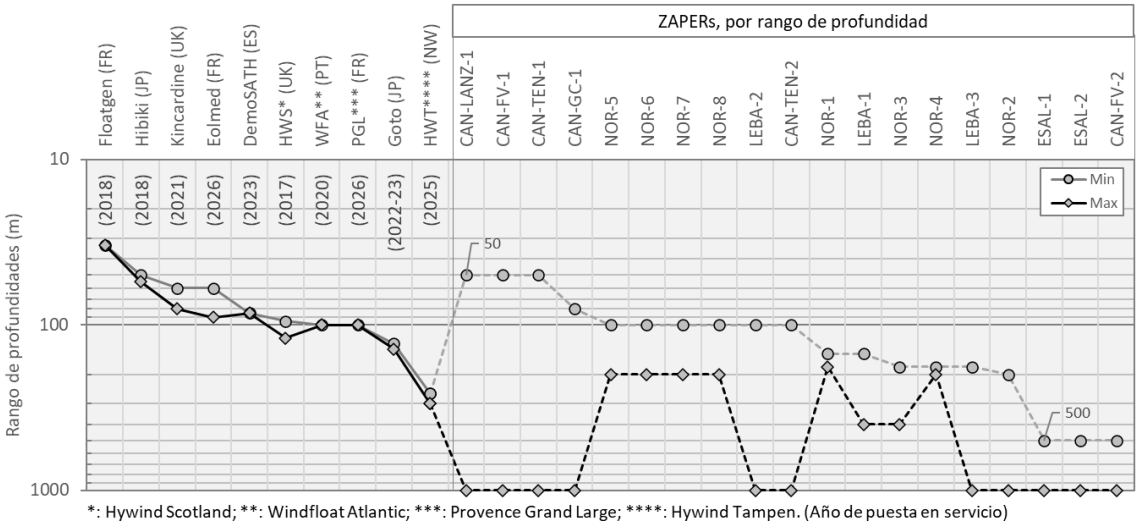


Figura 1. Parques eólicos flotantes existentes y ZAPERs. Fuente: Elaboración propia y (MITECO, 2023).

Para el desarrollo de un parque eólico, desde su planificación hasta su puesta en servicio, con tecnología fija (tipo monopilotes, jackets o GBS) para la cual ya existe conocimiento y referencias, se necesita de siete a diez años. Para los proyectos de eólica flotante existentes este tiempo oscila entre ocho y más de diez años.

El tiempo necesario para el desarrollo de un proyecto y la profundidad de las ZAPERs son dos de los factores que podrían conllevar retrasos en el plan de España de tener turbinas operando de aquí al horizonte 2030, al margen de los retrasos en las licitaciones de las propias ZAPERs. No obstante, debe señalarse que la implantación de parques eólicos marinos flotantes se encuentra todavía en una fase incipiente de desarrollo y no ha logrado aún una consolidación comercial a gran escala a nivel global.

Teniendo en cuenta las áreas de las ZAPERs, una potencia nominal de turbina instalada de 15 MW y una ratio de instalación de 3.5 MW/km², resulta que la potencia total de las ZAPERs se eleva a 17,3 GW mediante unas 1150 turbinas instaladas.

2. EL FACTOR “TERRENO”

2.1. COMPONENTES DE UN PARQUE EÓLICO OFFSHORE

En el desarrollo de un parque eólico offshore flotante el factor “terreno” interviene en los siguientes elementos (Figura 2):

- La adecuación de los puertos de fabricación y ensamblaje: plataforma portuaria, línea de atraque y posibles plataformas submarinas para fondeos temporales.
- Los anclajes de los cables de amarre de las plataformas: selección de tipo de anclaje en función de las condiciones de terreno, del reparto de cargas y de otros requerimientos vinculados al proyecto (ambientales, de instalación, puntos de anclaje compartidos o de certificación).
- Cables de interconexión dentro del área del parque: a diferencia de los parques con apoyos fijos, estos cables están suspendidos y no interactúan con el terreno.

- Cable de exportación hacia tierra: el objetivo principal es seleccionar trazados de cables y una profundidad de enterramiento que protejan el cable frente a amenazas externas (como las anclas o las redes de pesca, etc.), al tiempo que se minimizan los costes de instalación y el riesgo ambiental.
- Aterrizaje de cables: caracterización del emplazamiento, movilidad del fondo marino, selección de los métodos de instalación (por ejemplo, perforación horizontal dirigida o zanjas) en función de las condiciones de terreno.

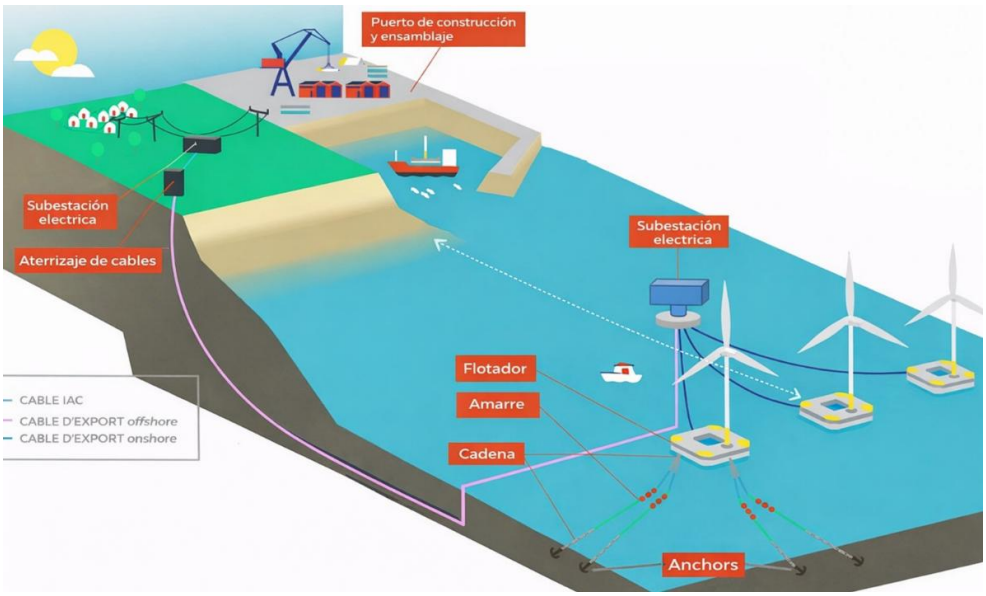


Figura 2. Componentes de un parque eólico offshore flotante. Fuente: Adaptado de https://eolmed.qair.energy/.

Para todos los aspectos anteriores, los datos del terreno se obtienen de reconocimientos del terreno, tanto in situ como de ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas o reconstituidas.

2.2. RIESGOS GEOLÓGICOS (GEOHAZARDS)

Un riesgo geológico (geohazard) es un estado, característica o proceso geológico que representa un riesgo para las personas, los bienes o el medio ambiente (SUT, 2022). Los riesgos geológicos se identifican a partir de la actividad actual y potencial del terreno detectada en el emplazamiento.

Algunos ejemplos de riesgos geológicos relacionados con los anclajes de las líneas de amarre de las plataformas:

- La presencia de gas somero en el fondo marino, lo que puede suponer un riesgo para la seguridad durante las operaciones de instalación y los trabajos en el mar.
- Zonas con rocas aflorando o terrenos muy duros (arcillas rígidas o arenas muy densas) pueden generar posibles obstrucciones durante la instalación.
- Formas de fondo móviles asociadas a corrientes, como ondulaciones (ripples), ondas de arena (sand waves), dunas barján y depresiones por socavación, son evidencias de una movilidad sedimentaria en el lecho marino. Esta dinámica puede afectar a la estabilidad de los anclajes y provocar un enterramiento excesivo o, por el contrario, la aparición de tramos en voladizo (free span) en los cables.
- Laderas con gradientes importantes conllevan riesgos de inestabilidad con movimientos de masas y su consiguiente efecto sobre los anclajes.
- Presencia de problemáticas específicas: en Australia, las arenas calcáreas representan un desafío debido a su alta compresibilidad y susceptibilidad al colapso bajo cargas cíclicas, esto dificulta la estabilidad de los monopilotes; las zonas marinas de Taiwán contienen limos y arenas muy sueltas, lo que requiere evaluaciones geotécnicas exhaustivas para mitigar los riesgos de deformaciones; en Japón y en la costa oeste de Estados Unidos además de la actividad sísmica, se ha identificado la presencia de suelos glauconíticos en varios parques eólicos (Westgate, et al., 2023). Las partículas de glauconita pueden descomponerse bajo el efecto de las cargas, por ejemplo, durante la instalación de las estructuras dificultando la hinca y el diseño. También son famosos los depósitos de “chalk” en las costas de Francia y Reino Unido, asociados a dificultades para el dimensionamiento de los pilotes.

Además, existen los riesgos derivados de la actividad humana, con la presencia en el lecho marino de naufragios, de municiones sin detonar o de otras infraestructuras marinas asociadas a la pesca o a las redes energéticas o de comunicación.

Todos estos riesgos se gestionan mediante los marcos de gestión de riesgos de proyecto. Se evalúan la probabilidad y las consecuencias de un riesgo geológico sobre el sistema de anclaje para determinar si el riesgo puede tolerarse y supervisarse, o si debe mitigarse. La mitigación puede consistir en evitar el riesgo cuando sea posible o en adoptar soluciones de ingeniería resistentes a riesgos geológicos mediante la selección de un tipo de anclaje adecuado.

Por lo tanto, un enfoque global que integre los datos geotécnicos localizados con los datos geofísicos de todo el sitio es clave para comprender la criticidad de los riesgos geológicos, como se verá en la siguiente sección.

2.3. SOBRE LOS RECONOCIMIENTOS DEL TERRENO

Las etapas clave de los reconocimientos tradicionales del terreno incluyen las siguientes cuatro actividades (ISO Standard 19901-8, 2023):

- Estudio de gabinete,
- Reconocimientos geofísicos (sonda multihaz, sonar de barrido lateral, perfilador de subsuelo, magnetómetro),
- Reconocimientos geotécnicos in situ (muestreo superficial, CPTs, sondeos) y,
- Ensayos de laboratorio.

Las “Guidance Notes” del OSIG (SUT, 2022) son recomendaciones específicas para los desarrollos eólicos marinos. En ellas se diferencian entre estudios de reconocimiento (investigaciones para la caracterización del sitio) y estudios de ingeniería (investigaciones del sitio para el diseño detallado y la construcción), lo que implica un mínimo de dos fases de investigación geofísica y geotécnica.

En la actualidad, el desarrollo de la eólica marina se desenvuelve en un escenario caracterizado por limitaciones en la cadena de suministro y por una notable incertidumbre en elementos clave de los proyectos durante las fases iniciales. La disponibilidad de recursos económicos suele condicionar la realización de campañas de investigación extensivas del emplazamiento, que en muchos casos se posponen hasta que el proyecto alcanza un mayor nivel de definición. Esta demora se explica principalmente por el elevado coste asociado a la movilización de buques y equipos especializados —que puede situarse en el orden de decenas de millones de euros—, así como por el tiempo requerido para procesar, interpretar y consolidar la información recopilada.

Ante este contexto, algunos países han decidido impulsar estudios preliminares promovidos a nivel institucional, con el fin de anticipar riesgos técnicos, aportar mayor certidumbre a los desarrolladores y, en consecuencia, contribuir a la reducción de los plazos globales de ejecución.

Además de casos como Alemania o Dinamarca, destaca el modelo adoptado en los Países Bajos, coordinado por la RVO (Agencia Empresarial Neerlandesa). Este organismo facilita el acceso público a amplios conjuntos de datos y estudios que sirven como base técnica para la fase de diseño en los procesos de licitación. La información proporcionada supera con creces los requisitos mínimos propios de una fase de reconocimiento, permitiendo avanzar hacia diseños de cimentación relativamente desarrollados desde etapas muy tempranas del proyecto (RVO, 2023).

Una vez adjudicado el proyecto, las necesidades adicionales de investigación suelen ser más acotadas. Habitualmente basta con llevar a cabo una campaña de ensayos CPT en las ubicaciones previstas de los aerogeneradores o de los puntos de anclaje, complementada con un programa reducido de ensayos de laboratorio dirigido a aquellas unidades geotécnicas críticas para las cimentaciones seleccionadas y sus geometrías preliminares.

Al margen de esta posibilidad, y frente a la fuerte demanda de medios (barcos, personal, equipos especializados, laboratorios, etc.) para llevar a cabo este método “tradicional” de investigación del terreno, se están investigando nuevos enfoques para caracterizar el terreno. Los parques eólicos offshore, al contar con un gran número de estructuras (puntos de apoyo), presentan una relación entre los tiempos de investigación y de desarrollo que no permite siempre investigar el emplazamiento exacto de cada turbina o anclaje (al no estar totalmente definido a la hora de llevar a cabo los reconocimientos). En ese caso se debe recurrir a

interpolaciones entre puntos investigados, con las incertidumbres que conlleva. En la actualidad se están desarrollando métodos que permiten la creación de perfiles CPT sintéticos en cualquier emplazamiento de un parque a partir de los datos geofísicos (datos recopilados de forma continua) y de un número limitado de investigaciones in situ (Sauvin et al., 2019). Todavía existe incertidumbre en los resultados, debido a la calidad de los datos geofísicos, al posicionamiento de datos de varias campañas, o a los métodos de tratamiento de los datos. No obstante, este enfoque y la disponibilidad de datos en acceso abierto permitirán avanzar hacia una mayor eficiencia en la caracterización del terreno.

Tal y como propone (Dimmock, et al., 2025), es necesario un marco para la modelización del terreno de modo que sirva de base para la coordinación entre las partes interesadas con el objetivo de mejorar la consistencia, la calidad y la eficiencia en el desarrollo de modelos de terreno. De forma concreta, (Bellwald, et al., 2025) recomiendan avanzar hacia una comprensión geoespacial integrada de las condiciones del suelo y apunta a definir las unidades de suelo en una interpretación geológico-geotécnica integrada, evitando la separación de unidades (geológicas por un lado y geotécnicas por otro). Cabe señalar que diferentes unidades pueden tener respuestas mecánicas similares y pueden agruparse para su interpretación.

En paralelo, para facilitar una evaluación multidisciplinaria de las alternativas de diseño de un parque marino, todos los datos geoespaciales relevantes se deben integrar en un único sistema de información geográfica, entre otras partes los elementos más pertinentes del modelo de terreno (Shin, et al., 2025). Esto aporta mayores oportunidades para la optimización de la geoingeniería y la reducción del riesgo del proyecto puesto que garantiza un formato de datos consistente y su alineación en un sistema de coordenadas común. Para mayor versatilidad, se pueden cargar los datos en un entorno basado en la nube, lo que garantiza un fácil acceso, la consistencia de los datos utilizados y su posterior visualización en una aplicación web. Diversas disciplinas pueden entonces trabajar juntas en una única plataforma o comparar individualmente las diferentes alternativas de layout, evaluando sus implicaciones y debatiendo posibles ajustes para mitigar los riesgos.

El enfoque de pre-investigaciones en vigor en algunos países ofrece algunas ventajas: planificación de manera centralizada; consecución de proyectos de licitación más maduros, seguros y con precios más ajustados al tener conocimiento previo de los emplazamientos; acceso temprano a la identificación de riesgos por parte de los organismos involucrados (medioambientales, militares, certificadores, etc.) y posible cobertura no solo del área de los parques sino también de la rutas de los cables de exportación así como de las zonas de aterrizaje de los cables.

2.4. EL PAPEL DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Es clave que, durante la fase de reconocimiento se caractericen los parámetros cíclicos y dinámicos del suelo a nivel de toda el área de estudio en función de pruebas de laboratorio avanzadas realizadas sobre las muestras obtenidas in situ. Se pueden citar los ensayos de corte simple (direct simple shear, DSS) y triaxial cíclicos, el ensayo triaxial con Bender Elements o el ensayo de columna resonante.

Los programas de laboratorio avanzados suelen estar en el camino crítico y constituyen unos datos de partida importantes para los diseños preliminares y detallados. Si estos resultados de pruebas cíclicas y dinámicas llegan tarde en el proceso de diseño, puede suponer un riesgo significativo de cambios de diseño de última hora con sus consiguientes implicaciones económicas y de plazo.

Como problema añadido, analizar las arenas para determinar los efectos de las cargas cíclicas a menudo requiere la reconstitución de muestras, lo que introduce incertidumbres y posibles discrepancias entre los resultados de laboratorio y las condiciones in situ. A pesar de existir varias técnicas, no existe estándar al respecto.

En la actualidad, los pocos laboratorios en España que realizan estos ensayos son centros de investigación. Se prevé una necesidad de equipos y de personal a medio plazo con el fin de evitar enviar las muestras a otros países para poder realizar los ensayos, con el posible riesgo que supone su transporte sobre la calidad de los resultados y los tiempos de respuesta.

3. EL ANCLAJE

3.1. ELEMENTOS DE UNA TURBINA FLOTANTE

Como se ha visto anteriormente, una turbina eólica flotante (Floating Offshore Wind Turbine, FOWT) está compuesta por tres subsistemas estructurales fundamentales: el flotador, las líneas de amarre y el sistema de anclaje al terreno. Estos tres elementos trabajan de forma completamente acoplada y su comportamiento conjunto determina la seguridad, funcionalidad y viabilidad económica del parque eólico.

Las líneas de amarre conectan el flotador con el fondo marino y transmiten las acciones ambientales (viento, oleaje y corriente). Pueden ser de tipo catenaria o en tensión (inclinadas o verticales). Las configuraciones catenarias generan predominantemente cargas horizontales en el anclaje, mientras que las líneas en tensión introducen componentes verticales significativas (Figura 3). La interacción línea-suelo modifica la dirección y magnitud real de las cargas transmitidas al padeye (conexión entre el anclaje y la línea de amarre), especialmente bajo solicitaciones cíclicas.

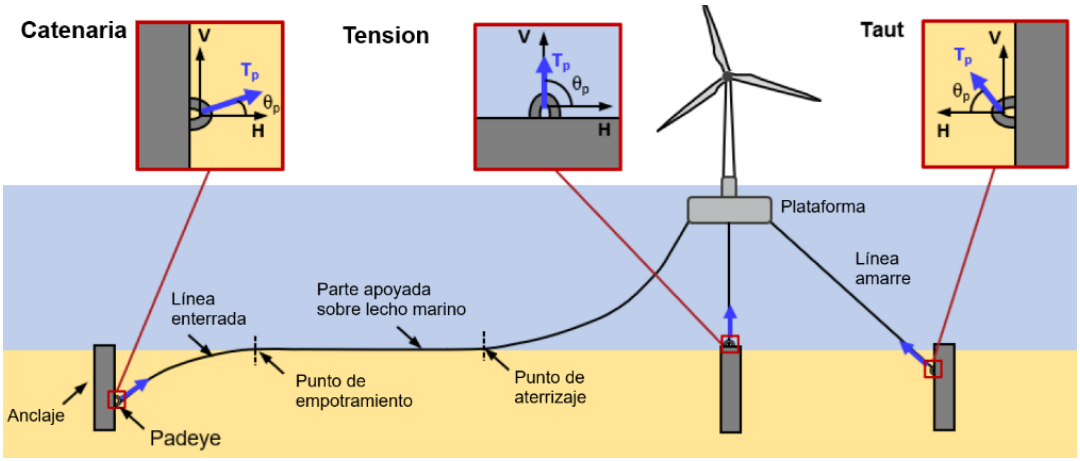


Figura 3. Tipos de amarre y de anclas. Fuente: Traducido de (Tapper & Boylan, 2025).

3.2. SISTEMAS DE ANCLAJES

Las variaciones en la batimetría del lecho marino condicionan de manera determinante el diseño de los sistemas de fondeo y anclaje. En consecuencia, la configuración del parque debe ajustarse a dichas diferencias, asegurando que los aerogeneradores se sitúen en emplazamientos donde los sistemas de anclaje puedan instalarse con garantías de seguridad, viabilidad técnica y eficiencia económica. Del mismo modo, la naturaleza del sustrato —ya sea rocoso, arenoso, limoso o arcilloso— influye de forma decisiva en la elección del tipo de anclaje y puede repercutir en la geometría y distribución del parque.

Los tres elementos de un anclaje son (i) su tipo, (ii) el emplazamiento y la profundidad de la conexión con la línea de amarre (padeye), y (iii) la profundidad de empotramiento en el terreno de la línea de amarre.

Los principales tipos de anclaje que pueden ser adecuados para plataformas flotantes se pueden dividir en las siguientes categorías (Tapper & Boylan, 2025):

- Anclas de empotramiento por arrastre (drag embedded anchors): solución ampliamente utilizada, pero no adaptada para ganar eficiencia (uso con catenaria y carga unidireccional).
- Anclas de gravedad: solución robusta y conceptualmente simple, aunque con menor eficiencia estructural por unidad de material.
- Pilotes (instalados por caída libre, hincado, perforación e inyección o succión): adecuados en una amplia variedad de suelos. Permiten movilizar resistencia lateral considerable, aunque pueden verse afectados por degradación bajo cargas cíclicas multidireccionales.
- Anclas de placa de empotramiento directo (incluidos los anclajes de placa de carga dinámica (DEPLA), los anclajes de placa de empotramiento por succión (SEPLA) y los anclajes de placa hincados por pilotes): altamente eficientes en tracción vertical, especialmente adecuadas para sistemas taut. Sin embargo, su comportamiento puede ser más sensible a variaciones en la dirección de carga.
- Anclas de succión (caissons): ampliamente empleadas en arcillas marinas. Ofrecen buena capacidad

combinada horizontal-vertical y comportamiento relativamente predecible. No obstante, pueden presentar reducciones significativas de capacidad bajo cargas fuera de plano o multidireccionales.

- Anclas dinámicas y helicoidales (Wang & al., 2025): representan líneas emergentes de investigación. Presentan potencial en arenas densas y suelos complejos, pero requieren mayor validación a escala real.

La selección óptima depende del tipo de suelo, magnitud y dirección de carga, requisitos de instalación y posible configuración compartida.

3.3. ANCLAJES COMPARTIDOS O MULTILÍNEAS

De forma intuitiva nació el concepto de anclaje compartido. Consiste en conectar varias turbinas a un mismo punto de anclaje, reduciendo el número total de anclas necesarias en el parque (Figura 4). En configuraciones simétricas, el número de anclajes o anclas por turbina se va reduciendo, frente a tres por turbina en una configuración convencional (Figura 5).

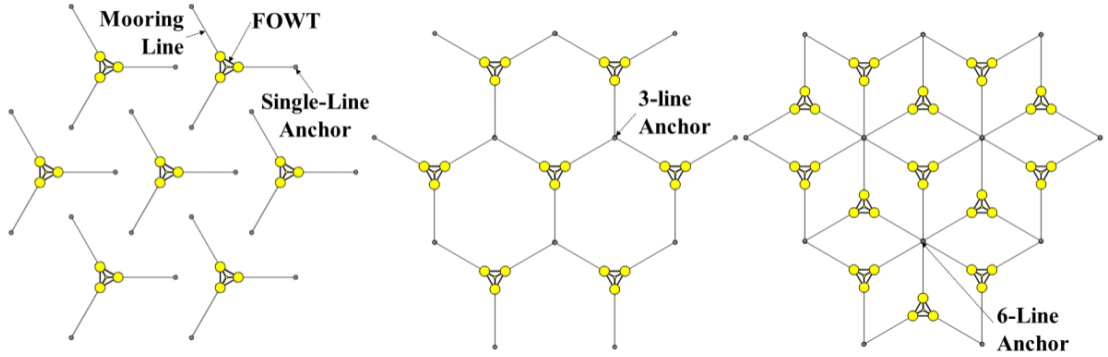


Figura 4. Disposición de anclajes (a) con una sola línea, (b) con 3 líneas y (c) con seis líneas. Fuente: (Fontana, 2019).

En el caso de anclajes compartidos, las cargas transferidas desde diferentes líneas de amarre tienen direcciones diferentes. Dado que los anclajes tendrían que soportar cargas multidireccionales, deberían presentar una estructura simétrica.

Por lo tanto, los anclajes asimétricos, como los de placa, podrían no ser adecuados para este propósito. Los anclajes con estructuras simétricas, como los de succión, pilotes y de gravedad, parecen ser más adecuados para anclajes compartidos.

Teniendo en cuenta el número de turbinas estimado en la parte inicial del artículo, en las ZAPERs, se necesitaría instalar entre 1340 (teniendo en cuenta la curva para ancla tri-amarre) y 3440 anclas (3 anclas por plataforma).

Entre sus principales ventajas destacan: (i) la reducción de los costes de instalación (CAPEX) de los sistemas de anclaje (con un límite superior en torno al 60%, Figura 5), (ii) el menor número de operaciones offshore, con la consiguiente reducción de coste y de huella ambiental, y (iii) la posible cancelación parcial de fuerzas horizontales bajo determinadas solicitaciones ambientales.

En esta configuración el anclaje pasa a convertirse en elemento crítico dentro del sistema y su diseño introduce algunos retos geotécnicos: (i) cargas fuera de plano (esfuerzos de torsión) y multidireccionales, (ii) degradación cíclica del suelo y pérdida progresiva de rigidez, (iii) formación de zanjas por interacción cadena-suelo (para anclas tipo pilote o de succión, el emplazamiento optimo del punto de conexión con la línea de amarre suele estar a una distancia de entre 0,5 y 0,75 veces la longitud del elemento por debajo de su cabeza) y consiguiente efecto sobre la socavación, y (iv) riesgo sistémico ante fallo de una línea y redistribución de cargas.

Todos estos aspectos han surgido en los últimos diez años; la investigación y la literatura que los tratan son todavía limitadas. Asimismo, en los estándares y recomendaciones estas problemáticas están tratadas de forma parcial (DNV AS, 2025), o no están abordadas todavía (CFMS, 2024) (ISO Standard 19901-4, 2019).

Existen en la actualidad varios proyectos que investigan estos aspectos, entre los cuales destacan los proyectos, (TAILWIND, 2024), MUTANC y MUTANC2 (France Energies Marines, 2025-2028). No obstante, sus conclusiones no permiten todavía establecer claras metodologías de diseño y sólo los esfuerzos conjuntos de toda la comunidad permitirán avanzar.

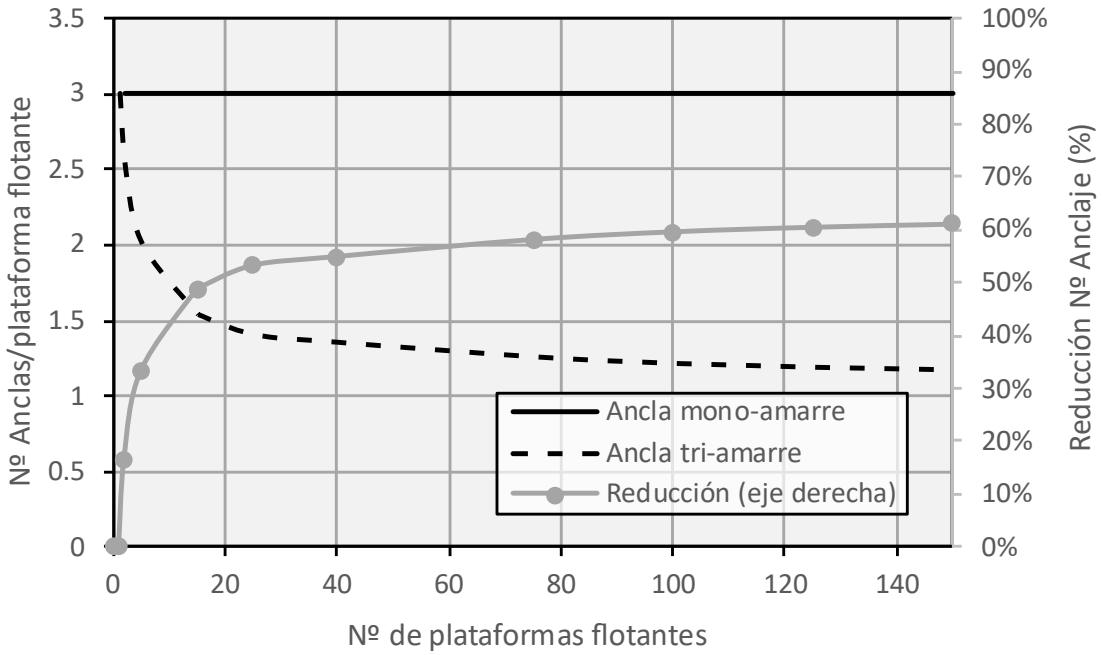


Figura 5. Número de anclas por plataforma flotante en función del número de plataformas para el caso de 1 ancla por línea de amarre (mono-amarre) y de 1 ancla por tres líneas de amarre (tri-amarre). Fuente: Elaboración propia.

3.4. NUEVOS SISTEMAS DE ANCLAJE

Están surgiendo nuevos diseños de anclaje que permiten dar soluciones a los retos planteados anteriormente, fundamentalmente los anclajes tienen que poder ofrecer una gran capacidad frente a cargas cíclicas multidireccionales, manteniendo una fácil escalabilidad en los procesos de instalación con costes contenidos.

Se pueden citar las propuestas de (i) (Fu et al., 2021), que han adaptado el anclaje de succión añadiendo aletas antirrotación. De esta forma, el plano de corte anclaje-suelo del anclaje tradicional bajo torsión, incluye ahora un plano de corte suelo-suelo, en el que el suelo no ha sido tanto afectado por el proceso de instalación, (ii) (Rui, et al., 2023) proponen un anclaje mixto que alía una placa (ancla de gravedad) con un cajón (o pilote), lo cual permite ofrecer un aumento significativo de capacidad, y (iii) (Lee & Aubeny, 2020) han presentado un anclaje anular multilínea compuesto por un anclaje anular empotrado con múltiples aletas. Las simulaciones numéricas indican que, con el mismo diámetro, su capacidad de carga lateral puede igualar la de un anclaje de succión tres veces más largo.

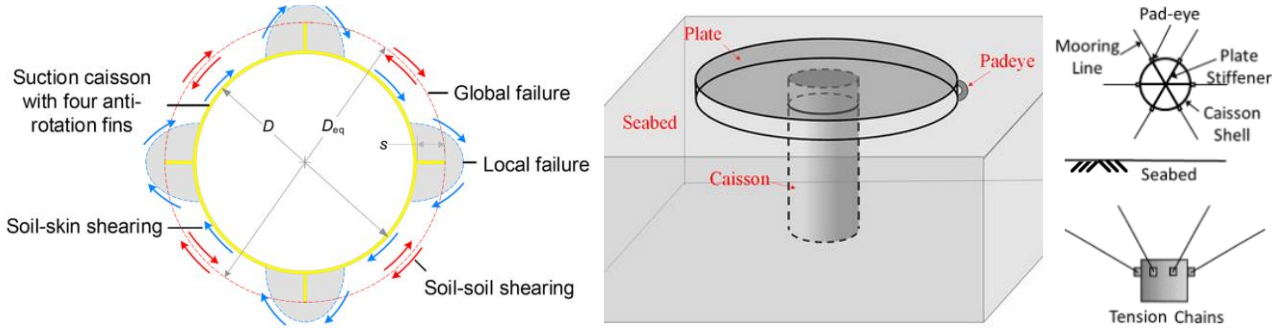


Figura 6. Algunas propuestas novedosas de anclaje: (a) Ancla de succión con aletas, (b) Anclaje mixto placa-cajón, (c) Anclaje anular multilínea. Fuentes: ver texto.

4. CONCLUSIONES

Como se ha visto a lo largo de este artículo, existe un conjunto de aspectos técnicos y no técnicos que han de ser abordados para permitir que el desarrollo de las energías marinas, y en particular la energía eólica marina, alcancen la escala y el ritmo necesario para la transición energética.

- Disponer de una visión global para la planificación de los reconocimientos del terreno, con la posibilidad de elegir un modelo similar a otros países europeos para reducir riesgos y costes a largo plazo. Este modelo se podría extender a otras partes del desarrollo de los parques (EIA, conexión a

red, zonas de aterrizaje, etc.); esto teniendo en cuenta la posible presencia de condiciones de suelos complicadas que requieren esfuerzos de investigación y de diseño adicionales todavía desconocidos.

- Participar en el desarrollo de los métodos emergentes de caracterización basados en un mayor aprovechamiento de los métodos geofísicos. Representan un posible cambio de paradigma en la caracterización de emplazamientos offshore, al permitir una interpretación espacial mejorada más allá de los puntos de investigación discretos.
- Apoyar el desarrollo de los laboratorios en función de la agenda real del desarrollo de las ZAPERs. Dicho apoyo debería ser tanto en términos de materiales como de personal, para poder llevar a cabo los ensayos específicos que contribuyen a la definición de los parámetros en el diseño de las cimentaciones.
- Preparar a la nueva generación y formar o especializar a las existentes, en el dominio de las 3 Gs (geología, geofísica y geotecnia) con especial hincapié en: la adquisición e interpretación de datos geofísicos, la creación de modelos de terreno integrados, el análisis de cimentaciones y el análisis de riesgos, todo ello abrazando la integración de las tecnologías emergentes como herramientas potentes.
- Contribuir al desarrollo de nuevas tipologías de anclas que permitan responder a la demanda de mayor eficiencia y a los problemas propios de los futuros desarrollos, tanto desde la perspectiva del diseño como de la cadena de suministro (fabricación, instalación y desinstalación).
- Colaborar a la elaboración y actualización de estándares para integrar las nuevas tecnologías y los nuevos métodos de diseño.

REFERENCIAS

Bellwald, B., Beyer, S., Klinkvort, R., Myftaraga, E., Mohus, O., Oberhollenzer, S., Strandvik, S. O., Kvamsdal, A., Vanneste, M., Wood, G. and Collins, M. (2025). The identification and integration of geological and geotechnical units in ground model development. *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG2025)* (pp. 782-788). Nantes: IFSTTAR. doi:https://doi.org/10.53243/ISFOG2025-95

CFMS. (2024). *Recommendations for planning and designing anchor foundations of floating wind turbines - Version 1.0.* Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique.

Dimmock, P., Sharma, S., Tam, T., Tapper, L., Vanneste, M., Klinkvort, R., Forsberg, R., Kort, A., Griffiths, L., Bozorgzadeh, N., King, T. and Hill, A. W. (2025). A ground modelling framework for offshore wind farm developments. *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG2025)* (pp. 762-768). Nantes: IFFSTAR. doi:https://doi.org/10.53243/ISFOG2025-335

DNV AS. (2025, December). DNV-ST-0119. *Floating wind turbines*.

Fontana, C. (2019). A Multiline Anchor Concept for Floating Offshore Wind Turbines (PhD Thesis). (U. o. Amherst, Ed.) doi:https://doi.org/10.13140/RG.2.2.21780.22400

France Energies Marines. (2025-2028). Retrieved from https://www.france-energies-marines.org/en/projects/mutanc2/

Fu, D. F., Zhou, Z. Z., Yan, D., Pradhan, D. L., & Hennig, J. (2021). A method to predict the torsional resistance of suction caisson with anti-rotation fins in clay. *Marine Structures, 75*. doi:https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2020.102866

Gourvenec, S. (2024). Offshore geotechnical challenges of the energy transition. *Geomechanics for Energy and the Environment, 39*. doi:https://doi.org/10.1016/j.gete.2024.100584

ISO Standard 19901-4. (2019). *Industrias del petróleo y del gas natural. Requisitos específicos para estructuras marítimas. Parte 4: Consideraciones de diseño geotécnicas y de las cimentaciones*.

ISO Standard 19901-8. (2023). *Industrias del petróleo y del gas natural incluidas las energías con baja emisión de carbono. Estructuras marítimas. Parte 8: Investigaciones de los suelos marítimos.*

Lee, J., & Aubeny, C. (2020). Multiline Ring Anchor system for floating offshore. *Journal of Physics: Conference Series, 1452*. doi:doi:10.1088/1742-6596/1452/1/012036

Ministère de la Transition écologique. (2020). *Projet d'éoliennes flottantes au sud de la Bretagne.* Retrieved from https://assets.rte-france.com/prod/public/2024-07/Parc%20eolien%20sud%20Bretagne%20%E2%80%93%20dossier%20maitre%20d%20ouvrage.pdf

MITECO. (2021). *Hoja de Ruta para el desarrollo de la Eólica Marina y de las Energías del Mar en España.* Obtenido de https://www.miteco.gob.es/content/dam/miteco/es/ministerio/planes-

estrategias/desarrollo-eolica-marina-energias/eshreolicamarina-pdfaccesiblev5_tcm30-534163.pdf

MITECO. (2023). *BOE-A-2023-5704.* Retrieved from https://www.boe.es/eli/es/rd/2023/02/28/150

Rui, S., Xu, H., Teng, L., Xi, C., Sun, X., Zhang, H., & Shen, K. (2023). A framework for mooring and anchor design in sand considering seabed trenches based on floater hydrodynamics. *Sustainability, 15*(12). doi:https://doi.org/10.3390/su15129403

RVO. (2023). IJmuiden ver Wind Farm - Final Geotechnical Interpretative Report. Retrieved from https://offshorewind.rvo.nl/

Sauvin, G., Vanneste, M., Vardy, M. E., Klinkvort, R. T., & Forsberg, F. C. (2019). Machine Learning and Quantitative Ground Models for Improving Offshore Wind Site Characterization. *Offshore Technology Conference.* Houston. doi:https://doi.org/10.4043/29351-MS

Shin, Y. S., Espinosa, J. M., Obhrai, C., Tam, C. K., Krorlaug, N., Oterhals, H. D., Johannessen, O. and Skarstein, K. (2025). FWTGs layout optimization considering geohazard assessment integrating geophysical and geotechnical data. *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG2025)* (pp. 208-213). Nantes: IFSTTAR. doi:https://doi.org/10.53243/ISFOG2025-277

SUT. (2022). *Guidance Notes for the Planning and Execution of Geophysical and Geotechnical Ground Investigations for Offshore Renewable Energy Developments.* London: Offshore Site Investigation and Geotechnics Committee.

TAILWIND. (2024). Deliverable 1.1 – Project design basis. Retrieved from https://tailwind-project.eu

Tapper, L., & Boylan, N. (2025). Feasibility of anchor types for floating wind: geotechnical drivers. *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG2025)* (pp. 2539-2545). Nantes: IFFSTAR. doi:https://doi.org/10.53243/ISFOG2025-544

Wang, W., Brown, M., Sharif, Y., Davidson, C., & Ciantia, M. (2025). Effect of installation advancement ratio on two-way cyclic response of a single-helix screw pile for offshore wind. *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG2025)* (pp. 2487-2492). Nantes: IFFSTAR. doi:https://doi.org/10.53243/ISFOG2025-378

Westgate, Z., DeGroot, D., McMullin, C., Zou, Y., Guo, D., Haren, S., Beemer, R., Zeppilli, D., Miller, K. and Browning, J. (2023, September). Effect of degradation on geotechnical behavior of glauconite sands from the U.S. Mid-Atlantic Coastal Plain. *Ocean Engineering, 283*. doi:https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.115081

CARACTERIZACIÓN GEOFÍSICA Y GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO MARINO PARA EL DESARROLLO DE INFRAESTRUCTURAS DE GENERACIÓN DE ENERGÍAS RENOVABLES MARINAS EN EL ÁREA DE PLEMCAT (BAHÍA DE ROSES, CATALUNYA)

Amadeu DEU[(1)*], Juan ESPLIEGO[(1)], Patricia MARTÍNEZ[(1)] y Analidia NAVARRO[(1)]

[(1)] GEM (Geociencias y Exploraciones Marítimas)
*amadeu@gemigeo.com

RESUMEN

El desarrollo de la energía eólica marina flotante en el mar Mediterráneo constituye una componente esencial de la transición energética. Sin embargo, su implementación en aguas profundas plantea retos específicos de ingeniería y caracterización del subsuelo marino. Una investigación rigurosa, basada en la integración de datos ambientales, geofísicos, geotécnicos y oceanográficos, resulta indispensable para garantizar la viabilidad técnica de los proyectos, la seguridad estructural de las instalaciones y la gestión sostenible del entorno marino. Este artículo presenta los resultados de una campaña de investigación geofísica y geotécnica marina realizada en la Bahía de Roses, en el área de implantación de la plataforma PLEMCAT (Plataforma de I+D+i en Energías Marinas de Catalunya). El objetivo principal fue caracterizar el subsuelo marino para el diseño e instalación de un cable eléctrico submarino y un hub de interconexión. La zona de investigación, con calados entre -2,5 m y -150 m NMMA, se dividió en dos sectores: el trazado del cable de exportación, de 23,4 km de longitud y 300 m de ancho, y el área de turbinas y nodo de interconexión, de 782,3 ha. Los trabajos de campo comprendieron, por un lado, técnicas geofísicas de alta resolución como batimetría mediante ecosonda multihaz (MBES), sónar de barrido lateral (SSS), sísmica de reflexión (SBP y Sparker), sísmica de refracción multicanal marina, tomografía de resistividad eléctrica marina (ERT) y magnetometría. Por otro lado, dentro de la campaña de investigación geotécnica se realizaron ensayos in situ (CPTU) y muestreo mediante Vibrocorer y Gravity corer. Asimismo, se llevó a cabo una extensa campaña de ensayos de laboratorio, que abarcó ensayos tradicionales, de resistividad térmica y ensayos avanzados. La integración de todos los resultados permitió definir un modelo del terreno representativo. La identificación de niveles y sus propiedades geotécnicas y térmicas constituye la base para el diseño de las infraestructuras previstas, optimizando la ubicación y anclaje de las estructuras flotantes, así como la ruta y profundidad de enterramiento del cable de exportación.

ABSTRACT

The development of floating offshore wind energy in the Mediterranean Sea constitutes an essential component of the energy transition. However, its implementation in deep waters presents specific challenges regarding engineering and marine subsoil characterization. Comprehensive research, based on the integration of environmental, geophysical, geotechnical, and oceanographic data, is crucial to ensure the technical viability of the projects, the structural safety of the installations, and the sustainable management of the marine environment. This paper presents the results of a marine geophysical and geotechnical investigation campaign conducted in the Bay of Roses, within the implementation area of the PLEMCAT platform (Catalonia Marine

Energies R&D&i Platform). The primary objective was to characterize the marine subsoil for the design and installation of a submarine power cable and an interconnection hub. The research zone, with water depths ranging from –2,5 m to –150 m NMMA, was divided into two sectors: the export cable route, 23,4 km long and 300 m wide; and the turbine and interconnection node area, covering 782,3 ha. Fieldwork comprised, on the one hand, high-resolution geophysical techniques such as multibeam echosounder bathymetry (MBES), side-scan sonar (SSS), reflection seismics (SBP and Sparker), multichannel marine refraction seismics, marine electrical resistivity tomography (ERT), and magnetometry. On the other hand, the geotechnical investigation campaign included in situ testing (CPTU) and sampling via Vibrocorer and Gravity corer. Additionally, an extensive laboratory testing campaign was carried out, covering traditional, thermal resistivity, and advanced tests. The integration of all results allowed for the definition of a representative ground model. The identification of soil layers and their geotechnical and thermal properties is the basis for the design of the planned infrastructure, optimizing the location and anchoring of the floating structures, as well as the route and burial depth of the export cable.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Modelo del terreno (Ground model), Geofísica marina (Marine geophysics), Geotecnia marina (Marine geotechnics).*

1. INTRODUCCIÓN

La transición hacia fuentes de energía renovables marinas presenta desafíos significativos cuando se comparan la tecnología de cimentación fija, consolidada durante las últimas décadas, con la eólica flotante. Mientras que las estructuras fijas están limitadas a profundidades de hasta 50 o 60 metros, la eólica marina flotante surge como una solución para acceder a regímenes de viento más constantes y de mayor densidad energética en aguas profundas. Sin embargo, el despliegue comercial de esta tecnología exige superar retos significativos de diferente naturaleza: el acoplamiento aero-hidrodinámico de los componentes, la integridad de los cables dinámicos ante la fatiga, la complejidad logística de la fabricación en serie, la necesaria estandarización logística y la optimización de protocolos de operación y mantenimiento, entre otras.

Para facilitar la investigación en todas las fases del desarrollo de un sistema de eólica marina flotante y otras tecnologías energéticas en el medio marino, el Institut de Recerca en Energia de Catalunya (IREC) impulsa la creación de la Plataforma de I+D+i en Energías Marinas de Catalunya (PLEMCAT). Esta infraestructura tiene también como finalidad el desarrollo de modelos de simulación avanzados, el monitoreo avanzado, gemelos digitales y control, operación y mantenimiento a través de ROV (vehículo operado remotamente), adquisición de datos climáticos y diseño de nuevos sistemas de fijación y flotadores. Para ello, se ofrecerá una plataforma flotante en el mar Mediterráneo como laboratorio de ensayo de diferentes componentes, áreas temáticas y actividades técnicas para el avance y validación de la eólica flotante, energías marinas, el monitoreo del ecosistema marino y para estudios ambientales, climáticos o de biodiversidad.

La plataforma PLEMCAT se localizará en el Golfo de Roses (Girona), dentro de la zona LEBA1 delimitada por los Planes de Ordenación del Espacio Marítimo (POEM) (Real Decreto 150/2023, de 28 de febrero). Situada a una distancia de entre 16 y 24 km de la costa, la infraestructura contará con una línea de evacuación submarina de 66 kV para el transporte de la energía generada durante las fases experimentales.

En este artículo se presentan los principales resultados de la campaña de investigación geofísica y geotécnica marina en PLEMCAT para la caracterización del fondo marino tanto en el trazado del cable como en la zona de ensayos de prototipos. El modelo del terreno resultante integra tanto los resultados de campo como los obtenidos en el laboratorio y es la base para el diseño de todas las infraestructuras previstas. En la Figura 1 se muestra un esquema de PLEMCAT con la zona de ensayo de prototipos y el cable submarino enterrado.

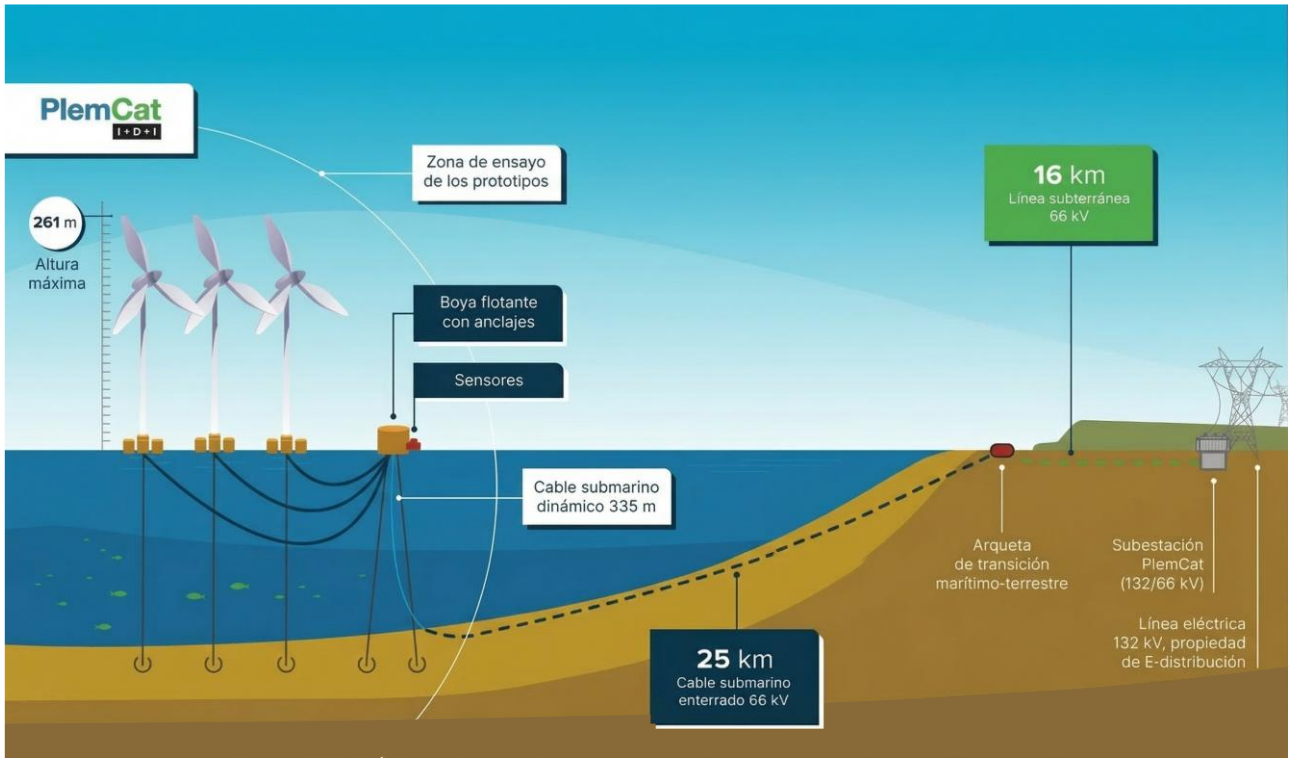


Figura 1. Esquema de PLEMCAT en el que se muestra la zona de ensayo de prototipos y el cable submarino enterrado (modificado de www.irec.cat).

2. DESCRIPCIÓN DE LA CAMPAÑA

El alcance de la investigación se diseñó atendiendo a las necesidades específicas del proyecto, por lo tanto, se eligió la combinación de técnicas más adecuada acorde a la información disponible sobre los materiales existentes y a los requerimientos de diseño.

2.1 GEOFÍSICA

Las técnicas geofísicas marinas acometen la necesidad de un conocimiento profundo de las propiedades físicas para caracterizar una extensión amplia. Cada una de las técnicas disponibles hoy en día pertenecientes al abanico de la Geofísica marina brinda la posibilidad de conocer una propiedad principal del medio estudiado, ya sea la profundidad, espesor de sedimentos, resistividad eléctrica, etc. Las técnicas geofísicas se retroalimentan, interpretándose de manera conjunta y generando una robustez en el conocimiento del medio muy superior a la que podríamos alcanzar con las diferentes técnicas de manera aislada.

Para caracterizar la superficie del fondo oceánico se optó por dos técnicas diferentes. Por un lado, se utilizó una ecosonda multihaz (MBES) de 1024 haces con frecuencia regulable (200 - 700 kHz), compensada mediante sensor de movimiento y corregida por constantes perfiles de velocidad del sonido realizados en la zona. Por otro lado, se empleó un sónar de barrido lateral (SSS) de alta frecuencia (900 kHz) para sondear todo el fondo del área de estudio.

Las necesidades del proyecto en cuanto a penetración de estudio bajo el fondo marino (50 m) y resolución vertical (<50 cm) impulsaron la elección del perfilador de subfondo como método para caracterizar los primeros 5 a 10 m de sustrato y el *sparker* para investigar las profundidades mayores hasta alcanzar los 50 m. Se llevó a cabo un estricto control por parte de observadores de mamíferos marinos (MMO) a bordo de la embarcación. Su misión, siguiendo las líneas de acción y procedimientos impuestos por la *Joint Nature Conservation Committee* (JNCC, 2017), fue el de mitigar el riesgo de que algún mamífero marino estuviera cerca de los equipos cuando estos están funcionando mediante una observación exhaustiva por parte del profesional encargado. Además, se registran potencias, frecuencias y cadencias de disparo de manera constante, por lo que se genera un informe detallado del impacto ambiental desde el punto de vista de los mamíferos marinos. Durante toda la campaña hubo únicamente dos observaciones de delfines de hocico de botella.

Se utilizaron dos magnetómetros altamente sensibles instalados en una configuración de gradiente horizontal. Estos magnetómetros permitieron una cobertura total del área a estudiar identificando anomalías magnéticas (altamente relacionadas con objetos metálicos antrópicos) no solo en la superficie del fondo, sino además potencialmente enterrados y, por ende, ocultos al sonar de barrido lateral y a la ecosonda multihaz. Además de todas las técnicas anteriormente citadas, para la zona somera cercana a costa en donde tendrán lugar las operaciones de perforación horizontal dirigidas, se llevó a cabo una campaña de tomografía eléctrica marina y sísmica de refracción multicanal marina. Estas técnicas, algo más complejas por su ambiente de ejecución y técnica que las anteriores, posibilitaron caracterizar aún más la zona de estudio somera brindando propiedades como la velocidad de ondas P y la resistividad de los materiales a diferentes profundidades.

Gracias a lo descrito en este apartado, finalmente se puede conocer de un punto dado a una profundidad su velocidad de ondas P, firma magnética y sísmica, profundidad, geomorfología, resistividad eléctrica y reflectividad. Con todas estas propiedades es posible dar una interpretación fiel de cada punto estudiado y, por ende, caracterizar la zona de estudio.

2.2 GEOTECNIA

Las técnicas de investigación del fondo marino directas, propias de la geotecnia, son fundamentales para calibrar el modelo del terreno obtenido a partir de la geofísica y asignar propiedades a las diferentes unidades identificadas. El alcance de los trabajos contempló los siguientes ensayos:

- Muestreo: se realizaron 15 *Gravity corer* (GC) y 15 *Vibrocorer* (VC) de hasta 6 m de penetración a lo largo del cable de exportación, y 20 *Gravity corer* (GC) y 24 *Vibrocorer* (VC) de hasta 9 m de penetración en el área de turbinas e interconexiones.
- Ensayos CPTU submarinos: se realizaron 25 ensayos de hasta 6 m de profundidad a lo largo del trazado del cable de exportación y 24 de hasta 20 m de profundidad en el área de turbinas e interconexiones.
- Campaña de ensayos de laboratorio para la caracterización de los distintos niveles geotécnicos desde un punto de vista físico, química, térmico y geomecánico. Aparte de los ensayos tradicionales, se realizaron ensayos avanzados como triaxiales anisotrópicamente consolidados (CAUc, CAUe, CADc), corte directo (CU) y corte simple directo (DSS) y DSS cíclico.

La interpretación conjunta de los datos geofísicos, geotécnicos y de los resultados de laboratorio proporciona la base para el modelo del terreno y el diseño de ingeniería del proyecto.

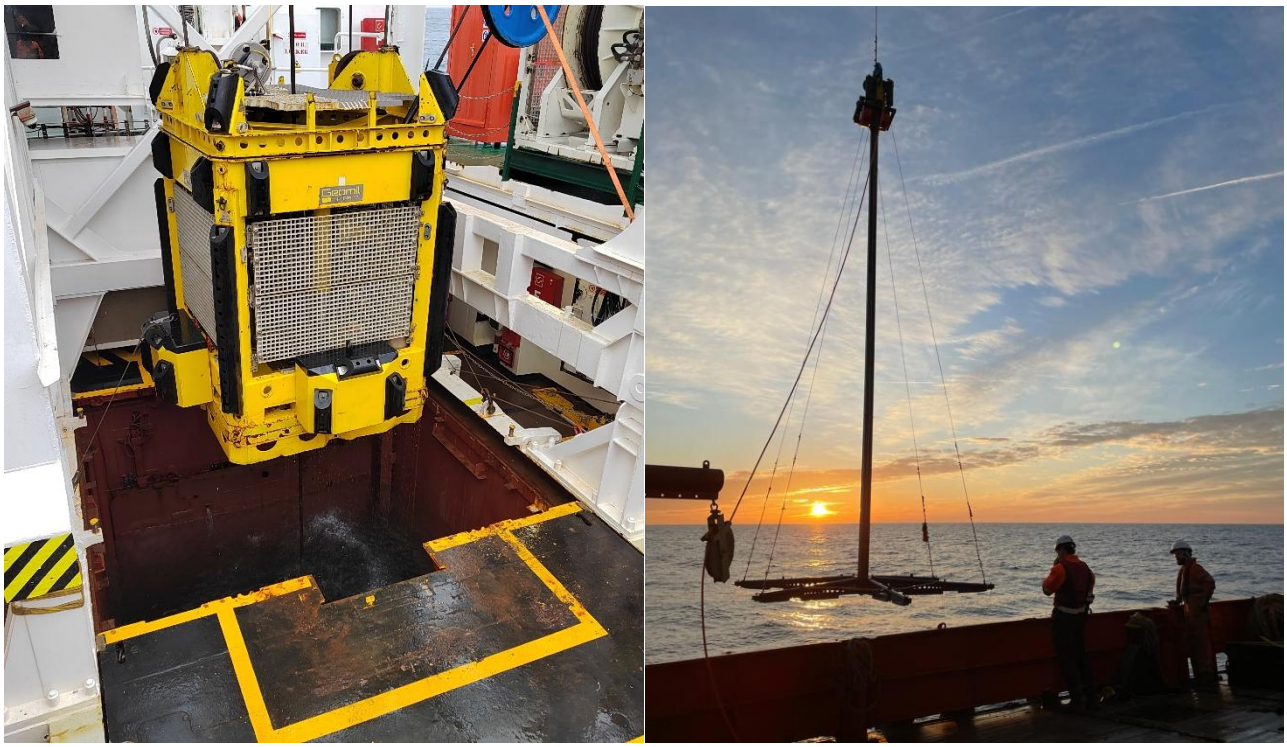


Figura 2. Equipo CPTU submarino antes del descenso hasta el fondo marino a través del *moonpool* de la embarcación (izquierda) y V*ibrocorer* en configuración de 6 m durante la maniobra de recuperación hasta la cubierta (derecha).

3. RESULTADOS

Los materiales son principalmente de edad holocena y se encuentran suprayacentes a un sustrato plioceno. En general, en la zona más próxima a la costa se describen limo arcilloso y arena en los primeros metros desde la superficie del fondo marino, mientras que en la zona más alejada de la costa, contemplada como área de implantación de las turbinas, se identifica una capa de arena y grava de espesor variable, por encima de un nivel cohesivo blando que supera los 20 m de profundidad bajo el fondo marino.

3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE NIVELES

El modelo del terreno definido a partir de la información geofísica, de los ensayos *in situ* y de laboratorio contempla cuatro niveles geotécnicos, los cuales son brevemente descritos a continuación:

- Nivel 1: limo arcilloso y arcilla limosa con intercalaciones ocasionales de arenas, siendo el contenido de arena mayor cerca de la costa. Esta unidad se encuentra en superficie a lo largo de todo el cable de exportación y presenta un espesor máximo de unos 6 metros.
- Nivel 2: arena fina y media limosa a veces arcillosas y con conchas, de color gris oscuro a marrón grisáceo. Este nivel es subyacente al Nivel 1 presenta un espesor máximo de 4 metros.
- Nivel 3: limo arcilloso y arenoso con grava, de color gris oscuro con algunas gravas bioclásticas, como restos de bivalvos, ostreidos, y restos de bioconstrucciones. Este nivel está presente en la superficie de la zona de turbinas, con espesores variables de entre 1,30 y 5,0 metros.
- Nivel 4: limo arcilloso arenoso con grava, blando a muy blando, de tonalidades grises oscuro, con presencia frecuente de fragmentos de bioclastos y bioconstrucciones. Este nivel presenta un espesor de decenas de metros, si bien fue identificado mediante ensayos geotécnicos hasta los 20 metros de profundidad bajo el fondo marino (máxima penetración del CPTU).

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se presentan los parámetros primarios de los ensayos CPTU para los cuatro niveles geotécnicos definidos. Se incluye también la clasificación del tipo de suelo (SBT) propuesta por Robertson (1990).

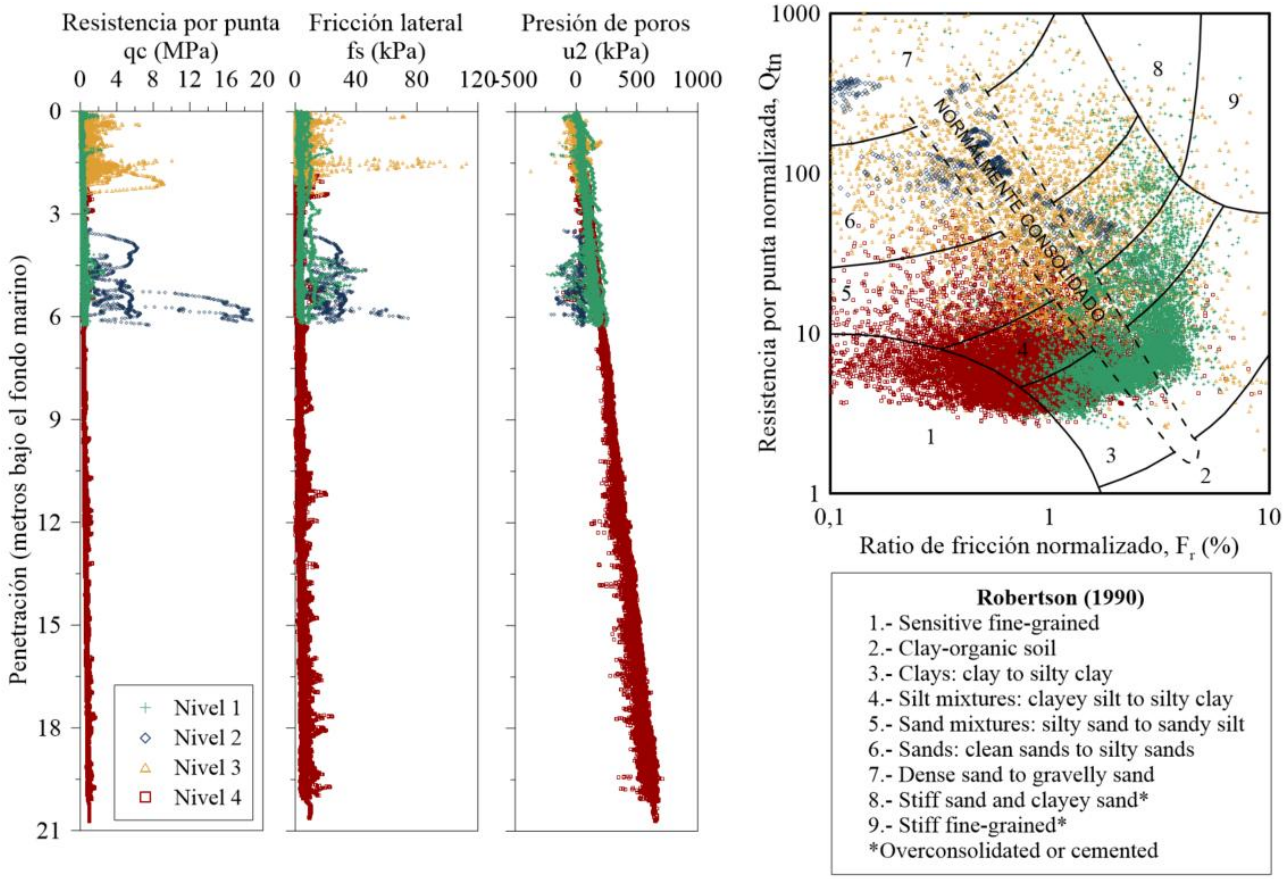


Figura 3. Parámetros primarios de los niveles geotécnicos definidos (izquierda) y clasificación del tipo de suelo de acuerdo con la propuesta de Robertson (1990) (derecha).

3.1.1 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

Las propiedades geotécnicas de los niveles definidos en el área del cable de exportación son determinantes para definir el método de excavación e instalación más adecuado, así como para tener en cuanta posibles problemas que puedan surgir a lo largo de la vida útil de la infraestructura. Por otro lado, en el caso de los niveles definidos en la zona de turbinas, las propiedades geotécnicas serán de vital importancia para el diseño adecuado de los anclajes de las diferentes estructuras. No es el objetivo de este artículo el definir con precisión las propiedades de todos los niveles. Sin embargo, cabe resaltar que fueron determinadas teniendo en cuenta todos los datos disponibles, realizando un análisis estadístico de los mismos. A continuación, a modo de resumen, se presentan los promedios de algunos parámetros geotécnicos de los cuatro niveles definidos.

Tabla 1. Valores representativos de algunos parámetros de identificación y clasificación.

Nivel	Humedad (%)	LL (%)	IP (%)	Densidad aparente (Mg/m^3)	Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	Limo (%)	Arcilla (%)
1	43	40	17	1,77	0,1	17,7	82,2	60,9	21,3
2	28	-	-	1,94	1,4	32,8	65,8	49,4	16,4
3	38	34	14	1,86	9,8	25,6	64,6	44,2	20,4
4	35	32	19	1,88	10,4	23,3	66,3	45,0	21,3

Tabla 2. Valores representativos de algunos parámetros resistentes y químicos.

Nivel	Ángulo de fricción (º)	Cohesión (kPa)	Resistencia al corte no drenada (kPa)	pH	Materia orgánica (%)	SO4 (%)	CaCO3 (%)
1	-	-	10,0	8,8	1,08	0,1	21,7
2	37,7		-	9,0	0,3	0,1	21,8
3	26,4	8	7,1	8,7	0,7	0,1	35,1
4	25,8	11	19,0	8,8	0,6	0,1	25,3

3.1.2 CONDUCTIVIDAD TÉRMICA

Para el diseño de diversos componentes internos del cable, así como para definir la ruta más adecuada y la profundidad de enterramiento a lo largo del trazado del cable, es esencial determinar con precisión la conductividad térmica del terreno donde el cable será enterrado. El modo en que el exceso de temperatura derivado de la operativa del cable se disipa en el suelo determinará tanto la capacidad de carga como la eficiencia energética y la vida útil de la infraestructura.

La conductividad térmica depende de diversos parámetros del suelo como la humedad, la densidad y la mineralogía del suelo, y es muy sensible a pequeños cambios en cualquiera de éstos. Existen numerosas ecuaciones empíricas o aproximaciones teóricas para calcular la conductividad térmica de diferentes tipos de suelos. Sin embargo, la conductividad térmica es un parámetro de diseño significativo que debe establecerse mediante ensayos *in situ* y/o análisis de laboratorio (DNV-RP-0360, 2016). En este sentido, la industria de cables submarinos emplea habitualmente dos tecnologías: (i) ensayos *in situ* y (ii) medida mediante sondas térmicas manuales tanto a bordo como en el laboratorio. En el presente trabajo se empleó la segunda metodología tomando medidas de conductividad térmica a diferentes profundidades una vez la muestra se recuperaba en la cubierta del barco, y antes de realizar cualquier otro ensayo para evitar en la medida de lo posible la reducción de la humedad y la alteración del suelo. Además, una vez las muestras se trasladaron al laboratorio, fueron resaturadas con agua marina recogida en la zona de investigación antes de ser ensayadas de nuevo. En la Figura 4 se muestra la conductividad térmica.

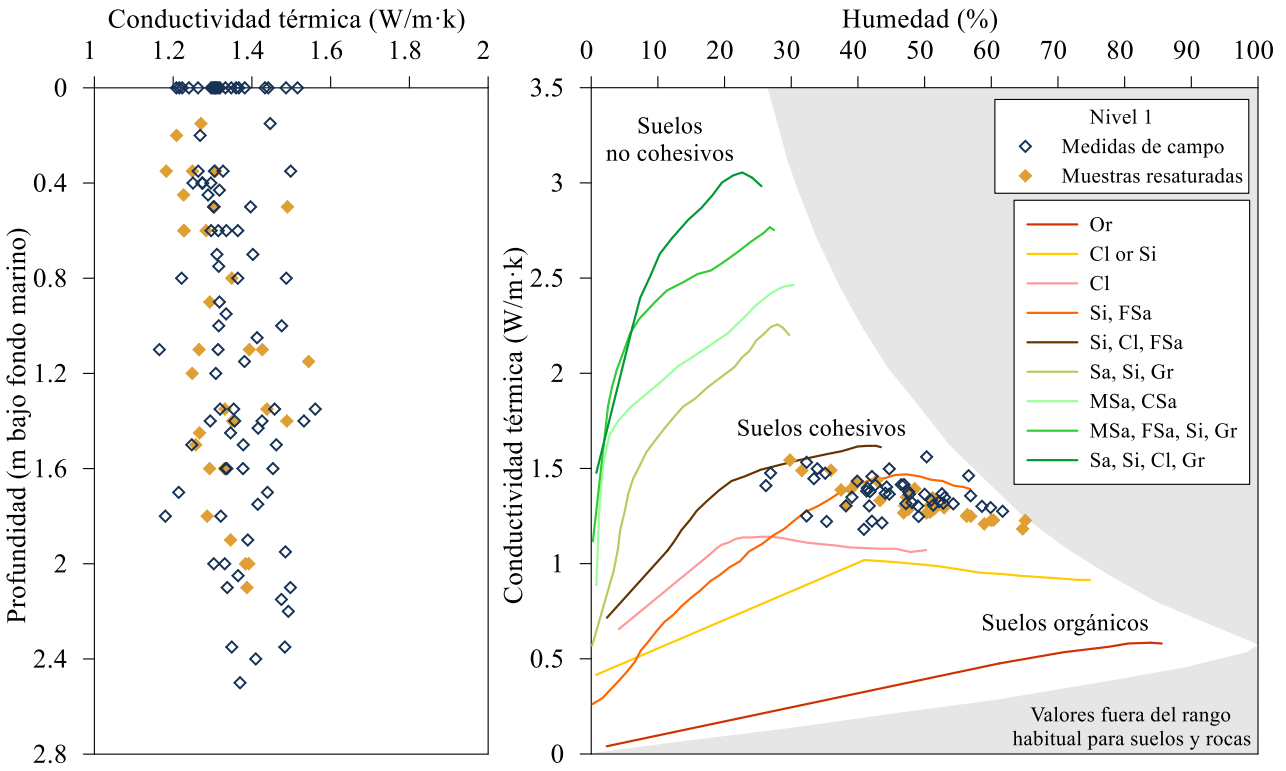
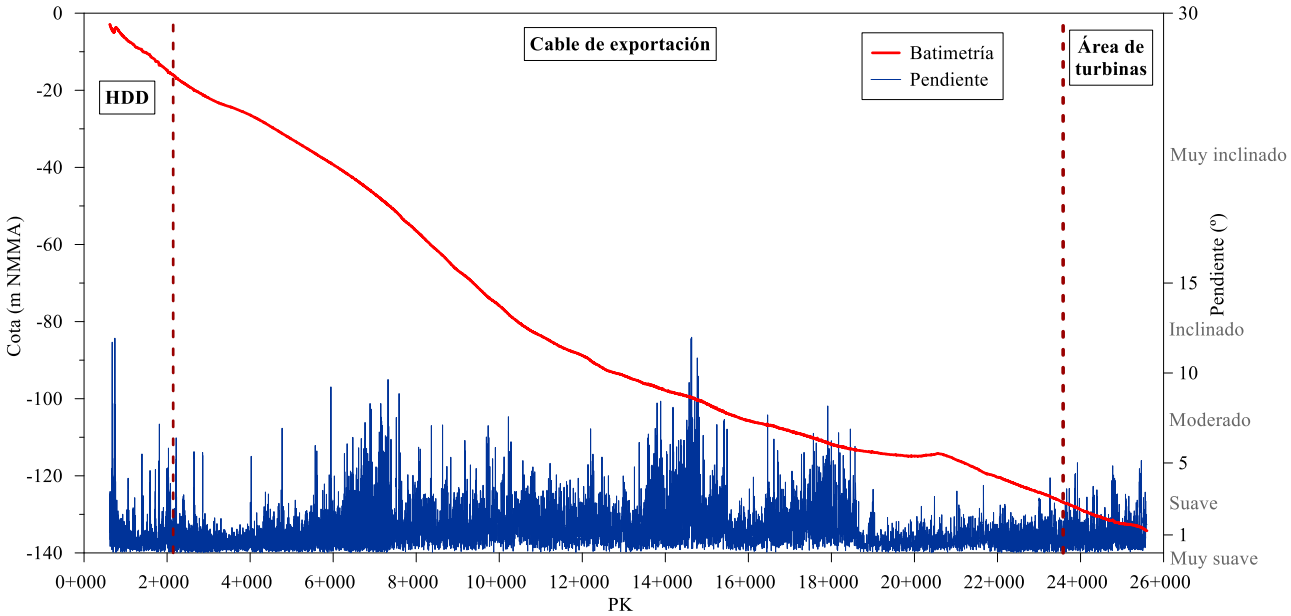


Figura 4. Conductividad térmica del Nivel 1 medida en campo y tras la resaturación de las muestras en el laboratorio (izquierda); mismos valores en el gráfico de conductividad térmica en diferentes tipos de suelo (modificado de Meier *et al*. (2024)).

3.2 INTEGRACIÓN DE RESULTADOS

La superficie del lecho marino de las tres zonas investigadas se estudió gracias a la interpretación conjunta de las técnicas de ecosonda multihaz, sonar de barrido lateral y magnetometría. Así, se pudo describir no solo la morfología y naturaleza del fondo, sino también elaborar una evaluación integrada de pendientes, rasgos geomorfológicos, *targets* acústicos y anomalías magnéticas potencialmente relevantes para el diseño y seguridad del trazado. Las pendientes, por lo general, son suaves o muy suaves excepto en algunas zonas en las que son moderadas, de acuerdo con la clasificación creada por el BOEM (*Bureau of Ocean Energy Management, EE. UU.)* para la instalación de cables. Por otro lado, la columna de agua varía desde los 2,5 m hasta los casi 140 m en la zona más profunda. En la Figura 5 se presenta el perfil batimétrico y de pendiente a lo largo de toda la zona de estudio (arriba) y la vista general de la batimetría en la zona de turbinas (abajo).



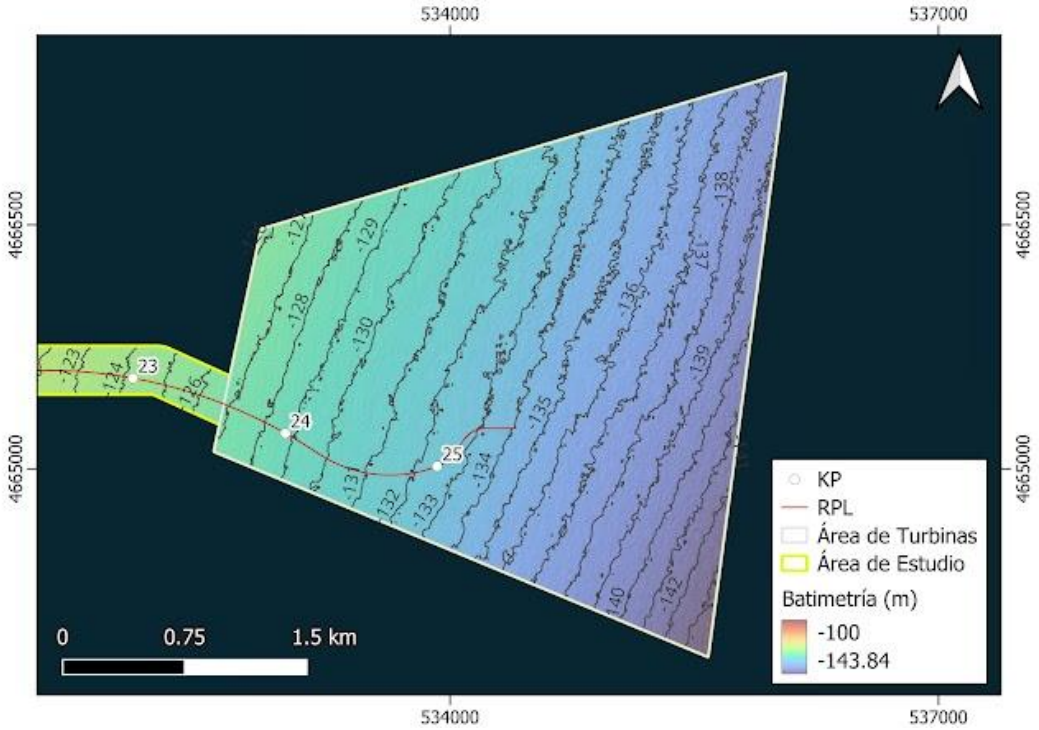


Figura 5. Perfil batimétrico y de pendientes a lo largo de la zona de estudio (arriba) y vista general de la batimetría en la zona de turbinas (abajo).

La naturaleza del lecho marino se definió desde un punto de vista geomorfológico y bionómico siguiendo una clasificación de reflectividades y geomorfologías atendiendo a los datos de sonar de barrido lateral y considerando los ensayos geotécnicos más someros. De acuerdo a la integración de ambos tipos de datos, se observó que las zonas someras y buena parte del cable presentan sedimentos consolidados finos (arenas y arcillas), en contraposición con sedimentos más gruesos y no consolidados en la zona de las turbinas (gravas). A modo de ejemplo, en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la clasificación de los materiales superficiales en el área de turbinas (arriba) y el mosaico del SSS en la zona somera en el que se pueden observar praderas de *Cymodocea Nodosa* (abajo).

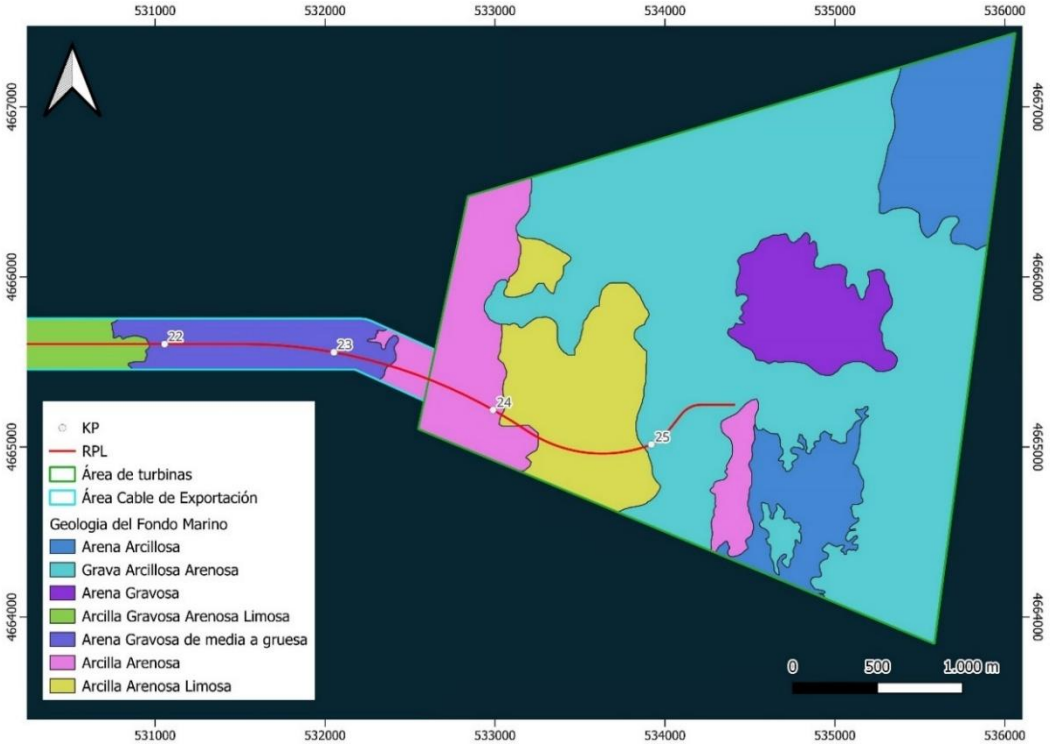




Figura 6. Clasificación de los materiales superficiales en el área de turbinas (arriba) y mosaico del sonar de barrido lateral en la zona somera con praderas de *Cymodocea Nodosa* (abajo).

En lo referente a la geología superficial, la combinación de técnicas geofísicas (SBP para la estratigrafía más somera y *sparker* para la extensión de la interpretación más allá del rango de los CPTU) y geotécnicas permitieron definir un modelo del terreno representativo de la zona de estudio. En cada punto de exploración se contrastaron los cambios de comportamiento del subsuelo observados mediante ensayos *in situ* con las variaciones detectadas en los perfiles sísmicos, validando la consistencia del modelo geofísico-geotécnico. La caracterización del subsuelo integró la totalidad de la información disponible, combinando correlaciones derivadas del CPTU con resultados de ensayos de laboratorio. Este enfoque permitió definir rangos de propiedades con mayor certidumbre e identificar discrepancias específicas entre las distintas fuentes de datos. En la Figura 7 se muestra un ejemplo de integración de datos. La imagen incluye el perfil de SBP, *sparker*, un *vibrocorer* y un ensayo CPTU de hasta 20 m de profundidad bajo el fondo marino.

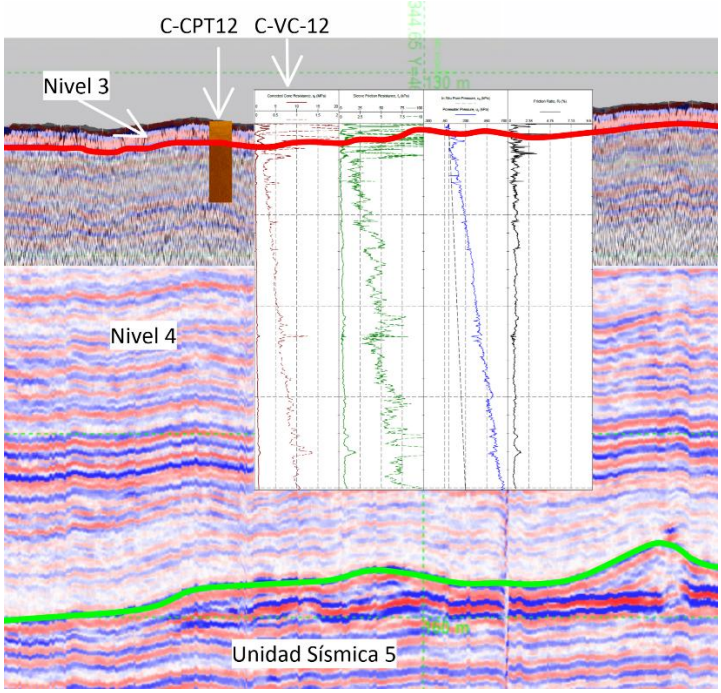


Figura 7. Integración de datos geofísicos y geotécnicos para la definición de niveles y sus propiedades geotécnicas.

4. CONCLUSIONES

De la campaña geofísica y geotécnica marina en el área de implementación de la plataforma PLEMCAT, en la bahía de Roses (Girona), se extraen las siguientes conclusiones principales:

- La integración de técnicas geofísicas de distinta naturaleza, ensayos *in situ* (CPTU) y una caracterización avanzada de laboratorio ha permitido definir un modelo del terreno representativo. Este enfoque reduce significativamente las incertidumbres del subsuelo y los riesgos asociados, facilitando la optimización técnica del diseño y la instalación de las infraestructuras.
- El análisis detallado de las propiedades geotécnicas y de la conductividad térmica es determinante para establecer la profundidad de enterramiento y el diseño de componentes específicos del cable. Esta caracterización, junto con la detección de obstáculos antropogénicos y rasgos biológicos sensibles como praderas de *Cymodocea nodosa* y marcas de arrastre, garantiza la viabilidad operativa y la integridad de la línea de evacuación durante su vida útil.
- Los datos obtenidos proporcionan una base sólida para el diseño estructural y el emplazamiento de los anclajes de las turbinas flotantes que se vayan a instalar en PLEMCAT. La definición de las unidades geotécnicas y sus principales propiedades permite optimizar tanto la respuesta del suelo a las cargas esperadas como la configuración de los sistemas de cimentación en el entorno marino profundo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer al Institut de Recerca en Energia de Catalunya (IREC) por la cesión de los datos y por el soporte a la hora de realizar este trabajo.

REFERENCIAS

DNV-RP-0360 (2016). *Subsea power cables in shallow water*. Recommended Practice, Edition March 2016, amended October 2021.

Joint Nature Conservation Committee (JNCC) (2017). *JNCC guidelines for minimising the risk of injury to marine mammals from geophysical surveys*. Aberdeen, UK.

Meier, C., Hendler, K., Kleiber, S., Stegner, J., Drefke, C., Hörtkorn, F. (2024). Experimental determination of soil thermal conductivity for design of underground cables. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering*. 178(4): 410-418.

Real Decreto 150/2023, de 28 de febrero, por el que se aprueban los planes de ordenación del espacio marítimo de las cinco demarcaciones marinas españolas. *Boletín Oficial del Estado*, (54), 32350-32577.

Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal* 27(1): 151–158. https://doi.org/10.1139/t90-014

ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA CAPACIDAD FRENTE A TIRO VERTICAL DE ANCLAS PLANAS CUADRADAS Y CIRCULARES EN ARCILLA

Reza JAHANSHAHI[(1)], Marina MIRANDA[(2)] y Jorge CASTRO[(1)*]

[(1)] Grupo de Geotecnia
IH Cantabria y Universidad de Cantabria (UC)
*castrogj@unican.es

[(2)] Grupo de Geotecnia
Universidad de Cantabria (UC)

RESUMEN

Este artículo presenta un análisis numérico sobre la capacidad frente a tiro vertical de anclas planas cuadradas y circulares enterradas en suelos cohesivos bajo condiciones no drenadas. Ambas geometrías se analizan con igual área y profundidad de enterramiento para identificar la influencia de la forma, considerando las anclas rígidas y de espesor despreciable. Las simulaciones numéricas se han realizado mediante el Método de Análisis Límite por Elementos Finitos (FELA), obteniéndose soluciones de cota superior e inferior del factor de rotura para un amplio rango de profundidades del ancla. Los resultados muestran que, a profundidades reducidas, las anclas cuadradas alcanzan una capacidad ligeramente superior (≈5%) debido a su mayor perímetro y, por tanto, a una mayor movilización de la resistencia al corte. A grandes profundidades, las anclas circulares resultan más eficientes debido al desarrollo de un mecanismo de rotura profundo simétrico que moviliza una mayor superficie de deslizamiento en el suelo. Los resultados obtenidos proporcionan criterios prácticos para el diseño de anclas planas en arcillas, relevantes para sistemas de fondeo de plataformas flotantes.

ABSTRACT

This paper presents a numerical analysis of the vertical pullout capacity of square and circular plate anchors embedded in cohesive soils under undrained conditions. Both geometries are analysed with the same area and embedment depth in order to identify the influence of anchor shape, assuming rigid anchors with negligible thickness. The numerical simulations were performed using the Finite Element Limit Analysis (FELA) method, obtaining upper and lower bound solutions of the bearing capacity factor for a wide range of embedment depths. The results show that, at shallow embedment depths, square anchors achieve a slightly higher capacity (≈5%) due to their larger perimeter and, therefore, greater mobilisation of soil shear strength. At greater embedment depths, circular anchors become more efficient due to the development of a symmetric deep failure mechanism that mobilises a larger soil failure surface. The results provide practical design criteria for plate anchors in clay, relevant for mooring systems of floating offshore platforms.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Anclas planas (Plate anchors), Arcilla (Clay), Mecanismo de rotura (Failure mechanism).*

1. INTRODUCCIÓN

En los próximos años, España deberá impulsar el desarrollo de la energía eólica marina para cumplir los objetivos de transición energética y descarbonización establecidos a nivel europeo (IDAE, 2021). Sin embargo, la limitada extensión de la plataforma continental en gran parte del litoral español condiciona la instalación de aerogeneradores con cimentaciones fijas convencionales y obliga a recurrir a soluciones flotantes en numerosos emplazamientos, especialmente a profundidades superiores a 60 m. Esta situación es común en varios países con plataformas continentales estrechas, donde la eólica marina flotante se presenta como la principal alternativa para el aprovechamiento del recurso eólico en aguas profundas (WindEurope, 2020). En este contexto, el diseño de sistemas de fondeo y anclaje eficientes y seguros resulta esencial para garantizar la viabilidad técnica y económica de las futuras infraestructuras offshore, ya que una parte significativa del coste total de las plataformas flotantes está asociada al sistema de amarre y anclaje (Castro-Santos y Díaz-Casas, 2014). Por ello, la optimización del diseño de anclajes, tanto en términos de capacidad como de rigidez y desplazamientos, constituye un aspecto clave para el desarrollo competitivo de la eólica marina flotante (DNV-ST-0119, 2021).

Entre los distintos sistemas de anclaje utilizados en plataformas flotantes se incluyen anclas de arrastre (*drag anchors*), cajones de succión (*suction caissons*), anclas planas (*plate anchors*) y anclas tipo pilote (*pile anchors*), cuya selección depende de las características del suelo, el tipo de línea de amarre o fondeo y sus cargas y los requisitos de instalación (DNV-ST-0119, 2021). Las anclas de arrastre (DEA, D*rag Embedment Anchors*) se emplean habitualmente para cargas predominantemente horizontales, habituales en líneas de amarre tipo catenaria, mientras que los cajones de succión y los pilotes permiten resistir cargas combinadas verticales y horizontales. Por su parte, las anclas planas (Figura 1) constituyen una solución eficiente para resistir cargas de tiro vertical en suelos cohesivos, habituales en sistemas de fondeo en tensión de plataformas flotantes como, por ejemplo, estructuras tipo TLP (*Tension Leg Platform*). La ventaja de las anclas planas es que las cargas verticales (perpendiculares a su posición horizontal) se resisten por capacidad portante del terreno (*bearing*) en lugar de por rozamiento lateral en el contacto ancla-terreno (*skin friction*) como ocurre en los cajones de succión o los pilotes.

El comportamiento de las anclas planas depende principalmente de la profundidad de enterramiento, la geometría del ancla y las propiedades resistentes del suelo (DNV-RP-E302, 2017) y ha sido estudiado mediante enfoques teóricos, experimentales y numéricos a lo largo de las últimas décadas. Los primeros trabajos teóricos sobre la capacidad de anclas planas en suelos cohesivos fueron desarrollados por Vesić (1971), mientras que Das (1978) llevó a cabo ensayos de laboratorio a escala 1g para evaluar la capacidad de arranque en diferentes condiciones. Asimismo, desde el punto de vista experimental, también se han realizado ensayos en centrífuga para estudiar los mecanismos de fallo y la capacidad de anclas planas en condiciones representativas de tensiones in situ (Han *et al.*, 2016). Por otra parte, el desarrollo de métodos numéricos avanzados, como el análisis límite mediante elementos finitos (FELA), ha permitido obtener soluciones más precisas para distintos mecanismos de rotura (Merifield *et al.*, 2001). En la actualidad, la investigación continúa en aspectos como el efecto de cargas cíclicas (Cheng *et al.*, 2020), los procesos de consolidación (Kwa y White, 2023) y la influencia de la heterogeneidad del terreno (He *et al.*, 2024). En términos geométricos, las anclas planas pueden adoptar diferentes formas, como circulares, cuadradas, rectangulares o romboidales (Giampa *et al.*, 2019), e incluso configuraciones más complejas como anclas tipo *biwing* (Fanning *et al.*, 2023), lo que pone de manifiesto la importancia de la geometría del ancla en su comportamiento resistente.

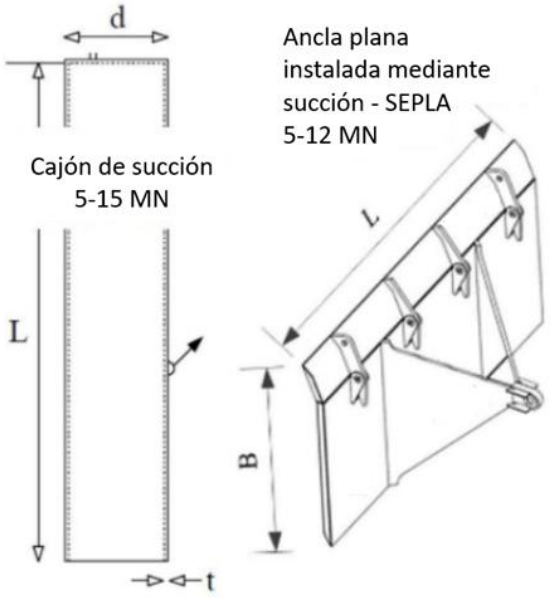


Figura 1. Principales sistemas de anclaje utilizados en fondeo de plataformas flotantes: cajón de succión y ancla plana instalada por succión (SEPLA). Rangos de capacidad típicos indicativos (adaptado de Randolph, 2020).

La comparación entre anclas circulares y cuadradas ha sido objeto de diversos estudios, aunque los resultados disponibles son todavía limitados, especialmente en suelos cohesivos. Ovesen (1981) realizó una de las primeras comparaciones experimentales en arena mediante ensayos en centrífuga, observando capacidades de tiro similares cuando ambas anclas tienen la misma área y profundidad de enterramiento. En suelos cohesivos, Das (1978) presentó resultados experimentales comparando ambas geometrías, mientras que Martin y Randolph (2001) obtuvieron la solución exacta para el mecanismo de rotura profunda de anclas circulares, aunque no existe una solución exacta equivalente para anclas cuadradas debido a la naturaleza tridimensional del problema. Posteriormente, Merifield *et al.* (2003) y Wang *et al.* (2010) compararon anclas circulares y cuadradas mediante análisis numéricos, observando que las anclas circulares presentan factores de rotura ligeramente superiores en determinadas condiciones. Sin embargo, la influencia relativa de la forma del ancla, especialmente cuando se comparan anclas con igual área y profundidad de enterramiento, no está completamente clarificada. Por ello, el presente artículo se centra en el estudio numérico de la capacidad de tiro vertical de anclas planas circulares y cuadradas en arcilla bajo condiciones no drenadas, analizando la influencia de la geometría del ancla y la profundidad de enterramiento en la capacidad última y en los mecanismos de rotura. Este artículo presenta de forma sintética resultados previamente obtenidos por los autores (Jahanshahinowkandeh *et al.*, 2025), poniendo el énfasis en la interpretación de los mecanismos de rotura y en sus implicaciones para el diseño geotécnico.

El artículo se estructura de la siguiente manera: la Sección 2 define el problema objeto de estudio, la Sección 3 describe los modelos numéricos empleados, la Sección 4 presenta y discute los resultados obtenidos y, finalmente, se exponen las principales conclusiones.

2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Los análisis numéricos estudian casos idealizados de anclas planas de espesor despreciable e infinitamente rígidas embebidas en un suelo arcilloso homogéneo modelado como un material rígido–plástico tipo Tresca, caracterizado por una resistencia al corte sin drenaje uniforme (c_u) y una rigidez muy elevada (E_u=10^6 MPa). No se consideran los efectos de instalación del ancla. Se adoptan condiciones sin succión bajo el ancla (despegue inmediato) y las anclas se consideran perfectamente rugosas.

Las variables del problema incluyen la geometría del ancla (área A, diámetro D o lado B y profundidad de enterramiento H), las condiciones de contorno bajo el ancla, el estado tensional inicial del terreno (γ', K_0) y las propiedades del suelo arcilloso (c_u, E_u, ν_u) (Figura 2). Los valores considerados para las simulaciones numéricas que se presentan más adelante son: D=1.69 m, B=1.5 m, c_u=50 kPa, E_u=10^6 MPa, ν_u=0.5, γ'=0, K_0=1. El análisis se centra en la capacidad de tiro vertical última del ancla (Estado Límite Último). De esta forma, los resultados se expresan mediante el factor de capacidad de tiro vertical (N_c) (*break-out factor*):

$$N_c = \frac{Q}{Ac_u} = N_{c0} + \frac{\gamma' H}{c_u} \leq N_{c0}^* \quad (1)$$

donde Q es la fuerza máxima o de rotura frente a tiro vertical (Figura 2), N_{c0} es el factor de capacidad de tiro para suelo sin peso (γ'=0) y N_{c0}^* es el factor de capacidad de tiro máximo que se obtiene cuando se produce el mecanismo de fallo profundo.

La comparación entre anclas circulares y cuadradas se realiza considerando anclas con igual área y profundidad de enterramiento, definiéndose la profundidad adimensional como:

$$\frac{H}{\sqrt{A}} = \frac{H}{B} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \frac{H}{D} \quad (2)$$

Por tanto, el problema puede formularse en términos del factor de capacidad para suelo sin peso (N_{c0}) como función de la profundidad de empotramiento adimensional $H/\sqrt{A}$, que constituye el parámetro principal que gobierna el mecanismo de rotura y la capacidad frente a tiro vertical de las anclas planas.

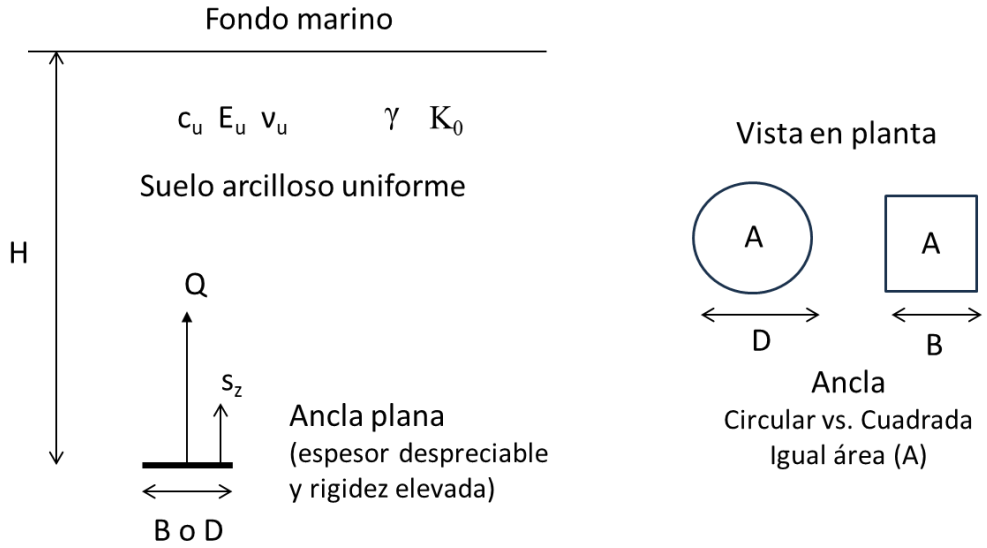


Figura 2. Definición del problema.

3. MODELOS NUMÉRICOS

En este apartado se describen los modelos numéricos empleados para analizar la capacidad de tiro vertical de anclas planas circulares y cuadradas. Los análisis se realizaron mediante análisis límite por elementos finitos (FELA), utilizando el programa OPTUM 3G, obteniéndose soluciones de cota superior y cota inferior de la capacidad última (Lyamin y Sloan, 2002).

El ancla se modeló como una placa rígida de espesor despreciable, sin considerar efectos de instalación (*wished-in-place*), e incluyendo interfaces en ambas caras. Como se adoptaron las condiciones sin succión bajo el ancla (despegue inmediato), las interfaces se modelaron con las mismas propiedades resistentes que el suelo, pero con resistencia a tracción nula en la interfaz bajo el ancla, permitiendo la separación entre el ancla y el suelo arcilloso. La carga de tiro vertical se aplicó como una tensión vertical uniformemente distribuida sobre la superficie del ancla, realizándose los análisis en condiciones no drenadas.

El mallado se generó utilizando refinamiento adaptativo (OPTUM, 2023), obteniéndose tras el cálculo elementos de menor tamaño en la zona próxima al ancla para capturar adecuadamente los mecanismos de rotura (Figura 3). Se realizó un análisis de sensibilidad del mallado para garantizar la precisión de los resultados, cuyos detalles pueden consultarse en Jahanshahinowkandeh *et al.* (2025), adoptándose finalmente un mallado suficientemente fino que permitiera obtener diferencias pequeñas entre las soluciones de cota superior e inferior, como se verá en el siguiente apartado de resultados. Debido a la simetría del problema, únicamente se modeló un cuarto del dominio. Las condiciones de contorno se fijaron restringiendo los desplazamientos en la base del modelo y aplicando condiciones de simetría en los planos verticales, mientras que los límites laterales se dejaron libres en dirección vertical. El tamaño del modelo se definió en función de la profundidad de enterramiento para evitar la influencia de las condiciones de contorno.

El suelo se modeló como un material elástico perfectamente plástico con criterio de rotura de Tresca, caracterizado por una resistencia al corte sin drenaje uniforme, c_u. Inicialmente se consideró un suelo sin peso (γ'=0) para obtener los factores de capacidad en condiciones sin peso (N_{c0}). Posteriormente, se analizaron algunos casos considerando el peso efectivo del suelo (γ'=10 kN/m^3) con el fin de evaluar la transición hacia mecanismos de rotura profunda. La comparación entre anclas circulares y cuadradas se realizó considerando anclas con igual área y diferentes profundidades de empotramiento, analizándose un amplio rango de relaciones de empotramiento.

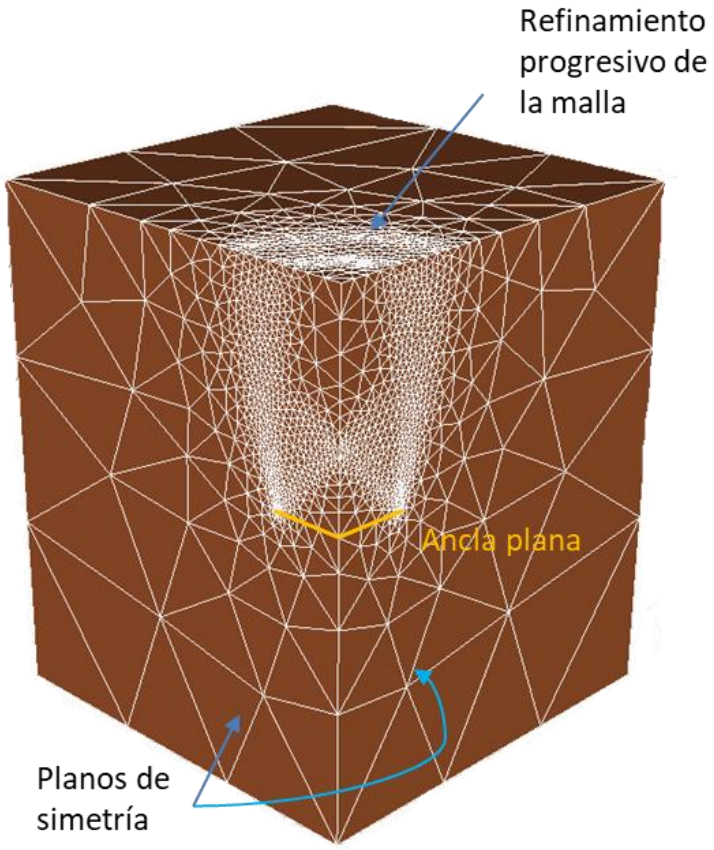


Figura 3. Ejemplo del modelo numérico.

4. RESULTADOS

La Tabla 1 resume los valores obtenidos numéricamente de cota superior (*Upper bound*, UB) y cota inferior (*Lower Bound*, LB) de la capacidad de tiro vertical. Las pequeñas diferencias entre los valores UB y LB (generalmente inferiores al 5%) demuestran una alta precisión numérica, mejorando la obtenida en estudios previos. La relación entre los valores correspondientes a anclas circulares y cuadradas varía desde aproximadamente 0.91 para casos muy someros hasta 1.04 para casos profundos. Como se muestra en la Figura 4, de forma similar a lo observado en anclas rectangulares alargadas en deformación plana (*strip anchors*) (Cañizal *et al.*, 2020), pueden distinguirse tres rangos de profundidad para anclas circulares y cuadradas: (i) casos muy someros, en los que el mecanismo de rotura es prácticamente vertical y constante para anclas circulares y, por tanto, el factor de rotura aumenta de forma lineal con la profundidad de empotramiento; (ii) casos intermedios, en los que aparece una cuña pasiva sobre el ancla y el mecanismo de rotura alcanza la superficie del terreno, aumentando su extensión horizontal a medida que aumenta la profundidad del ancla; y (iii) casos profundos, en los que el factor de rotura alcanza un valor constante (N_{c0}^*), ya que el mecanismo de rotura no llega a la superficie del terreno. A continuación, se analizan los dos casos límite (muy somero y profundo).

Tabla 1. Factor de rotura obtenido mediante FELA para diferentes relaciones de enterramiento de anclas circulares y cuadradas.

H/B	H/D	N_{c0} Circular (UB)	N_{c0} Circular (LB)	N_{c0} Cuadrada (UB)	N_{c0} Cuadrada (LB)	Circular/Cuadrada (UB)	Circular/Cuadrada (LB)
0.2	0.18	0.73	0.70	0.80	0.76	0.92	0.91
0.4	0.35	1.47	1.41	1.58	1.54	0.93	0.91
0.6	0.53	2.27	2.12	2.48	2.27	0.92	0.93
0.8	0.71	2.99	2.83	3.15	2.99	0.95	0.95
1	0.89	3.73	3.53	3.96	3.71	0.94	0.95
1.3	1.15	4.76	4.58	4.95	4.69	0.96	0.98
1.5	1.33	5.46	5.25	5.57	5.28	0.98	0.99
1.7	1.51	6.11	5.84	6.19	5.85	0.99	1.00
2	1.77	6.85	6.61	6.96	6.62	0.98	1.00
2.3	2.04	7.59	7.28	7.65	7.25	0.99	1.00
2.5	2.22	7.99	7.68	8.08	7.64	0.99	1.01
3	2.66	8.88	8.54	8.92	8.50	1.00	1.00
3.5	3.10	9.64	9.27	9.66	9.24	1.00	1.00
4	3.54	10.20	9.89	10.24	9.83	1.00	1.01
4.5	3.99	10.83	10.42	10.87	10.37	1.00	1.00
5	4.43	11.26	10.91	11.36	10.86	0.99	1.00
6	5.32	12.14	11.70	12.18	11.65	1.00	1.00
7	6.20	12.83	12.33	12.62	12.12	1.02	1.02
8	7.09	13.08	12.64	12.77	12.25	1.02	1.03
9	7.98	13.32	12.80	12.80	12.26	1.04	1.04
10	8.86	13.33	12.80	12.80	12.27	1.04	1.04

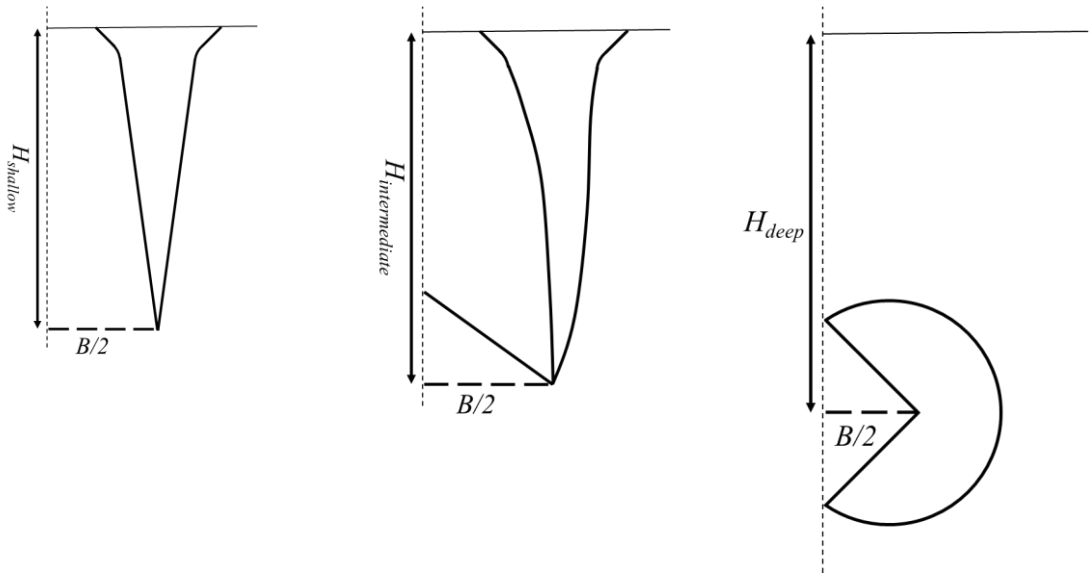


Figura 4. Esquema de los mecanismos de rotura de anclas superficiales, intermedias y profundas.

4.1. ANCLAS SUPERFICIALES

Para casos muy someros, el método cinemático (cota superior) correspondiente a un bloque prismático o cilíndrico que se desplaza verticalmente proporciona una solución de cota superior razonablemente aproximada. En el caso de anclas en deformación plana (*strip anchors*), la solución de cota superior es $N_{c0}=2H/B$ (Figura 5a), mientras que la solución exacta es $N_{c0}=1.956H/B$ (Martin, 2009) (Figura 5b), lo que supone una sobreestimación de aproximadamente sólo el 2 %. Este mecanismo vertical no es exacto porque

las líneas características de deslizamiento deberían alcanzar la superficie del terreno con una inclinación de 45°. Para cumplir esta condición, el mecanismo real está formado por tres regiones plásticas: dos pequeñas cuñas pasivas triangulares cerca de la superficie y un abanico centrado en el borde del ancla (Figura 5b). En este régimen muy somero, el factor de rotura aumenta linealmente con la profundidad de empotramiento, ya que el mecanismo de rotura mantiene una geometría constante. Este mecanismo es válido para valores reducidos de empotramiento, aproximadamente para $H/B<2$, aunque estrictamente su validez se limita a valores menores.

En el caso de anclas circulares, el mecanismo vertical (cilindro) (Figura 5c) proporciona un valor analítico de $N_{c0}=4H/D$, muy próximo a los valores obtenidos numéricamente y a la solución exacta. El mecanismo de rotura obtenido mediante FELA está formado por dos regiones triangulares y un abanico que parte del perímetro del ancla, con una ligera inclinación hacia el centro debido a la simetría axial. Este mecanismo de rotura muy somero es válido hasta valores de empotramiento del orden de $H/\sqrt{A}\approx1.3$, a partir de los cuales comienza a formarse una cuña pasiva sobre el ancla y el mecanismo deja de ser puramente vertical.

En el caso de anclas cuadradas, el método cinemático (cota superior) (prisma cuadrado) (Figura 5d) también proporciona una solución analítica de cota superior en la que $N_{c0}=4H/B$. Sin embargo, esta solución pierde precisión rápidamente con la profundidad, ya que el mecanismo de rotura de las anclas cuadradas tiende a redondearse y evolucionar hacia un mecanismo de rotura de forma aproximadamente circular, de acuerdo con el principio de mínima energía. Esto también ha sido observado experimentalmente en ensayos de laboratorio. Además, la formación de una cuña pasiva sobre el ancla aparece ligeramente antes en anclas cuadradas, observándose ya en los resultados numéricos para valores de $H/B\approx1.3$ (Jahanshahinowkandeh *et al.*, 2025).

Los resultados obtenidos mediante FELA y las soluciones analíticas muestran que las anclas cuadradas son más eficientes por unidad de área a profundidades muy someras debido a su mayor perímetro en comparación con las anclas circulares. Las soluciones analíticas proporcionan una relación entre anclas circulares y cuadradas de aproximadamente 0.89, equivalente a la relación entre sus perímetros, lo que puede considerarse el límite inferior para casos extremadamente someros. Los resultados numéricos proporcionan valores ligeramente superiores (0.91–0.92 para $H/B=0.2$), aumentando esta relación con la profundidad a medida que el mecanismo de rotura de las anclas cuadradas se vuelve más circular y, por tanto, más similar al de las anclas circulares.

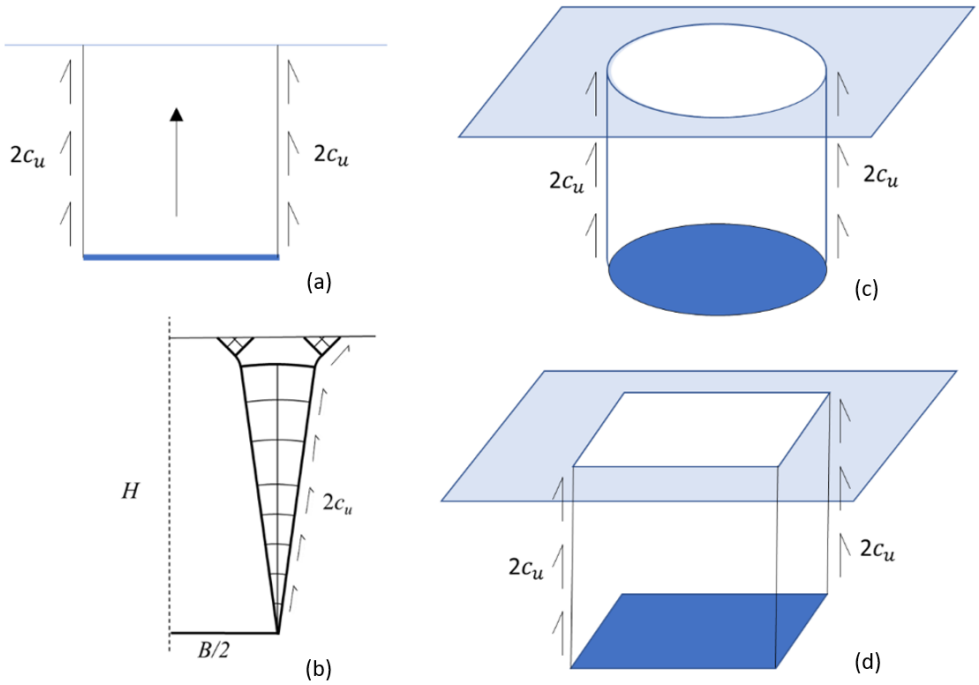


Figura 5. Mecanismos de rotura para anclas superficiales: (a) Bloque vertical para ancla en deformación plana (método cinemático); (b) Líneas características exactas para ancla en deformación plana (según Martin, 2009); (c) Mecanismo de cilindro vertical para ancla circular (método cinemático); (d) Mecanismo de prisma cuadrado vertical para ancla cuadrada (método cinemático).

4.2. ANCLAS PROFUNDAS

Los resultados obtenidos mediante FELA proporcionan valores máximos del factor de rotura para el mecanismo de fallo profundo del orden de N_{c0}^{*}=12.3–12.8 para anclas cuadradas, mientras que para anclas circulares los resultados numéricos acotan adecuadamente la solución analítica exacta para el mecanismo de fallo profundo (N_{c0}^{*}=13.11) propuesta por Martin y Randolph (2001). Por tanto, a diferencia de los casos muy someros, para el mecanismo de fallo profundo las anclas circulares resultan ligeramente más eficientes por unidad de área, con una relación de capacidad entre anclas circulares y cuadradas del orden de 1.04. El mecanismo de rotura profunda en suelo sin peso se alcanza aproximadamente para relaciones de enterramiento de H/B=8–9, y algo antes en el caso de anclas cuadradas. En suelos en los que se considera el peso específico sumergido, la rotura profunda se alcanza a menores profundidades (Eq. 1).

Los mecanismos de fallo profundo explican la ligera mayor capacidad de las anclas circulares. Cuando el fallo de las anclas planas es profundo, es decir, sin influencia de la superficie, se desarrolla una zona pasiva por encima y una zona activa por debajo del ancla (ambas a 45º al estar a corto plazo). Fuera de estas zonas, el terreno "fluye" alrededor del ancla, "apartándose" frente al movimiento ascendente del ancla sometida a tiro vertical. En anclas circulares, las zonas activa y pasiva presentan forma aproximadamente cónica (Figura 6b) y el movimiento del suelo presenta simetría axial respecto al eje del ancla (Figura 6a), movilizando una mayor superficie de deslizamiento. En anclas cuadradas, las zonas activa y pasiva tienen forma prismática y el suelo se desplaza lateralmente hacia los lados (Figura 6c y 6d), generando superficies de deslizamiento más cortas y, por tanto, movilizando una menor resistencia. Estos mecanismos de fallo profundo justifican la ligera mayor eficiencia de las anclas circulares en condiciones de rotura profunda.

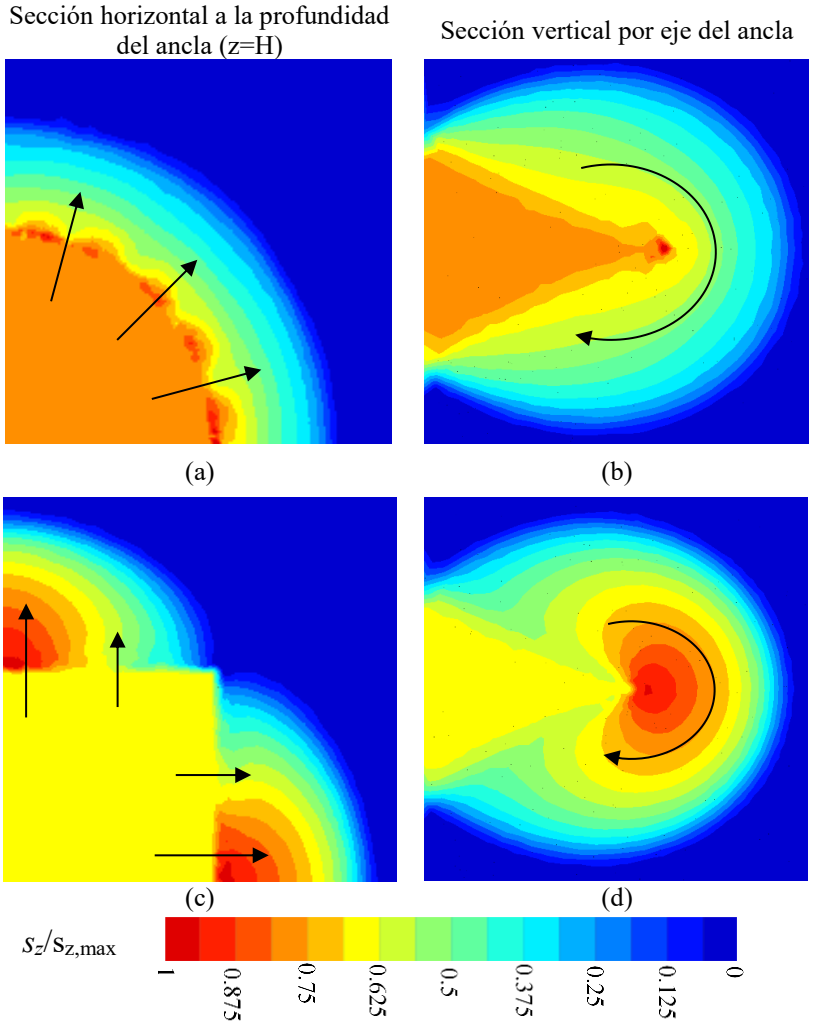


Figura 6. Contornos de desplazamientos del suelo en secciones horizontal y vertical para anclas con una relación de enterramiento H/B = 10: (a)(b) ancla circular; (c)(d) ancla cuadrada (las flechas indican la dirección del desplazamiento del suelo y los desplazamientos están normalizados respecto al valor absoluto máximo ya que, al tratarse de una situación de rotura, su valor concreto carece de significado práctico).

5. CONCLUSIONES

Este artículo compara la capacidad de tiro vertical de anclas planas cuadradas y circulares (idealizadas con un espesor despreciable y consideradas como infinitamente rígidas), con igual área y profundidad de enterramiento o empotramiento, en suelos puramente cohesivos (arcillas en condiciones no drenadas). Los resultados numéricos muestran que, a profundidades muy superficiales, las anclas cuadradas presentan una eficiencia ligeramente superior debido a su mayor perímetro, que moviliza una mayor resistencia al corte. En particular, para H/B=1, las anclas cuadradas presentan una capacidad de tiro vertical un 5% superior aproximadamente. Por el contrario, a mayores profundidades, las anclas circulares muestran una mayor eficiencia, ya que su mecanismo de rotura profundo moviliza una mayor superficie de deslizamiento que en el caso de las anclas cuadradas, con una relación de capacidad de tiro vertical entre anclas circulares y cuadradas del orden de 1.04. Estas tendencias parecen extrapolables a formas más complejas, es decir, para mecanismos de fallo superficiales, las formas con un mayor perímetro por unidad de área serían más eficientes, mientras que, para mecanismos de fallo profundo, la situación se invierte, siendo las anclas circulares las más eficientes.

Por último, los desplazamientos obtenidos numéricamente han permitido analizar el mecanismo de rotura profundo de anclas cuadradas, observándose que, a medida que el ancla asciende, el terreno se desplaza alrededor del ancla hacia las caras del cuadrado, en lugar de a lo largo de sus diagonales hacia las esquinas, dando lugar a un mecanismo de rotura más reducido que en el caso de las anclas circulares, y que moviliza una ligera menor resistencia.

Los resultados obtenidos proporcionan criterios prácticos para el diseño de anclas planas en arcillas, relevantes para el diseño de sistemas de fondeo de plataformas flotantes. En particular, permiten evaluar la influencia de la geometría del ancla y de la profundidad de enterramiento en la capacidad de tiro y en los mecanismos de rotura, proporcionando factores de rotura y formulaciones adimensionales útiles para el predimensionamiento y diseño geotécnico de sistemas de anclaje offshore en suelos cohesivos.

AGRADECIMIENTOS

Esta publicación es parte de los proyectos de I+D+i : “Metodología avanzada para la cimentación de estructuras críticas en parques eólicos (CREMA) (TED2021-130780B-I00)” financiado por MICIU/AEI/10.13039/501100011033 y por la Unión Europea NextGenerationEU/ PRTR y del proyecto de I+D+i : “Interacción fluido-estructura-terreno para el desarrollo de soluciones para eólica marina a grandes profundidades mediante sistemas de fondeo en tensión o semi-tensionados (INFLUET) (PID2023-153306OB-I00)” financiado por MICIU/AEI/10.13039/501100011033 y por FEDER, UE.

REFERENCIAS

Cañizal, F., Castro, J., Cañizal, J., Sagaseta, C. (2020). Pull-Out Capacity and Failure Mechanisms of Strip Anchors in Clay. *Energies*, 13(5), 3853 (1-17). https://doi.org/10.3390/en13153853

Castro-Santos, L. y Díaz-Casas, V. (2014). Life-cycle cost analysis of floating offshore wind farms. *Renewable Energy*, 66: 41–48. https://doi.org/10.1016/j.renene.2013.12.002

Cheng, X., Wang, P., Li, N., Liu, Z., Zhou, Y. (2020). Predicting the cyclic behaviour of suction anchors based on a stiffness degradation model for soft clays. *Computers and Geotechnics*, 122: 103552. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103552

Das, B.M. (1978). Model Tests for Uplift Capacity of Foundations in Clay. *Soils and Foundations*, 18 (2): 17–24. https://doi.org/10.3208/sandf1972.18.2_17

DNV-RP-E302 (2017). *Design and installation of plate anchors in clay*.

DNV-ST-0119 (2021). *Floating wind turbine structures*.

IDAE (2021). *Hoja de Ruta para el Desarrollo de la Eólica Marina y de las Energías del Mar en España*. Instituto para la Diversificación y Ahorro de la Energía (IDAE). Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico. https://www.miteco.gob.es/es/ministerio/planes-estrategias/desarrollo-eolica-marina-energias.html

Fanning, J., Sivakumar, V., Nanda, S., Gavin, K., Murray, T., Bradshaw, A., Black, J., Jalilvand, S. (2023). Pullout Capacity of Single and Biwing Anchors in a Soft Clay Deposit: Model Investigation in a Centrifuge and FEM Predictions. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 149 (7). https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-10636

Giampa, J.R., Bradshaw, A.S., Gerkus, H., Gilbert, R.B., Gavin, K.G., Sivakumar, V. (2019). The effect of shape on the pull-out capacity of shallow plate anchors in sand. *Géotechnique*, 69 (4): 355–363. https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.269

Han, C., Wang, D., Gaudin, C., O'Loughlin, C.D., Cassidy, M.J. (2016). Behaviour of vertically loaded plate anchors under sustained uplift. *Géotechnique*, 66 (8): 681–693. https://doi.org/10.1680/jgeot.15.P.232

He, P., Fenton, G.A., Griffiths, D.V. (2024). Pullout Capacity of Strip Anchors in Spatially Variable Soil. I: Clay. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 150 (11). https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-12574

Jahanshahinowkandeh, M., Miranda, M., Castro, J. (2025). Numerical comparison between square and circular plate anchors in clay. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 43: 100733. https://doi.org/10.1016/j.gete.2025.100733

Kwa, K.A. y White, D.J. (2023). Numerical modelling of plate anchors under sustained load: The enhancement of capacity from consolidation. *Computers and Geotechnics*, 158: 105367. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2023.105367

Lyamin, A. V. y Sloan, S. W. (2002). Lower bound limit analysis using finite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 55(5), 573–611.

Martin, C.M. (2009). Undrained collapse of a shallow plane-strain trapdoor. *Géotechnique*, 59 (10): 855–863. https://doi.org/10.1680/geot.8.T.023

Martin, C. y Randolph, M. (2001). Applications of the lower and upper bound theorems of plasticity to collapse of circular foundations. *10th Int. Conf. Int. Assoc. Comput. Methods Adv. Geomech.*, 1417–1428.

Merifield, R.S., Sloan, S.W., Yu, H. S. (2001). Stability of plate anchors in undrained clay. *Géotechnique*, 51 (2): 141–153. https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.2.141

Merifield, R.S., Lyamin, A.V., Sloan, S.W., Yu, H. S. (2003). Three-Dimensional Lower Bound Solutions for Stability of Plate Anchors in Clay. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 129 (3): 243–253. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:3(243)

OPTUM - Optum Computational Engineering. (2023). *OPTUM G3 – Geotechnical Limit Analysis, User Guide*. Optum Computational Engineering, Copenhagen, Denmark.

Ovesen, N. (1981). Centrifuge tests of uplift capacity of anchors. *10th International Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, 10(1): 717–722.

Randolph, M.F. (2020). A Lifetime of Offshore Geotechnics-Career Reflections and Lessons Learned. *4th ISFOG 2020*. Keynote lecture.

Vesić, A. S. (1971). Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom. *J. Soil Mech. Found. Div.*, 97 (9): 1183–1205. https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001659

Wang, D., Hu, Y., Randolph, M.F. (2010). Three-Dimensional Large Deformation Finite-Element Analysis of Plate Anchors in Uniform Clay. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 136 (2): 355–365. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000210

WindEurope (2020). *Floating offshore wind energy: a policy blueprint for Europe*. Wind Europe, Bruselas. https://windeurope.org/data/products/floating-offshore-wind-energy-a-policy-blueprint-for-europe/

COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN EN GRAVA CALIZA Y GRAVA DE ALTA DENSIDAD

Reza JAHANSHAHI[(1)], Marina MIRANDA[(2)*], Enrique RODRÍGUEZ-FERNÁNDEZ[(2)] y Jorge CASTRO[(1)]

[(1)] Grupo de Geotecnia
Universidad de Cantabria e Instituto de Hidráulica de Cantabria

[(2)] Grupo de Geotecnia
Universidad de Cantabria
*mirandama@unican.es

RESUMEN

La resistencia a la penetración de chapas de acero, comúnmente utilizadas como elementos de cimentación en estructuras eólicas marinas, se ha evaluado en dos gravas distintas mediante ensayos a escala real. Estas estructuras se instalan habitualmente sobre una capa de protección anti- socavación que está compuesta por grava, cuyas partículas presentan tamaños comparables o incluso superiores al espesor de los elementos de la cimentación, lo que introduce un efecto de grano significativo. Con el objetivo de analizar el efecto del tamaño del grano y del tipo de material granular en la resistencia a la penetración, se llevaron a cabo ensayos a escala real empleando dos materiales distintos: un árido de alta densidad, utilizado habitualmente en protecciones anti-socavación, y un árido calizo, de amplia disponibilidad en las canteras locales. Los resultados muestran fluctuaciones en las mediciones propias del efecto de tamaño del grano, y que la resistencia a la penetración de los faldones aumenta con la profundidad en ambos materiales, siendo mayor en el caso del árido de alta densidad, lo que se asocia a un ángulo de rozamiento interno superior, a un mayor peso específico, a un tamaño de partícula ligeramente mayor y a una menor fragmentación del material durante el proceso de penetración.

ABSTRACT

The penetration resistance of steel plates, commonly used as foundation elements in offshore wind structures, has been evaluated through full-scale tests conducted in two different granular materials. These structures are typically installed through scour protection layers composed of coarse gravel, where particle sizes are comparable to, or may even exceed, the thickness of the foundation elements introducing a significant grain effect. To investigate the effect of grain size and type of granular material on penetration resistance, full-scale tests were performed using two different materials: a high-density aggregate, commonly employed in scour protection systems, and a limestone aggregate, widely available from local quarries. The results show fluctuations in penetration resistance that are characteristic of the grain size effect, as well as a progressive increase in resistance with penetration depth in both materials. This increase was more pronounced in the high-density aggregate, which can be attributed to its higher internal friction angle, greater submerged unit weight, slightly larger particle size, and lower degree of particle fragmentation during penetration.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Cimentaciones marinas (Offshore foundations), Efecto tamaño de partícula (Grain size effects), Ensayos a escala real (Full-scale tests).*

1. INTRODUCCIÓN

La creciente demanda de energía, junto con la transición hacia una sociedad más sostenible, ha dado lugar al uso de los océanos como una importante fuente de energía eólica y marina renovable, así como al desarrollo de grandes parques eólicos marinos. Ello ha convertido a la energía eólica marina en uno de los factores clave en el desarrollo de las energías renovables en los últimos años (Cerfontaine *et al.*, 2023). La gran mayoría de los parques eólicos marinos instalados durante las dos últimas décadas son estructuras con cimentaciones fijas bien mediante pilotes, estructuras tipo *jacket*, o mediante cimentaciones por gravedad, entre otras.

En entornos marinos, la necesidad de mitigar la socavación inducida por corrientes y oleaje conduce habitualmente a la colocación de capas de protección anti-socavación compuestas por materiales granulares de mayor tamaño (escollera). La estabilidad de estas protecciones depende, entre otros factores, del diámetro característico de partícula, la densidad del material y las condiciones hidrodinámicas actuantes (Gao *et al.*, 2023; Sarmiento *et al.*, 2021, 2024; Escribano y Brennan 2017; de Sonneville *et al.*, 2014). Esta protección anti-socavación con escollera puede estar formada por una sola capa, o por dos capas. En este último caso, la capa inferior estará formada por material más fino y se conoce como capa de filtro, y la capa superior será de material de mayor tamaño (capa de armado, *armourstone*). Pueden considerarse de alta densidad cuando están formadas por grava de alta densidad como por ejemplo la procedente de la roca metamórfica eclogita o de baja densidad cuando están formadas por gravas de densidades inferiores como por ejemplo grava caliza.

Con el objetivo de reducir costes y facilitar la instalación de estas protecciones anti-socavación se suelen colocar previamente sobre el lecho marino. Por lo tanto, la cimentación que habitualmente se instala después, suele incluir elementos que entran en contacto directo con el lecho. Estas cimentaciones normalmente incluyen elementos metálicos que han de atravesar esta protección anti-socavación como es el caso de cimentaciones con faldones, las pletinas colocadas bajo *mudmats* para mejorar su resistencia al deslizamiento (Feng *et al.*, 2014; Lu y Maclaren ,2016), los pilotes de cimentaciones tipo *jacket*, o monopilotes. Por tanto, una evaluación fiable de la resistencia a la penetración en la protección anti-socavación, es esencial para planificar un proceso de instalación eficiente y seguro.

Las normativas vigentes DNVGL (2017) y API RP 2GEO (2011) proporcionan recomendaciones para estimar la resistencia a la penetración de faldones mediante soluciones de capacidad portante o correlaciones empíricas con ensayos CPT, en suelos cohesivos o arenosos. De la misma forma existen varios estudios que han investigado esta resistencia a la hinca en el mismo tipo de terrenos, arenosos y cohesivos (Andersen *et al.*, 2008; Houlsby y Byrne, 2005), pero existe poca información sobre la resistencia a la penetración en gravas, que forman protecciones anti-socavación. En estos casos, el tamaño del grano es comparable al espesor de la placa y puede influir significativamente en la resistencia a la penetración. Las recomendaciones existentes para los casos arenosos, no son directamente extrapolables al caso de gravas ya que la interacción entre la partícula y el elemento que penetra, juega un papel fundamental en el proceso modificando los mecanismos de transmisión de tensiones llegando a incrementar el espesor de la punta del elemento que se hinca, lo que resulta en resistencias mayores que las previstas considerando el material como continuo. Este efecto del tamaño de partículas se ha estudiado con diferentes elementos como el caso de CPT como por ejemplo Bolton *et al.*, (1999) o Lin y Wu (2012) los cuales muestran que la resistencia de hinca del cono incrementa cuando la relación entre el diámetro del cono y el tamaño medio de las partículas (d_{50}) es menor que 20. Para el caso de hinca de pilotes también hay varios estudios como, por ejemplo, De Nicola y Randolph (1997) donde indican que la relación entre el espesor de pared del pilote y d_{50} debe ser mayor que 10 para evitar efectos relacionados con el tamaño de las partículas. En el caso de chapas, Cengiz *et al.*, (2024) presentan resultados normalizados de ensayos a escala de laboratorio con relaciones espesor de placa vs. tamaño medio de partícula (t/d_{50}) entre 0.16 y 2.3. Cengiz *et al.* (2025) concluyen que la resistencia aumenta debido a la densificación del suelo cuando se realizan repeticiones de hincado en el mismo lugar. Miyai *et al.*, (2019) realizaron simulaciones DEM con relaciones t/d_{50} entre 2.6 y 63 y atribuyeron este aumento de la resistencia a la movilización de una cuña cuya anchura era mayor que el espesor de la punta del elemento que se hinca, definiendo un espesor equivalente (t_{eq}) igual al espesor más el tamaño medio de las partículas ($t_{eq} = t + d_{50}$). Los autores han estudiado también el fenómeno mediante ensayos a escala real (Miranda *et al.*, 2024; Varela *et al.*, 2022), a escala reducida Varela *et al.* (2025) y mediante DEM (Jahanshahi *et al.*, 2025). De estos estudios, cabe destacar que se encontró un buen ajuste de los resultados experimentales con las ecuaciones de capacidad portante (p. ej., Andersen *et al.*, 2008) cuando se aplicó el espesor equivalente ($t_{eq} = t + d_{50}$) sugerido por Miyai *et al.* (2019).

El presente trabajo quiere complementar el conocimiento existente sobre la resistencia a la hinca de elementos en los que su espesor es comparable al tamaño de las partículas, centrándose en las diferencias que pueden

existir al hacerlo en gravas de alta densidad y baja densidad. Para ello se presentan los resultados de ensayos realizados a escala real de hinca de dos chapas de espesores diferentes en dos gravas con tamaños de partícula similar, pero de diferente densidad como son una grava eclogita y una grava caliza.

2. ENSAYOS

Los ensayos se han realizado a escala geométrica 1:1 en un tanque desarrollado específicamente para ello en el Instituto de Hidráulica de Cantabria. Se ha asumido un comportamiento en deformación plana, lo que permite ensayar elementos de 1 o 2 m de longitud y extrapolar sus resultados a elementos más largos e incluso cilíndricos de gran diámetro. A continuación, se describen los materiales empleados, la configuración de los ensayos y los ensayos realizados.

2.1. MATERIALES

Eclogita procedente de Noruega y grava caliza procedente de una cantera de Cantabria son los áridos empleados para formar las protecciones anti- socavación con material de alta densidad y de baja densidad respectivamente. La eclogita está formada por partículas con tamaños entre 1 y 3 pulgadas (25.4 - 76.2 mm). El tamaño medio de las partículas es de 50 mm y es una grava uniforme con un coeficiente de uniformidad próximo a 2. Por su parte, la grava caliza está formada por partículas de entre 32 y 63 mm, por lo que su tamaño máximo es ligeramente inferior al de la eclogita. Sin embargo, ambos materiales presentan el mismo tamaño medio de partícula (50 mm). Asimismo, la grava caliza puede considerarse también un material uniforme, ya que su coeficiente de uniformidad es inferior a 2. La curva granulométrica de ambos materiales se presenta en la Figura 1. Se muestran las curvas granulométricas obtenidas antes de los ensayos (línea continua), y después de los ensayos (línea discontinua). Se observa que el tamaño de las partículas varía en una mayor medida en el caso de la caliza tras los ensayos. Ambos materiales fueron colocados en el tanque de ensayos siguiendo un procedimiento similar. Las partículas se dejaron caer libremente desde una altura suficiente en aire (20 cm para la eclogita y 12 cm para la grava caliza) para que alcanzaran una velocidad equivalente a la velocidad terminal que desarrollarían durante la caída libre en agua antes de entrar en contacto con la superficie del agua del depósito y posteriormente depositarse. La Tabla 1 muestra los pesos específicos estimados de ambos materiales. Estos valores ponen de manifiesto la diferencia existente entre ellos, siendo el peso sumergido de la eclogita aproximadamente 1.4 veces superior al de la grava caliza.

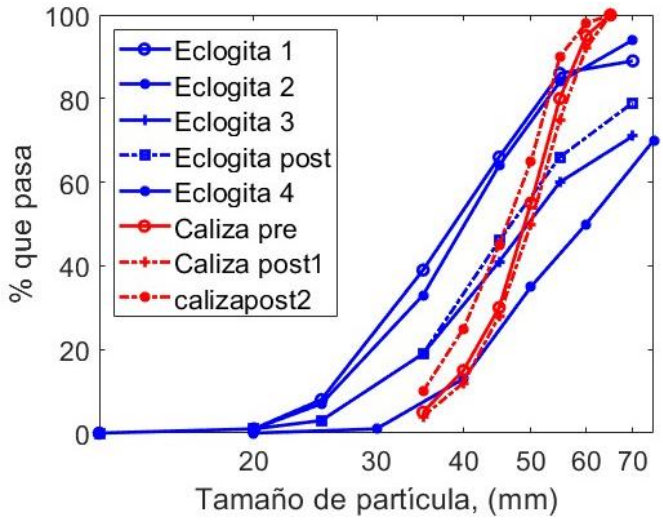


Figura 1. Curva granulométrica de la eclogita y la caliza antes y después de realizar ensayos.

Tabla 1. Propiedades de las gravas: Eclogita y caliza.

	Eclogita	**Caliza**
Peso específico de las partículas (kN/m³)	32	26.9
Peso específico seco (kN/m³)	17	13.7
Peso específico saturado (kN/m³)	22.3	18.7
Peso específico sumergido (kN/m³)	12.3	8.7

Se ensayaron dos chapas de acero con espesores (t) de 15 y 80 mm, ambas con la punta plana. La chapa de menor espesor (t=15 mm) es de 2 metros de longitud y tiene una altura libre de hincado de aproximadamente 80 cm debido a la presencia de rigidizadores en la parte superior. Sin embargo, la chapa de mayor espesor, (t=80 mm) tiene una longitud de 1m y una altura libre de 1m al no disponer de rigidizadores (Figura 2). El empleo de estas dos chapas permite analizar la influencia del tamaño de las partículas en la resistencia a la penetración, en este caso con ratios t/d_{50} de 0.3 y 1.6.



Figura 2. Chapas empleadas en los ensayos. t=15mm y t= 80mm.

2.2. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

Una vez instalada la capa de grava, las chapas se hincaron mediante un gato hidráulico conectado a un marco metálico anclado a un contenedor enterrado y estanco (Figura 3). La carga aplicada se registró con una célula de carga de 1000 kN de capacidad máxima. El desplazamiento vertical se midió con dos sensores ultrasónicos situados en los extremos de la chapa, lo que permitió detectar posibles inclinaciones durante el proceso de hincado.

La hinca de las chapas se llevó a cabo en dos fases debido a la limitación del recorrido del gato hidráulico, cuyo vástago tiene una carrera máxima de 50 cm. Cuando se alcanzaba el final del recorrido, aproximadamente a los 40 cm de penetración, se detiene el ensayo, se reposiciona de nuevo el gato dejando la chapa hincada y se agrega un extensor para poder continuar con el hincado hasta una profundidad de 0.85 m que es la máxima alcanzada en los ensayos. Este procedimiento genera un ciclo de descarga y recarga que, según los resultados obtenidos, no afecta significativamente a los resultados.

La campaña experimental se desarrolló en dos etapas. En la primera, se realizaron los ensayos con eclogita (árido de alta densidad). En este caso, tras cada ensayo, la grava afectada por la penetración de la chapa se retiraba y se reemplazaba por grava nueva, de forma que las condiciones iniciales de la capa se mantuvieran lo más uniformes posible entre ensayos. La segunda Campaña corresponde con los ensayos realizados con grava caliza. En este caso, los ensayos realizados con cada una de las chapas se hicieron en la misma capa de grava, modificando la orientación de la chapa, teniendo ensayos realizados a 0, 45, 90 y 135º, tal y como se puede ver en Figura 4. Tras cada grupo de ensayos, la grava se retiraba y se sustituía por material nuevo dispuesto en las mismas condiciones que la anterior. Esta metodología permitió que la zona afectada por cada penetración fuese diferente, existiendo únicamente una pequeña superposición en la región central del área de ensayo.



Figura 3. Vista general del sitio de ensayos. Detalle del ensayo:(1) grava, (2) chapa, (3) Sensores de desplazamiento, (4) célula de carga, (5) gato hidráulico y (6) extensor.

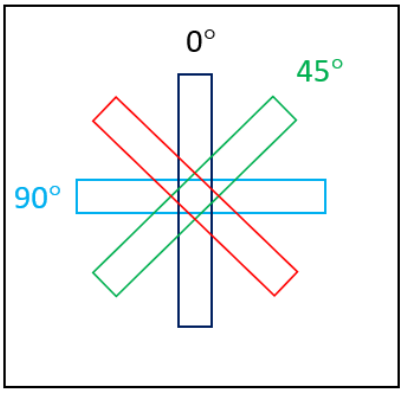


Figura 4. Planta que muestra la posición de la chapa en cada uno de los ensayos realizados con la grava caliza.

Se realizaron un total de 16 ensayos, lo que supone cuatro repeticiones para cada configuración experimental. Como se ha indicado previamente, en los ensayos realizados con eclogita la grava afectada por la penetración se retiraba y sustituía tras cada ensayo, garantizando así condiciones iniciales equivalentes en todas las repeticiones. Por el contrario, en los ensayos efectuados con grava caliza, la sustitución del material se realizaba únicamente una vez completados los cuatro ensayos correspondientes a cada chapa. Esta metodología fue posible debido a que la chapa se rotaba entre ensayos, de modo que cada penetración generaba una huella diferente dentro de la capa de grava. En consecuencia, la interacción entre zonas previamente alteradas fue mínima, limitándose a una pequeña región común situada en la parte central del área de ensayo.

3. RESULTADOS

Las medidas de fuerza aplicada para la hinca frente a la profundidad de hincado obtenidos en los ensayos realizados con las dos chapas (t= 15 y 80 mm) en los dos materiales se presentan en la Figura 5. Los resultados están normalizados por metro de longitud de chapa para que puedan ser comparables entre sí.

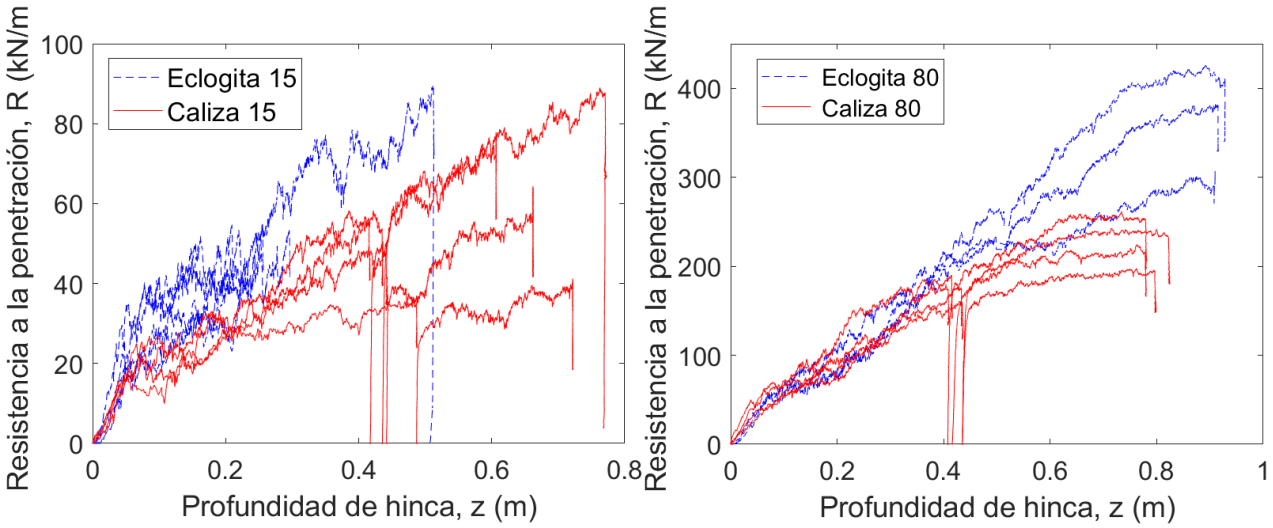


Figura 5. Resultados de los ensayos de la hinca de chapas de 15 y 80mm de espesor en la grava caliza y la eclogita.

Los resultados muestran que la resistencia a la penetración fue mayor en los ensayos realizados con eclogita (Figura 5). Esto puede atribuirse al ligero incremento de tamaño de partícula máxima ya que es de 76 mm comparados con los 63 mm de la caliza, a un mayor peso específico y en menor medida, a la rotura de la grava de caliza durante los ensayos (Figura 1). En el caso de la chapa de menor espesor, t= 15mm, la resistencia a la penetración en la eclogita es aproximadamente de hasta un 40 % mayor desde el inicio del hincado. Sin embargo, para la chapa de mayor espesor, t= 80mm, las diferencias son menos evidentes hasta profundidades más elevadas (z > 0.4 m). En este caso, el incremento de la resistencia a la penetración oscila entre el 10 % en z = 0.4 m y pasa a ser de alrededor del 40 % en z = 0.7 m. Hasta una profundidad de 40 cm no hay diferencias notables. Esta diferencia de comportamiento entre ambas chapas puede ser debida a que las chapas de menor espesor son más sensibles al tamaño del grano, ya que el espesor de su punta es menor que el del grano medio (t/d_{50} = 0.3), mientras que, en el caso de las chapas de mayor espesor, este es mayor que las partículas más grandes de ambos materiales siendo el cociente entre el espesor y el tamaño medio de partícula de 1.6 (t/d_{50} = 1.6).

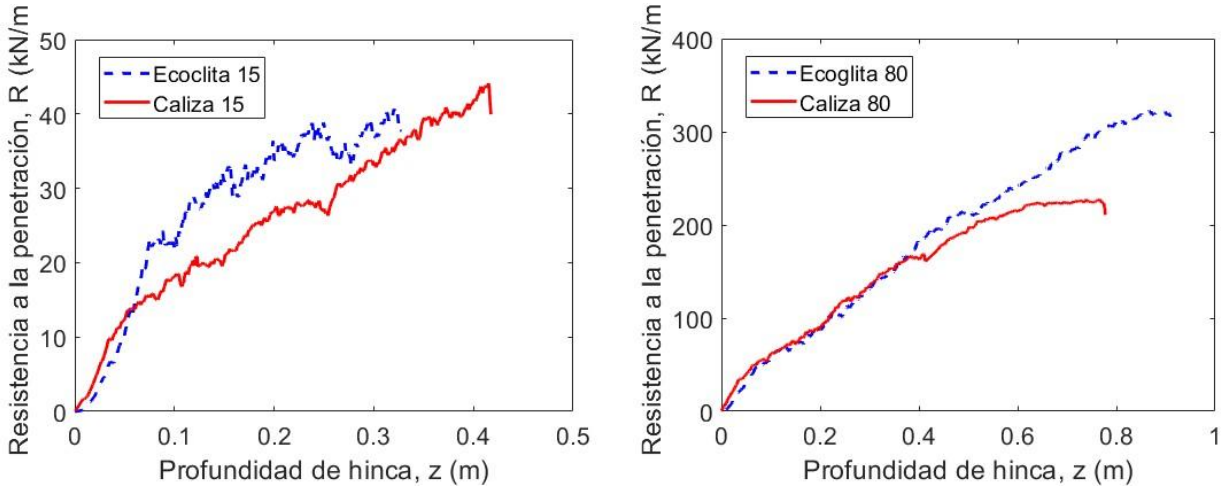


Figura 6. Media de la resistencia a la hinca por metro lineal obtenida para los ensayos en grava caliza y eclogita para la chapa de 15 mm y la de 80 mm.

En la Figura 6 se muestra la media de la resistencia a la penetración para cada chapa y en cada material. En los casos de la chapa de menor espesor, t = 15 mm, se ha realizado la media solamente de la primera fase de hincado, llegando a 0.3 m y 0.4 m de profundidad en el caso de la eclogita y caliza respectivamente. No se ha realizado la media de la segunda fase de hincado porque en el caso de la eclogita no hay datos disponibles. Sin embargo, para las chapas de mayor espesor, t = 80 mm, se ha obtenido la media hasta profundidades de aproximadamente 0.9 m y 0.8 m en los casos de eclogita y caliza respectivamente. Para los ensayos con eclogita la media se ha realizado solamente con los tres ensayos que llegan a mayor profundidad, ya que uno de ellos solamente llega hasta 0.5 m. En el caso de la caliza se han empleado los cuatro ensayos realizados. Los resultados muestran una diferencia más notable en el caso de la chapa de 15 mm de espesor, en el que la fuerza de hincado es aproximadamente un 40% superior en el caso de la eclogita. Sin embargo, en el caso de la chapa de mayor espesor las diferencias no son notables hasta profundidades de 0.4 m como bien se había visto de los resultados de los ensayos.

Empleando la formulación adimensional presentada en Varela *et al.* (2025), basada en la formulación de capacidad portante y las sugerencias de valores presentadas por Andersen *et al.* (2008):

$$\frac{R}{L} = \left(0.5 \cdot t \cdot \gamma' \cdot N_\gamma + q \cdot N_q\right) \cdot t + K \cdot \gamma' \cdot z^2 \cdot tan\,\delta \tag{1}$$

donde los factores de capacidad portante responden a las siguientes expresiones:

$$N_q = e^{\pi tan\emptyset} tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right) \tag{2}$$

$$N_\gamma = 1.5\left(N_q - 1\right) tan\emptyset \tag{3}$$

L es la longitud de la chapa, z la profundidad de hincado, γ' peso específico sumergido de la grava empleada, (caliza o eclogita), t espesor de la chapa, δ ángulo de rozamiento entre la chapa y la grava tomada como 0.9 ϕ, y K el coeficiente de empuje tomado como 0.95, valor dentro del rango propuesto por Andersen *et al.* (2008). De la expresión, se puede apreciar que simplemente por el hecho de tener diferentes pesos específicos, la resistencia debería ser diferente. En este caso la relación entre los pesos específicos sumergidos es de 1.41, por lo que, asumiendo que el resto de parámetros permanecen constantes, se esperaría un incremento de la resistencia de aproximadamente el 40% en el caso de la eclogita. Esta diferencia es la que se observa en los resultados de la chapa de 15 mm de espesor. pero no es tan visible en el caso de la chapa de 80 mm, ya que no alcanzan esa diferencia hasta los últimos valores del ensayo z = 0.8 m.

Se han calculado los ángulos de rozamiento de la caliza y la eclogita, ajustando los valores medios obtenidos para las profundidades de z= 0.1, 0.2 y 0.3 m a la expresión (1), empleando el espesor real de la chapa y el espesor equivalente propuesto por Miyai *et al.* (2019) t_{eq}= t+d_{50}. Los ángulos de rozamiento calculados se presentan en la Tabla 2. Se observa que son similares para ambos materiales, siendo algo superiores en el caso de la grava caliza. La variación de los valores obtenidos para un mismo material entre ambas chapas, es mayor cuando se emplea en el ajuste el espesor real. Sin embargo, esa diferencia se reduce cuando se emplea el espesor equivalente. Por ello, se considera más adecuado este último método para realizar el análisis

retrospectivo. Debido al gran tamaño de las partículas no se ha podido realizar ensayos para determinar experimentalmente el valor del ángulo de rozamiento, pero los valores obtenidos son comparables a los presentados en la literatura para gravas similares por ejemplo el rango de 45°-55° presentado por Nicks *et al.* (2015).

Tabla 2. Valores del ángulo de rozamiento obtenidos a partir de los ensayos de penetración.

	Eclogita		**Caliza**		**Eclogita**		**Caliza**	
Profundidad (m)	**t = 15 mm**	**teq = 65 mm**	**t= 15 mm**	**teq = 65 mm**	**t = 80 mm**	**teq = 135 mm**	**t =80 mm**	**teq = 135 mm**
0.1	55.8°	47.1°	56.2°	47.6°	50.3°	46.7°	52.3°	48.9°
0.2	55.0°	46.6°	55.3°	47.1°	50.1°	46.8°	52.0°	48.9°
0.3	53.3°	44.7°	54.4°	46.1°	50.6°	47.5°	52.4°	49.5°

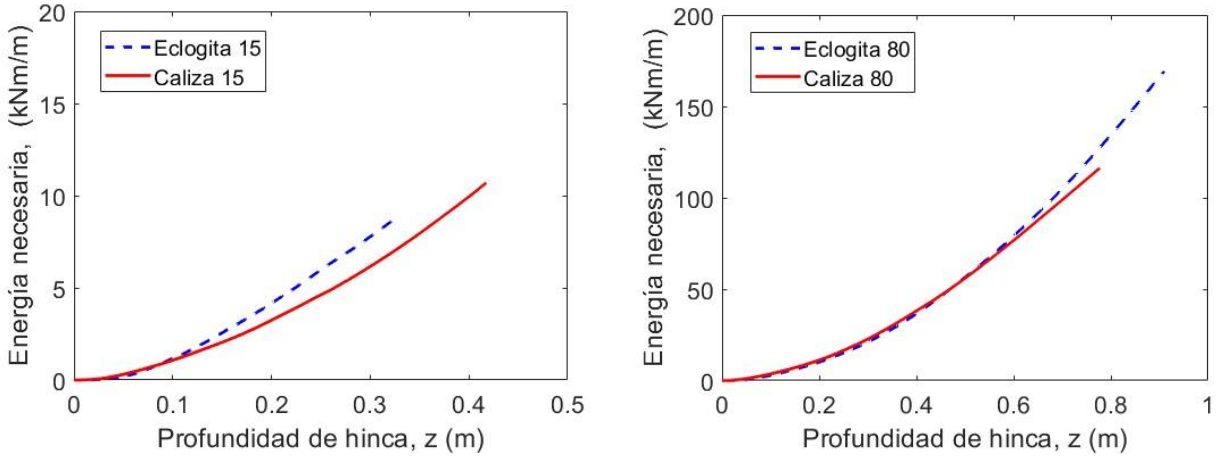


Figura 7. Energía acumulada empleada para la hinca de las chapas de t= 15 mm y t= 80 mm de espesor en la grava caliza y la eclogita.

La energía acumulada necesaria para la hinca de las chapas de acero de espesores t = 15 mm y t = 80 mm se ha determinado en función de la profundidad de penetración para ambos materiales granulares: grava caliza y eclogita (Figura 7). En el caso de la chapa de menor espesor (t = 15 mm), se observa que la energía requerida es significativamente mayor en la eclogita desde profundidades relativamente reducidas ($z \geq 10$ cm). Además, la diferencia entre ambos materiales aumenta progresivamente con la profundidad de hinca, alcanzando aproximadamente un 25 % a una profundidad de 30 cm. Por el contrario, para la chapa de mayor espesor (t = 80 mm), la energía necesaria para la penetración en ambos materiales es prácticamente coincidente hasta profundidades cercanas a 60 cm. A partir de ese punto, la energía requerida en la eclogita comienza a superar a la correspondiente a la grava caliza, alcanzando diferencias del orden del 10 % para profundidades de hinca próximas a 75 cm.

4. CONCLUSIONES

Se ha analizado experimentalmente la resistencia a la hinca de dos chapas de acero de espesores t = 15 mm y t = 80 mm en protecciones anti-socavación formadas por árido de alta densidad (eclogita) y baja densidad (grava caliza). Los resultados muestran que, en todos los casos, tanto la resistencia a la hinca como la energía acumulada necesaria para la penetración aumentan con la profundidad.

Para profundidades superiores a 0.40 m, la resistencia a la hinca es sistemáticamente mayor en la eclogita que en la grava caliza, independientemente del espesor de la chapa. No obstante, la magnitud de esta diferencia depende significativamente de la relación entre el espesor de la chapa y el tamaño de partícula del material granular.

En el caso de la chapa de menor espesor (t = 15 mm), la resistencia a la hinca en la eclogita resulta aproximadamente un 40% superior a la observada en la grava caliza para profundades comprendidas entre 0.1 y 0.3 m. La energía acumulada necesaria para la hinca llega a ser un 25% superior a una profundidad de 30

cm. Dado que ambos materiales presentan ángulos de rozamiento similares, esta diferencia se atribuye principalmente al mayor peso específico sumergido de la eclogita.

Por el contrario, en el caso de la chapa de mayor espesor (t = 80 mm) la resistencia a la hinca es similar en ambos materiales hasta profundidades próximas a los 0.4 m. A partir de esa profundidad, la resistencia en la eclogita comienza a superar a la de la grava caliza, llegando a ser la energía necesaria para la hinca un 10% mayor para profundidades de 0.75 m. En este caso la diferencia del peso específico entre ambos materiales no empieza a ser visible hasta profundidades mayores.

La menor diferencia observada entre ambos materiales para la chapa de t = 80 mm puede ser debido a que las chapas de menor espesor son más sensibles al tamaño del grano, ya que el espesor de su punta es menor que el grano medio (t/d_{50} = 0.3), mientras que en el caso de las chapas de t = 80 mm el espesor es mayor que las partículas máximas en ambos casos (t/d_{50} = 1.6).

Todos los resultados experimentales muestran un buen ajuste con las ecuaciones de capacidad portante cuando se aplicó el espesor equivalente propuesto por Miyai *et al.* (2019), corroborando las observaciones previamente indicadas en Varela *et al.* (2022, 2025).

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo forma parte del proyecto «Interacción fluido-estructura-suelo para el desarrollo de soluciones eólicas marinas en aguas profundas y muy profundas mediante sistemas de amarre tensados o semitensados (INFLUET)» (PID2023-153306OB-I00), financiada por el MICIU/AEI/ 10.13039/501100011033 y por el «FEDER: Una forma de construir Europa», por el «FEDER/UE», por la «Unión Europea» o por el «NextGenerationEU/PRTR de la Unión Europea». Este trabajo también forma parte de la subvención «Metodología avanzada para la cimentación de estructuras críticas en parques eólicos marinos (CREMA)» (TED2021-130780B-I00), financiada por el MICIU/AEI/ 10.13039/501100011033 y por el «FEDER A way of making Europe», por el «FEDER/UE», por la «Unión Europea» o por la «Unión Europea NextGenerationEU/PRTR». También forma parte del programa ThinkInAzul, apoyado por el Ministerio de Ciencia e Innovación con financiación de la Unión Europea NextGenerationEU (PRTR-C17.I1), y por la Comunidad Autónoma de Cantabria a través del proyecto titulado: «Herramientas para el análisis de la interacción entre el fondo marino y la cimentación de estructuras para energías renovables marinas (CIMA)».

REFERENCIAS

Andersen, K.H., Jostad, H.P. y Dyvik, R. (2008). Penetration resistance of offshore skirted foundations and anchors in dense sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(1): 106–116. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:1(106)

API RP 2GEO (2011). Geotechnical and Foundation Design Considerations. American Petroleum Institute, Washington, DC, USA.

Bolton, M.D., Gui, M.W., Garnier, J., Corte, J.F., Bagge, G., Laue, J. y Renzi, R. (1999). Centrifuge cone penetration tests in sand. Géotechnique, 49(4): 543–552. https://doi.org/10.1680/geot.1999.49.4.543

Cengiz, C., Macaro, G., Martinelli, M., Peters, T., Elkadi, A., Shi, H. y Wisotzki, E. (2024). Optimising pile installation through scour protection (OPIS) project and preliminary findings. In: Proceedings of the 5th European Conference on Physical Modelling in Geotechnics (ECPMG 2024). Delft, The Netherlands. ISSMGE.

Cengiz, C., Martinelli, M., Macaro, G., Luger, D., Elkadi, A.S.K., Shi, H. y van der Linden, T. (2025). 1-g physical tests on monopile penetration through scour protection material. In: Proceedings of the 5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG 2025). ISSMGE.

Cerfontaine, B., White, D., Kwa, K., Gourvenec, S., Knappett, J. y Brown, M. (2023). Anchor geotechnics for floating offshore wind: Current technologies and future innovations. Ocean Engineering, 279: 114327. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2023.114327

De Nicola, A. y Randolph, M.F. (1997). The plugging behaviour of driven and jacked piles in sand. Géotechnique, 47(4): 841–856.

DNVGL-RP-C212 (2017). Offshore Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. DNVGL, Bærum, Norway.

Escribano, D.E. y Brennan, A.J. (2017). Stability of scour protection due to earthquake-induced liquefaction: Centrifuge modelling. Coastal Engineering, 129: 50–58. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.08.015

Feng, X., Gourvenec, S. y Randolph, M.F. (2014). Optimal skirt spacing for subsea mudmats under loading in six degrees of freedom. Applied Ocean Research, 48: 10–20. https://doi.org/10.1016/j.apor.2014.07.006

Gao, Y., Chen, W., Zhou, P., Du, F. y Wang, L. (2023). Experimental investigation on scour development and scour protection for offshore converter platform. Marine Structures, 90: 103440. https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2023.103440

Houlsby, G.T. y Byrne, B.W. (2005). Design procedures for installation of suction caissons in sand. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering, 158(3): 135–144. https://doi.org/10.1680/geng.158.3.135.66297

Jahanshahi, R., Barreto, D., Miranda, M., Rodriguez-Fernandez, E. y Castro, J. (2025). Skirt penetration in scour protection: laboratory and numerical analyses. In: *Proceedings of the 5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics* (ISFOG 2025). ISSMGE.

Lin, J. y Wu, W. (2012). Numerical study of miniature penetrometer in granular material by discrete element method. Philosophical Magazine, 92(28–30): 3474–3482. https://doi.org/10.1080/14786435.2012.706373

Lu, P. y Maclaren, D. (2016). Geotechnical challenge of offshore mudmat foundation stability: combining analytical and finite element investigation of bearing capacity of sand overlying soft clay. Geomechanics for Energy and the Environment, 6: 58–69. https://doi.org/10.1016/j.gete.2016.02.004

Miranda, M., Castro, J., Varela, E., Jahanshahinowkandeh, M., Sarmiento, J. y Guanche, R. (2024). Experimental tests to evaluate skirt penetration resistance in scour protection for offshore foundations. In: Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society, pp. 3145–3148. CRC Press.

Miyai, S., Kobayakawa, M. y Tsuji, T. (2019). Influence of particle size on vertical plate penetration into dense cohesionless granular materials (large-scale DEM simulation using real particle size). Granular Matter, 21: 105. https://doi.org/10.1007/s10035-019-0961-z

Nicks, J.E., Gebrenegus, T. y Adams, M.T. (2015). Strength Characterization of Open-Graded Aggregates for Structural Backfills. *Final Report FHWA-HRT-15-034*. Federal Highway Administration, McLean, VA, USA.

Sarmiento, J., Guanche, R., Iturrioz, A., Ojanguren, T., Ávila, A. y Yanes, C. (2021). Experimental evaluation of dynamic rock scour protection in morphodynamic environments for offshore wind jackets. Energies, 14(12): 3379. https://doi.org/10.3390/en14123379

Sarmiento, J., Guanche, R., Losada, I.J., Rosendo, E.M., Guindo, A. y de Guevara, J.L. (2024). Scour processes around pile clusters of jacket foundations under steady currents. Ocean Engineering, 313: 119502. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2024.119502

Sonneville, B., van Velzen, G. y Wigaard, J. (2014). Design and optimization of scour protection for offshore wind platform DolWin Beta. In: Proceedings of the International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE 2014), Vol. 9A, Paper V09AT09A008. American Society of Mechanical Engineers. https://doi.org/10.1115/OMAE2014-23154

Varela, E., Miranda, M., Castro, J., Sarmiento, J. y Guanche, R. (2022). Full-scale tests of skirt penetration resistance in gravel for offshore wind structures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 148(11): 04022084. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002889

Varela, E., Miranda, M. y Castro, J. (2025). Laboratory tests of skirt penetration in loose granular soils. Marine Georesources and Geotechnology, 43(4): 622–634. https://doi.org/10.1080/1064119X.2024.2348635

ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA HINCA DE MONOPILOTES EN SISTEMAS DE PROTECCIÓN ANTI-SOCAVACIÓN SOBRE LECHO ARENOSO

Marina MIRANDA[(1)*], Jorge CASTRO[(2)], Reza JAHANSHAHI[(2)] y Pablo MARTÍN[(1)]

[(1)] Grupo de Geotecnia
Universidad de Cantabria
*mirandama@unican.es

[(2)] Grupo de Geotecnia
Universidad de Cantabria e Instituto de Hidráulica de Cantabria

RESUMEN

La resistencia a la penetración de monopilotes en la protección anti-socavación sobre el lecho arenoso se ha analizado mediante ensayos a escala reducida. Los monopilotes, así como los faldones, son elementos que forman parte de las cimentaciones de estructuras eólicas marinas donde se emplean sistemas de protección contra la socavación compuestos por una o dos capas de escollera. Las partículas de grava utilizada suelen tener tamaños comparables a los espesores de estos pilotes o faldones, lo que genera un efecto de tamaño de grano que influye significativamente en la resistencia a la penetración. Con el objetivo de evaluar este efecto de tamaño de grano, y la influencia que tiene el lecho marino bajo la protección anti-socavación, se han llevado a cabo ensayos a escala reducida de hinca de chapas metálicas en configuraciones compuestas por una capa de grava sobre otra de arena. Los resultados experimentales muestran que la resistencia a la penetración es mayor en el caso de la grava que en la arena. Se han observado mayores fluctuaciones en las mediciones de resistencia en el caso de la grava, atribuibles al mayor tamaño de sus partículas en comparación con las de la arena. Además, se ha identificado una disminución de la resistencia a la penetración a profundidades menores del espesor de la capa de grava, lo que pone de manifiesto la influencia del cambio de material en el comportamiento global de la penetración.

ABSTRACT

The resistance to penetration of monopiles in scour protection on sandy beds has been analysed through small-scale tests. Monopiles, as well as skirts, are elements that form part of the foundations of offshore wind structures where scour protection systems consisting of one or two layers of gravel are used. The gravel particles employed are usually comparable in size to the thickness of these piles or skirts, which generates a grain size effect that significantly influences penetration resistance. In order to evaluate this grain size effect and the influence of the seabed under the anti-scour protection, small-scale tests have been carried out on the driving of metal sheets in a configuration consisting of a layer of gravel on top of a layer of sand. The experimental results show that the penetration resistance is greater in the case of gravel than in sand. Greater fluctuations in resistance measurements have been observed in the case of gravel, attributable to the larger size of its particles compared to those of sand. In addition, a decrease in penetration resistance has been identified at depths less than the thickness of the gravel layer, highlighting the influence of the change in material on the overall penetration behaviour.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Protección anti-socavación (Scour protection), monopilotes (monopile), efecto del tamaño de partícula (grain size effect).*

1. INTRODUCCIÓN

El sector de la energía eólica marina se ha consolidado como un componente clave en el futuro de las energías renovables y de la transición energética, en línea con las políticas europeas orientadas hacia la descarbonización establecidas en el *European Green Deal*. A finales de 2024, Europa alcanzó una capacidad instalada de 37 GW de energía eólica marina, y las previsiones para los próximos cinco años apuntan a un incremento significativo del ritmo de instalación con el fin de contribuir al objetivo del 42,5 % de energía renovable fijado por la Unión Europea (Costanzo *et al*., 2025). Actualmente, aproximadamente un tercio del coste total asociado a un parque eólico marino corresponde a la construcción de cimentaciones y a la protección de los aerogeneradores (Bhattacharya, 2014). En este contexto, la reducción de las incertidumbres geotécnicas relacionadas con las cimentaciones constituye un desafío fundamental.

La estabilidad y durabilidad de estas estructuras requieren de un análisis detallado sobre la posible socavación del lecho marino, especialmente en las zonas con materiales susceptibles a la erosión. Un diseño adecuado de los sistemas de protección frente a la socavación es esencial para garantizar la integridad de la infraestructura (Chambel *et al*., 2024; Mandviwalla y Christensen, 2021). Su configuración óptima depende en gran medida de los esfuerzos presentes en el lecho generados por las fuerzas hidrodinámicas, incluyendo la acción combinada del oleaje y corrientes (de Sonneville *et al*., 2014; Escribano y Brennan, 2017).

Entre las soluciones más extendidas y rentables se encuentra el uso de escollera (*armourstone*), basado en capas de protección constituidas por materiales granulares de gran tamaño, dispuestas en una única capa o como combinación de dos capas. Una capa con material más grueso que es la capa superior o capa de armadura y una capa inferior formada por material más fino que es la capa de filtro (Gao *et al*., 2023; Sarmiento *et al*., 2024). Las dimensiones de las partículas empleadas, el espesor de las capas y su extensión dependen de los requisitos de cada proyecto, si bien existen recomendaciones y guías de diseño como las recogidas en Deltares (2023).

Por razones de seguridad y para mejorar la eficiencia constructiva, los sistemas de protección anti-socavación suelen instalarse antes del montaje de la estructura offshore. En consecuencia, las cimentaciones deben hincarse o apoyarse sobre la protección anti-socavación, lo que implica que elementos como pilotes o placas de acero han de penetrar a través de esta capa. Los monopilotes son la solución de cimentación más utilizada para aerogeneradores, mientras que para estructuras críticas —como subestaciones marinas— son habituales las *jackets* post pilotadas con *mudmats*, cuya estabilidad inicial se incrementa mediante el uso de chapas de acero en su área de apoyo o huella (Feng *et al*., 2014; Lu y Maclaren, 2016).

La capacidad de estimar adecuadamente la resistencia a la penetración de chapas y pilotes resulta crítica para asegurar una instalación fiable. Aunque existen estudios previos (Andersen *et al*., 2008; Houlsby y Byrne, 2005) y guías técnicas o recomendaciones (ISO 19901-4, 2016; DNVGL-RP-C212, 2021) que permiten evaluar la resistencia a la penetración en materiales cohesivos y arenas mediante soluciones basadas en capacidad portante o correlaciones con ensayos CPT, la información disponible sobre su comportamiento en gravas es limitada. En estos materiales, el denominado “efecto de tamaño de grano” puede incrementar de forma notable la resistencia a la penetración.

Este efecto ha sido documentado en ensayos CPT tanto de forma experimental (Bolton *et al*., 1999) como mediante modelización con DEM (Arroyo *et al*., 2011; Lin y Wu, 2012; Liu y Wang, 2016). Se vuelve especialmente relevante cuando la relación entre el diámetro del elemento que penetra y el tamaño medio de las partículas es inferior a 20. En los últimos años se han realizado diversos estudios DEM sobre la hinca de pilotes como, por ejemplo, Cerfontaine *et al*., 2021, 2023; Esposito *et al*., 2018; o Gezgin *et al*., 2022 que analizan la influencia de la forma de las partículas, la granulometría, la rotación de las partículas o la formación de tapones. Sin embargo, la mayoría de estos trabajos se centran en suelos arenosos y no en gravas, donde el espesor de los elementos penetrantes es comparable al tamaño medio de las partículas.

En este marco, Miyai *et al.*, (2019) investigaron la penetración de placas en suelos gruesos mediante ensayos DEM y experimentales, demostrando un efecto significativo del tamaño de partícula. Para incorporarlo, propusieron un espesor equivalente de placa definido como la suma del espesor real y el tamaño medio del grano. Este enfoque ha sido validado mediante ensayos a escala real (Varela *et al*., 2022) y a pequeña escala (Varela *et al*., 2025). No obstante, dichos estudios se realizaron en una única grava homogénea, y la influencia

de la presencia del lecho marino bajo el sistema de protección no ha sido aún abordada de forma exhaustiva. Según el conocimiento de los autores hasta la fecha, solo un número reducido de trabajos (Cengiz *et al*., 2025; Shi *et al*., 2025a y Shi *et al*., 2025b) analiza esta interacción, ya sea mediante estudios experimentales preliminares o modelos DEM calibrados con una sola campaña experimental.

De este modo, todavía es necesaria investigación adicional que permita reducir las incertidumbres existentes para mejorar la predicción de la resistencia a la penetración en configuraciones donde coexisten la protección anti-socavación y el lecho marino subyacente. En este contexto, el presente estudio tiene como objetivo ampliar el conocimiento disponible mediante la realización de ensayos a pequeña escala de hinca de chapas en configuraciones formadas por la protección anti-socavación sobre lecho arenoso.

2. ENSAYOS

Se han realizado ensayos a escala reducida con una escala de 1:10 de la hinca de chapas en una capa de protección anti-socavación sobre lecho arenoso.

2.1 MATERIALES

Arena procedente de la Playa de los Peligros de Santander se ha empleado para formar el lecho arenoso y grava caliza de la cantera de Santullán se ha empleado como protección anti-socavación. La arena contiene fragmentos de conchas y menos del 5 % de finos. Es una arena mal graduada y uniforme ya que tiene un coeficiente de gradación de casi 2. Su tamaño medio de partícula es de 0.32 mm. En cuanto a la grava caliza, su tamaño medio de partícula es de 6.2 mm siendo las partículas más pequeñas de 4 mm y las más grandes de 10 mm. Es una grava mal graduada y muy uniforme ya que tiene un coeficiente de gradación de aproximadamente 1.5. La Tabla 1 muestra las características de ambos materiales.

Tabla 1. Propiedades de la arena y la grava.

	Grava (G)	**Arena (S)**
Peso específico aparente (kN/m^3)	13.8	14.2
Tamaño máximo y mínimo de partícula (mm)	10-4	2-0.008
Tamaño medio de partícula (mm)	6.2	0.32
Coeficiente de uniformidad (Cu)	1.43	1.96

Los ensayos se han realizado manteniendo el mismo peso específico aparente para cada uno de los dos materiales, siendo de 14.2 kN/m^3 en el caso de la arena y de 13.8 kN/m^3 en el caso de la grava. Estos pesos específicos aparentes corresponden en ambos casos a estados de baja compacidad. Los sistemas de protección anti-socavación suelen colocarse previamente a la instalación de las estructuras, habitualmente vertiéndose desde los barcos y por lo tanto cayendo libremente en el agua. Este procedimiento genera capas de grava suelta, ya que las partículas de grava alcanzan la velocidad máxima de caída libre en el agua y esa es la única energía que se aplica al colocarlas. Por lo tanto, el estado suelto de la grava en los ensayos refleja bien la realidad.

Ensayos de corte directo en caja de 6 cm de lado para el caso de la arena y de 15 cm de lado en el caso de la grava se realizaron en muestras con los pesos específicos aparentes indicados para obtener el ángulo de rozamiento. Los resultados se muestran en la Tabla 2 y se observa que los valores en el caso de la grava son mayores que en la arena, lo que era predecible. Algo también esperable es que hay un incremento de los valores cuando las tensiones normales se reducen para ambos materiales.

Tabla 2. Ángulos de rozamiento de pico obtenidos en ensayos de corte directo en ambos materiales.

Tensión normal (KPa)	**ϕ (°) Grava**	**ϕ (°) Arena**
25	64	45
50	57	41
150	56	39
300	54	35

Cinco chapas de acero con punta plana y espesores (t) de 1, 2, 4, 10 y 20 mm se han empleado en los ensayos (Figura 1). Las relaciones de t/d_{50} de las chapas ensayadas están comprendidas entre 0.16 y 62.5 tal y como se muestra en la Tabla 3. Todas tienen las mismas dimensiones, 115 mm de largo y 190 mm de alto lo que permite

la hinca hasta una profundidad de 150 mm ya que las chapas van conectadas a la prensa por la parte de arriba como se presenta posteriormente. Todas las chapas son de acero, pero la chapa más fina, la de t= 1 mm tiene un baño diferente (Figura 1). Esta diferencia es asumible, ya que la resistencia por fuste es muy baja en comparación con la resistencia por punta para estas profundidades, tal y como se presenta en Varela et al. 2022, por lo que se asume que los resultados no se van a ver afectados por ello.

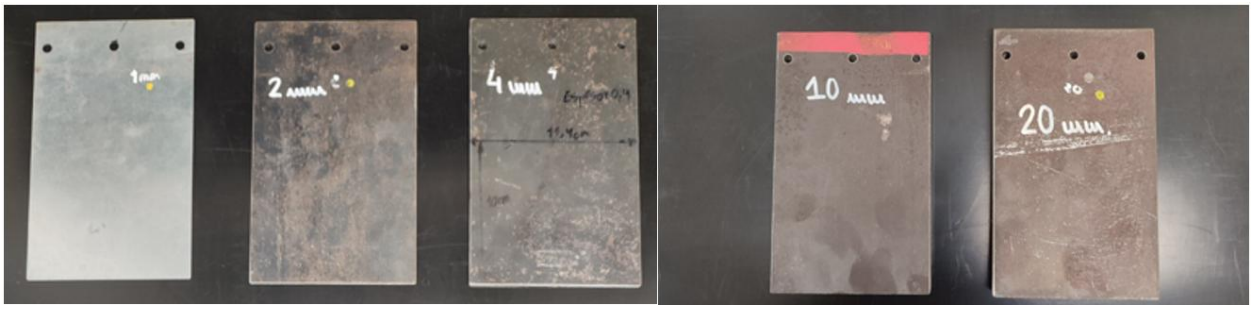


Figura 1. Chapas de acero de 1, 2, 4, 10 y 20 mm de espesor.

Tabla 3. Ratios espesor, tamaño medio de partícula de las chapas empleadas con la arena y la grava.

espesor de la chapa (mm)	1	2	4	10	20
t/d_{50} grava	0.16	0.32	0.65	1.61	3.23
t/d_{50} arena	3.13	6.25	12.50	31.25	62.50

El análisis se va a realizar por metro lineal, considerando deformación plana. Por lo tanto, estas chapas, también pueden llegar a representar la resistencia a la penetración de un pilote anular de acero, tal y como se muestra en la Figura 2. Esta aproximación es válida sólo cuando el diámetro del pilote es lo suficientemente grande como para que no influya notablemente su curvatura ni la interacción del suelo que queda atrapado en su interior. Habitualmente, los pilotes empleados en cimentaciones offshore tienen unos diámetros que cumplen con estas condiciones por lo que en un gran número de casos se podrá emplear esta simplificación, que ya ha sido contrastada en algún caso por los autores.

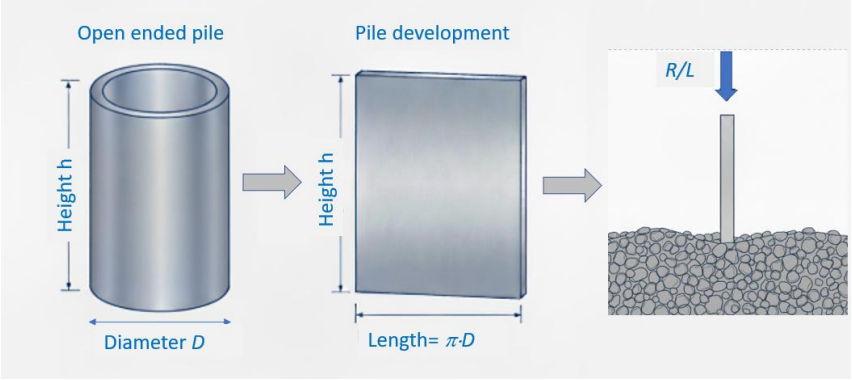


Figura 2. Desarrollo de un pilote metálico abierto, habitualmente empleado en cimentaciones offshore.

2.2 CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO

Los ensayos se llevaron a cabo en un recipiente rectangular de aglomerado, de 614 mm de largo, 311 mm de ancho y 280 mm de alto. La caja se colocó en una prensa que aplica la fuerza requerida a una velocidad de penetración constante de 5 mm/min. La fuerza necesaria para la hinca se midió con una célula de carga externa con una capacidad de 35 kN. Para medir la profundidad de penetración se empleó el transductor de desplazamiento interno de la máquina de ensayo. Las placas se fijan a la prensa y a la célula de carga mediante una pieza de acoplamiento que mantiene cada placa perpendicular a la pared larga del tanque y, por consiguiente, paralela al lado corto. Esta pieza de acoplamiento permite un posicionamiento preciso independientemente del espesor de la placa, asegurando que permanezca perfectamente recta y centrada dentro del tanque de ensayo (Figura 3). De este modo, la distancia entre los lados más largos de las placas y el recipiente es la máxima que se puede alcanzar, lo que permite que los mecanismos de rotura se desarrollen sin que los bordes del contenedor le afecten. Además, el peso propio de la placa es soportado por la prensa y fuerza necesaria para la penetración es directamente la medida de la célula de carga sin que el peso de la chapa afecte.

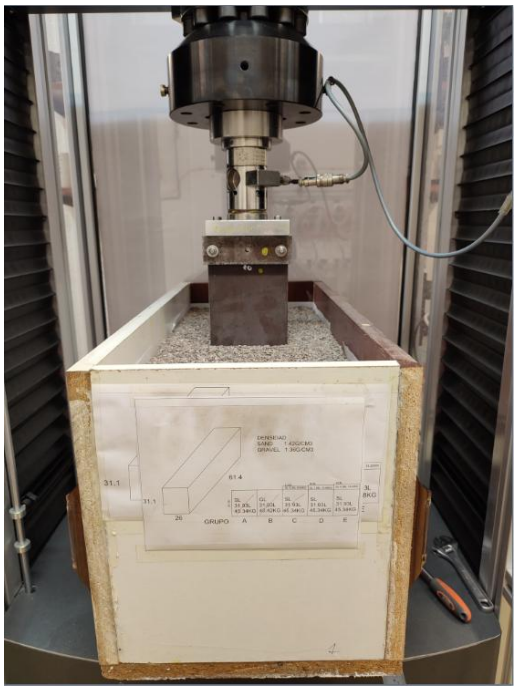


Figura 3. Vista general del ensayo.

En total se han realizado 45 ensayos con 15 configuraciones diferentes (capa de terreno, espesor de chapa) y realizando tres repeticiones por cada configuración. En primer lugar, se ejecutaron ensayos de penetración en una capa homogénea de solo arena y en una capa de solo grava ambas de una profundidad de 220 mm. Estos ensayos sirven de punto de partida y referencia para poder comparar luego los resultados con los obtenidos en los ensayos realizados con capa de grava sobre arena. Posteriormente, se realizaron ensayos en una muestra formada por una capa de 6 cm de grava sobre la capa de arena. La nomenclatura empleada para los ensayos es la siguiente: un número que indica el número de repetición, seguido de unas letras que representan la capa de suelo y, por último, una letra con un número que representa el espesor de la chapa utilizada. Para la capa de suelo, la notación consiste simplemente en la letra que representa el suelo cuando se trata de una capa homogénea y se utiliza un solo tipo de suelo. En los ensayos con capas de protección anti-socavación, la letra de la grava va seguida de un número que indica el espesor de la capa. Por ejemplo: 1-G6-S-t20 Este ensayo corresponde a la primera repetición de la penetración de una chapa de 20 mm de espesor sobre una capa de grava de 6 cm de altura sobre arena. En la Tabla 4 se ofrece un resumen de los ensayos realizados.

Tabla 4. Ensayos realizados.

Arena (S)	1-S-t1	2-S-t1	3-S-t1	1-S-t2	2-S-t2	3-S-t2	1-S-t4	2-S-t4	3-S-t4	1-S-t10	2-S-t10	3-S-t10	1-S-t20	2-S-t20	3-S-t20
Grava (G)	1-G-t1	2-G-t1	3-G-t1	1-G-t2	2-G-t2	3-G-t2	1-G-t4	2-G-t4	3-G-t4	1-G-t10	2-G-t10	3-G-t10	1-G-t20	2-G-t20	3-G-t20
Capa 6 cm	1-G6-S-t1	2-G6-S-t1	3-G6-S-t1	1-G6-S-t2	2-G6-S-t2	3-G6-S-t2	1-G6-S-t4	2-G6-S-t4	3-G6-S-t4	1-G6-S-t10	2-G6-S-t10	3-G6-S-t10	1-G6-S-t20	2-G6-S-t20	3-G6-S-t20

3. RESULTADOS

La media de la resistencia a la hinca frente a la profundidad de hincado obtenidos en los ensayos realizados en las capas de solamente arena y solamente grava con cada una de las cinco chapas se muestran en la Figura 4. Las medias se han obtenido con los resultados de los tres ensayos realizados para cada caso, habiéndose obtenido siempre valores muy similares. Los resultados muestran un aumento de la resistencia a la penetración a medida que aumenta la profundidad de penetración, tal y como se esperaba. También es mayor la resistencia obtenida en el caso de la hinca de las chapas en grava que en arena, como era de esperar, ya que su ángulo de rozamiento es mayor. Comparando la resistencia de cada una de las chapas, se observa que ésta crece con el espesor de las chapas, ya que el área de la punta es mayor en esos casos. Por último, destacar que los valores registrados en el caso de las gravas presentan oscilaciones, que están relacionadas con el tamaño de las partículas y, por ello, no son perceptibles en el caso de la arena donde el tamaño de las partículas es muy inferior.

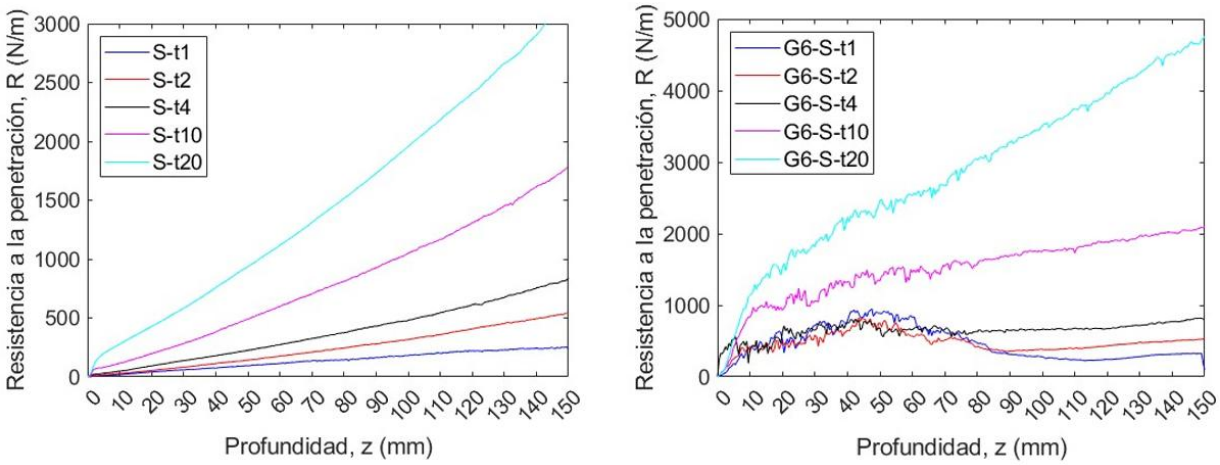


Figura 4. Media de la resistencia a la penetración de las chapas de t= 1, 2, 4, 10 y 20 mm en la capa de arena y grava.

La resistencia a la penetración obtenida en los ensayos con capa de grava sobre un lecho arenoso, para cada una de las chapas, se presenta en la Figura 5. Los valores de la resistencia han sido normalizados respecto al valor máximo de resistencia a la penetración obtenido en los ensayos con capa de arena. Asimismo, se comparan estos resultados con la resistencia media obtenida en los ensayos realizados únicamente sobre grava (línea negra) y únicamente sobre arena (línea roja). También se ha incluido la media de los tres ensayos efectuados para cada espesor de chapa representada por la línea gruesa discontinua azul.

En todos los casos, se observan oscilaciones en la resistencia mientras la chapa atraviesa la capa de grava. Sin embargo, dichas oscilaciones se reducen progresivamente hasta desaparecer cuando la punta comienza a penetrar en la capa de arena. La persistencia de algunas oscilaciones una vez superados los 6 cm, correspondientes al espesor de la capa de grava, sugiere que la chapa arrastra partículas de grava en su punta. Esta hipótesis se confirmó al encontrarse partículas de grava en la capa de arena a profundidades de hasta 12 cm, es decir, aproximadamente el doble del espesor inicial de la capa de grava.

Los tres ensayos realizados para cada configuración proporcionan resultados muy similares, siendo las diferencias observadas poco significativas. Esto pone de manifiesto una elevada consistencia en la ejecución de los ensayos, especialmente en la preparación de las capas de arena y grava.

La tendencia observada es similar para todas las chapas. En la fase inicial, la resistencia coincide con la obtenida en los ensayos realizados únicamente sobre grava. Sin embargo, al aproximarse a una profundidad de 6 cm, correspondiente al espesor de la capa de grava, la resistencia cambia de tendencia y comienza a disminuir. Este cambio no se produce exactamente a la misma profundidad en todos los casos, sino que aparece a menor profundidad conforme aumenta el espesor de la chapa. Ello se debe a que la zona de influencia de la punta es mayor en las chapas de mayor espesor, por lo que la presencia de la capa de arena comienza a afectar antes a la resistencia medida.

En las chapas de menor espesor (t = 1, 2 y 4 mm), la resistencia disminuye tras atravesar la capa de grava hasta alcanzar valores similares a los obtenidos en los ensayos realizados únicamente en arena. En cambio, para chapas de mayores espesores, como la de t = 10 mm, esta reducción no llega a apreciarse dentro de la profundidad máxima ensayada (z = 150 mm), por lo que sería necesario alcanzar mayores profundidades para observar con claridad dicha tendencia. En el caso de la chapa de mayor espesor (t = 20 mm), los resultados obtenidos hasta los 150 mm sugieren un comportamiento diferente, ya que la curva de resistencia parece evolucionar de forma prácticamente paralela a la obtenida en los ensayos realizados únicamente sobre arena. No obstante, sería necesario ampliar la profundidad de ensayo para determinar si finalmente converge hacia la misma tendencia observada en el resto de los casos.

Por último, en las chapas de menor espesor (t = 1 mm y t = 4 mm), la resistencia medida en la fase inicial, cuando únicamente influye la capa de grava, es ligeramente superior a la resistencia media obtenida en los ensayos realizados exclusivamente sobre grava. Esta circunstancia dificulta la identificación precisa del punto de cambio de tendencia y se atribuye a la variabilidad inherente a los ensayos.

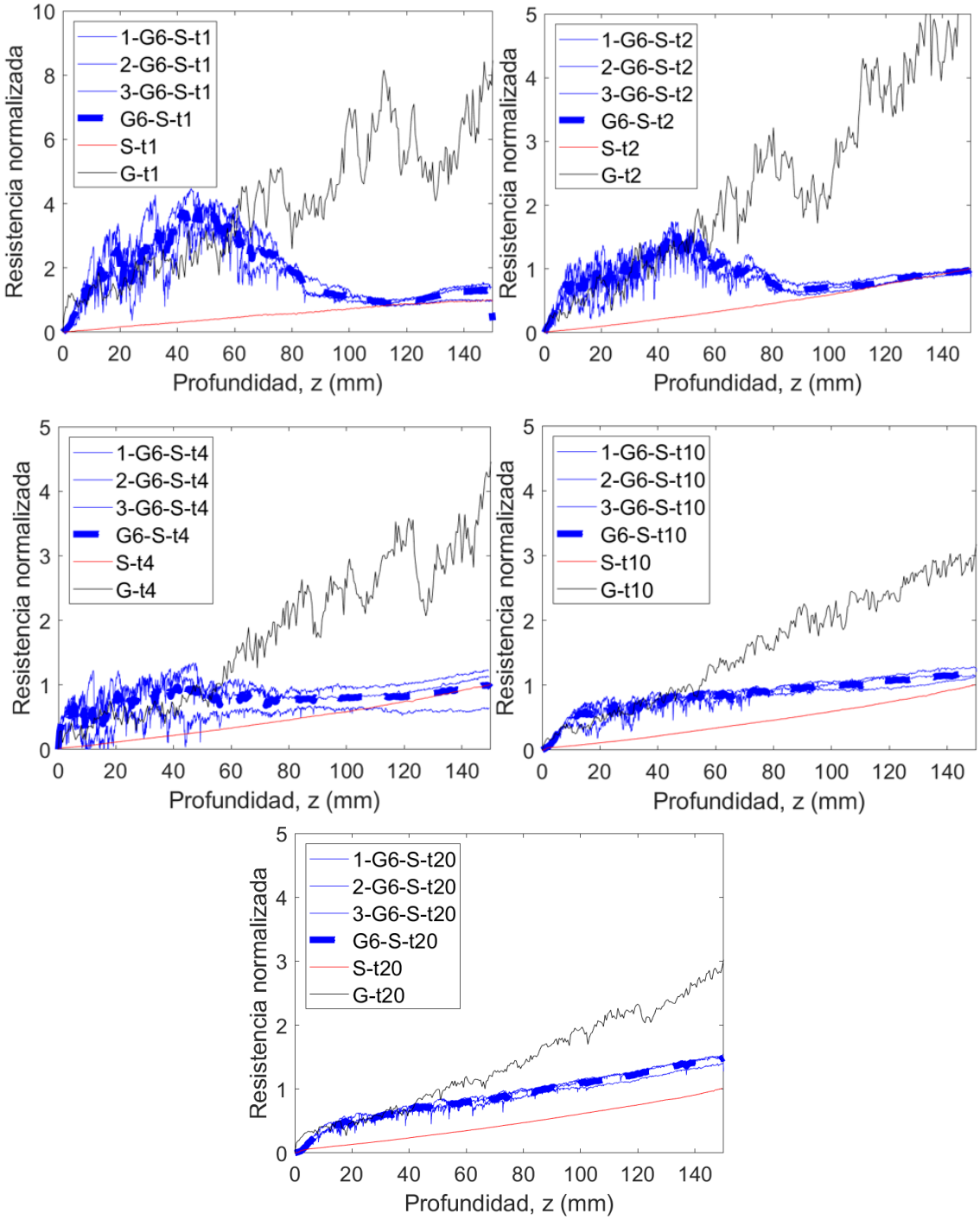


Figura 5. Resistencia normalizada a la hinca en los ensayos con capa de grava de 6 cm de profundidad sobre lecho arenoso.

En la Figura 6 se muestran la resistencia a la penetración obtenidas para cada una de las chapas en los ensayos realizados con capa de grava sobre capa de arena y en los ensayos con solo grava, a una profundidad de 6 cm, que es el espesor de la capa de grava. Las líneas, unen los valores medios obtenidos para cada una de las chapas y las barras muestran el rango de valores obtenidos en las tres repeticiones. Se observa que, en todos los casos, menos en el de la chapa más fina, los valores de la resistencia a la penetración obtenidos en ensayos con capa son menores que los obtenidos en ensayos realizados con solo grava. Esto deja de manifiesto que el lecho arenoso empieza a influir antes de que la punta llegue al contacto porque, justo a esa profundidad (z = 6 cm), la resistencia es menor que en el caso del hincado en solo grava. La diferencia entre las resistencias obtenidas en los ensayos con sólo grava son aproximadamente un 11% menos para el caso de chapa de 1 mm de espesor, 36% más en el caso de la chapa de 2 mm, 33% más para la chapa de 4 mm, 30% más para la chapa de 10 mm y 34% más para la chapa de 20 mm, respecto a los ensayos con capa de grava sobre arena. La diferencia en la tendencia observada en la chapa de menor espesor puede deberse a fenómenos de pandeo o deformación fuera del plano durante el ensayo, debido a su mayor esbeltez.

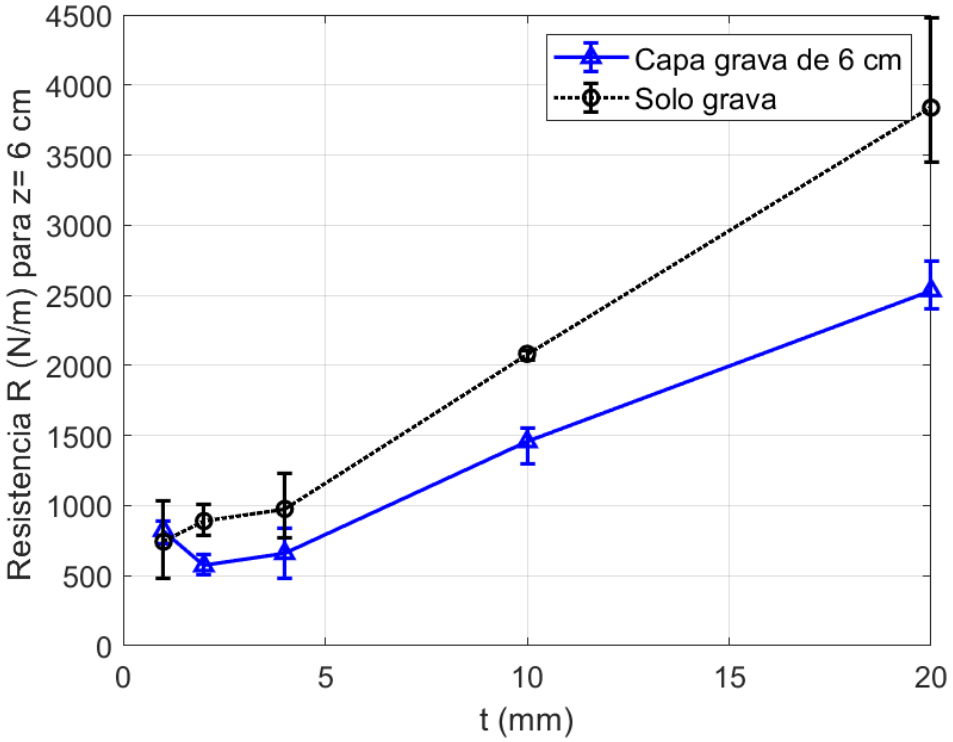


Figura 6. Resistencia a la penetración para una profundidad de 6 cm en los ensayos realizados con capa de grava de 6 cm de espesor y en ensayos con solo grava para cada una de las chapas.

4. CONCLUSIONES

Se han realizado ensayos a escala reducida con 5 chapas de espesores de 1, 2, 4, 10 y 20 mm en tres configuraciones diferentes: capa de arena, capa de grava y una capa de grava de 6 cm sobre capa de arena. Se ha observado que, tal y como era de esperar, la resistencia a la hinca en material homogéneo, grava o arena, incrementa con la profundidad y con el espesor de la chapa al incrementarse el área de la punta. En los casos de hinca en la grava la resistencia registra fluctuaciones asociadas al tamaño de las partículas.

La resistencia a la penetración en los ensayos con capa de grava sobre arena tiene la misma tendencia para todas las chapas, la resistencia aumenta del mismo modo que en los ensayos de solo grava hasta una profundidad inferior al espesor de la capa de grava, donde la tendencia cambia y el incremento de la resistencia se reduce. En los casos de las chapas más finas t = 1, 2 y 4 mm la resistencia se reduce paulatinamente, hasta llegar a los mismos valores que en el caso de la arena. En el caso de las chapas más gruesas la reducción es menor y en la profundidad ensayada no se llegan a alcanzar los valores de resistencia obtenidos en arena.

En todos los casos, excepto en el de la chapa de 1 mm de espesor, la resistencia a la penetración en los ensayos con capa de grava sobre arena en la profundidad del contacto es menor que en el caso de hinca en solo grava, siendo la resistencia alrededor de un 30% menor en este último caso.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo forma parte del programa ThinkInAzul, que cuenta con el apoyo del Ministerio de Ciencia e Innovación, gracias a la financiación del programa NextGenerationEU de la Unión Europea (PRTR-C17.I1), y de la Comunidad Autónoma de Cantabria a través del proyecto titulado: «Herramientas para el análisis de la interacción entre el fondo marino y la cimentación de estructuras para energías renovables marinas (CIMA)». También forma parte del Proyecto “INteracción FLUido-Estructura-Terreno para el desarrollo de soluciones para eólica marina a grandes profundidades mediante sistemas de fondeo en tensión o semi-tensionados (INFLUET)” (PID2023-153306OB-I00) financiado por MICIU/AEI/ 10.13039/501100011033 y por “ERDF Una forma de hacer Europa”, por “ERDF/EU”, por “European Union” o por “European Union NextGenerationEU/PRTR”.

REFERENCIAS

Andersen, K.H., Jostad, H.P., Dyvik, R. (2008). Penetration Resistance of Offshore Skirted Foundations and Anchors in Dense Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(1), 106–116. https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2008)134:1(106)

Arroyo, M., Butlanska, J., Gens, A., Calvetti, F., Jamiolkowski, M. (2011). Cone penetration tests in a virtual calibration chamber. *Geotechnique*, 61(6), 525–531. https://doi.org/10.1680/geot.9.P.067

Bhattacharya, S. (2014). *Challenges in Design of Foundations for Offshore Wind Turbines*. Engineering & Technology Reference, 1–9. https://doi.org/10.1049/etr.2014.0041

Bolton, M.D., Garnier, J., Corte, J. F., Bagge, G., Laue, J., Renzi, R. (1999). Centrifuge cone penetration tests in sand. *Géotechnique*, 49(4), 543–552.

Cengiz, C., Martinelli, M., Macaro, G. *et al*. (2025). 1-g Physical Tests on Monopile Penetration through Scour Protection Material. *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, ISFOG 2025.

Cerfontaine, B., Ciantia, M.O., Brown, M. J., White, D. J., Sharif, Y. U. (2023). DEM study of particle scale effect on plain and rotary jacked pile behaviour in granular materials. *Computers and Geotechnics*, 161, 105559. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2023.105559

Cerfontaine, B., Ciantia, M., Brown, M.J., Sharif, Y.U. (2021). DEM study of particle scale and penetration rate on the installation mechanisms of screw piles in sand. *Computers and Geotechnics*, 139, 104380. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104380

Chambel, J., Fazeres-Ferradosa, T., Miranda, F., Bento, A. M., Taveira-Pinto, F., Lomonaco, P. (2024). A comprehensive review on scour and scour protections for complex bottom-fixed offshore and marine renewable energy foundations. *Ocean Engineering*, 304, 117829. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2024.117829

Costanzo, G., Brindley, G., Tardieu, P., y O'Sullivan, R. (2025). Wind energy in Europe: 2024 Statistics and the outlook for 2025-2030. *WindEurope*. https://windeurope.org/intelligence-platform/product/wind-energy-in-europe-2024-statistics-and-the-outlook-for-2025-2030/

de Sonneville, B., van Velzen, G., y Wigaard, J. (2014). Design and Optimization of Scour Protection for Offshore Wind Platform DolWin Beta. Volume 9A: *Ocean Renewable Energy*. https://doi.org/10.1115/OMAE2014-23154

Deltares (2023). Handbook of Scour and Cable Protection Methods. *(HASPRO).* December, 2023.

DNVGL-RP-C212 (2021). *Offshore soil mechanics and geotechnical engineering.* September, 2021.

Escribano, D.E. y Brennan, A.J. (2017). Stability of scour protection due to earthquake-induced liquefaction: Centrifuge modelling. *Coastal Engineering*, 129, 50–58. https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2017.08.015

Esposito, R. G., Velloso, R. Q., Jr, E. do A. V., y Danziger, B. R. (2018). Multi-scale sensitivity analysis of pile installation using DEM. *Computational Particle Mechanics*, 5(3), 375–386. https://doi.org/10.1007/s40571-017-0175-2

Feng, X., Randolph, M.F., Gourvenec, S. y Wallerand, R. (2014). Design approach for rectangular mudmats under fully three-dimensional loading. *Géotechnique*, 64(1), 51–63. https://doi.org/10.1680/geot.13.P.051

Gao, Y., Chen, W., Zhou, P., Du, F., Wang, L. (2023). Experimental investigation on scour development and scour protection for offshore converter platform. *Marine Structures*, 90, 103440. https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2023.103440

Gezgin, A.T., Soltanbeigi, B., Cinicioglu, O. (2022). Discrete-element modelling of pile penetration to reveal influence of soil characteristics. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering*, 175(4), 365–382. https://doi.org/10.1680/jgeen.20.00134

Houlsby, G. T., y Byrne, B. W. (2005). Design procedures for installation of suction caissons in sand. Geotechnical Engineering, 158(3), 135–144. https://doi.org/10.1680/geng.158.3.135.66297

ISO 19901-4. 2016. *Petroleum and Natural Gas industries - Specific Requirements for Offshore Structures. Part 4 - Geotechnical and Foundation Design Considerations*. Washington, DC: API Publishing Services.

Lin, J., y Wu, W. (2012). Numerical study of miniature penetrometer in granular material by discrete element method. *Philosophical Magazine*, 92(28–30), 3474–3482. https://doi.org/10.1080/14786435.2012.706373

Liu, S., y Wang, J. (2016). Depth-independent cone penetration mechanism by a discrete element method (DEM)-based stress normalization approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(5), 871–883. https://doi.org/10.1139/cgj-2015-0188

Lu, P., y Maclaren, D. (2016). Geotechnical challenge of offshore mudmat foundation stability: Combining analytical and finite element investigation of bearing capacity of sand overlying soft clay. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 6, 58–69. https://doi.org/10.1016/j.gete.2016.02.004

Mandviwalla, X., y Christensen, E. D. (2021). Entrainment of Sediment Particles in Protection Layers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 147(10), 1–14. https://doi.org/10.1061/(asce)hy.1943-7900.0001898

Miyai, S., Kobayakawa, M., Tsuji, T., y Tanaka, T. (2019). Influence of particle size on vertical plate penetration into dense cohesionless granular materials (large-scale DEM simulation using real particle size). *Granular Matter*, 21(4), 1–21. https://doi.org/10.1007/s10035-019-0961-z

Sarmiento, J., Guanche, R., Losada, I. J., Serna, J. (2024). Experimental analysis of scour around an offshore wind gravity base foundation. *Ocean Engineering*, 308, 118330. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2024.118330

Shi, H, Jovanova, J., Schott, D.L. (2025a). DEM modelling of small-scale plate and pile penetration through scour protections. *5th International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, ISFOG 2025.

Shi, Hao, Cengiz, C., Macaro, G., Martinelli, M., Jovanova, J., Schott, D. (2025b). A validated DEM modelling framework on plate and pile penetrations in a double-layer scour protection system. *Ocean Engineering*, 319, 120222. https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2024.120222

Varela, E., Miranda, M., Castro, J., Sarmiento, J., Guanche, R. (2022). Full-Scale Tests of Skirt Penetration Resistance in Gravel for Offshore Wind Structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 148(11), 04022144. https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002889

Varela, E., Miranda, M., Castro, J. (2025). Laboratory tests of skirt penetration in loose granular soils. *Marine Georesources and Geotechnology*, 43(4), 622–634. https://doi.org/10.1080/1064119X.2024.2348635

DISEÑO DE PROTECCIÓN A LA SOCAVACIÓN EN MONOPILOTES DE EÓLICA MARINA INSTALADOS EN LECHOS MARINOS ARENOSOS

Antonio Javier PRADOS SÁEZ[(1)*]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*antonio.prados@cedex.es

RESUMEN

La instalación de monopilotes como elemento de cimentación de turbinas eólicas marinas plantea un obstáculo al flujo hidrodinámico generado por las corrientes y oleaje, provocando una amplificación de su velocidad en el entorno de la cimentación. Esta amplificación genera una serie de vórtices capaces de movilizar y transportar los sedimentos del lecho marino, dando lugar al fenómeno de la socavación. En este artículo se describe, de un modo cualitativo, cómo se produce el fenómeno de la socavación y sus impactos en la cimentación. También, se plantean los beneficios e inconvenientes de la instalación de una protección a la socavación basada en escollera. Posteriormente, se realiza un posible diseño de una protección a la socavación para una geometría de monopilote, condiciones oceanográficas y características de los sedimentos del lecho marino determinados. Con el propósito de evaluar el impacto en los volúmenes de material de escollera de protección necesarios, se introducen diversas variantes en el diseño, junto con la implementación de la metodología propuesta por el proyecto HaSPro, desarrollado por el centro de investigación Deltares en colaboración con los principales actores de la industria de la eólica marina.

ABSTRACT

The installation of monopiles as foundation element for offshore wind turbines creates an obstacle to the hydrodynamic flow generated by currents and waves, leading to an amplification of the flow velocity in the vicinity of the foundation. This amplification generates a series of vortices capable of mobilising and transporting seabed sediments, causing the phenomenon of scour. This article qualitatively describes how the scour process occurs and its impacts on the foundation. It also discusses the advantages and disadvantages of installing scour protection based on armourstone. Subsequently, a posible scour protection design is developed for a specific monopile geometry, metocean conditions and seabed sediment size. In order to assess the impact on the required volumes of protective armourstone, several design variants are studied, along with the implementation of the methodology proposed by the HaSPro Project, developed by Deltares in collaboration with the major players of the offshore wind industry.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Socavación (Scour), Monopilote (Monopile), Eólica marina (Offshore wind).*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. LA SOCAVACIÓN Y SU DESARROLLO EN MONOPILOTES DE EÓLICA MARINA

Según la literatura técnica, la socavación consiste en la remoción de sedimentos que ocurre en las inmediaciones de un obstáculo debida a la existencia de un flujo hidrodinámico alterado por su presencia. En Deltares (2023), la socavación es la remoción de sedimentos alrededor de la estructura, como resultado de los gradientes de transporte de sedimentos que se producen debido al impacto de la estructura en el flujo, produciendo una aceleración local del mismo y una posterior deceleración, a menudo acompañada de altas intensidades de turbulencia. Por tanto, se concluye que el desarrollo de la socavación alrededor de una estructura depende de los fenómenos del flujo hidrodinámico actuante y de la tipología de la misma.

En la Figura 1 se ilustran las tipologías de cimentación más habituales en parques eólicos marinos, destacando la cimentación con monopilote. Principalmente, debido a su menor coste relativo y a la simplicidad de su fabricación e instalación, ya que su geometría cilíndrica facilita los procesos de mecanizado, transporte e hincado en el lecho marino. En la actualidad, para aerogeneradores de potencias de 15 a 20 MW, los diámetros más usuales se encuentran comprendidos dentro del rango de 10 a 12 m. En el futuro, se esperan mayores diámetros para alcanzar mayores profundidades marinas y poder sustentar aerogeneradores de mayor potencia.

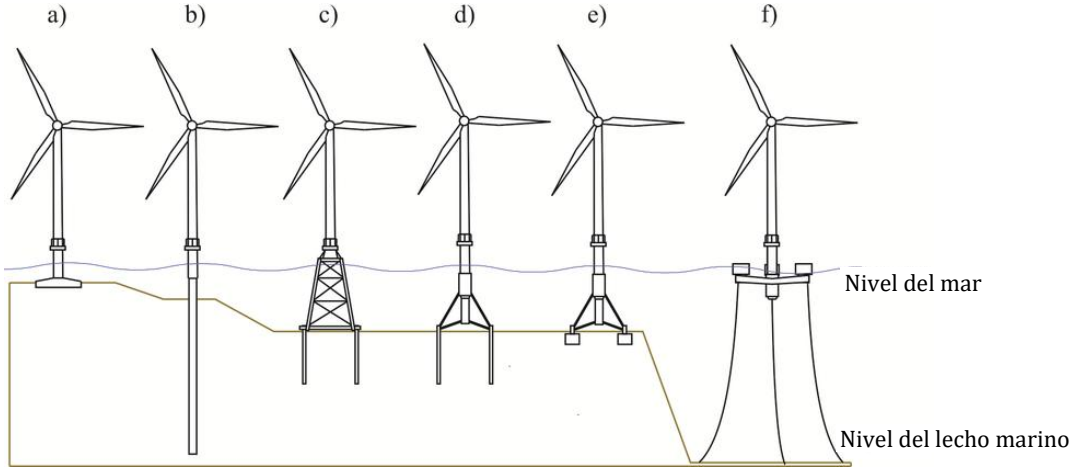


Figura 1. Cimentaciones típicas en eólica marina: (a) Gravedad, (b) Monopilote, (c) Jacket, (d) Trípode, (e) Cajones múltiples, (f) flotante. Adaptado de Mandolini, 2018.

En la Figura 2 se proporciona una representación visual de los principales procesos hidrodinámicos que intervienen en el fenómeno de la socavación alrededor de un monopilote. Asimismo, se distinguen dos fases claramente diferenciadas en su desarrollo: una primera fase, de carácter rápido, y una segunda fase, de evolución más lenta, representadas en las partes izquierda y derecha de la figura, respectivamente.

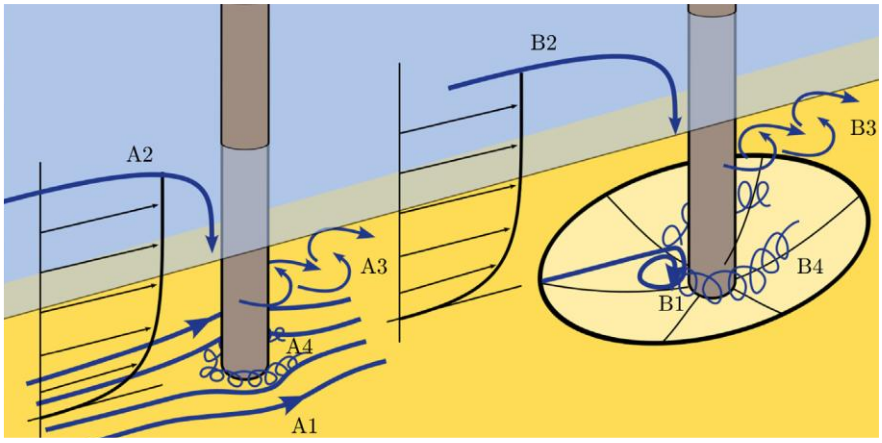


Figura 2. Diferentes procesos hidrodinámicos alrededor de un monopilote (Silva-Muñoz y Broekema, 2025).

La primera fase de desarrollo (rápida) se encuentra asociada con el arrastre de sedimentos causado por la amplificación de la velocidad del flujo medio alrededor del monopilote. Cabe señalar que, en esta etapa inicial, el flujo aún no se ve significativamente afectado por la presencia de la socavación del lecho marino.

En Deltares (2023) se describen los principales procesos hidrodinámicos existentes que, en aras de una mayor claridad expositiva, se asocian con su representación visual en la Figura 2. La presencia del monopilote genera una contracción de las líneas de corriente (A1), un gradiente de presión que causa un flujo descendente en el lado de aguas arriba (A2), la formación de los llamados vórtices de herradura (A4) en la base de la cimentación y el desprendimiento de vórtices de estela (A3) en el lado de aguas abajo. Los vórtices de herradura (*horse-shoe*) son responsables de la remoción y suspensión de los sedimentos; mientras que los vórtices de estela (*lee-wake*), los envuelven y favorecen su transporte aguas abajo por la corriente. Por otra parte, la contracción de las líneas de corriente es responsable de un aumento de la velocidad del flujo en las inmediaciones del monopilote. Esta amplificación de velocidad, generalmente, produce una erosión significativa del lecho marino hasta una distancia de alrededor de 1.5 veces el diámetro del monopilote.

La segunda fase de desarrollo (lenta) se asocia con el aumento progresivo de la profundidad de socavación aguas arriba y en los laterales del monopilote, debido a la progresiva estabilización del vórtice de herradura que, gradualmente, va ocupando la depresión que se está desarrollando en el lecho marino. La mayor profundidad de socavación modifica el campo de flujo medio alrededor del monopilote, pudiendo reducir la capacidad de transporte de los sedimentos movilizados y contribuyendo así a una fase de desarrollo más lenta. Por tanto, en esta fase, el flujo descendente (B2) genera un vórtice de herradura más desarrollado dentro de la zona de socavación (B1), haciendo que la evolución de ésta dependa en mayor medida de la estructura de vórtices próxima al lecho (B4) y de los vórtices de estela (B3). Esta fase concluye cuando se alcanza la profundidad de socavación de equilibrio, que depende del diámetro del monopilote y que, según la bibliografía, presenta una notable dispersión, con valores comprendidos entre cero y tres veces dicho diámetro.

1.2. REPERCUSIONES EN EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

El fenómeno de la socavación presenta una serie de inconvenientes en el diseño del aerogenerador, como la reducción en la frecuencia natural del sistema (estructura-cimentación) y la capacidad lateral de la cimentación.

Bhattacharya (2019) recomienda evitar que la primera frecuencia natural del sistema, asociada a la posible resonancia estructural, coincida con las frecuencias de excitación 1P (giro completo del rotor) y 3P (paso de cada pala por la torre) de la turbina; debiendo aplicarse, a tales efectos según DNV, un margen de seguridad del 10% de 1P y 3P (véase Figura 3). Asimismo, resulta recomendable contextualizar las frecuencias 1P y 3P respecto a las velocidades características de operación de la turbina: conexión (*cut-in*), nominal (*rated*) y desconexión (*cut-out*). Durante la conexión y la desconexión, la velocidad de rotación del rotor puede atravesar puntualmente rangos de frecuencia próximos a la de resonancia. Estas situaciones suelen ser transitorias y de corta duración, por lo que no suelen ser críticas desde el punto de vista dinámico. En cambio, en la condición nominal de operación, las frecuencias asociadas a 1P y 3P requieren especial atención, ya que la operación sostenida en este régimen aumenta la probabilidad de excitación de los modos propios de vibración del sistema.

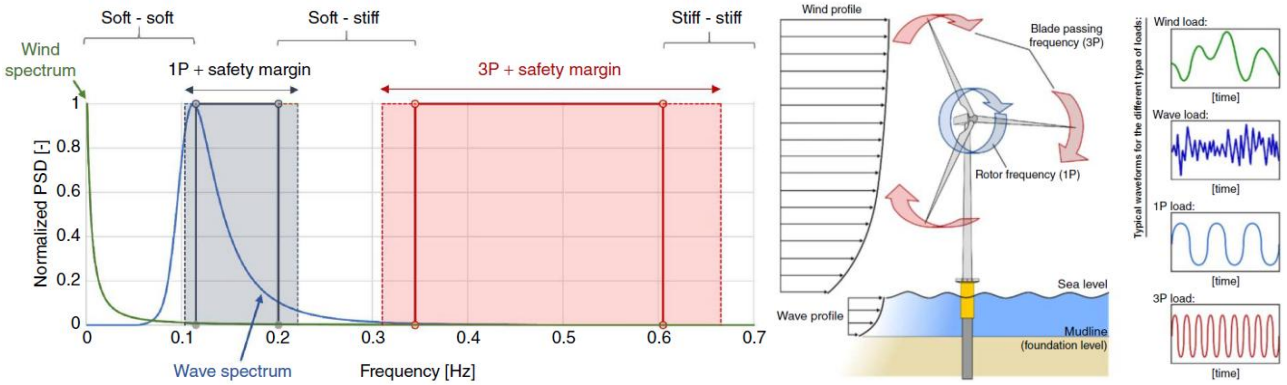
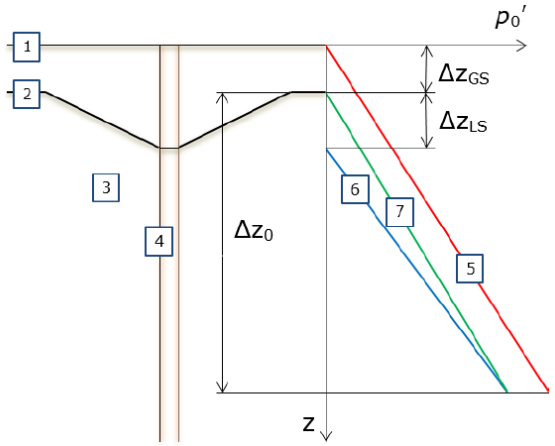


Figura 3. Rango de frecuencias actuantes en una estructura de un aerogenerador (izquierda). Distribución de los 4 tipos principales de carga en una turbina eólica marina (derecha). Bhattacharya, 2019.

A partir del contenido en frecuencia de las cargas aplicadas, el diseñador debe seleccionar una frecuencia natural del sistema que se sitúe fuera de las frecuencias 1P y 3P, evitando la resonancia y, en última instancia, un aumento del daño por fatiga. La solución, aparentemente más segura, sería situar la frecuencia natural del aerogenerador en la banda "*stiff-stiff*" o muy por encima del rango 3P. Sin embargo, los diseños más rígidos, con frecuencias naturales más altas, requieren estructuras de soporte y cimentaciones más robustas, lo que implica mayores costes de materiales, transporte e instalación. Por ello, desde el punto de vista económico, resultan preferibles estructuras más flexibles o en la banda "*soft-stiff*". De lo anterior, se deduce que el diseño

"*soft-stiff*" exige considerar la amplificación dinámica, así como posibles cambios en la frecuencia del sistema debidos a los efectos de las cargas dinámicas. Además, la socavación debe considerarse, puesto que reduce la frecuencia natural del sistema y aumenta el riesgo de resonancia con la frecuencia 1P del rotor.

Por otra parte, adicionalmente a la socavación local producida por la obstrucción impuesta por el monopilote al flujo, podría darse una bajada generalizada del lecho marino ocasionada por fenómenos morfodinámicos, como ondulaciones (*ripples* y *megaripples*) y dunas submarinas (*sand waves*). A este respecto, resulta crucial identificar la presencia de estas estructuras morfodinámicas en las campañas geofísicas iniciales del proyecto. Estos descensos locales y generales del lecho marino reducen la presión vertical efectiva del terreno, en las formas representadas en la Figura 4.



Leyenda

p_o' presión vertical efectiva del terreno
z profundidad
Δz_{GS} profundidad de socavación general
Δz_{LS} profundidad de socavación local
Δz_o profundidad de reducción de la sobrecarga

1. Lecho marino original
2. Nivel del lecho tras socavación general
3. Nivel del lecho tras socavación local
4. Monopilote
5. Presión efectiva sin socavación
6. Presión efectiva con socavación local y global
7. Presión efectiva sólo con socavación global

Figura 4. Efectos de la socavación en las presiones verticales efectivas. Adaptado de DNVGL-RP-C212 (2021).

De modelizar el terreno mediante un conjunto de muelles, según la metodología de las curvas P-Y o el más reciente método PISA (Byrne *et al.*, 2017), aquellos muelles en contacto con la cimentación a lo largo de la profundidad total de socavación (Δz_{GS}+ Δz_{LS}) no podrán considerarse. Además, en lechos marinos arenosos, se reducirá el valor de la constante de rigidez de los muelles restantes, al depender ésta del valor de la presión vertical efectiva existente en el nivel donde se modeliza cada muelle. Ambas circunstancias reducen la capacidad lateral de la cimentación y podrían conducir a movimientos no admisibles (giros, traslaciones).

1.3. ESTRATEGIA DE MITIGACIÓN

Entre las posibles estrategias de mitigación de la socavación, la más habitual y recomendable consiste en la instalación inmediata de una escollera de protección alrededor del monopilote. Mediante esta estrategia, además de dificultar la socavación, se añade un peso extra sobre el lecho marino. Este peso incrementa las presiones verticales efectivas, aspecto que produce una ligera mejora de la capacidad lateral de la cimentación y, por consiguiente, una ligera reducción de la profundidad de empotramiento necesaria. A este respecto, en la Figura 5 se muestran distintos enfoques para modelizar la interacción suelo-estructura: 1. Nivel del lecho marino original, 2. Incremento global del nivel del lecho, 3. Incremento local del nivel del lecho, 4. Incremento local del nivel del lecho y consideración de la rigidez lateral proporcionada por la escollera.

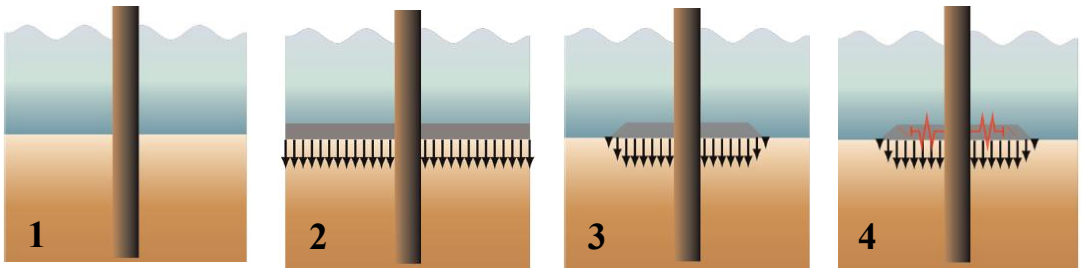


Figura 5. Enfoques para modelizar la interacción suelo-estructura. Adaptado de Stuyts *et al.* (2024).

Para una escollera vertida, un valor razonable de porosidad estaría en torno al 40%. Por tanto, un peso específico del material de 26 kN/m^3 se traduciría en un incremento de presiones verticales efectivas de unos 5 kPa por cada metro de espesor instalado. Algunos diseñadores no consideran este efecto, asumiendo incluso la pérdida de cierto espesor del lecho marino para lograr un diseño de monopilote más conservador.

No obstante, la instalación de la protección de escollera también plantea algunos inconvenientes. En la Figura 6 se ilustra el efecto de la protección de la socavación en el flujo (vórtices contrarrotativos aguas abajo y

contracción de las líneas de corriente en los bordes de la protección). A consecuencia de esta alteración del flujo, puede producirse erosión localizada en los bordes de la protección de escollera, tanto aguas abajo (a) como en sus laterales (b). Generalmente, la socavación en los bordes resulta inferior a la socavación local y requiere más tiempo para su completo desarrollo.

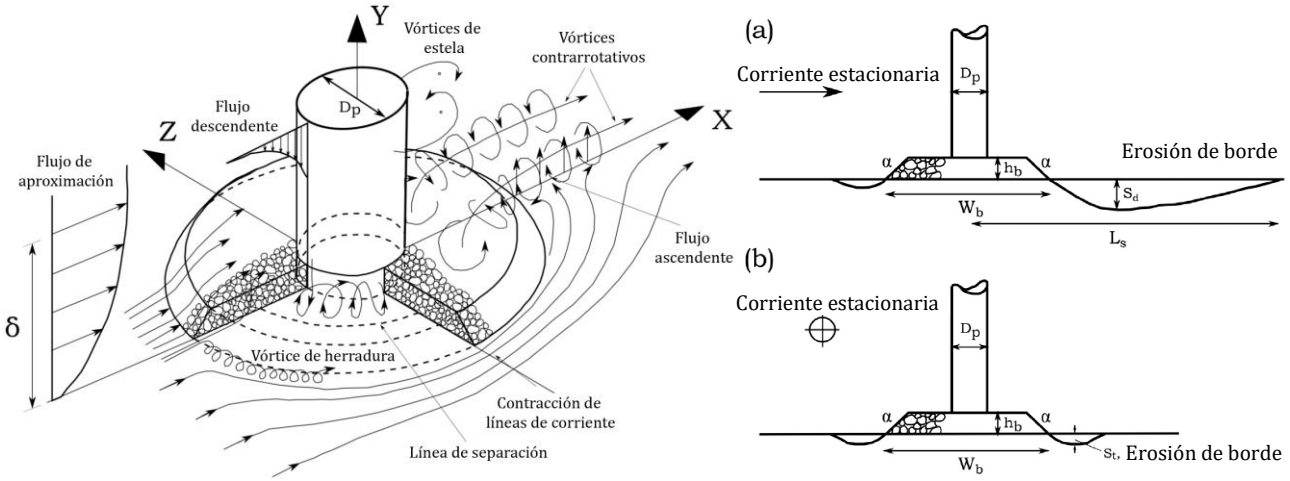


Figura 6. Flujo alrededor de un monopilote con protección de escollera (izquierda). Socavación aguas abajo (a) y socavación en los bordes (b) generada por la corriente (derecha). Adaptado de Petersen *et al*., 2014.

2. DISEÑO DE PROTECCIÓN A LA SOCAVACIÓN

2.1. METODOLOGÍA DNV

Según DNV-RP-0618 (2022), la protección de escollera debe cumplir tres condiciones (véase Figura 7):

1. **Estabilidad externa** (resistencia contra las cargas hidrodinámicas actuantes con un movimiento limitado de la protección instalada). Esta condición puede mejorarse aumentando el tamaño y/o la densidad de la escollera instalada.
2. **Estabilidad interna** (prevención del lavado o pérdida de arena del lecho marino a través de la protección instalada, evitando su hundimiento en el lecho marino). Esta condición se ve favorecida por la instalación de un menor tamaño de escollera y/o un mayor espesor de la capa de protección.
3. **Flexibilidad** (habilidad de la protección instalada para adaptarse a cambios del nivel del lecho). Esta condición se garantiza mediante una extensión adicional de la escollera en los bordes para permitir la protección del talud creado por la bajada del nivel del lecho marino *(falling apron*).

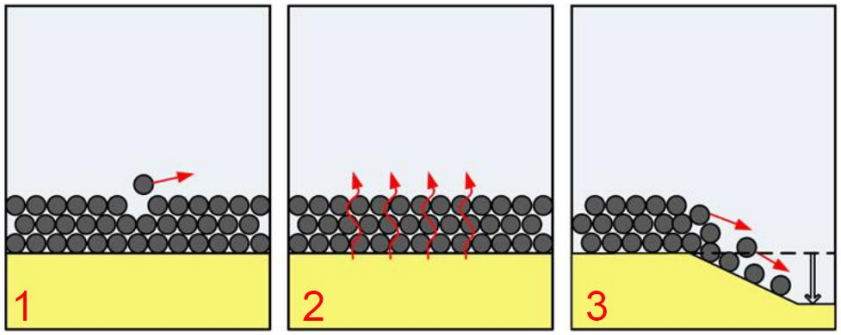


Figura 7. Condiciones a verificar en un diseño de protección a la socavación. Adaptado de DNV-RP-0618 (2022).

En una protección a la socavación de escollera se puede optar por disponer una única capa de material o una doble capa (armadura + filtro) (véase Figura 8 para mayor claridad). En el caso de un diseño de doble capa, la condición de estabilidad externa se confía a la capa superior o de "armadura", mientras que las condiciones de estabilidad interna y flexibilidad se encomiendan a la capa inferior o de "filtro". De modo general, DNV recomienda adoptar un diámetro de la cara superior de la protección a la socavación de 3 a 4 veces el diámetro del monopilote (D_p). Los taludes adoptados para la escollera, suelen encontrarse entre 2H:1V y 3H:1V.

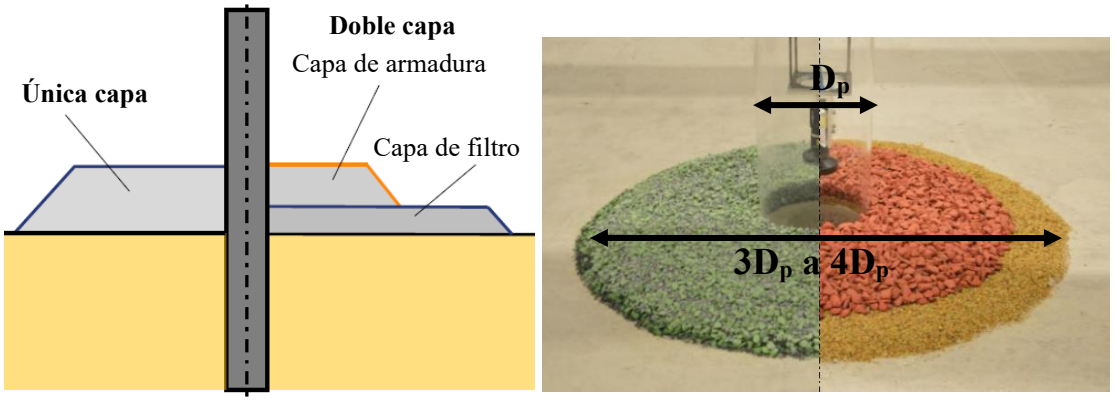


Figura 8. Tipos de protección: única capa y doble capa (armadura + filtro). Adaptado de Deltares, 2024.

Para evaluar la condición de estabilidad externa, se requieren los siguientes datos:

- Diámetro mediano (D_{50}) de la escollera y densidad de la roca ($\rho_s \geq 2650$ kg/m^3) en la protección a la socavación. Normalmente, se recurre a las granulometrías gruesas (CP, $D_{50} < 200$ mm) y ligeras (LMA, $D_{50} > 200$ mm) incluidas en la norma europea de escolleras UNE-EN13383-1 (2004). *Nota: Las granulometrías LMA vienen expresadas en masa en lugar de tamaño. Para la conversión a tamaños puede recurrirse al método de Rosin-Rammler recogido en CIRIA (2007).*
- Datos oceanográficos del emplazamiento o acciones de diseño (oleaje, corriente, nivel del mar bajo).

La verificación de esta condición consiste en comparar el valor de la variable movilidad (MOB_{top}), en la cara superior de la protección a la socavación, con determinadas clases de estabilidad recogidas en Den Boon *et al*. (2004): movimiento limitado ($MOB_{top} < 0.415$), algún movimiento ($0.415 < MOB_{top} < 0.460$) y movimiento significativo ($MOB_{top} > 0.460$). La imposición de valores de movilidad más bajos conducirá a un comportamiento más estático de la protección ante la tormenta de diseño; mientras que, para valores más altos, éste resultará más dinámico. A continuación, se muestra la ecuación para calcular la movilidad:

$$MOB_{top} = \frac{\theta_{top}(\tau,\ g,\ \rho_s,\ \rho_w,\ D_{50})}{\theta_{cr}(\rho_s,\ \rho_w,\ D_{50})} \quad (1)$$

Básicamente, la variable movilidad (MOB_{top}) es el cociente entre el número de Shields (θ_{top}) en el nivel de la cara superior de la protección a la socavación (dependiente de la combinación de las tensiones cortantes inducidas por las corrientes y oleaje (τ), aceleración de la gravedad (g), densidad del agua (ρ_w), densidad (ρ_s) y tamaño de la escollera (D_{50})) y el número de Shields crítico (θ_{cr}) (valor que marca el inicio el movimiento de una partícula sólida bajo la acción de un flujo). Para evitar incluir un exceso de ecuaciones en el presente artículo, se remite al lector interesado en la formulación matemática de los distintos parámetros involucrados en el cálculo de la movilidad (MOB_{top}) al Apéndice A del Manual HaSPro (Deltares, 2023).

Obsérvese que para obtener la movilidad (MOB_{top}), en ningún momento se ha considerado la geometría del monopilote u obstáculo al flujo hidrodinámico que, como resulta lógico, determinará la alteración de éste; produciendo una amplificación de su velocidad y, por ende, dotándole de una mayor capacidad de movilización de las partículas de la escollera de protección a la socavación. Por este motivo, resulta más que previsible que la movilización de las partículas se inicie con valores del número de Shields inferiores al crítico, en línea con lo observado en los experimentos realizados por Den Boon *et al*. (2004).

Para cada emplazamiento de aerogenerador, geometría de la protección a la socavación y condiciones meteoceánicas actuantes, existe un diámetro mediano de material de escollera (D_{50}) para el que el valor de la movilidad (MOB_{top}) queda por debajo del umbral seleccionado. En general, el estándar adoptado por la industria es limitar la variable movilidad a 0.460. Imponiendo un valor de MOB_{top} y recurriendo a un proceso iterativo se resuelve la ecuación 1, obteniendo el valor D_{50} mínimo requerido para las acciones de diseño.

Para la determinación del número de Shields de diseño asociado a un periodo de retorno (TR) de 50 años, la norma DNV propone las combinaciones de cargas dadas en la Tabla 1 inferior. Normalmente, la primera combinación suele resultar la más onerosa o la que dará lugar a mayores tamaños (D_{50}) de escollera necesaria. Sin embargo, esta circunstancia no exime de la comprobación de todas y cada una de ellas.

Tabla 1. Combinaciones de carga para determinar el nº de Shields (TR=50 años). Adaptado de DNV-RP-0618 (2022).

Combinación de carga	Oleaje (H_s, T_p)	Corrientes (U_c)	Nivel del mar bajo (h_{LWL})
LC1	50 años	5 años	5 años
LC2	5 años	50 años	5 años
LC3	5 años	5 años	50 años

Para la verificación de la condición de estabilidad interna, la norma DNV-RP-0618 (2022) propone adoptar la fórmula dada por Van de Sande *et al.* (2014) (ecuación 2) y así obtener el espesor (t_{sp}) de la capa de filtro sobre un lecho plano sin monopilote expuesto a la acción de un flujo, de manera que se produzca una erosión simultánea del material base (sedimentos) y del material filtrante (capa de filtro).

$$\frac{t_{sp}}{d_{50,base}} = \alpha_d \cdot \ln\left(\frac{d_{50,filtro}}{d_{50,base}} \cdot \frac{\Delta_{filtro}}{\Delta_{base}} \cdot \frac{\Psi_{c,filtro}}{\Psi_{c,base}} \cdot \frac{1-\gamma \cdot V_{filtro}}{1-\gamma \cdot V_{base}}\right) \quad (2)$$

Donde: t_{sp} (espesor de la capa superior de filtro), $d_{50,x}$ (tamaño de partícula mediano de la capa de filtro/base), Δ_x (densidad relativa del material de la capa de filtro/base), $\Psi_{c,x}$ (número de Shields crítico para el material de la capa de filtro/base), γ (parámetro de transporte, 0.625) y V_x (coeficiente de variación que representa la no uniformidad del material de la capa de filtro/base, $V_x = 1 - d_{15,x}/d_{50,x}$).

Bajo un enfoque determinista sobre un lecho marino plano, sin considerar el monopilote, se pueden adoptar los siguientes valores del parámetro α_d: 0.82 (límite superior admisible) y 0.69 (límite de confianza del 90%). En el caso de que la fórmula anterior se use para una protección a la socavación consistente en una única capa, DNV sugiere adoptar un valor $\alpha_d = 2$ como límite superior admisible. No obstante, algunos diseñadores siguen adoptando el valor original de 0.82 propuesto por Van de Sande *et al.* (2014).

En protecciones de doble capa, entre las granulometrías de las capas de filtro y de armadura, debe verificarse el criterio de estabilidad interna: $D_{15,armadura} / d_{15,filtro} > 1$ y $D_{15,armadura} / d_{85,filtro} < 5$. Además, el espesor mínimo de la capa de armadura será $t_{armadura} \geq 2 \cdot D_{n50}$, donde $D_{n50} = 0.84 \cdot D_{50}$ (CIRIA, 2007).

En cuanto a la condición de **flexibilidad**, de modo general, suele adoptarse el criterio propuesto por Van Velzen (2012) que consiste en añadir una extensión adicional de material para cubrir el talud expuesto generado por la socavación (véase Figura 9). Esta extensión resulta ser 1,4 veces la bajada del nivel del lecho marino prevista (h_{tot}), obtenida mediante la suma de la socavación general por fenómenos morfodinámicos (h_{bd}) y la socavación local por la erosión en los bordes (h_{edge}). Una simplificación habitual es adoptar una erosión de borde (h_{edge}) similar al espesor de la protección a la socavación. No obstante, para mayor precisión conviene seguir las directrices expuestas en Petersen *et al*. (2014). Para diseños de protección de doble capa, la extensión adicional debe añadirse a la capa de filtro.

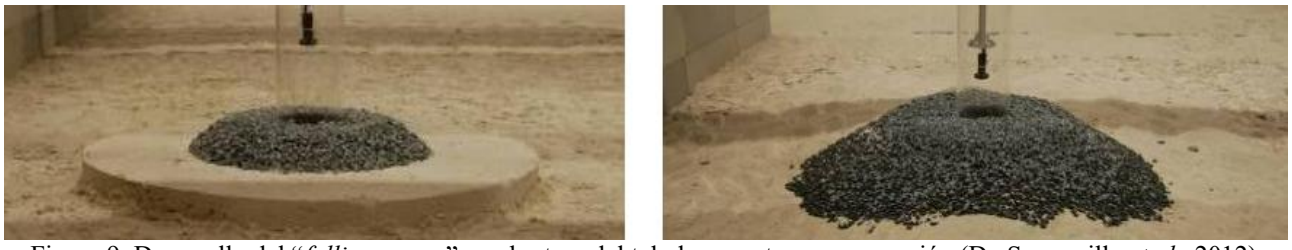


Figura 9. Desarrollo del "*falling-apron*" o cobertura del talud expuesto por socavación (De Sonneville *et al.*, 2012).

2.2. METODOLOGÍA HASPRO

HaSPro es un proyecto desarrollado por el centro de investigación Deltares con el apoyo económico de varios de los principales actores de la industria de la eólica marina (desarrolladores, diseñadores, contratistas y suministradores). Entre sus objetivos, destacan: ampliar la información del proceso de socavación en monopilotes instalados en lechos marinos arenosos y predecir el valor de la deformación en las escolleras de protección asociada a una probabilidad de no excedencia para lograr diseños más robustos y duraderos.

Parte de los ensayos en modelos físicos a escala fueron realizados en las instalaciones de Deltares en Delft (Holanda) (véase Figura 10). Entre ellas, destaca el canal de oleaje más grande del mundo "*Delta Flume*" con capacidad de generar olas de más de 5 m de altura (300 m de largo, 5 m de ancho y paleta generadora de oleaje de 10 m de altura), donde se ensayaron los modelos físicos de mayor tamaño para reducir los efectos de escala.

Scheldt Flume (E 1:30 a 1:50) *Atlantic Basin (E 1:20 a 1:40)* *Delta Flume (E 1:1 a 1:10)*



Figura 10. Instalaciones empleadas junto con escala del modelo físico ensayado. Adaptado de Deltares, 2024.

En los 330 ensayos recopilados y realizados, además de medir los valores de deformación de la protección de escollera, se seleccionaron parámetros asociados a la movilidad (MOB_{top}) y el nº de Keulegan-Carpenter total (corriente+oleaje) (KC_{tot}, parámetro adimensional de la dinámica de fluidos que expresa la relación entre las fuerzas de arrastre y las fuerzas de inercia en cuerpos sometidos a flujo oscilatorio) (véase Figura 11).

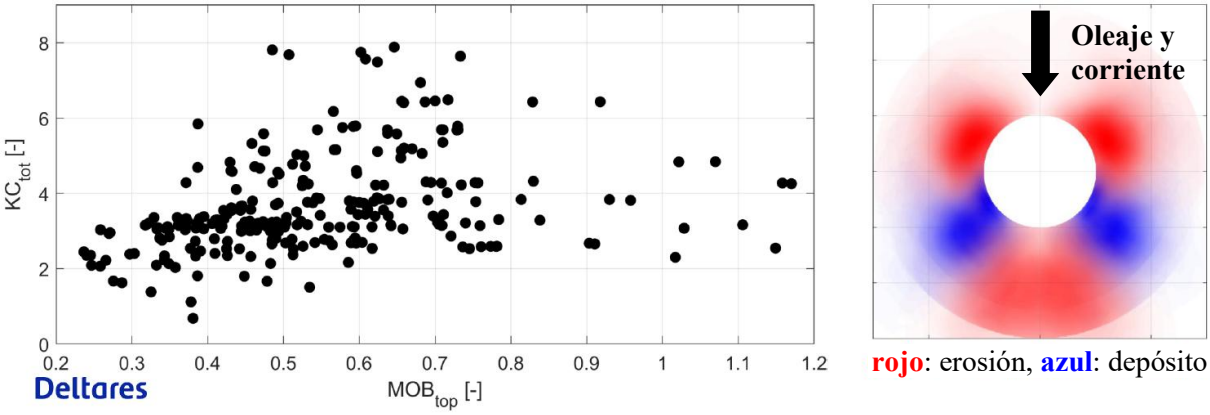


Figura 11. Resultados (cada punto representa KC_{tot} y MOB_{top} obtenidos en cada ensayo). Adaptado de Deltares, 2024.

La filosofía de HaSPro consiste en añadir al espesor mínimo de la protección de escollera (T_F), obtenido con la metodología DNV, un valor de deformación (S_x) asociado a una probabilidad de no excedencia (x) con el propósito de mantener, al menos, dicho espesor a lo largo de la vida útil del parque eólico. En protecciones de doble capa, esta deformación se añade al espesor de la capa con la función de armadura. Según la ecuación 3, la deformación (S_x) depende del diámetro del monopilote (D_p), de las condiciones de aproximación del flujo (KC_{tot} y MOB_{top}) y de 5 constantes (c_{yx}) asociadas a una probabilidad de no excedencia que se encuentran recogidas en el Manual HaSPro (Deltares, 2023):

$$\frac{S_x}{D_p} = \left(1 + \frac{c_{3x}}{1 + \exp[-c_{4x} \cdot KC_{tot} + c_{5x}]}\right) \cdot c_{1x} \cdot MOB_{top}^{c_{2x}} \quad (3)$$

3. CASO DE ESTUDIO

En el presente apartado se realiza el diseño de una protección a la socavación para el emplazamiento de un parque eólico marino del que se cuenta con la información expuesta en la Tabla 2 inferior.

3.1. DATOS CONSIDERADOS

Tabla 2. Datos del parque eólico (geometría del monopilote, profundidades, condiciones oceanográficas, sedimentos).

Geometría MP / Profundidad del mar		Condiciones oceanográficas		Sedimentos	
Diámetro MP, D_p (m)	10.5 – 11.0	Altura de ola significante, $H_{s,50y}$ (m)	9.5	Tipo	Arenas
Incrustación marina, MG (mm)	100	Periodo pico de ola, $T_{p,50y}$ (s)	13.3	db_{15} (mm)	0.12
Diámetro efectivo MP, D'_p (m)	10.7 – 11.2	Corriente extrema promedio, $U_{c,5y}$ (m/s)	0.59	db_{50} (mm)	0.21
Profundidades, h_w (m LAT)	33.5 – 46	Nivel del mar bajo, $H_{LWL,5y}$ (m)	0.41	db_{85} (mm)	0.28

**Como simplificación, se asume que no existen fenómenos morfodinámicos (h_{bd} = 0) ni erosión de borde (h_{edge} = 0).*

Para el caso de estudio, la combinación de cargas más conservadora es la LC1 (DNV-RP-0618, 2022), es decir, estado de oleaje (TR = 50 años), corriente (TR = 5 años) y nivel del mar bajo (TR = 5 años). Se asume marea astronómica baja (m LAT) y que oleaje y corriente actúan en la misma dirección (y sentido).

3.2. ZONIFICACIÓN

En la Figura 12 se representan 2 curvas que muestran el tamaño D_{50} mínimo de la escollera a instalar para cumplir la condición de estabilidad ($MOB_{top} \leq 0.46$) a lo largo del rango de profundidades del mar (m LAT) en el parque eólico, en función de si se opta por escollera de densidad 2650 kg/m^3 (granito) o de 3200 kg/m^3 (eclogita). Las líneas verticales representan el tamaño D_{50} de las granulometrías de escollera consideradas.

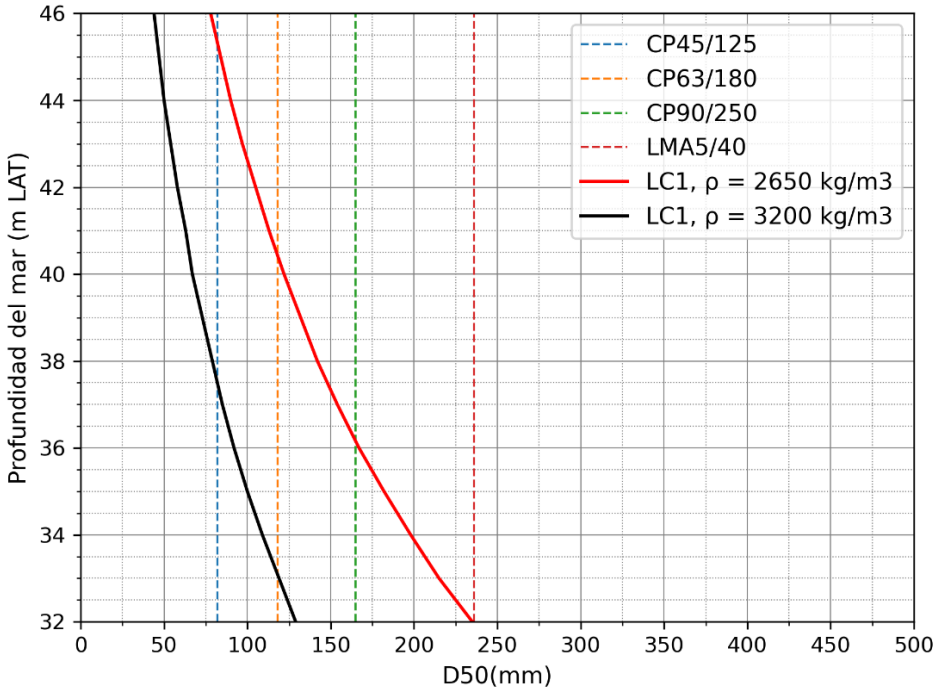


Figura 12. Tamaño mediano (D_{50}) de roca necesario en cada profundidad (estabilidad externa, $MOB_{top} \leq 0.46$).

Mediante la gráfica anterior, pueden establecerse distintas zonas o clústeres a lo largo del parque eólico para definir la granulometría de escollera y tipología de la protección a instalar. En el siguiente apartado se define el rango de profundidad de cada una de estas zonas y la geometría de la protección de escollera requerida.

3.3. RESULTADOS

En la Tabla 3 inferior se muestra la geometría y volúmenes de protección de escollera necesarios para las tres variantes de diseño consideradas: (1) capa única de granito (caso base), (2) capa única de eclogita y (3) doble capa de granito. Adicionalmente, en cada variante de diseño, se aplica la metodología HaSPro para determinar la deformación asociada a una probabilidad de no excedencia del 50% (S_{50}). De aumentar el espesor de las protecciones en dicho valor de deformación ($t = T_F + S_{50}$), el diseño será más robusto.

Tabla 3. Resultados obtenidos para cada zona y variante de diseño.

Material	**Granito (ρ_s = 2.65 t/m^3)**					**Eclogita (ρ_s = 3.2 t/m^3)**	
Zona	Somera			Intermedia	Profunda	Somera	Profunda
Prof. (m LAT)	33.5 – 37			37– 41	41 – 46	33.5 – 38	38 – 46
D. efectivo, D'_p (m)	10.7			10.7	11.2	10.7	11.2
Tipología	Única capa	Doble capa		Única capa	Única capa	Única capa	Única capa
		Armadura	Filtro				
Granulometría*(1)	LMA5/40	LMA5/40	CP45/125	CP90/250	CP63/180	CP63/180	CP45/125
Esp. min. (m)* (2)	1.40	0.40	0.45	1.00	0.65	0.70	0.45
Volumen, V (m^3)	1456	341	690	1650	1117	1110	753
ΔV (%)	*(3)	-29		*(3)	*(3)	-33	-33
HaSPro, S_{50} (m)	0.25	0.23	-	0.24	0.25	0.25	0.24
Volumen, V (m^3)	1790	523	690	2034	1597	1557	1211
ΔV (%)*(4)	23	53	0	23	43	40	61

*(1) *Para LMA se adoptan taludes 2H:1V y diámetros de protección 3·D'$_p$, para CP 3H:1V y 4·D'$_p$, respectivamente.*
*(2) *Espesor mínimo de capa encargada de cumplir la condición de estabilidad interna se ha calculado con α_d=0.82.*
*(3) *Variación de volumen respecto al caso base.* *(4) *Variación de volumen respecto al caso sin metodología HaSPro.*

4. CONCLUSIONES

El presente artículo proporciona una visión general de los efectos de la socavación en monopilotes de eólica marina instalados sobre lechos marinos arenosos, así como de las principales variables que intervienen en el diseño de protecciones a la socavación basadas en escollera. Asimismo, se presenta un procedimiento de diseño simplificado para este tipo de soluciones. A continuación, se recogen las principales conclusiones:

- En ausencia de protección, la profundidad de socavación de equilibrio puede llegar a alcanzar valores de hasta tres veces el diámetro del monopilote, lo que conlleva una reducción de la frecuencia natural del sistema (incrementando el riesgo de resonancia) y una disminución de la capacidad lateral de la cimentación, pudiendo dar lugar a movimientos no admisibles.
- La acción del oleaje sobre la cara superior de la protección de escollera resulta más intensa en aguas someras, donde la velocidad orbital del oleaje alcanza valores más elevados.
- Según HaSPro, la deformación de la protección de escollera depende principalmente de la variable movilidad (MOB_{top}) y, en segundo lugar, del número hidráulico de Keulegan-Carpenter (KC_{tot}).
- La aplicación de la metodología HaSPro incrementa la seguridad del diseño, si bien implica un aumento del volumen de escollera, en función de la probabilidad de no excedencia adoptada.
- De acuerdo con HaSPro, un mayor diámetro de monopilote intensifica la alteración del flujo hidrodinámico y, por tanto, aumenta los niveles de deformación en la protección de escollera.
- El diseño óptimo desde el punto de vista volumétrico no siempre resulta el más eficiente en términos económicos; por ejemplo, soluciones de doble capa pueden requerir dos campañas de instalación, y materiales como la eclogita presentan costes superiores a alternativas como el granito.
- En determinados emplazamientos, puede ser necesario realizar estudios morfodinámicos detallados que permitan caracterizar las formas del lecho marino, su dinámica y la evolución prevista del nivel del fondo marino durante la vida útil del parque eólico.

REFERENCIAS

Bhattacharya, S. (2019). *Design of foundations for offshore wind turbines.* John Wiley & Sons.

Byrne BW, McAdam RA, Burd HJ, Houlsby GT, Martin CM, Beuckelaers WJAP, et al. Pisa: New design methods for offshore wind turbine monopiles. In: *Offshore Site Investigation Geotechnics 8th International Conference Proceeding*, Vol. 142. London, Society for Underwater Technology, 2017.

CIRIA, CUR, CETMEF (2007). *The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering* (2nd edition). C683, CIRIA, London.

Deltares (2023). *Handbook of Scour and Cable Protection Methods.* December, 2023.

Deltares (2024). *Handbook of Scour and Cable Protection Methods*: *Public Webinar*. April, 2024.

Den Boon, J.H., Sutherland, J., Whitehouse, R., Soulsby, R., Stam, C.J.M, Verhoeven, K., Høgedal, M y Hald, T. (2004). *Scour Behaviour and Scour Protection for Monopile Foundations of Offshore Wind Turbines*. Proceedings of the European Wind Energy Conference (EWEC).

De Sonneville, B., Van Velzen, G., Verheij, H., y Dorst, K. (2012). *Falling aprons at circular piers under currents*. Proceedings of the International Conference on Scour and Erosion, Paris, France.

DNVGL-RP-C212 (2021). *Offshore soil mechanics and geotechnical engineering.* September, 2021.

DNV-RP-0618 (2022). *Rock scour protection for monopiles.* September, 2022.

Mandolini, A. (2018). *Change in elastic properties of sands under very large number of low amplitude multiaxial cyclic loading* (Doctoral thesis, University of Bristol).

Silva-Muñoz, N.F. y Broekema, Y.B. (2025). A multi-scale approach for scour time development at monopiles due to currents. *Ocean Engineering, Volume 322*, 120504.

Petersen, T. U., Sumer, B. M., Fredsøe, J., Fuhrman, D. R., Christensen, E. (2014). *Scour around Offshore Wind Turbine Foundations.* Technical University of Denmark. Department of Mechanical Engineering.

Stuyts, B., Weijtjens, W., Sastra Jurado, C., y Devriendt, C. (2024). Improved monopile-soil interaction modeling through in situ monitoring. In J. Balthazar et al. (Eds.), *State-of-the-art of mathematical modelling, dynamics, and control of wind turbines engineering*.

UNE-EN13383-1 (2004). *Escolleras. Parte 1: Especificaciones.* Octubre, 2004.

Van de Sande, S. A. H., Uijttewaal, W. y Verheij, H. (2014). Validation and optimization of a design formula for stable geometrically open filter structures. In *Proceedings of the 34th International Conference on Coastal Engineering (ICCE 2014)*, Seoul, Korea.

Van Velzen, G. (2012). *Flexible scour protection around cylindrical piles* (Master's thesis, Delft University of Technology).

ANÁLISIS HIDROMORFODINÁMICO A LARGO PLAZO DE LA VIDA ÚTIL DEL CABLE SUBMARINO DE EXPORTACIÓN DE POTENCIA DEL PROYECTO PLEMCAT

Tamara RODRÍGUEZ-CASTILLO[(1)*], Javier GARCÍA-ALBA[(1)] y Fernando SACRISTAN VIRSEDA[(2)]

[(1)] IH Cantabria, Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria
*tamara.rodriguez@unican.es

[(2)] IDOM Consulting, Engineering, Architecture

RESUMEN

Este trabajo presenta los resultados del análisis de la evolución morfodinámica a largo plazo de la trayectoria del cable de exportación de potencia del proyecto PLEMCAT, empleando técnicas avanzadas de modelado numérico. El objetivo principal es evaluar la estabilidad del lecho marino y los posibles riesgos asociados a procesos erosivos y sedimentarios en la zona de instalación del cable. En una primera fase, se recopiló y analizó información batimétrica, meteo-oceánica, granulométrica y geofísica, junto con la traza del cable submarino. A partir de estos datos, se realizó una clasificación estadística de los forzamientos dominantes (viento y oleaje) mediante la técnica de minería de datos K-medias, obteniendo nueve casos representativos. Cada caso se combinó con una marea morfológica típica (amplitud de 0,106 m y periodo de 24 h) para la simulación hidrodinámica. Las simulaciones se llevaron a cabo con un modelo hidromorfodinámico, utilizando el factor de aceleración morfológica propuesto por Lesseret al. (2004) con valor 112 y el método de evolución costera de Roelvink (2006) para proyectar la evolución del lecho marino durante un periodo equivalente a 28 años, similar a la vida útil del parque. Los resultados hidromorfodinámicos mostraron una tendencia erosiva entre el PK0+000 y el PK5+000, con un máximo de 1,65 m respecto a la batimetría actual, atribuida al efecto del oleaje. La zona más afectada (erosión >1 m) se localiza entre el PK1+500 y el PK3+500, donde la profundidad oscila entre 25 y 36 m. Por el contrario, entre el PK5+000 y el PK15+000 se detecta sedimentación neta positiva (aprox. 0,5 m), mientras que el tramo final del cable permanece estable, sin modificaciones significativas, debido a la mayor profundidad y menor influencia hidrodinámica. Estos resultados aportan información clave para la planificación y gestión del proyecto PLEMCAT, contribuyendo a la evaluación de riesgos y a la optimización del diseño del cable submarino frente a procesos morfodinámicos a largo plazo.

ABSTRACT

This study presents the results of the long-term morphodynamic evolution analysis of the export power cable route of the PLEMCAT project, conducted using advanced numerical modeling techniques. The main objective is to evaluate seabed stability and to identify potential risks associated with erosional and sedimentary processes within the cable installation area. In a first phase, bathymetric, meteo-oceanographic, granulometric, and geophysical data were collected and analyzed, together with the submarine cable route. Based on these data, a statistical classification of the dominant forcings (wind and waves) was carried out using the K-means data mining technique, resulting in nine representative forcing scenarios. Each scenario was combined with a representative morphological tide (amplitude of 0.106 m and period of 24 h) to

drive the hydrodynamic simulations. The simulations were carried out with a hydromorphodynamic model, using the morphological acceleration factor proposed by Lesser et al. (2004) with a value of 112 and the coastal evolution method of Roelvink (2006) to project seabed evolution over a period equivalent to 28 years, consistent with the expected operational lifetime of the offshore wind farm. The hydromorphodynamic results showed an erosive trend between PK0+000 and PK5+000, with a maximum of 1.65 m relative to the current bathymetry, attributed to the effect of wave action. The most affected area (erosion > 1 m) is located between PK1+500 and PK3+500, where the depth ranges between 25 and 36 m. In contrast, between PK5+000 and PK15+000 a positive net sedimentation (approx. 0.5 m) is detected, while the final section of the cable remains stable, without significant modifications, due to the greater depth and lower hydrodynamic influence. These results provide valuable insights for the planning and management of the PLEMCAT project, contributing to risk assessment and the optimization of the submarine cable design in the presence of long-term morphodynamic processes.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Cable de alimentación submarino (Submarine power cable), Evolución morfodinámica (Morphodinamic evolution), Modelado numérico (Numerical modeling).*

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto de la Plataforma de I+D+i en Energías Marinas de Catalunya (PLEMCAT) constituye una infraestructura estratégica para el ensayo de prototipos de energías marinas flotantes. Con el fin de garantizar su operatividad en un entorno marino dinámico, se hace fundamental mantener en el largo plazo la integridad del cable de extracción de potencia. Para ello, es necesario realizar un análisis morfodinámico que permita predecir la evolución sedimentaria en el área de estudio durante la vida útil de la plataforma.

El estudio de los patrones sedimentarios constituye un problema complejo, debido a que las variables que intervienen en su definición dependen de las características hidrodinámicas del medio y de la acción del oleaje. Entre éstas cabe señalar la concentración y naturaleza de los sólidos, en especial su densidad y tamaño.

Para analizar dichos procesos de sedimentación y dispersión, se hace necesaria la utilización de modelos matemáticos capaces de considerar el efecto de las corrientes marinas y el oleaje sobre el movimiento de partículas de tamaño variable.

El transporte de los sólidos se realiza por fondo (rodando, saltando o deslizándose) o por movimiento en suspensión. El primero tiene un papel predominante en flujos lentos y/o con gran tamaño del sedimento, mientras que el segundo es dominante cuando existen flujos con altas velocidades y/o tamaños de grano suficientemente pequeños (Soulsby, 1997).

Cualquier estructura localizada en el medio marino, como es el caso del cable de extracción de potencia de PLEMCAT, pudiera estar afectada por la dinámica sedimentaria del fondo, así como llegar a interactuar con la misma. Por ello, el presente estudio tiene como objetivo principal analizar la evolución morfodinámica del fondo marino a lo largo del trazado del cable de exportación. El análisis se proyecta para un horizonte temporal de 28 años, evaluando los procesos de erosión y sedimentación que podrían comprometer la estabilidad del cable soterrado.

2. METODOLOGÍA

2.1. DATOS DE PARTIDA

2.1.1. ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio está situada frente a la costa del Golfo de Roses (Girona), área donde se ubica PLEMCAT (Figura 1). PLEMCAT proporciona una infraestructura de ensayo y demostración de prototipos de energías marinas flotantes de última generación, con capacidad para la conexión de dispositivos de ensayo.

El cable de exportación tiene una longitud aproximada de 26 km. El análisis morfodinámico se llevará a cabo en el tramo de cable ubicado en lecho sedimentario, es decir, desde el final del área de perforación horizontal dirigida y hasta el área de turbinas (≈24 Km).

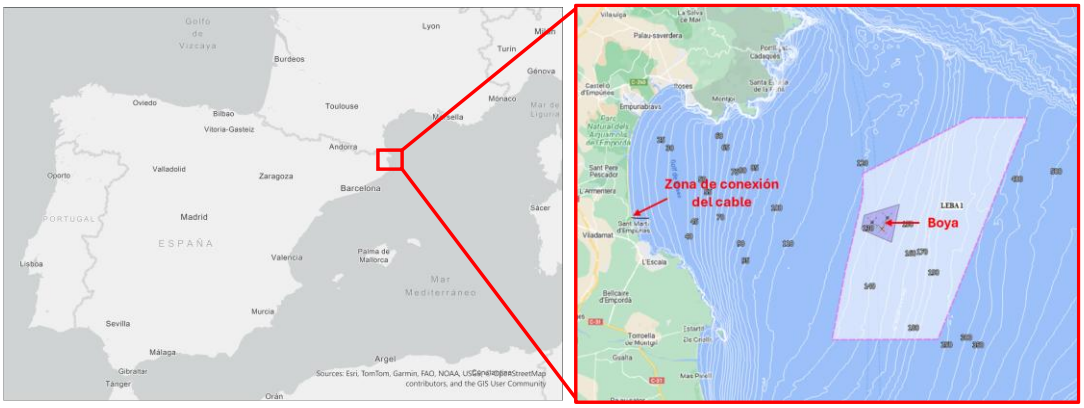


Figura 1. Localización de la zona de estudio, marcando la boya de conexión de los dispositivos y de conexión del cable de extracción de potencia en la costa. Fuente: PLEMCAT.

2.1.2. BATIMETRÍA

En este estudio la batimetría se ha obtenido a partir de la información batimétrica recogida en el sistema EMODnet (European Marine Observation and Data Network; https://www.emodnet.eu/), junto con la batimetría de detalle a lo largo de la traza del cable de extracción de potencia del proyecto PLEMCAT proporcionada por IDOM.

2.1.3. DATOS METEO-OCEÁNICOS

Para caracterizar la dinámica del área, se han utilizado las siguientes fuentes:

- **Marea astronómica**: Datos extraídos del modelo global de mareas TPXO (versión TPXO9.0) (Egbert *et al.,* 1994; Egbert y Erofeeva, 2002), que proporciona componentes armónicas armónicas semidiurnas, diurnas, de largo periodo y no lineales con alta precisión y una resolución de 0,033º.
- **Oleaje**: Base de datos calibrada GOW (Global Ocean Waves)-ERA5 (1979-2024), con resolución temporal horaria y espacial de 0,1º. Se encuentra recogida en el sistema de bases de datos oceanográfico IHData desarrollado por IHCantabria
- **Viento**: Reanálisis ERA5 (1979-actualidad)del European Center for Medium-Range Weather Forecasts (ECMWF), con resolución temporal horaria y espacial de 0,25º.

2.1.4. GRANULOMETRÍA Y GEOFÍSICA

A lo largo de la traza del cable submarino se observan tres partes distintivas, de acuerdo con los estudios geotécnicos y geofísicos realizados en al zona:

- Área de perforación horizontal dirigida (PK 0,622 – PK 2,147): arcilla arenosa limosa y arena gravosa.
- Área de cable de exportación (PK 2,147 – PK 23,581): arcilla arenosa limosa, arcilla limosa, arena limosa, arcilla arenosa y arcilla.
- Área de turbinas (PK 23,581): grava arcillosa, arena arcillosa, arena gravosa y arcilla arenosa.

Además, en la vertical, la primera capa está predominada por limos y arcillas con un espesor igual o mayor a 2 m en la parte de inicio de la perforación horizontal dirigida. Dicho espesor aumenta gradualmente hasta los 28 m en la parte final del área de estudio, siendo de 8 m en gran parte de la zona del cable de exportación.

2.2. MODELADO NUMÉRICO

Para realizar el estudio de la evolución sedimentaria es condición indispensable conocer el campo de velocidades en cada punto de la zona de interés. En este estudio se calculan las corrientes debidas a la acción de la marea astronómica, marea meteorológica (viento) y la acción del oleaje. Para el modelado matemático de estas corrientes, se realiza la integración numérica de las ecuaciones de cantidad de movimiento, de transporte y de continuidad, empleando métodos numéricos que precisan generar una malla que abarque la zona de interés y que contenga las profundidades en cada punto. Estas corrientes serán generadas mediante la aplicación del modelo hidrodinámico Delft3D (Roelvink y van Banning, 1994; WL/Delft Hydraulics, 2006) acoplado con el modelo de propagación del oleaje SWAN (Booij *et al.* 1999).

A continuación, la información de los casos hidrodinámicos se ha utilizado para analizar la evolución morfodinámica a largo plazo (periodo de 28 años) de la traza del cable de exportación de potencia del proyecto PLEMCAT, mediante la aplicación del modelo morfodinámico de la suite Delft3D junto con técnicas de aceleración morfodinámica.

2.2.1. ANÁLISIS HIDRODINÁMICO

Este apartado describe el proceso de categorización de los forzamientos meteo-oceánicos y la implementación de las herramientas de modelado para determinar el campo de velocidades en la zona de estudio.

- **Clasificación estadística de forzamientos (K-medias)**: Para optimizar el esfuerzo computacional y reconstruir la circulación promedio, se aplicó la técnica de clasificación K-medias (Hastie *et al.,* 2001) sobre las series de viento y oleaje. Mediante el método del codo (Elbow Method), se determinó un número óptimo de 9 clústeres representativos que cubren el espectro de condiciones meteo-oceánicas en el área de estudio. Cada clúster posee una probabilidad de ocurrencia específica y define las condiciones de contorno de viento (módulo y dirección) y oleaje (Hs, Tp y dirección) para el modelo hidrodinámico. Estos casos se combinaron con una marea morfológica (Lesser, 2009) de 0,106 m de amplitud y un periodo de 24 horas, obtenida del análisis de los componentes armónicos locales.
- **Configuración del modelo numérico (Delft3D-SWAN):** Se utilizó la suite Delft3D, acoplando los módulos FLOW para la hidrodinámica y SWAN para la propagación del oleaje, de tal forma que para cada caso clasificado se ha obtenido la hidrodinámica promedio durante la onda de marea morfológica (24 horas). La configuración técnica se detalla a continuación:
  - Discretización del dominio y condiciones de contorno (Figura 2): Malla computacional ortogonal de 225x207 celdas con una resolución de 200 m en la zona de la traza del cable, la cual aumenta gradualmente hasta los 800 m en los contornos exteriores. El estudio se planteó como un problema bidimensional (2D) con una única capa σ. Para el modelo Delft3D-FLOW, en el contorno offshore se impuso una condición de nivel del mar, mientras que en los límites norte y sur se aplicaron condiciones de Neumann. En el caso del modelo SWAN, en los contornos se ha impuesto en cada una de las celdas la altura de ola significante (Hs), el periodo de pico (Tp) y la dirección del oleaje (θ_{dir}) obtenidos para cada uno de los 9 casos clasificados.

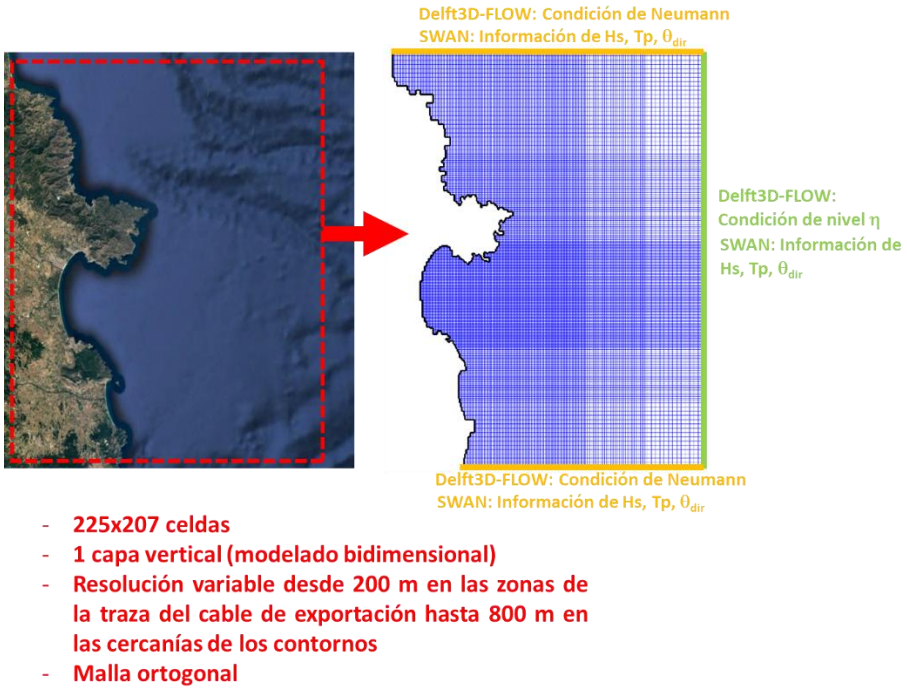


Figura 2. Malla numérica y condiciones de contorno utilizadas en las simulaciones.

  - Forzamientos atmosféricos: Valores constantes de módulo y dirección del viento en toda la malla, tomándose los valores obtenidos de los casos clasificados de viento-oleaje.
  - Parámetros físicos: En Delft3D-FLOW se estableció un coeficiente de viscosidad turbulenta horizontal de 1 m²/s y un coeficiente de rozamiento de fondo de Chèzy de 100. En el modelo

SWAN, el oleaje se ha calculado utilizando un esquema de 3ª generación. La rotura del oleaje se ha representado mediante el parámetro de rotura constante propuesto por Battjes y Janssen (1978) (coeficiente determinación tasa de disipación = 1, coeficiente de rotura = 0,73). La disipación por fricción con el fondo se ha considerado según la formulación JONSWAP (0,067 m^2s^{-3}). El cálculo del fenómeno de whitecapping se ha realizado siguiendo la formulación propuesta por Komen *et al.* (1984).

- Parámetros numéricos: En Delft3D-FLOW se ha utilizado un paso de tiempo de 0,5 minutos para cumplir las condiciones de estabilidad, resolviendo las ecuaciones mediante el método Cyclic basado en el esquema ADI (Alternating Direction Implicit). Además, se ha empleado una profundidad umbral de 0,1 m y el proceso de inundación y secado se ha verificado tanto en las caras como en el centro de las celdas. Por su parte, en el modelo SWAN el oleaje se ha calculado con frecuencia horaria y su información se ha transferido al modelo hidrodinámico Delft3D; la resolución numérica se ha realizado mediante el método upwind y se ha aplicado un criterio de convergencia del 98 % con un máximo de 15 iteraciones.

2.2.2. ANÁLISIS MORFODINÁMICO

El modelado de la evolución morfodinámica a largo plazo del lecho marino conlleva un elevado coste computacional. Por ello, se aplican técnicas de aceleración morfodinámica para representar largos periodos de tiempo con tiempos de cálculo asumibles. En este estudio se combinan dos métodos principales:

- **Factor de aceleración morfológica** (Lesser *et al.,* 2004): permite realizar simulaciones hidrodinámicas equivalentes a una duración "real" igual al producto de la duración de la simulación hidrodinámica por el factor morfológico. El valor de este factor se ha fijado en 112 de acuerdo con las dinámicas de la zona de estudio y con Lesser et al. (2004).
- **Método de evolución costera de Roelvink** (2006): se basa en que las condiciones hidrodinámicas varían mucho más que la morfología, pudiendo estos procesos ejecutarse en paralelo, con la misma batimetría y el mismo factor de aceleración morfológico para todas las condiciones. La batimetría se actualiza cada paso de tiempo como una media ponderada de las tasas de transporte de sedimentos para todas las condiciones hidrodinámicas (clústeres clasificados) en función de su frecuencia de ocurrencia (Figura 3).

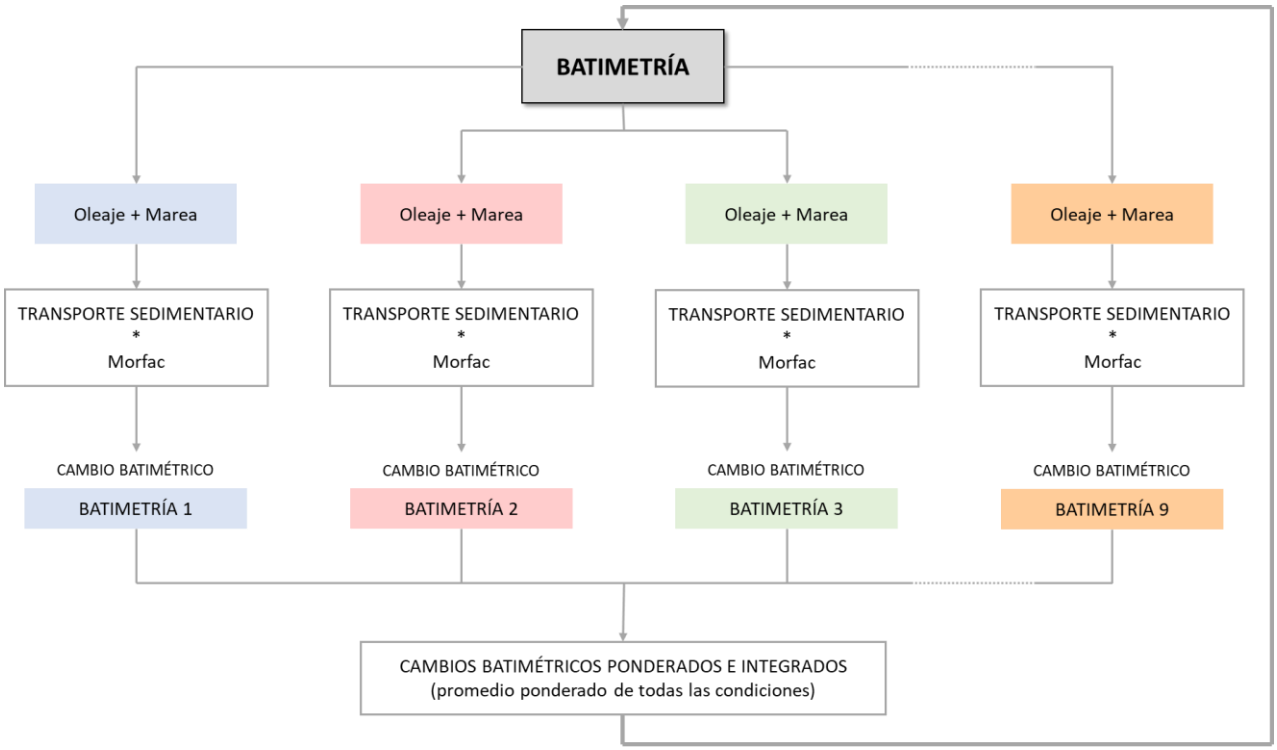


Figura 3. Esquema de flujo de la aproximación de Roelvink (2006) con el factor de aceleración incluido para todas las condiciones.

Para la modelización, con base en el "Estudio geotécnico y geofísico offshore para la plataforma de I+D+i PLEMCAT (IREC). Informe final (Estudio geotécnico offshore), GEM 2023", se asume un sedimento cohesivo homogéneo en toda la zona de estudio, basado en análisis granulométricos que indican predominio de limos y arcillas (>80%). Además, se establecen valores representativos para propiedades del sedimento como densidad específica (2670 kg/m³), densidad del lecho seco (1770 kg/m³), tensión crítica de sedimentación (1000 N/m²) (WL/Delft Hydraulics, 2006) y tensión crítica de erosión (2 N/m²) (Chen *et al.*, 2021; Perera *et al.,* 2020; Smith *et al.,* 2015).

Mediante esta metodología se simula un periodo de 3 meses, equivalente a la vida útil del cable (28 años).

3. RESULTADOS

3.1. ANÁLISIS HIDRODINÁMICO

En la Figura 4 se muestra la hidrodinámica promedio durante la onda de marea morfológica (24 horas) para cada uno de los clústeres clasificados (C1 a C9). Como puede apreciarse en esta figura, las corrientes promedio con mayor magnitud de la corriente en la zona de estudio aparecen en el caso del clúster 5, con una frecuencia de ocurrencia del 11,32% y velocidades en torno a 0,7 m/s en el área de PLEMCAT, seguidos del clúster 1 con una frecuencia del 19,84% y velocidades en torno a 0,3 m/s en el área de PLEMCAT. Por otra parte, el resto de clústeres presentan velocidades menores a 0,15 m/s en el área de estudio.

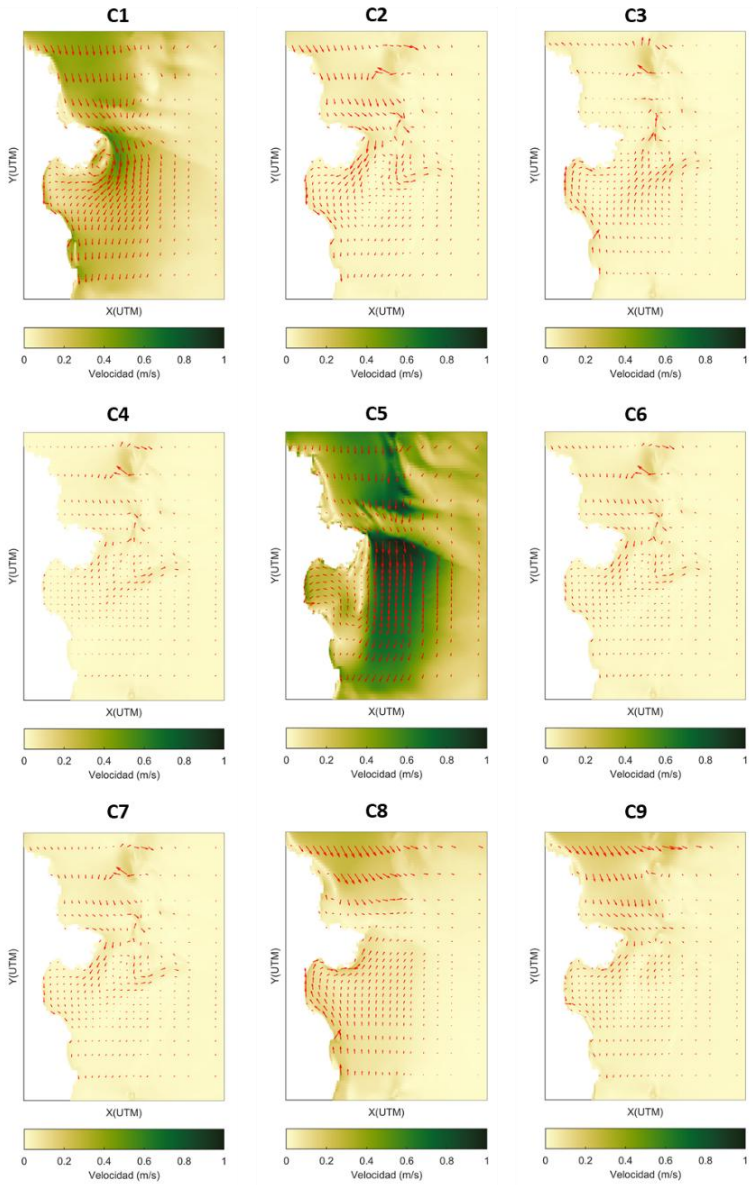


Figura 4. Velocidad de la corriente promedio de los 9 casos clasificados obtenida a partir de los resultados del modelado hidrodinámico.

3.2. ANÁLISIS MORFODINÁMICO

En la Figura 5 se muestra, con un diagrama de Hove-Möller (espacio-temporal), el proceso de erosión-sedimentación a lo largo de la trayectoria del cable de exportación de potencia durante el periodo de 28 años analizado. Se observa que ntre el PK0+000 y el PK5+000 existe una tendencia erosiva, con un máximo de 1,65 m respecto de la batimetría actual, debido al mayor efecto de la acción del oleaje en dicha zona. Dicha tendencia erosiva es acorde con los perfiles de erosión de hasta 1,8 m a una distancia en torno a 300 m de la costa obtenidos bajo la acción de temporales en el estudio "PLATAFORMA DE I+D+i EN ENERGÍAS MARINAS DE CATALUNYA (PLEMCAT). Golfo de Roses. Alt Empordà. Proyecto Ejecutivo Administrativo. Anejo 2 Clima marítimo y dinámica litoral, IREC – Institut de Recerca en Energia de Catalunya, Febrero 2024". En cambio, entre el PK 5+000 y el PK15+000 el efecto de la hidrodinámica presenta un área con sedimentación neta positiva (0,5m de reducción de la batimetría actual al final del periodo de simulación). Por otro lado, del PK15+000 al final de la trayectoria del cable el terreno se mantiene estable y no presenta modificaciones por erosión ni por sedimentación, hecho que tiene sentido debido a que la profundidad en dicha área hace que las corrientes y el oleaje no tengan un efecto apreciable sobre la dinámica del lecho marino.

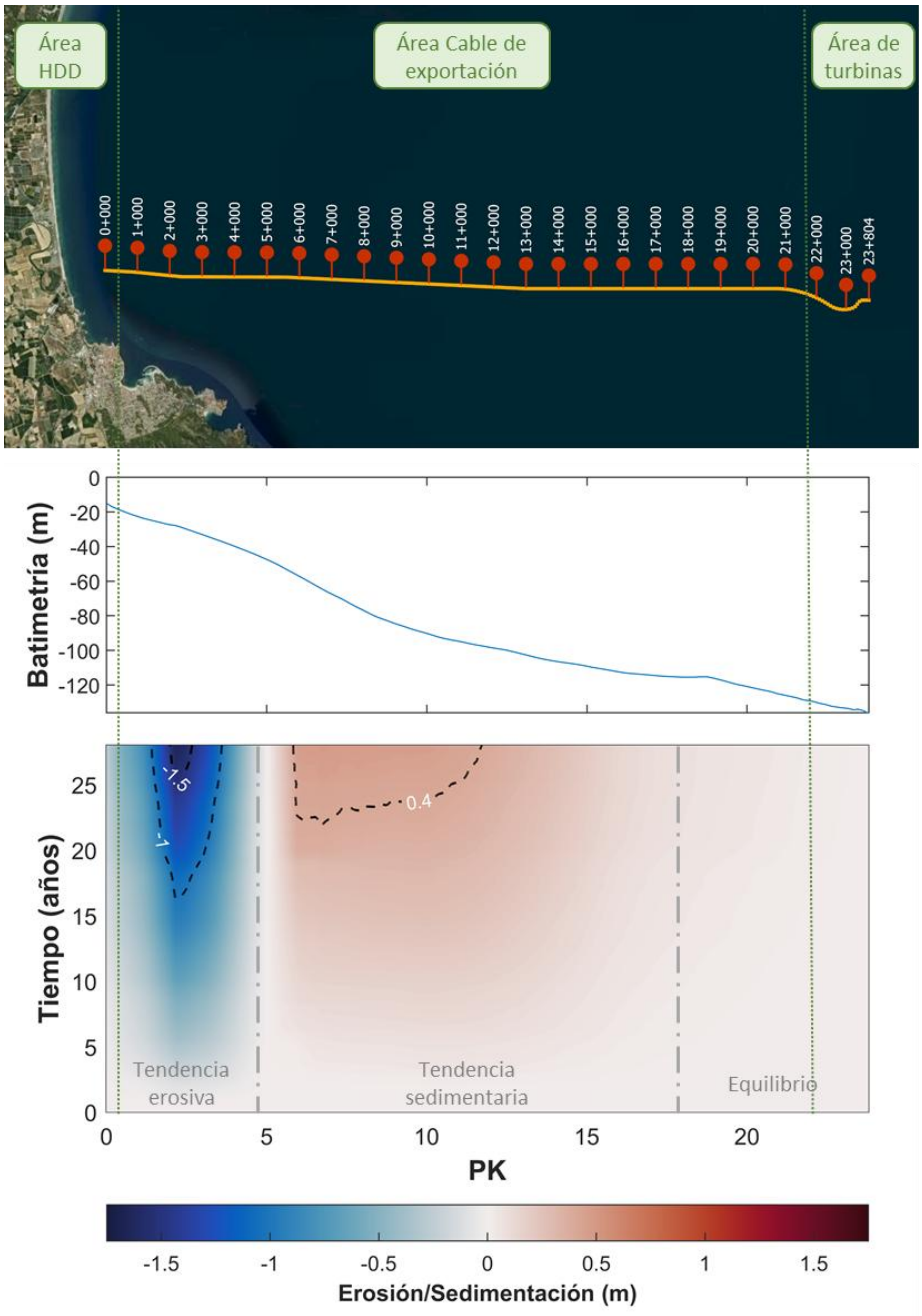


Figura 5. Resultados de la simulación a largo plazo de los procesos de erosión/sedimentación a lo largo de la trayectoria del cable de exportación de potencia del proyecto PLEMCAT durante su vida útil.

Con el fin de poder apreciar mejor la erosión y sedimentación a lo largo de la trayectoria del cable, en las Figuras 6, 7 y 8 se muestra un zoom de las zonas con tendencia erosiva, tendencia sedimentaria y equilibrio, respectivamente. Como se puede apreciar en la Figura 6, la zona de la trayectoria del cable con mayor erosión (>1 m) se recoge entre el PK1+500 y el PK3+500, tomando valores la profundidad en dicha zona en un rango entre 25 y 36 m.

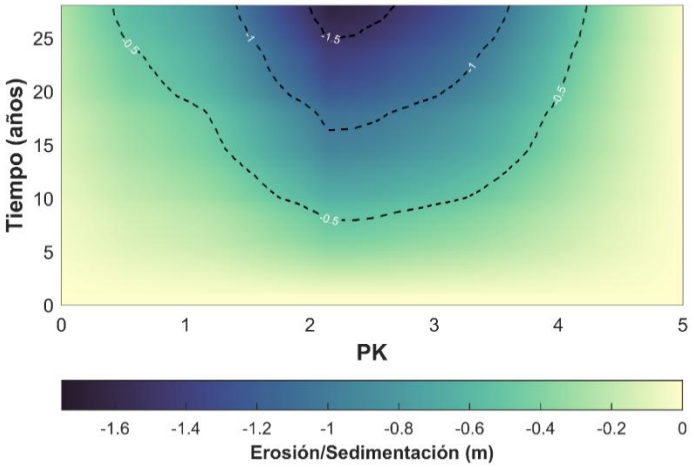


Figura 6. Resultados de la simulación a largo plazo de los procesos de erosión/sedimentación a lo largo de la zona con tendencia erosiva en la trayectoria del cable de exportación de potencia del proyecto PLEMCAT durante su vida útil.

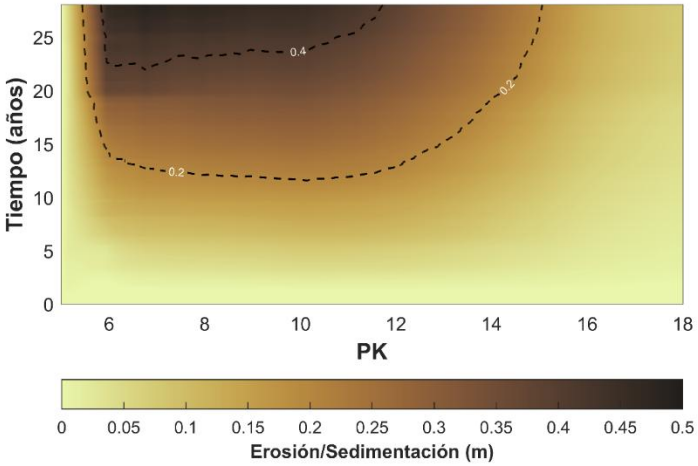


Figura 7. Resultados de la simulación a largo plazo de los procesos de erosión/sedimentación a lo largo de la zona con tendencia sedimentaria en la trayectoria del cable de exportación de potencia del proyecto PLEMCAT durante su vida útil.

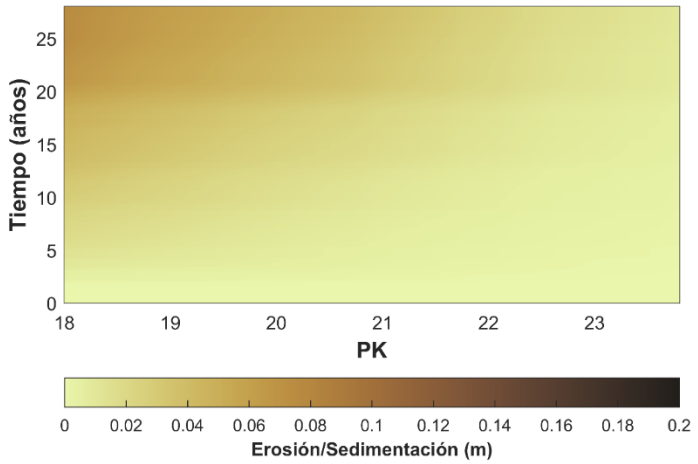


Figura 8. Resultados de la simulación a largo plazo de los procesos de erosión/sedimentación a lo largo de la zona en equilibrio en la trayectoria del cable de exportación de potencia del proyecto PLEMCAT durante su vida útil.

4. CONCLUSIONES

Este trabajo analiza la evolución morfodinámica a largo plazo de la traza del cable de exportación de potencia del proyecto PLEMCAT mediante modelado numérico. Para ello, se recopiló y analizó información disponible sobre batimetría, condiciones meteo-oceánicas, granulometría y datos geofísicos del área de estudio. A partir de estos datos se realizó una clasificación estadística de los forzamientos dominantes de la circulación marina (viento y oleaje) mediante la técnica de clasificación K-medias, identificando 9 casos representativos. Cada uno de estos se combinó con una marea morfológica representativa de la zona (amplitud de 0,106 m y periodo de 24 h). Los cálculos hidrodinámicos para cada caso se realizaron con el modelo Delft3D en configuración bidimensional, acoplado al modelo de propagación de oleaje SWAN. Finalmente, la información hidrodinámica obtenida se empleó para evaluar la evolución morfodinámica de la traza del cable a lo largo de un horizonte temporal de 28 años, utilizando el módulo morfodinámico de Delft3D junto con el factor de aceleración morfológica propuesto por Lesser et al. (2004) (valor 112) y el método de evolución costera de Roelvink (2006).

Los resultados hidrodinámicos indican que las corrientes medias en la zona del proyecto presentan velocidades inferiores a 0,15 m/s durante aproximadamente el 70 % del tiempo, mientras que en torno al 11 % del tiempo pueden alcanzarse valores cercanos a 0,7 m/s. En cuanto a la evolución morfodinámica, el modelo muestra una tendencia erosiva entre el PK0+000 y el PK5+000, con un máximo de 1,65 m respecto a la batimetría actual, asociada principalmente a la mayor acción del oleaje en los tramos más someros; la zona con mayor erosión potencial se localiza entre PK1+500 y PK3+500, donde las profundidades oscilan entre 25 y 36 m. En contraste, entre PK5+000 y PK15+000 se observa una tendencia sedimentaria, con una reducción de la batimetría de hasta 0,5 m al final del periodo simulado, mientras que a partir de PK15+000 y hasta el final de la traza el lecho marino se mantiene prácticamente estable, sin cambios morfológicos significativos debido a la mayor profundidad y al menor efecto del oleaje y las corrientes.

En este contexto, los tramos más someros próximos a la costa concentran el mayor riesgo potencial de desenterramiento y de solicitaciones sobre la envolvente del cable, por lo que se recomienda verificar las profundidades objetivo de soterramiento y las tolerancias constructivas en el tramo PK1+500–PK3+500, evaluar la posible aplicación de medidas de protección pasiva en las zonas de mayor energía y planificar campañas de batimetría de control tras la instalación y después de eventos de temporal, manteniendo además la coherencia entre las hipótesis de cohesión del lecho empleadas en el modelo y las posibles transiciones texturales locales identificadas mediante estudios geofísicos de mayor resolución.

En conjunto, este estudio proporciona una base metodológica robusta y reproducible para evaluar la estabilidad de infraestructuras submarinas en plataformas continentales dominadas por sedimentos cohesivos. La combinación de técnicas de reducción estadística de forzamientos meteo-oceánicos y de técnicas de aceleración morfodinámica en el modelado morfodinámico a largo plazo permite optimizar los recursos computacionales y, al mismo tiempo, obtener resultados aplicables al diseño, la protección y la planificación del seguimiento de cables submarinos. De este modo, los resultados obtenidos no solo contribuyen al diseño seguro del proyecto PLEMCAT, sino que también ofrecen un marco de referencia útil para futuros proyectos de infraestructura energética offshore en entornos sedimentarios similares.

REFERENCIAS

Battjes, J. y Janssen, J. (1978). Energy loss and set-up due to breaking of random waves. *InProceedings 16th International Conference Coastal Engineering*, ASCE, pages 569–587.

Booij, N., Ris, R.C., Holthuijsen, L.H. (1999). A third-generation wave model for coastal regions, Part I: Model description and validation. *Journal of Geophysical Research*, 104(4). pp 7649-7666. doi: 10.1029/98JC026222.

Chen, D., Zheng, J., Zhang, C., Guan, D., Li, Y., Wang, Y. (2021). Critical Shear Stress for Erosion of Sand-Mud Mixtures and Pure Mud. *Front. Mar. Sci.* 8:713039. doi: 10.3389/fmars.2021.713039

Egbert, G.D., Bennett, A.F., Foreman, M.G.G. (1994). TOPEX/POSEIDON tides estimated using a global inverse model. *Journal of Geophysical Research*, 99(C12), 24821-24852.

Egbert, G.D., Erofeeva, S.Y. (2002). Efficient inverse modeling of barotropic ocean tides. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technology*, 19, 183-204.

Hastie, T., Tibshirani, R., Friedman, J. (2001). The Elements of Statistical Learning. *Springer*, New York.

Komen, G., Hasselmann, S., Hasselmann, K. (1984). On the existence of a fully developedwind-sea spectrum. *Journal of Physical Oceanography* 14: 1271–1285.

Lesser, G. R., Roelvink, J. A., van Kester, J. A. T. M., Stelling, G. S. (2004). Development and validation of a three-dimensional morphological model. *Coastal Engineering*, 51(8-9), 883–915. doi: 10.1016/j.coastaleng.2004.07.014

Lesser, G. R. (2009). An approach to medium-term coastal morphological modelling (PhD Dissertation). The Netherlands: CRC Press/Balkema.

Perera, C., Smith, J., Wu, W., Perkey, D., Priestas, A. (2020). Erosion rate of sand and mud mixtures. *International Journal of Sediment Research*, 35, 563-575. doi: 10.1016/j.ijsrc.2020.06.004

Roelvink, J.A. y Van Banning, G.K.F.M. (1994). Design and Development of DELFT3D and Application to Coastal Morphodynamics. In: Verwey, A., Minns, A.W., Babovic, V. and Maksimovic, C., Eds., *Hydroinformatics*, Balkema, Rotterdam, 451-456.

Roelvink, J.A. (2006). Coastal morphodynamic evolution techniques. *Coastal engineering*, Vol: 53(2-3), 277-287.

Smith, S.J., Perkey, D., Priestas, A. (2015). Erosion thresholds and rates for sand-mud mixtures. in Proceedings of the *13th International Conference on Cohesive Sediment Transport Processes*, Leuven.

Soulsby, R. (1997) Dynamics of Marine Sands: A Manual for Practical Applications. *Thomas Telford*, London.

WL/Delft Hydraulics, 2006. Delft3D user manual.

ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE PRECARGAS EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS APOYOS PARA ESTRUCTURAS OFFSHORE SOBRE RELLENOS MEJORADOS CON COLUMNAS DE HORMIGÓN EN PUERTO REAL (CÁDIZ)

Rafael SALADO SÁEZ[(1)*], Pedro R. SOLA CASADO[(2)], Rafael JIMÉNEZ RODRÍGUEZ[(3)] e Ignacio DÍAZ OCHOA[(4)]

[(1)] EIS GUIA Consultores, S.L.
*rsalado@eis.guia.com

[(2)] Ingeniería de Infraestructuras y Túneles, S.L.

[(3)] E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

[(4)] Departamento de Inversiones e Infraestructuras de Dragados Offshore S.A.U.

RESUMEN

Se presenta una metodología de diseño del tratamiento de mejora del terreno mediante inclusiones rígidas para los apoyos del módulo Topside del Proyecto BW 5 construido en las instalaciones de Dragados Offshore S.A.U. en Puerto Real (Cádiz). Se trata de terreno ganado al mar, con estratigrafía heterogénea y con niveles de compacidad muy floja a media en profundidades de hasta 7 m, que requieren de mejora ante el nivel de cargas que reciben. Dado el historial de precargas de proyectos anteriores, se ha desarrollado una metodología de calibración paramétrica mediante modelos de elementos finitos axisimétricos y de deformación plana con el código Plaxis, que han permitido cuantificar el incremento de rigidez del terreno ya tratado y previamente cargado, y que sirve para diseñar los tratamientos del terreno bajo nuevos apoyos de forma que se eviten asientos diferenciales inadmisibles. Los resultados evidencian factores de rigidización entre ×1,6 y ×6 en antiguos apoyos, según el nivel de mejora y/o precarga recibido, ilustrando la importancia que esta doble casuística —apoyos sobre terreno previamente mejorado y cargado frente a apoyos sobre terreno virgen de cargas— tiene sobre la metodología estudiada.

ABSTRACT

This article presents a design methodology for ground improvement using rigid inclusions for the supports of the Topside module of the BW 5 Project, constructed at the Dragados Offshore S.A.U.. facilities in Puerto Real (Cádiz). The site, consisting of reclaimed land, presents a heterogeneous stratigraphic profile with very loose to medium relative densities at depths of up to 7 m, which require improvement. Given the accumulated preloading history from previous projects, a parametric calibration methodology has been developed using axisymmetric and plane strain finite element models with the Plaxis code. This has allowed for the quantification of the stiffness increase in the previously treated ground, in order to design the soil treatments beneath new construction supports in a way that prevents the development of unacceptable differential settlements. The results demonstrate stiffening factors between ×1.6 and ×6 at former supports, depending on the level of preloading received. This dual scenario—supports on previously improved and consolidated ground versus supports on unloaded virgin ground—constitutes the distinguishing element and the main methodological contribution of the study.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Mejora del terreno (Ground improvement), Inclusiones rígidas (Rigid inclusions), Marino (Offshore).*

1. INTRODUCCIÓN

En la zona Este de la planta del Bajo de la Cabezuela (Puerto Real, Cádiz), propiedad de Dragados Offshore, S.A.U. (en adelante DOSAU), se ha llevado a cabo la construcción de un módulo de Topside para el Proyecto BORWIN 5 (Tennet) (en adelante BW5). El área afectada por los apoyos de construcción y por la maquinaria de montaje comprende unos 5.000 m² de superficie ganada al mar mediante un relleno hidráulico de suelos arenosos y limo-arcillosos de unos 7 m de espesor, ejecutado en la década de 1970, depositados sobre el fondo marino. Con posterioridad, se añadió un relleno terrestre compactado con una capa superior de zahorra natural denominada localmente 'San Cristóbal' (calcarenitas del Plioceno), de 0,6 a 1,5 m de espesor.

Desde los años 70, este emplazamiento ha albergado la fabricación de múltiples estructuras offshore: Casablanca, Ula, Oresund, Amerada, Jasmine, Eldfisk, Mariner y Dolwin Kappa (en adelante DW6), entre otras. Varios de estos proyectos han requerido tratamientos de mejora del terreno —mediante columnas de grava, pilotes o columnas de mortero — para limitar los asientos totales y diferenciales admisibles bajo los apoyos de los diferentes módulos offshore.

El aumento de las dimensiones de estas estructuras obliga, en cada nuevo proyecto, a ampliar el número de apoyos de construcción (sobre terreno mejorado con inclusiones rígidas conformadas mediante columnas de hormigón), que típicamente transmiten al terreno tensiones de entre 30 a 50 t/m^2, y a reutilizar los ya existentes junto con los nuevos a construir. El comportamiento de dichos apoyos en cada proyecto podría ser muy diferente, presentando mayor rigidez los apoyos reutilizados cuyo terreno con columnas será recargado, en contraste con los nuevos que, al soportar primera carga y a igualdad de todo lo demás, tendrían asientos mucho mayores, de modo que el diseño de las columnas de hormigón en los nuevos apoyos debe evitar excesivos asientos totales o diferenciales (con su distorsión angular asociada).

Como ejemplo de esta problemática se cuenta con la experiencia de una estructura metálica de 12.000 t para el Proyecto BW5 que ha requerido la ejecución de 8 apoyos sobre terreno parcialmente reutilizado en proyectos anteriores. La fase más crítica en relación a los asientos diferenciales y distorsiones angulares admisibles de este tipo de estructuras suele corresponder con su montaje, que puede incluso llegar a condicionar su geometría final. El máximo asiento diferencial admisible en la fase final de montaje ha sido de 15 y 20 mm entre dos apoyos adyacentes; para apoyos más alejados se considera una distorsión angular máxima, para todos los apoyos, igual a 1/600, o muy por debajo del 1/300 habitualmente admisible para estructuras de acero convencionales.

Debido a todas estas restricciones, resulta necesario diseñar la mejora del terreno necesaria para los nuevos apoyos, empleando tanto modelos analíticos como modelos numéricos correctamente calibrados, que proporcionen una evaluación precisa del comportamiento del terreno mejorado con columnas de hormigón frente a diferentes estadios de carga y recarga, considerando siempre la interacción con las inclusiones rígidas y su correspondiente capa de transferencia, así como las sucesivas fases de construcción y puesta en carga de las cimentaciones (tratamientos de mejora, zapatas de reparto y montaje de estructura); de modo que se pueda obtener, para cada sección tipo, las curvas carga-asiento, asientos totales y diferenciales, así como factores de seguridad a rotura.

En los apoyos ya precargados, y dada la gran complejidad de su historial de cargas actuantes y de las mejoras de terreno existentes, se ha efectuado un análisis retrospectivo con los registros obtenidos de carga-asiento en proyectos anteriores, dando por finalizado el correspondiente proceso iterativo cuando los asientos calculados eran similares a los medidos.

Para las nuevas cimentaciones se requirió ejecutar un total de 4.308 m de columnas de hormigón in situ separadas 1.20 m entre sí, con diámetro medio de 0,50 m y longitudes de 6 m. Según la auscultación topográfica realizada durante todas las fases constructivas de la estructura, se han cumplido los objetivos previstos de la fase de montaje, con asientos medidos inferiores a los calculados, sobre todo en sus valores diferenciales entre apoyos reutilizados y apoyos nuevos, los cuales han resultado hacia un 40%-50% menores de los calculados.

2. CONTEXTO GEOTÉCNICO Y CONDICIONANTES DE PROYECTO

2.1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL TERRENO

El terreno de la planta Offshore DOSAU del Bajo de la Cabezuela presenta, de superficie a profundidad, cinco niveles geotécnicos diferenciados:

- Nivel I — Zahorras (calcarenitas del Plioceno): Presentes desde superficie hasta 1,50 m de profundidad; compacidad media a densa (SPT entre 20 y 70). Módulo de deformación drenado E' = 75 MPa; ángulo de rozamiento φ' = 37°; cohesión efectiva c' = 40 kPa, por su contenido de carbonatos.
- Nivel II — Fangos limo-arenosos del relleno hidráulico: Entre 1,5 y 4,5 m de profundidad; compacidad muy floja a floja (SPT = 2-3). E' = 2,5 MPa; φ' = 22°; c' = 4 kPa². Es el nivel más deformable del perfil.
- Nivel III — Arenas limosas del relleno hidráulico: Entre 4,5 y 7,0 m; compacidad media (SPT = 15-25). E' = 25 MPa; φ' = 33°; c' = 5 kPa.
- Nivel IV — Suelos limo-arenosos del antiguo fondo marino: Entre 7,0 y 9,0 m; compacidad muy floja a floja (SPT = 10-20). E' = 15 MPa; φ' = 28°; c' = 4 kPa.
- Nivel V — Arenas limo-arcillosas pliocuaternarias: A partir de 9,0 m y hasta más de 30 m de profundidad; compacidad media a muy densa (SPT desde 15 hasta rechazo). E' = 100 MPa; φ' = 37°; c' = 50 kPa.

El nivel freático se sitúa a unos 3 m bajo la superficie actual, asociado a un "Nivel Medio del Mar" (NMM) igual a +2,00 m con una carrera máxima de marea de +1,9 m sobre dicha cota.

2.2. CARGAS Y REQUISITOS DE ASIENTO PARA EL PROYECTO BW 5

El Proyecto BW5 dispuso de ocho apoyos principales con cimentaciones tipo zapata aislada de hormigón armado. Las dimensiones en planta y la disposición de los apoyos se recogen en la Tabla 1. Las superficies de cimentación varían entre 42,0 m² (apoyos C y D) y 84,7 m² (apoyos A).

Tabla 1. Dimensiones en planta y la disposición de los apoyos BW5

Apoyo	Longitud L (m)	Ancho B (m)	Área A (m²)
A1	15,40	5,50	84,70
B1	11,55	5,50	63,53
C1 (×2)	6,00	3,50	42,00
D1 (×2)	6,00	3,50	42,00
A2	15,40	5,50	84,70
B2	11,55	5,50	63,53
C2 (×2)	6,00	3,50	42,00
D2 (×2)	6,00	3,50	42,00

Los apoyos completos reutilizados del proyecto anterior DW6 fueron los denominados como A1, B1, A2 y B2 para el BW5. En el caso de los apoyos C1 y D1 acumulaban también el historial de otro proyecto anterior (Proyecto Jasmine). Los apoyos C1, D1, C2 y D2 se situaron, parcialmente, o bien sobre zonas vírgenes sin historial de cargas previas, o bien en zonas precargadas por los proyectos Jasmine y DW6 (Figura 1), requiriéndose entonces aplicar nuevos tratamientos del terreno en los apoyos vírgenes.

- Tratamiento proyecto Jasmine: Malla triangular s=1.5 m L= 6 m (Figura 1)
- Tratamiento proyecto DW6: Malla triangular s=1.3 y 1.5 m L= 6 m (Figura 1)

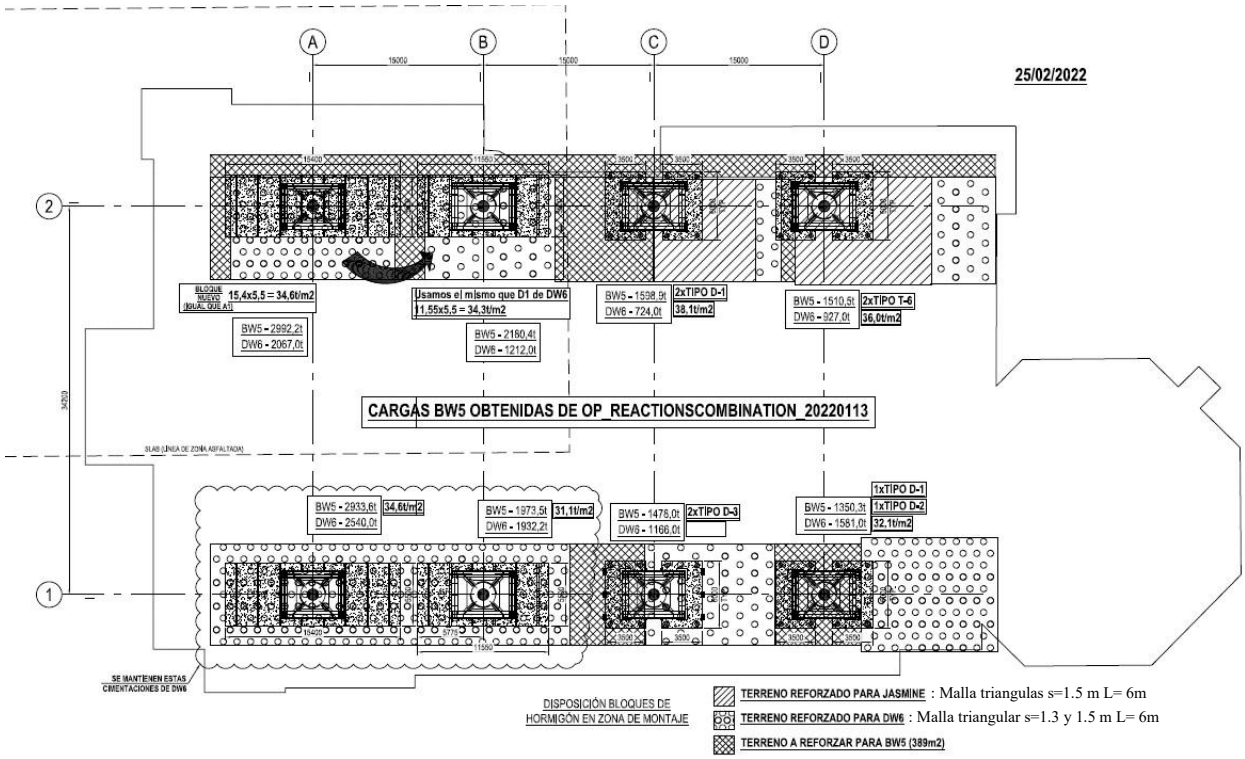


Figura 1. Distribución de apoyos de construcción del proyecto BW5 donde se muestra la extensión de los tratamientos del terreno anteriores (proyectos DW6 y Jasmine).

Las tensiones de servicio teóricas para el proyecto BW5 oscilaban entre 31,2 y 38,1 t/m², lo que supuso incrementos respecto a las cargas del proyecto anterior DW6 de entre el 3% y el 90%, según el apoyo considerado (Tabla 2).

Tabla 2. Tensiones de servicio para el proyecto BW5 e incremento respecto del Proyecto DW6.

Apoyo DW6	Presión DW6 (t/m²)	Apoyo BW5	Presión BW5 (t/m²)	Incremento (%)
A1	22,1	D2	36,0	63%
B1	20,1	C2	38,1	90%
C1	23,3	B2	34,5	48%
D1	32,5	A2	35,6	9%
A2	30,4	D1	32,2	6%
B2	27,8	C1	35,2	27%
C2	30,4	B1	31,2	3%
D2	29,9	A1	34,9	17%

Los criterios de admisibilidad impuestos por el proyecto establecían que el asiento diferencial máximo entre dos apoyos contiguos no debiera exceder 15-20 mm durante el montaje terminado y la fase de pesado final, lo que equivalía, para distancias mínimas entre apoyos de 15 m, a una distorsión angular máxima de 1/857 (≈ 1/900). Con los efectos de homogeneización propios de las inclusiones rígidas, el asiento total máximo admisible se fijó en 50 mm.

3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

3.1. ELECCIÓN DEL MÉTODO DE MEJORA

La combinación de condicionantes —profundidad de tratamiento necesaria (≥ 6 m), proximidad de instalaciones existentes, plazos ajustados y necesidad de compatibilizar los tratamientos ya ejecutados con los nuevos— condujo a seleccionar la técnica de inclusiones rígidas mediante columnas de hormigón. Además, esta elección era coherente con la experiencia acumulada en los proyectos Jasmine (2012-2013), Mariner (2014-2015) y DW 6 (2019) en el mismo emplazamiento.

Las columnas de hormigón generan cuatro efectos beneficiosos sobre el suelo mejorado: (i) refuerzo estructural al sustituir parcialmente el suelo por intrusiones más rígidas dispuestas en malla triangular o rectangular; (ii) densificación del suelo por desplazamiento lateral durante la ejecución; (iii) aceleración de la consolidación al actuar como drenes verticales; y (iv) reducción significativa de los asientos diferenciales por mayor diámetro de las columnas en zonas blandas del terreno, reduciendo el diferencial máximo hasta menos del 35% del asiento total.

3.2. MODELO NUMÉRICO CON PLAXIS

El diseño de la mejora siguió las directrices del documento técnico francés ASIRI (IREX, 2012) y, concretamente, se recurrió a modelos axisimétricos y bidimensionales por elementos finitos con el código Plaxis 2D.

Inicialmente se abordó un pre-diseño mediante metodología analítica recogida en ASIRI y mediante el uso de modelos axisimétricos de célula unitaria. Una vez seleccionada la longitud de columna, espesor de capa de transferencia y la separación de malla, para evaluar la interacción entre apoyos próximos se emplearon modelos de deformación plana 2D y modelos integrales 3D. Las columnas se incorporaron al modelo 2D como 'pantallas' con rigideces equivalentes a compresión/tracción (EA) y a flexión (EI) (Gómez R. y Melentijevic S., 2014) y el mallado de los modelos FEM se realizó con elementos triangulares de 15 nodos, con superficies de interacción (interfaces) en los contactos suelo-columna. La ley constitutiva adoptada fue la Hardening Soil que implementa Plaxis. Los límites del modelo se establecieron cumpliendo: anchura de semiancho del modelo LM - LR > 2H, y profundidad HM > 3LR, donde H es el espesor del estrato blando y LR la anchura de la cimentación (Figura 2). Las condiciones de contorno impusieron desplazamientos horizontales nulos en los bordes laterales y nulos en ambas direcciones en el límite inferior.

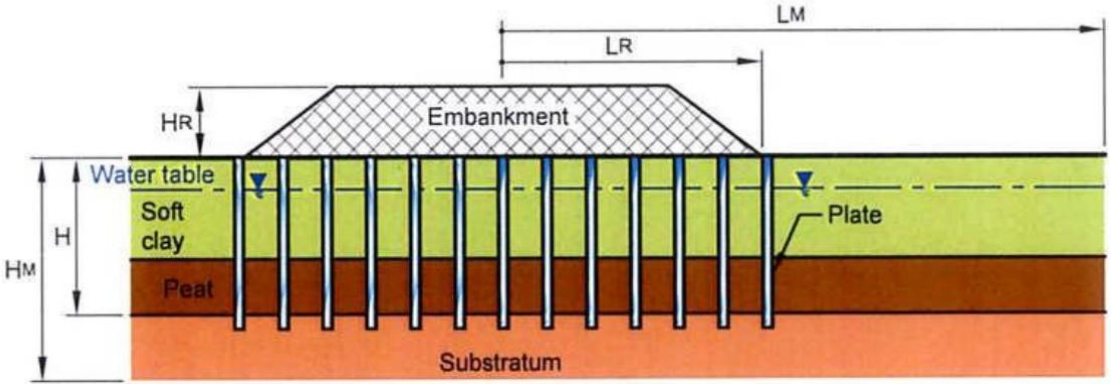


Figura 2. Criterios geométricos para modelo 2D de deformación plana con inclusiones rígidas (ASIRI).

3.3. CAPA DE TRANSFERENCIA DE CARGA (LTP) Y PARÁMETROS DE HORMIGÓN

Entre las zapatas y las cabezas de columna se dispuso una capa de transferencia de carga (Ltp) de zahorra natural tipo 'San Cristóbal' (calcarenitas) compactada. Aunque existen varias fórmulas para estimar un espesor adecuado, éste se determinó con la siguiente expresión (ASIRI, Baudouin, 2010): $hm = 0{,}67 \times (s - a)$, donde s es la separación entre columnas y a el diámetro de columna (0,50 m). Para separaciones contempladas s = 1,0 m resultó $hm \approx 0{,}34$ m, y para s = 1,2 m resultó $hm \approx 0{,}47$ m. Finalmente se adoptó un espesor 50 cm como valor conservador para todas las separaciones contempladas en los cálculos. Además, este espesor ya había sido probado en otros proyectos similares dentro de la factoría dando buenos resultados para separaciones de columna comprendidas entre 1,0 y 1,5 m.

Las verificaciones de la LTP conforme al criterio de Prandtl demostraron lo siguiente: (i) resistencia estructural de columnas suficiente con factor de seguridad $\geq 2{,}56$ para la carga máxima (apoyo C2, 381 kN/m²); (ii) resistencia del suelo satisfactoria; y (iii) eficiencia de carga superior al 80% en todos los casos analizados.

El hormigón de las columnas considerado fue HM-20. El valor de diseño para la resistencia adoptado fue $f_{c,k} = 6$ MPa, que proporcionaba un módulo de elasticidad único en cualquier fase de carga $E_c \approx 9.000$ MPa.

4. CALIBRACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS A PARTIR DE PROYECTO ANTERIORES

El proceso de calibración consistió en ajustar los módulos de deformación de cada nivel geotécnico hasta reproducir los asientos medios registrados en los apoyos del proyecto anterior DW 6 durante sus diferentes etapas de construcción. Para tal fin, se desarrollaron modelos axisimétricos independientes para los ocho apoyos del proyecto DW6, con sus respectivas separaciones entre columnas (1,3 ó 1,5 m), longitud de columna L = 6,0 m y diámetro efectivo D = 0,5 m.

Los resultados de calibración, resumidos en la Tabla 3, pusieron de manifiesto que el factor de rigidización del terreno —cociente entre el módulo calibrado y el módulo de primer carga— variaba significativamente según el historial de precargas recibido.

Tabla 3. Resultados de los modelos de calibración del terreno.

Apoyo DW6	Presión (t/m²)	Cargas anteriores	Asiento registrado (mm)	Asiento calibrado (mm)	Factor de rigidización
A1	22,10	JASMINE	10,87	11,18	×6
B1	20,10	JASMINE	14,25	15,65	×5
C1	23,30	-	38,62	39,31	×2,7
D1	32,50	-	49,50	50,21	×2,3
A2	30,40	-	41,62	43,14	×2,5
B2	27,80	-	41,62	43,04	×3
C2	30,40	-	59,50	59,35	×1,8
D2	29,90	-	64,00	65,42	×1,6

Los apoyos A1 y B1 —con historial de carga tanto del proyecto Jasmine como del DW6— exhibieron los mayores factores de rigidización (×5 a ×6), evidenciando la acumulación de efectos de densificación y consolidación con múltiples episodios de carga (Figura 3). Los apoyos con cargas previas únicamente en DW6 mostraron, en cambio, valores intermedios (×2,3 a ×3). Los apoyos C2 y D2, donde la precarga fue menos intensa, presentaron los menores factores (×1,6 y ×1,8 respectivamente).

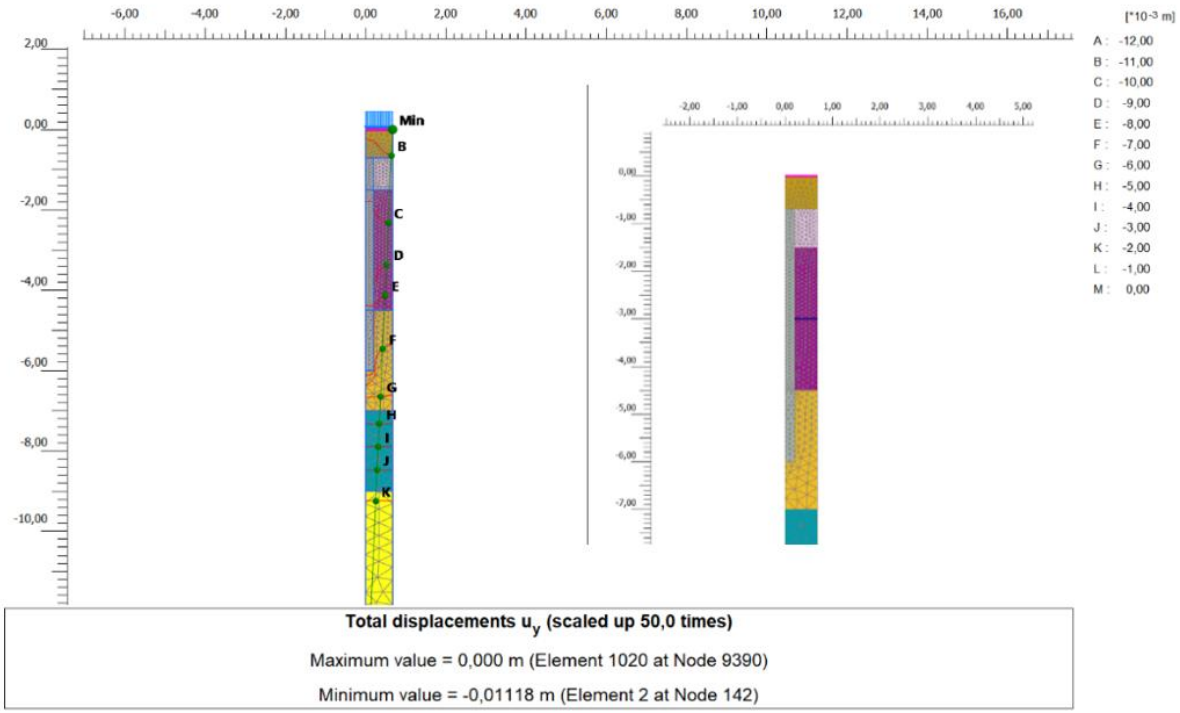


Figura 3. Apoyo A1-DW 6. Asiento del conjunto suelo-columna (asiento registrado=10,87 mm, asiento calibrado=11,18 mm) para una presión de 22,1 t/m2 alcanzado tras la calibración de la rigidez del terreno.

5. RESULTADOS: ASIENTOS Y FACTORES DE SEGURIDAD EN EL PROYECTO BW 5

5.1. CÁLCULO PRELIMINAR PARA EL APOYO MÁS DESFAVORABLE (C2)

El apoyo C2 era el más exigente del proyecto BW5, con una presión de servicio de 381 kN/m² y sin historial de cargas previo. Los modelos axisimétricos en terreno sin precargar, fijando una longitud de columna de 6,0 m y diámetro efectivo de 0,5 m, proporcionaron los siguientes asientos para la carga máxima:

- Separación s = 1,20 m: asiento estimado ≈ 55 mm (algo superior al umbral admisible de 50 mm).
- Separación s = 1,00 m: asiento estimado ≈ 48 mm (dentro del límite admisible).

La reducción del asiento al pasar de s = 1,20 m a s = 1,00 m fue del orden del 14%, porcentaje que se tuvo en cuenta para validar los modelos 2D con esas mismas separaciones entre inclusiones (Figura 4).

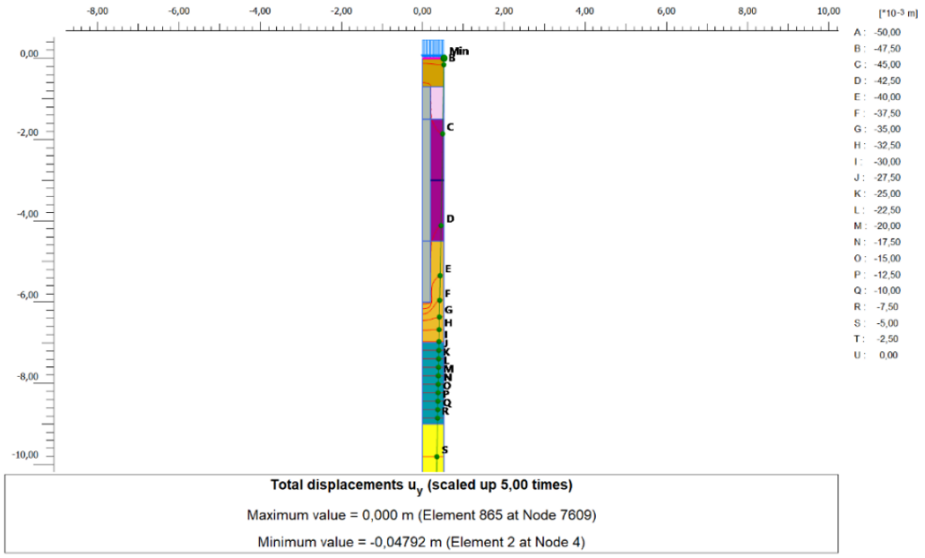


Figura 4. Modelo axisimétrico apoyo C2 (en terreno si precargar) para una presión de 381 kN/m^2 y separación de 1 m, asiento = 47,92 mm.

5.2. RESULTADOS GLOBALES PARA TODOS LOS APOYOS DE BW 5

Una vez calibrados los modelos de terreno, se desarrollaron modelos 2D para todos los apoyos (simples o dobles) del proyecto BW 5, considerando tanto las zonas con historial de cargas previo como las zonas vírgenes sin tratar, una longitud de columna L = 6,0 m, diámetro efectivo D = 0,5 m y separaciones s=1,2 y 1,5 m.

La Figura 5 muestra algunos ejemplos de los modelos 2D que se emplearon para los cálculos:

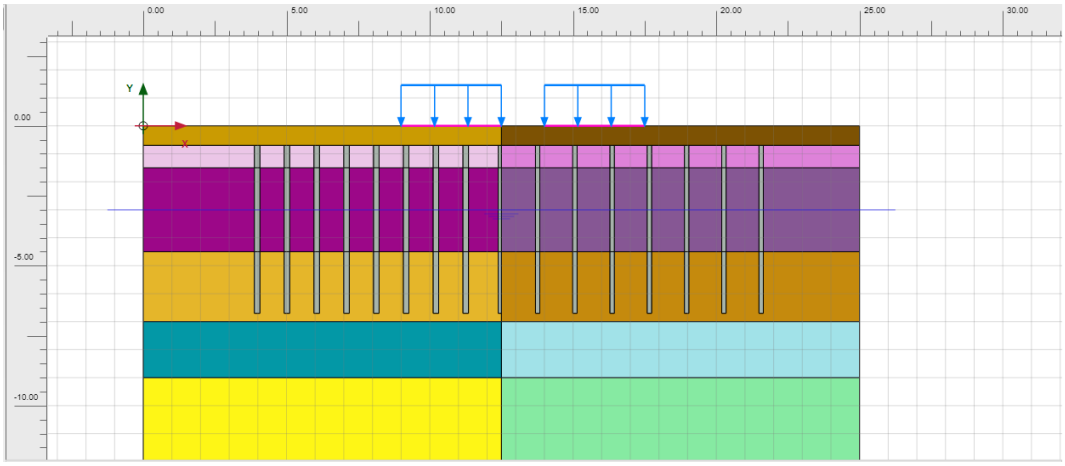


Figura 5. Ejemplo de modelo Plaxis 2D para apoyo doble C1 (BW5) con terreno calibrado.

Las Tablas 4 y 5 resumen los asientos y factores de seguridad obtenidos para la solución de separaciones s=1,00 m y s = 1,20 m.

Tabla 4. Asientos y factores de seguridad por apoyo — Solución para nuevas áreas tratadas s = 1,00 m.

Apoyo	Trat. previo	Asiento mín. (mm)	Asiento máx. (mm)	Asiento medio (mm)	Factor de Seguridad
A1	DW6	31,62	34,76	33,19	2,17
B1	DW6	27,91	29,77	28,84	2,17
C1 (×2)	DW6/Sin trat.prev.	29,37/34,95	35,30/47,42	32,43/41,18	1,53
D1 (×2)	DW6(parcial)/Sin trat.prev.	26,09/26,78	30,35/31,02	28,22/28,90	1,58
A2	DW6	25,38	26,66	26,02	1,97
B2	DW6	25,25	33,50	29,38	1,97
C2 (×2)	Jasmine/Sin trat.prev	26,61/30,65	27,10/36,34	27,01/33,50	1,48
D2 (×2)	Jasmine/DW6	8,55 / 13,71	10,17 / 17,57	9,36 / 15,64	1,42

Tabla 5. Asientos y factores de seguridad por apoyo — Solución para nuevas áreas tratadas s = 1,20 m.

Apoyo	Trat. previo	Asiento mín. (mm)	Asiento máx. (mm)	Asiento medio (mm)	Factor de Seguridad
A1	DW6	31,62	34,76	33,19	2,17
B1	DW6	27,91	29,77	28,84	2,17
C1 (×2)	DW6/Sin trat.prev.	29,37 / 40,05	35,30 / 54,33	32,34 / 47,19	1,44
D1 (×2)	DW6(parcial)/Sin trat.prev.	29,89 / 30,68	34,78 / 35,54	32,34 / 33,11	1,52
A2	DW6	25,38	26,66	26,02	1,97
B2	DW6	25,25	33,50	29,38	1,97
C2 (×2)	Jasmine/Sin trat.prev	26,91 / 35,12	27,10 / 41,64	27,01 / 38,38	1,44
D2 (×2)	Jasmine/DW6	8,55 / 13,71	10,17 / 17,57	9,36 / 15,64	1,42

Los resultados más relevantes de este análisis fueron los siguientes:

(i) El asiento diferencial entre apoyos adyacentes no superó los 20 mm en ningún caso, cumpliéndose el criterio más restrictivo del proyecto.

(ii) El asiento diferencial promedio entre apoyos con s = 1,20 m fue de unos 8 mm, reduciéndose a unos 6 mm con s = 1,00 m.

(iii) El asiento diferencial máximo se produce entre los apoyos C1 y D2: 37,83 mm para s = 1,20 m (distorsión 1/1000) y 31,82 mm para s = 1,00 m (1/1100).

(iv) Los factores de seguridad obtenidos —todos superiores a 1,4— se consideran aceptables para el carácter provisional de la estructura y para la metodología de cálculo seguida, incluyendo análisis retrospectivos del terreno. Apoyos con mayor historial de precarga alcanzan factores de 1,97 a 2,17.

(v) Las tensiones máximas sobre las cabezas de columna no superaron los 5 MPa en ningún apoyo, siendo la capacidad del hormigón de 6 a 9 MPa; se recomienda emplear un valor de 6 MPa como mínimo de diseño.

Como verificación independiente, se desarrolló un modelo en Plaxis 2D y 3D para los apoyos A1 y B1 (Figura 6) con inclusiones separadas s=1,00 m, que confirmó que los asientos calculados con modelos axisimétricos y modelos 2D resultaron ser entre un 16 y un 19% mayores que los obtenidos con el modelo 3D, por lo que se deduce que los resultados con Plaxis 2D constituyen una estimación conservadora.

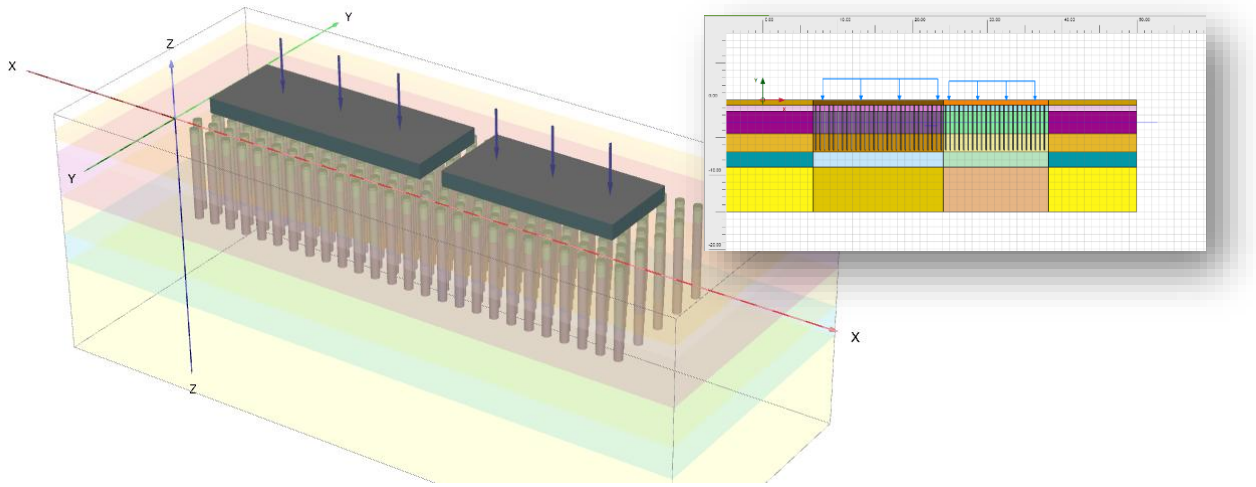


Figura 6. Modelo de apoyos A1-B1 generado en Plaxis 2D y 3D.

Tabla 5. Comparación de asientos obtenidos para los apoyos A1 y B1 con modelos FEM 2D y 3D.

Modelo	Apoyo	Min. (mm)	Máx.(mm)	Medio (mm)	Variación (%)
2D	A1	31,62	34,76	33,19	
	B1	27,91	29,77	28,84	
3D	A1	25,88	29,79	27,84	-16,13%
	B1	21,89	24,95	23,42	-18,79%

5.3. CONSTRASTE DE RESULTADOS CON ASIENTOS MEDIDOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Una vez concluida la fase de construcción del módulo Topside del Proyecto BW5, se dispone de los asientos finales registrados mediante nivelación topográfica en los ocho apoyos. La Tabla 6 recoge la comparación entre los asientos calculados (valor medio de la solución s = 1,20 m finalmente adoptada en obra, Tabla 5) y los asientos finales medidos, así como la diferencia absoluta y relativa entre ambos.

Tabla 6. Comparación entre asientos calculados y asientos finales medidos.

Apoyo	Trat. previo	Asiento calculado medio (mm)	Asiento final medido tras la construcción (mm)	Diferencia (mm)	Diferencia (%)
A1	DW6	33,19	19,75	−13,44	−40,5%
B1	DW6	28,84	24,25	−4,59	−15,9%
C1 (×2)	DW6/Sin trat.prev.	47,19	13,25	−33,94	−71,9%
D1 (×2)	DW6(parcial)/Sin trat.prev.	33,11	11,75	−21,36	−64,5%
A2	DW6	26,02	35,25	+9,23	+35,5%
B2	DW6	29,38	41,01	+11,63	+39,6%
C2 (×2)	Jasmine/Sin trat.prev.	38,38	21,75	−16,63	−43,3%
D2 (×2)	Jasmine/DW6	15,64	19,25	+3,61	+23,1%

Los resultados de los modelos 2D resultaron ser conservadores en cinco de los ocho apoyos (A1, B1, C1, C2 y D1), con asientos reales entre un 16% y un 72% inferiores a los calculados. Esta tendencia estaba especialmente marcada en los apoyos C1 y D1, que presentaban zonas mixtas con historial de carga parcial donde el modelo penalizaba el cálculo con los asientos de la zona sin tratar, que resultaron ser significativamente más rígidos de lo asumido, quizás porque la rigidez inicial del terreno en esas zonas no tratadas era mayor que la parametrizada, habiendo quedado influenciada por el efecto de las precargas

cercanas. Probablemente, en estos casos hubiera bastado con emplear separaciones de las columnas similares a las empleadas en proyectos anteriores (s= 1,3 a 1,5 m) tomando en consideración esta hipótesis.

En los tres apoyos en que el asiento medido superó al calculado (A2, B2 y D2), las diferencias absolutas fueron de 3,6 a 11,6 mm, y los asientos reales quedaron en todo caso por debajo del límite admisible de 50 mm, por lo que no se produjo un incumplimiento de los criterios de proyecto. En el caso específico de los apoyos A2 y B2, clasificados como zonas con tratamiento DW6, la desviación al alza (+35 a 40%) se asoció a que las presiones de servicio reales superaron en un 22% las de diseño en esos apoyos.

En conjunto, la comparación entre asientos calculados y medidos vino a confirmar el carácter globalmente conservador de la metodología de cálculo empleada y la validez del tratamiento ejecutado para garantizar los criterios de asiento del Proyecto BW5.

6. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones de este estudio son las siguientes:

- La técnica de inclusiones rígidas es la solución de mejora más adecuada para este emplazamiento, por su capacidad para alcanzar los niveles blandos a 7 m de profundidad, aprovechar los tratamientos ya ejecutados y admitir intensificaciones locales del tratamiento donde se requiera.
- La calibración paramétrica sobre los registros de asiento del proyecto anterior DW6 proporcionó factores de rigidización del terreno de ×1,6 a ×6, fuertemente dependientes del historial de precargas. Los apoyos con dos episodios de precarga (Jasmine + DW6) muestran una mayor rigidización del terreno en los cálculos realizados con modelos numéricos.
- Para el Proyecto BW 5, con presiones de hasta 38,1 t/m², la solución de inclusiones con longitud de columna L = 6,0 m, diámetro efectivo D = 0,5 m y separación entre ejes s = 1,20 m (zonas sin historial previo) garantizó asientos totales inferiores a 50 mm, diferenciales entre apoyos inferiores a 20 mm.
- Los modelos 2D de deformación plana, en los apoyos A1 y B1, proporcionaron resultados conservadores respecto a los modelos 3D en un 16-19%, dotando de margen adicional de seguridad al diseño.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento a DOSAU por autorizar la publicación de sus resultados. La disponibilidad de los registros de carga-asiento de los proyectos anteriores ejecutados en sus instalaciones de Puerto Real, en particular los del Proyecto DW6, ha sido determinante para el desarrollo de la metodología de calibración paramétrica presentada en este trabajo.

REFERENCIAS

Baudouin, G. (2010). *Dimensionnement de la couche de répartition de charge (LTP)*. Journées ASIRI, Paris.

Cartiaux, F.B., Gelée, A., Forêt, G., Hassen, G., de Buhan, P. (2007). *Modélisation des ouvrages sur sols renforcés par inclusions rigides*. Revue française de géotechnique, 120-121.

Gómez, R., Melentijevic, S. (2014*). Análisis numérico de cimentaciones sobre inclusiones rígidas mediante Plaxis 2D y 3D*. Jornadas Geotécnicas, Madrid.

Hassen, G., Dias, D., de Buhan, P. (2009). *Multiphase constitutive model for the numerical simulation of piled raft foundations*. Computers and Geotechnics, 36(7), 1115–1127.

IREX (2012). *Recommandations pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des ouvrages sur sols améliorés par inclusions rigides verticales*. Projet National ASIRI. Presses des Ponts, Paris.

GENERACIÓN DE CPTU SINTÉTICOS MEDIANTE REDES NEURONALES ARTIFICIALES (ANN) PARA PROYECTOS DE ENERGÍA EÓLICA MARINA FLOTANTE

Yadu Krishnan SUKUMARAPILLAI[(1)] y Amadeu DEU[(2)*]

[(1)] Zienkiewicz Institute for Modelling, Data and AI. Faculty of Science and Engineering
Swansea University

[(2)] Geociencias y Exploraciones Marítimas (GEM)
*amadeu@gemigeo.com

RESUMEN

El conocimiento del subsuelo marino es esencial para el correcto diseño y desarrollo de cualquier estructura que deba instalarse en el mar. En el caso de los parques eólicos flotantes, la necesidad de múltiples puntos de anclaje incrementa sustancialmente el número de puntos de investigación necesarios, en comparación con las cimentaciones directas. Dado que los parámetros geotécnicos para el diseño de los sistemas de amarre y anclaje deben ser específicos para cada emplazamiento, esto implica elevados costes y significativas limitaciones logísticas en la adquisición de datos in situ. Para mitigar estos desafíos, se propone la generación de ensayos CPTU sintéticos mediante técnicas avanzadas de Machine Learning. En el presente artículo se analizan los resultados de la generación de CPTU sintéticos mediante Redes Neuronales Artificiales (ANN) en el área de turbinas de la plataforma PLEMCAT (Plataforma de I+D+i en Energías Marinas de Catalunya). Los datos de entrada incluyeron la batimetría y perfiles CPTU submarinos de hasta 20 m bajo el fondo marino, adquiridos durante una campaña de investigación geotécnica en un área con calados de -125 m y -150 m NMMA. La metodología empleada utiliza una arquitectura de Perceptrón Multicapa (MLP), cuyos hiperparámetros se optimizaron mediante un enfoque de búsqueda en cuadrícula (grid approach). Para minimizar la estocasticidad y optimizar el ajuste promedio, los datos de los CPTU objetivo fueron suavizados mediante la técnica del Spline Cúbico, con el factor de suavizado óptimo p, y el algoritmo de Boor. Se entrenaron tres modelos distintos para evaluar el impacto de los diferentes datos de entrada en la predicción. La validación de los modelos se realizó generando CPTU sintéticos en ubicaciones ciegas, no incluidas en el entrenamiento, y comparándolos con los datos reales. Los resultados muestran una buena correspondencia en la predicción de la resistencia por punta en profundidad, evidenciando la capacidad de las ANN para captar la variabilidad espacial de los parámetros del subsuelo. En conjunto, los resultados confirman que las Redes Neuronales Artificiales constituyen una herramienta prometedora para la modelización geotécnica predictiva, contribuyendo al desarrollo más eficiente de la eólica marina flotante.

ABSTRACT

The knowledge the marine subsoil is essential for the proper design and development of any structure to be installed at sea. In the case of floating wind farms, the requirement for multiple anchoring points substantially increases the number of necessary investigation sites compared to bottom-fixed foundations. Due to the geotechnical parameters for the design of mooring and anchoring systems must be site-specific, this entails high costs and significant logistical constraints in acquiring in situ data. To mitigate these challenges, the generation of synthetic

CPTU tests using advanced Machine Learning techniques is proposed. This paper analyses the results of generating synthetic CPTU data using Artificial Neural Networks (ANN) in the turbine area of the PLEMCAT platform (Plataforma de I+D+i en Energías Marinas de Catalunya). The input data included bathymetry and submarine CPTU profiles up to 20 m below the seabed, acquired during a geotechnical site investigation in an area with water depths between -125 m and -150 m NMMA. The methodology utilizes a Multi-Layer Perceptron (MLP) architecture, with hyperparameters optimized via a grid search approach. Three distinct models were trained to evaluate the impact of different input data on the prediction. The raw CPT target data were smoothed using a Cubic Spline technique, with the optimal smoothness factor p, to minimize stochasticity and improve the average fit, utilizing de Boor's algorithm. Model validation was carried out by generating synthetic CPTU data at blind locations, not included in the training set, and comparing them with real data. The results show good agreement in the prediction of cone tip resistance with depth, demonstrating the ANN's capability to capture the spatial variability of subsoil parameters. Overall, the results confirm that Artificial Neural Networks are a promising tool for predictive geotechnical modelling, contributing to a more efficient development of floating offshore wind energy.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *CPTU sintéticos (Synthetic CPTU), Éolica marina flotante (Floating offshore wind), Redes Neuronales Artificiales (Artificial Neural Networks).*

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo de infraestructuras energéticas en el medio marino, específicamente los parques eólicos con tecnología flotante, exige una caracterización precisa del subsuelo para el diseño de los sistemas de anclaje y amarre. A diferencia de las cimentaciones fijas, las estructuras flotantes requieren múltiples puntos de anclaje en grandes áreas, lo que incrementa significativamente el número de puntos de investigación necesarios en comparación con los proyectos convencionales. Sin embargo, la adquisición de datos *in situ* mediante ensayos CPTU conlleva elevados costes operativos, ventanas meteorológicas limitadas y complejidades logísticas que dificultan la ejecución de un ensayo en cada ubicación de anclaje prevista.

Los CPTU sintéticos surgen como una solución tecnológica avanzada para mitigar estas limitaciones. Se definen como perfiles de resistencia generados artificialmente mediante algoritmos de Aprendizaje Automático (*Machine Learning*), capaces de emular la respuesta del suelo en ubicaciones donde no se han realizado perforaciones físicas. Estos perfiles se construyen a partir del aprendizaje de correlaciones espaciales de los datos geológicos, geofísicos y geotécnicos existentes.

El objetivo de este estudio es desarrollar y validar una metodología basada en datos para la generación de CPTU sintéticos mediante el uso de Redes Neuronales Artificiales (ANN). Para ello, se han usado datos de una campaña geotécnica marina realizada en el área de PLEMCAT (Roses, Catalunya), que incluye ensayos CPTU de hasta 20 m de penetración bajo el fondo marino. Se generaron CPTU sintéticos en ubicaciones donde existían datos que no habían sido usados para el entrenamiento, y se han comparado con los datos reales con el objetivo de verificar la bondad de la metodología.

2. METODOLOGÍA

2.1. MODELO DE REDES NEURONALES ARTIFICIALES

Las Redes Neuronales Artificiales son modelos computacionales inspirados en los sistemas neuronales biológicos (Zou *et al*., 2008). Una red neuronal está compuesta por neuronas interconectadas y organizadas en capas. Cada neurona recibe señales de entrada, las multiplica por unos pesos determinados, añade un término de sesgo (*bias*) y procesa el resultado mediante una función de activación. En la Figura 1 se muestra una representación esquemática de una neurona, mientras que la arquitectura de una red neuronal multicapa se muestra en la Figura 2.

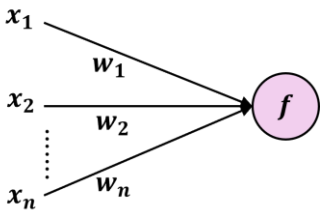


Figura 1. Modelo básico de una neurona.

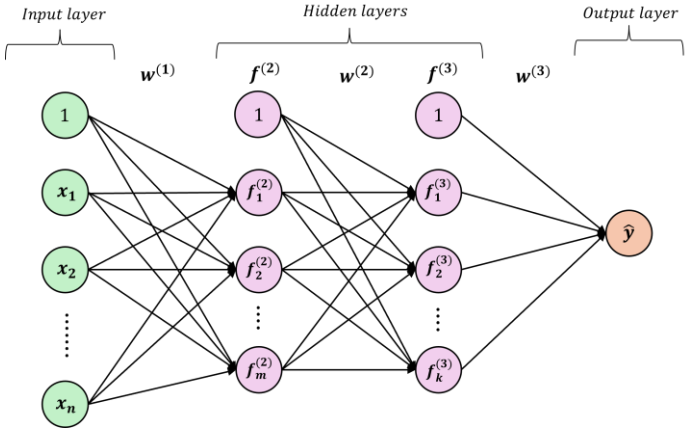


Figura 2. Representación esquemática de una red neuronal multicapa, donde $\{\mathbf{1}, \boldsymbol{x_1}, \boldsymbol{x_2}, .., \boldsymbol{x_n}\}$ son los datos de entrada, $\{\boldsymbol{w^{(1)}}, \boldsymbol{w^{(2)}}, \boldsymbol{w^{(3)}}\}$ son los pesos de cada capa, $\{\boldsymbol{f}^{(2)}, \boldsymbol{f}^{(3)}\}$ es el vector de activación de las funciones y $\hat{\boldsymbol{y}}$ es el resultado.

La red utilizada en este estudio utiliza una arquitectura de Perceptrón Multicapa (*Multi-Layer Perceptron, MLP*) de alimentación directa que consta de tres componentes principales:

- Capas de entrada: recibe los atributos espaciales y geotécnicos.
- Capas ocultas: capturan las relaciones no lineales presentes en el conjunto de datos.
- Capa de salida: predice las variables de respuesta del CPTU para una ubicación determinada.

El vector de entrada se representa según la Ecuación 1:

$$\mathbf{x} = [x_1, x_2, \ldots, x_n] \tag{1}$$

Donde x_i indica los atributos de entrada asociados a la ubicación del CPTU. Cada neurona recibe una señal de entrada y la transmite a la siguiente capa de neuronas mediante una función de transferencia.

La salida de una neurona en una capa oculta se computa de la siguiente manera:

$$z_j = f\left(\sum_{i=1}^{n} w_{ij}\, x_i + b_j\right) \tag{2}$$

Donde w_{ij} son los pesos de conexión entre las neuronas, b_j es el término de sesgo y $f(\cdot)$ es la función de activación.

La salida final de la red neuronal representa el CPTU sintético predicho. El proceso de aprendizaje comprende la propagación hacia adelante (*forward propagation*) y la retropropagación (*backpropagation*), los dos mecanismos clave que rigen el entrenamiento de las redes neuronales. Durante la propagación hacia adelante, los datos de entrada atraviesan secuencialmente las capas de la red; cada capa transforma la entrada mediante las conexiones ponderadas y las funciones de activación hasta generar una respuesta en forma de CPTU sintético. Dicha respuesta se compara con los valores reales de CPTU en esa ubicación mediante una función de coste (*cost function*). El error entre los valores predichos y los reales cuantifica el rendimiento de la red. Para minimizar dicho error, los parámetros de la red se actualizan mediante retropropagación, calculando los gradientes de la función de coste respecto a los pesos y sesgos. Estos gradientes indican la influencia de cada parámetro en el error de predicción y guían el proceso de optimización. El entrenamiento actualiza iterativamente los pesos hasta que el error alcanza un mínimo o se cumple un criterio de convergencia. El rendimiento de la red se evalúa mediante la función de coste del Error Cuadrático Medio (MSE), que mide la diferencia entre los valores de CPTU predichos y reales.

$$MSE = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}(y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (3)$$

Donde y_i representa los valores de CPTU reales, $\hat{y}_i$ representa las predicciones de la red neuronal y N indica el número de muestras de entrenamiento (*training samples*).

La optimización de los parámetros de la red se lleva a cabo mediante el algoritmo de retropropagación de Gradiente Conjugado Escalado (SCG) (Møller, 1993). Este método resulta especialmente adecuado para el entrenamiento de redes neuronales ya que evita la necesidad de ajustar manualmente la tasa de aprendizaje (*learning rate*) y proporciona una convergencia eficiente en redes de tamaño medio. El algoritmo SCG ajusta de forma iterativa los pesos y sesgos de la red con el fin de minimizar la función de coste del MSE.

2.2. PREPARACIÓN DEL CONJUNTO DE DATOS

El primer paso en la implementación de cualquier red neuronal es la elaboración de un conjunto de datos de entrada, ya que estos datos se utilizan tanto para el entrenamiento como para evaluar el rendimiento del modelo. La generación de datos de alta calidad es crucial para la eficacia de la red neuronal (Kavzoglu, 2009).

En este estudio, los datos se han dividido en subconjuntos de entrenamiento, validación y prueba. Se han definido intervalos específicos para estos subconjuntos con el fin de evitar la extrapolación de los datos. Dado que el método predeterminado en MATLAB para la selección de subconjuntos es aleatorio, se ha adoptado una división meticulosa de los mismos. Los datos de prueba se seleccionaron de modo que cubrieran el área de estudio, asignando puntos de control específicos dentro de la misma. La Figura 3 muestra las ubicaciones de los puntos de entrenamiento y de prueba. Posteriormente, los datos restantes se dividieron aleatoriamente en dos categorías: puntos de entrenamiento y de validación. Los datos de entrenamiento se utilizan para ajustar los parámetros de la red neuronal, mientras que los de validación sirven para evaluar la capacidad de generalización del modelo. Asimismo, se realizó una limpieza de datos para eliminar valores atípicos (*outliers*) y generar un conjunto de datos robusto y de dimensiones consistentes para la entrada de la red neuronal.

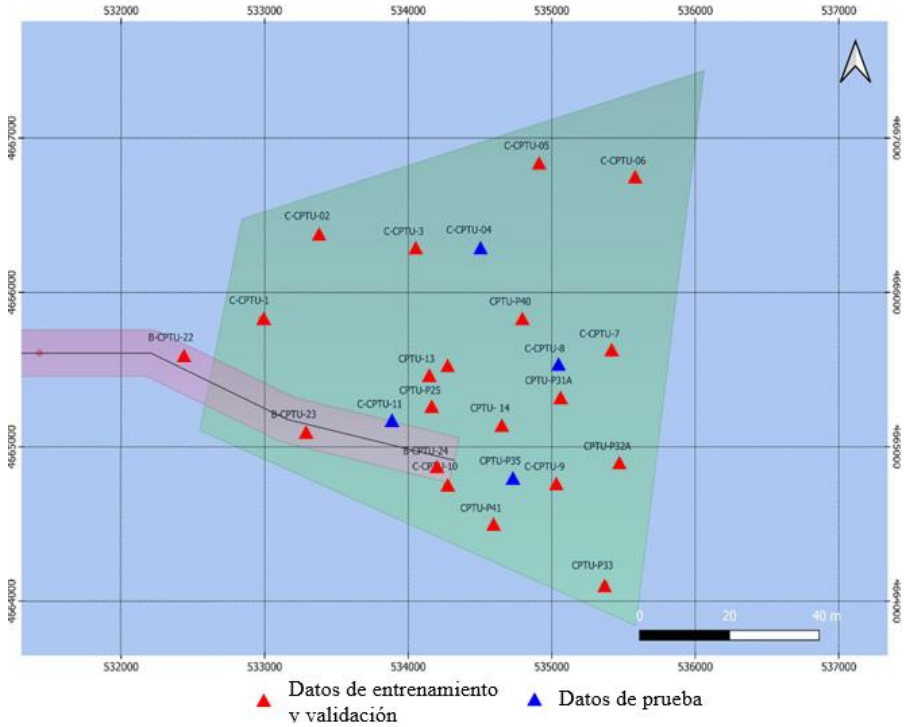


Figura 3. Datos de entrenamiento, validación y prueba.

2.3. OPTIMIZACIÓN DE HIPERPARÁMETROS

El rendimiento de las redes neuronales depende estrechamente de la elección de los hiperparámetros, incluyendo el número de capas y de neuronas. En este estudio, se ha adoptado una configuración de capas densas (*dense layers*). MATLAB ofrece una gran variedad de funciones de entrenamiento para la retropropagación. En este caso, se emplea el algoritmo de gradiente conjugado escalado. Esta función de entrenamiento es adecuada en situaciones con limitaciones de memoria.

Se ha utilizado un enfoque de búsqueda en cuadrícula (*grid search*) para evaluar sistemáticamente múltiples combinaciones de arquitecturas de red para identificar la configuración óptima. La Tabla 1 muestra los hiperparámetros utilizados en este estudio.

Tabla 1. Hiperparámetros utilizados.

Número de capas	1 a 5
Número de neuronas por capa	10 a 100
Función de activación	*Sigmoid, Purelin*
Parámetro de rendimiento	Error cuadrático medio
Optimizador	Gradiente Conjugado Escalado

Para cada configuración de la red, se entrena el modelo y se calcula el error cuadrático medio (MSE). La arquitectura óptima se selecciona en función del menor error de predicción. El modelo de redes neuronales almacena los parámetros de la red óptima basándose en el valor mínimo del MSE. Posteriormente, esta red optimizada se utiliza para predecir los valores de CPTU en los puntos de prueba.

2.4. MODELOS DE REDES NEURONALES

Se han empleado diversas estrategias de entrada para obtener la arquitectura de red óptima destinada a la generación de ensayos CPTU sintéticos. De esta manera, se permite comprender el comportamiento de la red neuronal y su influencia en la solución predicha. Principalmente, los datos experimentales obtenidos disponen de dos valores de entrada fundamentales: la ubicación y la batimetría. La ubicación proporciona la longitud y latitud del punto del ensayo, mientras que la batimetría aporta información valiosa sobre la morfología del lecho marino, la cual puede influir en las condiciones geotécnicas del subsuelo.

Para investigar la influencia en la capacidad predictiva de la red neuronal, se han considerado dos escenarios de entrenamiento: uno sin batimetría y otro que la incluye como variable de entrada. Al comparar ambos escenarios, se puede evaluar el impacto de la información batimétrica en la precisión de la generación CPTU. Otro enfoque consiste en suavizar los valores reales de CPTU mediante una técnica de filtrado (*smoothing*). Este método se adopta para eliminar los componentes de alto ruido o incertidumbre en los valores derivados de la sensibilidad del equipo. En este estudio se implementan tres modelos diferentes (Tabla 2). En el Modelo 1, se utiliza la ubicación como entrada para predecir los valores brutos (*raw*) del CPTU. En el Modelo 2, se emplean la ubicación y la batimetría como entradas. El Modelo 3 utiliza la ubicación y la batimetría como entradas, para obtener los valores de CPTU suavizados para el entrenamiento.

Tabla 2. Modelos de la red neuronal.

Modelo de red neuronal	**Parámetros de entrada**	**Datos de salida**
Modelo 1	Longitud, latitud	Valores brutos
Modelo 2	Longitud, latitud, batimetría	Valores brutos
Modelo 3	Longitud, latitud, batimetría	Valores filtrados

Las medidas de CPTU suelen exhibir fluctuaciones estocásticas causadas por el ruido de la medición o las pequeñas variaciones inherentes en las propiedades del suelo. Dicho ruido puede afectar negativamente al rendimiento del aprendizaje automático y provocar que la red neuronal ajuste los datos de forma deficiente (Shoukat *et al*., 2023). Para solucionar este problema, los datos de CPTU se suavizan mediante una técnica de suavizado por splines cúbicos. El ajuste mediante splines se implementa utilizando el algoritmo de De Boor (De Boor, 1978), disponible tanto en entornos MATLAB como Python. El procedimiento de suavizado por splines se controla mediante un parámetro de suavidad p que oscila entre 0 y 1: p=0 produce un ajuste de línea recta por mínimos cuadrados, mientas que p=1 genera una interpolación de spline cúbico natural. Los valores intermedios equilibran la suavidad y la fidelidad de los datos. No es necesario que se utilice un único valor del factor de suavidad para todas las ubicaciones de los datos, sino que se pueden emplear diferentes valores de p para suavizar los datos en distintas localizaciones. En la Figura 4 se muestra un ejemplo de proceso de suavizado para splines para uno de los ensayos CPTU utilizados en este estudio. En azul se muestran los datos y en rojo los suavizados para diferentes valores de p.

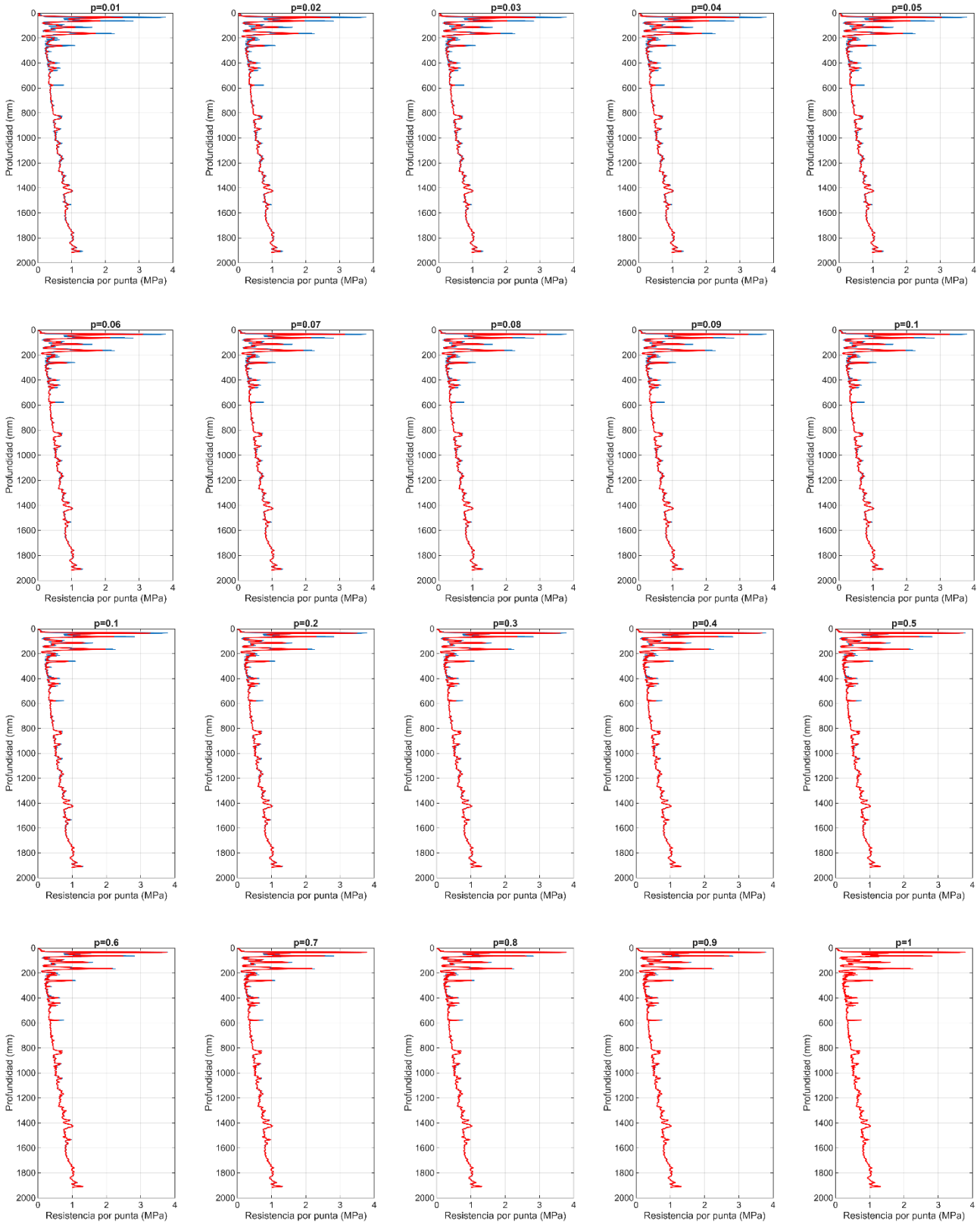


Figura 4. Datos del CPTU 1 suavizados utilizando el parámetro de suavidad en un rango de *p*=0,01 1.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El rendimiento del modelo de Red Neuronal Artificial se evalúa mediante el Error Cuadrático Medio (MSE). El objetivo del proceso de entrenamiento es minimizar dicho error entre los valores de CPTU predichos y las respuestas medidas. Para identificar la configuración óptima de la red neuronal, se realizó una búsqueda de rejilla (*grid search*) sobre múltiples combinaciones de capas ocultas y neuronas por capa. En la Figura 5 se presenta un mapa de calor de rendimiento de las arquitecturas de red, donde cada celda representa el MSE correspondiente a una configuración específica.

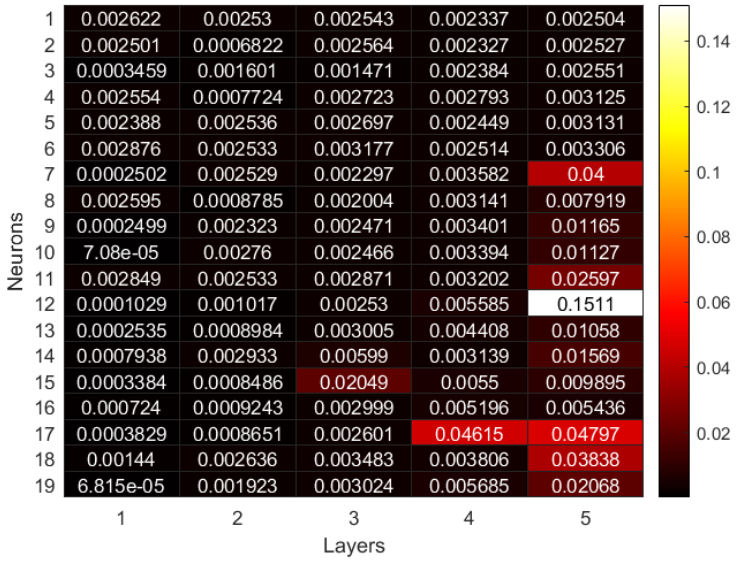


Figura 5. Mapa de calor del MSE.

Cada celda del mapa de calor corresponde a una combinación específica del número de capas ocultas y el número de neuronas por capa. Este tipo de visualización permite observar cómo la complejidad de la red influye en la precisión de la predicción. Se observa que las redes de dimensiones reducidas producen valores de error más elevados, lo que indica una capacidad insuficiente del modelo para capturar las relaciones no lineales presentes en el conjunto de datos. Por el contrario, las redes excesivamente grandes no mejoran necesariamente el desempeño y pueden inducir un sobreajuste (*overfitting*).

La arquitectura óptima corresponde a la configuración que produce el valor de MSE más bajo en el mapa de calor de rendimiento. Posteriormente, esta arquitectura de red se utiliza para la predicción de perfiles sintéticos de CPTU. Los resultados demuestran que la incorporación de la batimetría mejora significativamente la capacidad predictiva de la red neuronal. Cuando se excluye la información batimétrica, las predicciones de la red logran capturar la tendencia general de los perfiles de CPTU, pero pueden presentar desviaciones notables respecto a los valores medidos.

El modelo de red neuronal entrenada se utilizó para generar perfiles de CPTU en múltiples ubicaciones dentro del área de estudio. Los resultados más representativos se muestran en las Figuras 6, Figura 7 y Figura 8 para los siguientes ensayos: C-CPTU-04, C-CPTU-08, C-CPTU-11 y C-CPTU-P35. Para cada ubicación, el CPTU sintético (*predicted*) es comparado con los datos medidos (*Target*).

Los resultados permiten observar que la red neuronal puede reproducir la forma general las tendencias de los perfiles de CPTU. Si bien se observan ciertas discrepancias en algunos tramos, las curvas predichas siguen, por lo general, las variaciones principales de los datos medidos. Estos resultados demuestran que el modelo de Red Neuronal Artificial captura con éxito las relaciones subyacentes entre las características espaciales de entrada y las respuestas de CPTU. También demuestran el potencial de las Redes Neuronales Artificiales como una herramienta eficaz para generar perfiles de CPTU sintéticos a partir de conjuntos de datos geotécnicos limitados. Cabe recalcar la fuerte influencia del preprocesamiento de datos en el desempeño del modelo. Los ensayos en bruto de un ensayo CPTU (*raw*) a menudo contienen ruido y fluctuaciones estocásticas que pueden dificultar el proceso de aprendizaje de las redes neuronales. La aplicación de suavizado mediante *splines* cúbicos reduce significativamente el ruido en el conjunto de datos, lo que resulta en predicciones de la red neuronal más estables y precisas.

Otra observación importante es el papel beneficioso de la información batimétrica en la mejora de la precisión de las predicciones. La batimetría proporciona un contexto espacial adicional que ayuda a la red neuronal a capturar mejor las variaciones espaciales. La mejora en las predicciones obtenida al incluir la batimetría sugiere que la incorporación de características geoespaciales es esencial para el desarrollo de modelos de aprendizaje automático (*machine learning*) confiables en aplicaciones geotécnicas marinas (*offshore*).

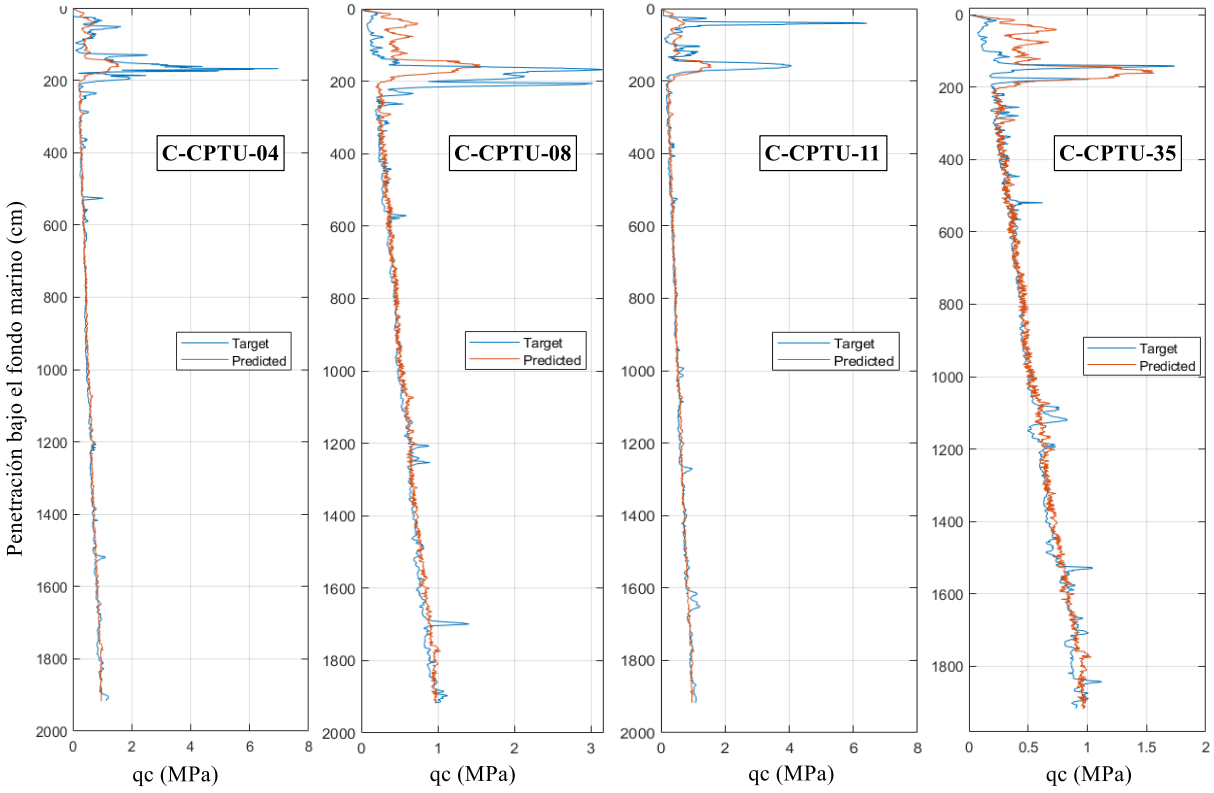


Figura 6. CPTU sintéticos para el Modelo 1.

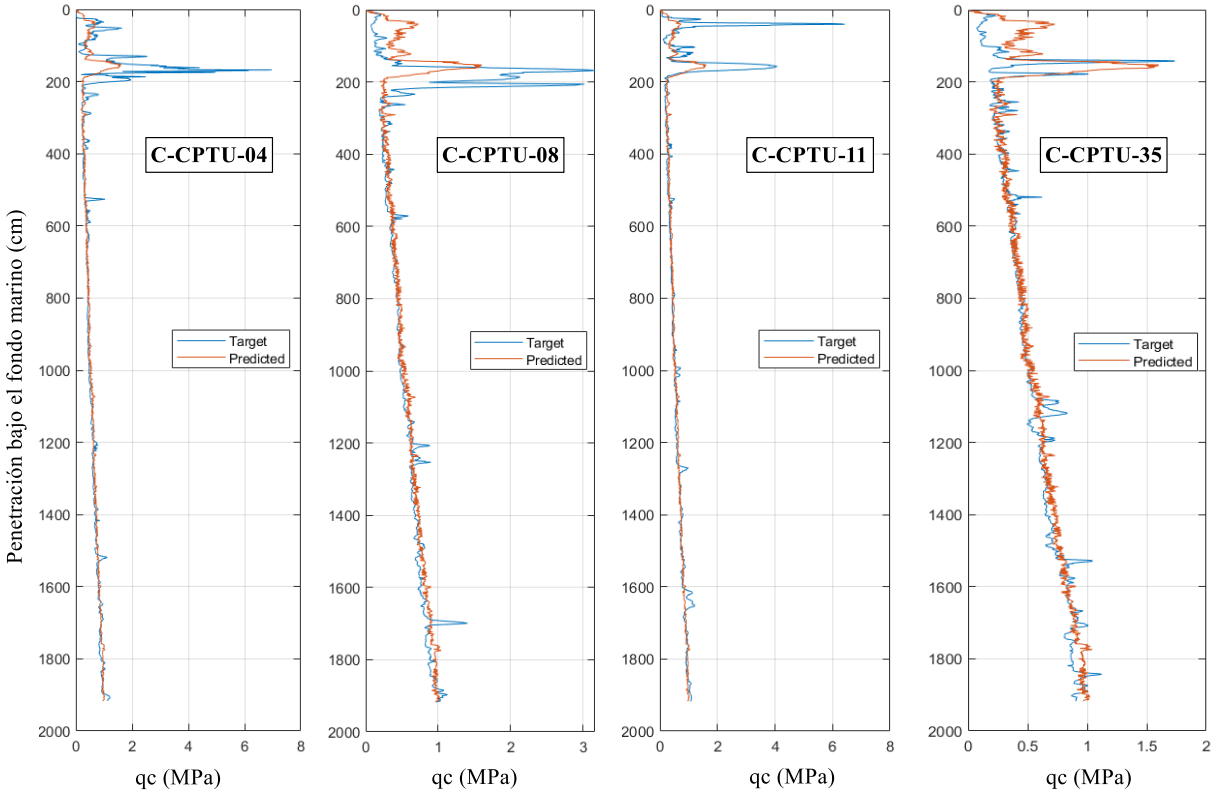


Figura 7. CPTU sintéticos para el Modelo 2.

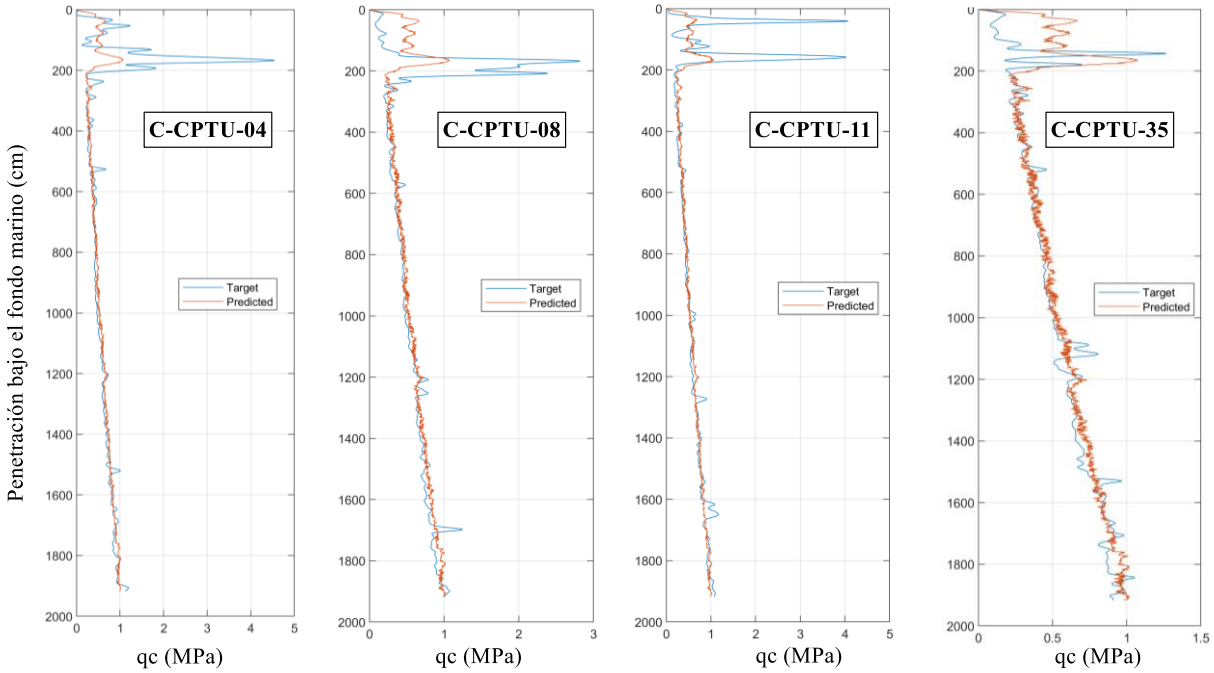


Figura 8. CPTU sintéticos para el Modelo 3.

La búsqueda de hiperparámetros también resalta la importancia de seleccionar una arquitectura de red neuronal adecuada. Las redes con muy pocas neuronas pueden carecer de la capacidad suficiente para modelar relaciones no lineales complejas, mientras que las redes excesivamente grandes pueden introducir una complejidad innecesaria y aumentar el riesgo de sobreajuste (*overfitting*). El enfoque de búsqueda de rejilla adoptado en este estudio proporciona un método sistemático para identificar la configuración óptima de la red.

A pesar de los resultados prometedores, aún existen muchos desafíos. El rendimiento y la predicción de los modelos de aprendizaje automático son fuertemente dependientes de la disponibilidad y calidad de los datos de entrenamiento. En las investigaciones geotécnicas marinas, suelen existir limitaciones en cuanto a número de ensayos, ubicación y penetración alcanzada, lo que puede restringir la capacidad de las redes neuronales para generar ensayos sintéticos en las localizaciones deseadas.

4. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en este estudio demuestran que las Redes Neuronales Artificiales (ANN) representan una solución robusta para optimizar la caracterización del subsuelo marino en proyectos de gran escala, tales como los de eólica marina flotante. De la investigación se desprenden las siguientes conclusiones principales:

- Los CPTU sintéticos generados en este estudio muestran gran precisión al capturar la variabilidad espacial y las tendencias generales de la resistencia por punta en ubicaciones no exploradas.
- El uso de técnicas de suavizado mediante splines cúbicos y la inclusión de datos batimétricos han mejorado el rendimiento del modelo. Estas herramientas permiten un entrenamiento más estable y generan predicciones más coherentes con las condiciones reales del subsuelo.
- Si bien los CPTU sintéticos mostrados en este estudio permiten identificar niveles geotécnicos y cambios de resistencia de manera eficiente y económica, actualmente deben considerarse una herramienta más de análisis del proyecto, pero no pueden emplearse para final el diseño de anclajes, cimentaciones o cualquier otra estructura marina.
- La siguiente fase de este estudio contempla la integración de datos de sísmica de reflexión multicanal (amplitud e impedancia) para enriquecer el vector de entrada. Asimismo, se explorará el desarrollo de Redes Neuronales Informadas por la Física (PINNs) (Raissi *et al*, 2017) para integrar restricciones geotécnicas explícitas en el aprendizaje del modelo, mejorando así su interpretabilidad técnica.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Institut de Recerca en Energia de Catalunya (IREC) por la cesión de los datos para la realización de este trabajo.

REFERENCIAS

De Boor, C. (1978). A practical guide to splines. *New York: springer*.

Kavzoglu, T. (2009). Increasing the accuracy of neural network classification using refined training data. *Environmental Modelling & Software*, 24(7): 850-858.

Møller, M. F. (1993). A scaled conjugate gradient algorithm for fast supervised learning. *Neural networks*, 6(4): 525-533.

Raissi, M., Perdikaris, P., Karniadakis, G. E. (2017). Physics informed deep learning (part i): Data-driven solutions of nonlinear partial differential equations. arXiv preprint. Cornell University. https://doi.org/10.48550/arXiv.1711.10561

Shoukat, G., Michel, G., Coughlan, M., Malekjafarian, A., Thusyanthan, I., Desmond, C., Pakrashi, V. (2023). Generation of synthetic CPTs with access to limited geotechnical data for offshore sites. *Energies 2023*, 16(9): 3817. https://doi.org/10.3390/en16093817

Zou, J., Han, Y., So, S. S. (2008). Overview of Artificial Neural Networks. *Methods in Molecular BiologyTM*. 2008, 458:14–22.

CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE SUELOS DELTAICOS CON PRESENCIA DE GAS: DESARROLLO PRELIMINAR DE UNA METODOLÓGÍA DE CUANTIFICACIÓN

Dani TARRAGÓ[(1, 2)*], Enrique ROMERO[(2, 1)] y Antonio GENS[(2, 1)]

[(1)] Geomecànica i Hidrogeologia
Centre Internacional de Mètodes Numèrics a l'Enginyeria (CINME)
*dani.tarrago@upc.edu

[(2)] Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

RESUMEN

La presencia de gas en los suelos deltaicos del prodelta del Llobregat dificulta su caracterización geotécnica debido a la heterogeneidad de su distribución y a la ausencia de métodos in situ capaces de cuantificarlo sin alterar el estado tensional del terreno. Las observaciones de campo muestran liberaciones de gas prolongadas y erráticas, asociadas a capas arenas limosas permeables confinadas bajo arcillas limosas, lo que confirma la existencia de reservorios locales de metano biogénico. A partir de estas evidencias, se ha desarrollado una metodología específica para estimar el volumen inicial de gas liberado durante las perforaciones. El procedimiento combina: (i) la evaluación de la presión capilar necesaria para iniciar la desaturación del suelo mediante curvas de retención ajustadas con el modelo de van Genuchten, y (ii) la estimación del volumen de gas a partir del tiempo de escape. Los resultados indican volúmenes de gas calculados son coherentes con la potencia limitada de las capas con gas y los escapes registrados. El estudio evidencia que la caracterización actual es indirecta y presenta una elevada incertidumbre. Por ello, se identifica la necesidad de desarrollar un nuevo equipo de penetración, capaz de detectar gas durante el avance, registrar parámetros específicos, minimizar la perturbación del terreno y operar sin perforación previa. La disponibilidad de este dispositivo permitiría cuantificar el gas de forma directa, mejorar la cartografía de zonas afectadas y reducir la incertidumbre en proyectos con suelos con gas.

ABSTRACT

The presence of gas within the deltaic soils of the Llobregat prodelta significantly complicates their geotechnical characterization due to the heterogeneous distribution of gas and the lack of in situ methods capable of quantifying it without disturbing the stress state of the ground. Field observations reveal prolonged and erratic gas releases associated with permeable silty-sand layers confined beneath silty clays, confirming the existence of localized reservoirs of biogenic methane. Based on these observations, a specific methodology has been developed to estimate the initial volume of gas released during drilling operations. The procedure combines: (i) the evaluation of the capillary pressure required to initiate soil desaturation using water-retention curves fitted with the van Genuchten model, and (ii) the estimation of gas volume from the measured escape rate, calculated through a gas volume. The resulting gas volumes are consistent with the limited thickness of the gas-bearing layers and with the escape events recorded in the field. The study demonstrates that current characterization techniques remain indirect and subject to high uncertainty. Consequently, there is a clear need for a new penetration device

capable of detecting gas during advancement, recording gas-specific parameters, minimizing disturbance to the stress state, and operating without prior drilling. The availability of such a device would enable direct quantification of gas, improve the mapping of affected zones, and reduce uncertainty in projects involving gas-bearing soils.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Suelos con gas (Gas-bearing soils), Caracterización geotécnica (Geotechnical characterization), Interpretación (Assessment).*

1. INTRODUCCIÓN

La presencia de gas en suelos deltaicos blandos introduce una complejidad significativa en su caracterización geotécnica. En medios marinos, esta dificultad se acentúa debido a las limitaciones de acceso, la alteración de muestras durante la recuperación y la imposibilidad de preservar el gas en su estado natural. Aunque el metano biogénico es el gas más habitual en estos sedimentos, su distribución es altamente heterogénea y responde a procesos de migración subsuperficial más que a la simple presencia de materia orgánica.

Los estudios previos en el prodelta del Llobregat ya habían identificado liberaciones de gas en superficie y anomalías geotécnicas asociadas (Tarrago y Gens, 2018). Sin embargo, la caracterización puntual del gas sigue siendo un reto debido a la ausencia de métodos in situ capaces de cuantificarlo sin alterar el equilibrio tensional del terreno.

2. LIMITACIONES DE LOS MÉTODOS ACTUALES PARA DETECTAR GAS EN SUELOS DELTAICOS

La primera limitación y tipología que debe descartarse cuando se pretende obtener una lectura puntual de las condiciones in situ del gas es cualquier método que requiera la ejecución de una perforación. Durante la perforación se extrae material, lo que provoca una reducción significativa de las tensiones y facilita la migración del gas a lo largo de la tubería, ya sea porque la presión del gas supera la tensión efectiva del suelo o porque la perforación intercepta una bolsa o zona de acumulación. No obstante, una perforación puede emplearse como método para: (i) drenar el gas del terreno y (ii) identificar la cota de salida del gas, permitiendo realizar un registro cualitativo y temporal de su migración hacia la atmósfera.

2.1. RESTRICCIONES DE LOS ENSAYOS GEOFÍSICOS CONVENCIONALES

Los ensayos geofísicos habitualmente empleados para la detección de gas son: (i) la sísmica de reflexión de alta resolución, (ii) la sísmica crosshole y (iii) el PS Logging.

La sísmica de reflexión ha sido utilizada en el delta del Llobregat, concretamente en la zona de la dársena del dique sur del Puerto de Barcelona. No obstante, sus resultados únicamente permiten determinar la presencia o ausencia de gas, ya que la aparición de un apantallamiento limita la penetración de la señal. En caso de detectarse dicho apantallamiento, es posible establecer la cota superior a partir de la cual se identifica la presencia de gas.

Por su parte, la sísmica crosshole y el ensayo PS Logging, que requieren la ejecución de perforaciones, pueden aportar información valiosa sobre la rigidez del terreno y la propagación de ondas en el suelo. Sin embargo, ambos comparten una limitación crítica: la propia perforación. Esta provoca, en la mayoría de los casos, la liberación del gas antes de que sea posible medir su efecto real. Además, se pierde la estructura natural del suelo con gas, de modo que los resultados obtenidos no reflejan el estado inalterado del terreno.

En consecuencia, aunque estos métodos permiten detectar indirectamente anomalías compatibles con la presencia de gas, no posibilitan cuantificar su volumen ni caracterizar su distribución real.

2.2. LIMITACIONES DE LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN IN SITU ESTANDARIZADOS (CPTU, SDMT)

Los ensayos CPTu y SDMT han mostrado indicios indirectos de la presencia de gas, tales como: (i) reducciones inesperadas de la relación de la resistencia al corte sin drenaje contra la tensión vertical efectiva (c_u/σ'_v), (ii) atenuación de las presiones intersticiales y (iii) variaciones anómalas en la respuesta del terreno durante los ensayos de disipación. Sin embargo, estos procedimientos no están concebidos para medir gas, y su

interpretación se ve condicionada por diversos factores: (i) la baja permeabilidad de los sedimentos finos, (ii) la presencia de presiones intersticiales elevadas, (iii) la heterogeneidad sedimentaria y (iv) la ausencia de un parámetro específico que permita cuantificar el gas.

Como consecuencia, los datos obtenidos resultan útiles, pero insuficientes para caracterizar el fenómeno con precisión. En la práctica, los operadores de CPTu o SDMT rara vez detectan que han atravesado una zona con gas. Solo toman conciencia de ello, o (i) durante la penetración cuando se alcanza una gran bolsa que imposibilita el avance, o (ii) al extraer el cono, cuando el gas asciende por el espacio dejado en el terreno. En ninguno de estos últimos casos observados la cantidad de gas fue suficiente para desaturar la piedra porosa del sensor encargado de registrar las presiones de agua en el CPTu.

A partir de estas observaciones puede concluirse que la penetración del terreno mediante este tipo de instrumentos constituye el método más adecuado para alcanzar la zona de estudio perturbando en la menor medida posible el gas presente.

3. EVIDENCIAS DE CAMPO Y DIFICULTADES ASOCIADAS

Durante diversas campañas geotécnicas y durante la instalación de instrumentación en el prodelta del Llobregat se han registrado liberaciones de gas en más de un centenar de puntos, con duraciones que, en algunos sondeos, han superado las 48 horas. No obstante, estas liberaciones (i) no siempre presentan una correlación directa con el contenido de materia orgánica, (ii) no siguen patrones estratigráficos definidos y (iii) se manifiestan de forma errática, incluso en zonas muy próximas entre sí.

Estos hechos refuerzan la hipótesis de que el gas se acumula localmente en capas arenosas o limos permeables, ya sea por migración desde zonas más profundas o laterales, o por producción asociada a la presencia de materia orgánica. Estos estratos actúan como reservorios temporales, quedando el gas confinado bajo capas impermeables de arcillas limosas.

Actualmente no existen referencias ni una clasificación sistemática de los denominados “suelos con gas”. Únicamente se dispone de la definición de suelos gaseosos, entendidos como suelos parcialmente saturados en los que el espacio poroso contiene una fase acuosa continua y una fase gaseosa discontinua formada por burbujas. Para que esta fase gaseosa permanezca discontinua, el grado de saturación (Sr) debe situarse aproximadamente por encima del 85-90% (Wang et al. 2018). Sin embargo, en condiciones naturales pueden existir suelos con proporciones de gas superiores, donde el gas se encuentra conectado a través de la porosidad del suelo o forma bolsas acumuladas. Estos suelos, situados en el rango de S_r entre 0 y 85–90%, presentan una complejidad extrema para su estudio.

El gas conectado en la porosidad o acumulado en bolsas puede migrar debido a un incremento de la presión de gas o a un cambio tensional que supere la resistencia del terreno, permitiendo su ascenso (Kaminski et al., 2020). Existen diversos estudios que permiten estimar el radio crítico de una burbuja para ascender en función de la resistencia al corte sin drenaje del suelo. Estas expresiones pueden adaptarse a la profundidad del lecho marino considerando que c_u es función de la tensión vertical efectiva. En la zona del delta situada dentro del puerto, esta relación se ajusta a $c_u = 0.25 \cdot \sigma'_v$. El peso específico de estos suelos blandos suele situarse en torno a 18.5 kN/m³; en consecuencia, los radios críticos de burbuja necesarios para su ascenso son elevados; a una profundidad de 10 m, el radio crítico se sitúa en el orden de 10 a 14 m, según la teoría empleada (equilibrio de fuerzas, Wheeler, 1990a; expansión y contracción de cavidad continua, Wheeler, 1990b; formulación análoga de Kesteren y Kessel, 2002). En ningún caso es esperable la existencia de burbujas con radios de esta magnitud, dado que la generación de gas se produce en una columna de no más de 40 m de potencia.

Durante las campañas de perforación se han registrado más de cincuenta episodios de escape de gas en la zona, documentándose tanto su duración como una estimación cualitativa de su magnitud. Estos escapes se han observado tanto en perforaciones convencionales como en ensayos de penetración tipo CPTu. No obstante, debido a las condiciones de contorno específicas de cada procedimiento, el comportamiento del gas difiere significativamente entre ambos casos:

- Perforación con revestimiento: La excavación genera un relajamiento local de tensiones en el fondo del hueco, en contacto directo con el terreno. Este relajamiento modifica el gradiente hidráulico vertical, pudiendo inducir flujo tanto hacia el interior del hueco como hacia el terreno, en función de las presiones existentes. Durante la perforación, la presión del agua en el interior del revestimiento suele ser superior a la presión hidrostática del terreno, favoreciendo el flujo hacia el suelo. Sin

embargo, si la presión de gas en el terreno supera la presión interna del revestimiento, se produce un flujo inverso que permite la migración del gas hacia el exterior y su eventual escape.

- Ensayos de penetración con cono: La penetración induce un aumento localizado del estado tensional alrededor del cono, seguido de un relajamiento durante su extracción. Este relajamiento genera un hueco que puede actuar como vía de migración del gas presente en el terreno. Aunque la geometría del hueco dejado por el cono es estimable, en suelos blandos el tiempo durante el cual dicho hueco permanece abierto -y, por tanto, el tiempo disponible para la salida de gas- resulta difícil de determinar con precisión. Si bien durante la penetración no se han registrado escapes, es habitual que estos se produzcan durante la retirada del cono en zonas donde se ha atravesado gas. No obstante, resulta imposible establecer con certeza ni la profundidad desde la cual migra el gas que sigue al cono ni el tiempo durante el cual el hueco permanecerá abierto.

Se han identificado distintos tipos de escape de gas durante las perforaciones. En la mayoría de los casos, el maquinista detecta el escape por el burbujeo ascendente a través de la entubación. Ante esta situación, se detiene la perforación y no se reinicia hasta que cesa el burbujeo. La duración de estos episodios no suele superar una hora.

Se ha observado una correlación directa entre la duración del escape y la magnitud del burbujeo, e incluso el burbujeo es tan intenso que existe arrastre de material a través de la entubación. Cuanto mayor ha sido la duración del escape, mayor ha sido la intensidad del burbujeo. Esta relación permite establecer dos consideraciones relevantes respecto al gas y al suelo presente, así como una incertidumbre asociada:

- Cuanto menor sea S_r, mayor será el volumen de gas presente.
- A mayor volumen de suelo con presencia de gas, mayor será el tiempo esperado de salida de gas durante la perforación o extracción.

En cambio, la principal incertidumbre radica en determinar si un mayor volumen de gas por unidad de volumen de suelo implica necesariamente presiones de gas más elevadas en el terreno.

Durante la penetración del cono, no se han detectado ni registrado escapes de gas. En cambio, es habitual que, en zonas donde se ha atravesado gas, este migre hacia la superficie durante la retirada del cono, aprovechando el espacio que deja el elemento al extraerse. La geometría de dicho hueco es estimable; sin embargo, en suelos blandos, el tiempo durante el cual permanece abierto -y, por tanto, el intervalo en que puede producirse la salida de gas-, resulta difícil de evaluar con precisión. Asimismo, no es posible determinar con certeza desde qué profundidad de la penetración se origina el gas que acompaña al cono durante su retirada.

La extracción de muestras inalteradas en zonas con presencia de gas ha resultado prácticamente inviable. En contadas ocasiones se ha logrado recuperar testigos mediante tomamuestras de pared delgada. En la Figura 1 se muestra el tipo de suelo existente a la profundidad en la que se produjo el escape, correspondiente a una arena limosa con niveles centimétricos de materia orgánica. Este hecho conduce de manera consistente a la conclusión de que la fuente del gas biogénico es la propia materia orgánica presente en el sedimento donde se registró el escape.



Figura 1. Especímenes recuperados en una zona con escape de gas durante 48h.

Las imágenes de tomografía de rayos X obtenidas de testigos con escape de gas muestran porosidades de entre 1 y 5 mm, así como daños estructurales compatibles con la expansión del gas durante la extracción, lo que confirma que el proceso de recuperación altera el estado natural del suelo (Figura 2). No se ha podido determinar si la porosidad observada está conectada hidráulicamente, ni si las fracturas horizontales detectadas son consecuencia directa del escape de gas a presión.

En este contexto, tampoco puede afirmarse con certeza si la migración del gas genera daños estructurales en el suelo. No obstante, se han identificado zonas con salida de gas en la que los resultados del CPTu muestran valores de resistencia más reducidos. Esto sugiere que podrían existir acumulaciones localizadas de gas en determinadas zonas, mientras que en otras el gas podría estar distribuido como porosidad dentro del suelo, en función del grado de saturación alcanzado. En cualquiera de estos escenarios, el gas tiene capacidad para propagarse a través del suelo y, como consecuencia, escapar si se produce una modificación en el estado tensional.

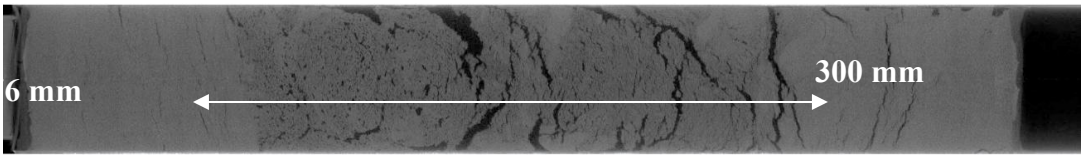


Figura 2. Resultados de una tomografía de r-X de un espécimen de suelo con gas.

La información disponible sobre los escapes de gas es limitada. A continuación, se enumeran puntos y consideraciones que se califican clave para su comprensión:

- El área detectada con el apantallamiento de la sísmica coincide con los puntos donde se ha detectado salida de gas durante alguna de las perforaciones o penetraciones (Figura 3a).
- El origen del gas es metano biogénico, generado en los sedimentos con presencia de materia orgánica. El suelo con gas se localiza entre las cotas -70m (limite superior del acuífero inferior del delta) y la cota -35m (cota superior donde se ha detectado gas en perforaciones).
- Tiempos de emisión de escapes de gas variable (Figura 3a)
- La profundidad de aparición de gas corresponde a la cota a la que el gas se encontraba originalmente emplazado; no se asume que la perforación genere un relajamiento suficiente como para que el gas rompa el terreno y ascienda antes de que la perforación alcance la capa donde realmente está presente.
- El espesor con gas es equivalente al espesor de capas limo arenoso - arena limosa con materia orgánica detectadas en las zonas con escapes de gas, estas capas presentan un espesor entre 0.30m a 1m.
- El material menos permeable al gas es el material que impide la salida del gas acumulado.
- El diámetro de la entubación de las perforaciones es de 101mm.

Con todo lo enumerado, se plantea un esquema conceptual del comportamiento del gas durante la perforación (Figura 3b).

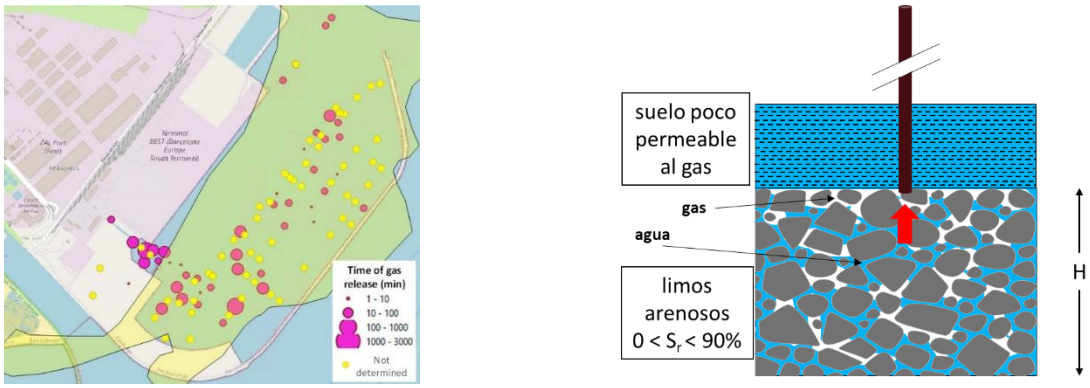


Figura 3. (a) Planta relación salidas de gas con el tiempo de emisión, y (b) esquema conceptual del problema de la perforación.

Durante el avance del sondeo se atraviesa un estrato de suelo poco permeable al gas que actúa de tapón, bajo el cual se encuentra otro nivel donde el gas permanece atrapado. A partir de ese punto, el gas conectado en la porosidad del medio poroso -con un grado de saturación promedio determinado-, asciende y se libera a través de la sección interna de la tubería. La presión del agua en el extremo inferior de la entubación viene dada por

la columna de agua existente en su interior. El gradiente de presiones que genera el volumen de gas que escapa por la tubería se evalúa posteriormente mediante una estimación de la presión en la base del estrato con gas.

A partir de este esquema conceptual y de una serie de hipótesis de trabajo, se ha desarrollado una metodología para estimar el volumen de gas liberado en varios de los episodios registrados. Dicha metodología se basa, en primer lugar, en la estimación de la presión de gas necesaria para desplazar el agua contenida en los poros del suelo y, en segundo lugar, en la estimación del volumen de gas presente en el terreno.

3.1. PRESIÓN DE GAS PARA DESPLAZAR EL AGUA

Para que el gas pueda invadir un suelo saturado, la presión del gas (u_g) debe superar la presión del agua (u_w) en una cierta magnitud. Esta diferencia de presión debe ser mayor que las fuerzas capilares presentes en la interfaz gas-agua dentro de los poros. El proceso puede visualizarse como el gas empujando al agua en un espacio poroso curvado y, una vez alcanzado un umbral crítico, el gas comienza a penetrar. Este umbral está gobernado por la presión capilar (u_c), definida como la diferencia entre la presión del gas y la presión del agua.

La presión capilar, en primera aproximación, se puede estimar aplicando el concepto de menisco y la física de la capilaridad con la relación clásica de Young-Laplace relaciona la presión capilar con la tensión superficial y el radio del poro y puede expresarse como (1).

$$u_c = \frac{4 * \sigma_s * cos\theta}{d} \tag{1}$$

Donde: σ_s: tensión superficial del agua (en agua salina es aproximadamente 0.075 N/m), θ: ángulo de contacto entre el agua y la pared (típicamente ≈0 en suelos hidrofílicos), r: radio del poro, h_c: altura de agua en el capilar, γ_w: peso específico del agua, d: es el diámetro del poro.

Para cada tamaño de partícula, se estima un diámetro de poro representativo asumiendo que es 0.3 veces el diámetro de la partícula (Alonso y Romero (2003).

Se utiliza la hipótesis de aproximación siguiente: el porcentaje que pasa de la curva granulométrica equivale al grado de saturación. Las partículas de menor tamaño generan poros más pequeños, los cuales retienen el agua con mayor fuerza. En consecuencia, se requiere una presión más elevada para extraer el agua contenida en ellos. Así, si por ejemplo el 50% de las partículas es más fino que un determinado tamaño, puede inferirse que aproximadamente el 50% del espacio poroso permanece saturado a la presión necesaria para drenar esos poros de menor dimensión. De este modo, el porcentaje que pasa proporciona una estimación razonable de la fracción del suelo que permanece saturada a una presión dada, lo que permite construir una primera aproximación de la curva de retención suelo-agua.

Sin embargo, para representar con mayor exactitud la variación del grado de saturación en función de la succión, se emplea el modelo de van Genuchten (van Genuchten, 1980) (4). Este modelo relaciona el grado de saturación con la succión (u_c). La expresión del modelo se ajusta a la curva de retención suelo-agua ajustada con el tamaño de las partículas.

$$S_r = (1 + \left(\frac{u_c}{P_0}\right)^{\frac{1}{1-\lambda}})^{-\lambda} \tag{2}$$

Donde: P_0: parámetro de entrada de aire y λ: parámetro de forma.

Se evalúan las presiones capilares en tres puntos de sondeos donde existió salida de gas pero que presentan granulometrías diferentes y son representativas de arcillas limosas, limos y arenas limosas (Tabla 1).

Tabla 1. Propiedades tipo de muestras tipo detectadas.

Muestra tipo	% grava	% arena	% limo	% arcilla	W_L	W_P	I_P
Arcilla-limosa	0	2.3	68.9	26.8	35.2	19.7	15.5
Limo	0	23.6	64.7	11.7	26.5	20.8	5.7
Arena-limosa	0	59.6	23.7	16.7	-	NP	-

Los resultados de las curvas de retención calculados con los métodos se presentan en la Figura 4 para las tres tipologías de suelo. El resumen del ajuste de van Genuchten y la presión capilar para varios grados de saturación se muestran en la Tabla 2.

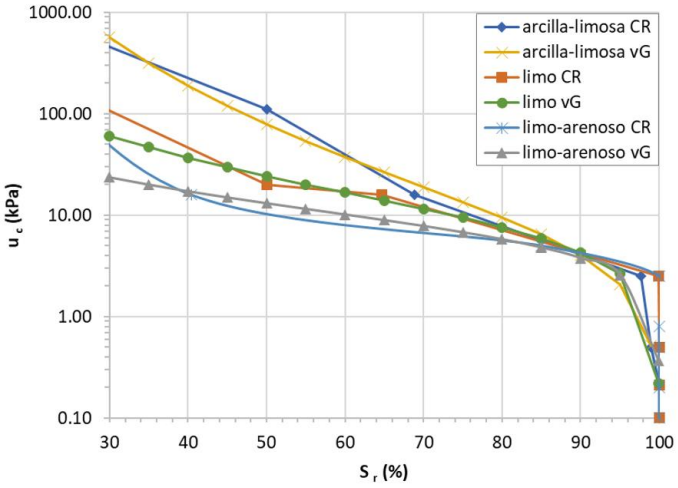


Figura 4. Relación de S_r - U_c en los tres suelos evaluados.

Tabla 2. Resultados del ajuste de van Genuchten para los tres suelos.

Muestra	P_0 (kPa)	λ	u_c S_r=30% (kPa)	u_c S_r=50% (kPa)	u_c S_r=70% (kPa)	u_c S_r=90% (kPa)
Arcilla-limosa	5.6	0.2	573.6	78	19	4
Limo	8.7	0.4	60.8	24	12	4
Arena-limosa	7.8	0.5	23.6	13	8	4

Es relevante que para el inicio de la desaturación -estimada para S_r=50%-, sea necesaria una presión de 78 kPa para la arcilla limosa. Esto indica que el gas necesita presiones mucho más elevadas para comenzar a desplazar el agua en suelos de grano fino, debido a la mayor intensidad de las fuerzas capilares en poros más pequeños. A primera vista, este comportamiento podría explicar por qué el gas tiende a acumularse por debajo de las arcillas limosa.

La arena limosa en cambio no necesita de tanta presión para el inicio de la desaturación, del orden de 13 kPa. Es entonces fácil que el gas migré por dentro este tipo de suelo.

Aunque para estimar el volumen de gas, otros factores como la permeabilidad y la capacidad de drenaje desempeñan un papel determinante. Las capas limo arenosas almacenan más gas que el resto tal y como se había apreciado. Por tanto, este primer resultado ayuda a comprender el mecanismo de desaturación, pero debe complementarse con el análisis del volumen de gas.

3.2. ESTIMACIÓN DE VOLUMEN INICIAL DE GAS

En ciertos sedimentos marinos, el gas puede quedar atrapado en los poros entre las partículas del suelo. Habitualmente se trata de metano, que permanece confinado porque el sedimento es blando, está saturado y presenta una permeabilidad muy baja, lo que dificulta su liberación. El gas se encuentra sometido a presión debido al peso de las capas superiores (tensión vertical efectiva, σ'_v). Cuando esta presión se libera de forma repentina, por ejemplo, durante una operación de perforación, el sedimento responde de manera inmediata. Dado que el gas contribuía a sostener parte de la estructura del suelo, la tensión efectiva aumenta bruscamente en cuanto el gas comienza a escapar (Kaminski et al., 2020).

Este incremento de la tensión efectiva provoca que el sedimento tienda a cerrar los conductos por los que el gas estaba saliendo. Como consecuencia, el gas no fluye libremente, sino que se libera de forma gradual a través de trayectorias pequeñas y temporales, que suelen coincidir con el propio pozo de perforación o con fracturas naturales.

Es importante considerar también que el gas atrapado está sometido a la tensión vertical total σ_v, cuyo cálculo proporciona un valor límite superior. La presión del gas no puede superar σ_v, ya que ello provocaría el levantamiento del sedimento.

$$\sigma_v = \gamma_w * H_w + \gamma_{sat} * H_{LM} \quad (3)$$

Donde: γ_w es el peso unitario del agua (kN/m³), H_w es la altura de la columna de agua situada sobre el gas, γ_{sat} es el peso unitario saturado del suelo (kN/m³) y H_{LM} es el espesor del suelo saturado (lecho marino) situado

por encima de la capa con gas.

A continuación, es necesario estimar la velocidad a la que el gas escapa. A medida que el gas fluye hacia el exterior, el volumen de gas dentro del sedimento disminuye y, en consecuencia, la presión interna también desciende. Paralelamente, el sedimento tiende a sellarse progresivamente, ya que el aumento de la tensión efectiva provoca el cierre de las vías de escape del gas (Kaminski et al., 2020).

Si se analiza el caudal volumétrico de gas a partir de la ley de Darcy adaptada al flujo de gas a través del suelo, en la que se asume un flujo vertical y unidimensional con un gradiente de presión, este caudal se aproxima a:

$$q_g = -k_g * \frac{\nabla P}{\gamma_g} = -k_g * \frac{1}{\gamma_g} * \frac{\Delta P}{L} \tag{4}$$

Donde: k_g conductividad hidráulica para el gas (m/s), γ_g peso unitario del gas (N/m³), $\Delta P/L$ gradiente de presión y ΔP diferencia de presión entre la presión inicial del gas y la presión en la superficie o punto de salida. L longitud del trayecto de flujo.

La conductividad hidráulica se define como:

$$k_g = \frac{K_g * \gamma_g}{\mu} \tag{5}$$

Donde: K_g es la permeabilidad intrínseca del gas. μ es la viscosidad dinámica del gas (Pa·s). γ_g/μ es un factor propio del gas, con un valor igual a $6.53 \cdot 10^5$ m/s.

La permeabilidad intrínseca del gas (K_g), se calcula tras determinar la permeabilidad intrínseca del agua (K_w) y conocer la conductividad hidráulica del agua (k_w). Este valor se asumirá en función del tipo de suelo: para arcillas se toma $k_w=10^{-9}$ m/s, mientras que para limos y arenas se adopta $k_w=10^{-7}$ m/s. De este modo, la fórmula para calcular la permeabilidad intrínseca del agua (K_w) es:

$$K_w = \frac{k_w}{\frac{\mu_w}{\gamma_w}} \tag{6}$$

El factor $\frac{\mu_w}{\gamma_w}$ puede estimarse como $9.74 \cdot 10^6$ m/s.

La permeabilidad intrínseca del gas (K_g) se evalúa en las arenas limosas, dado que es en estos materiales donde habitualmente se ha constatado la acumulación de gas. De acuerdo con la evidencia disponible, se estima que su valor se sitúa en el rango aproximado K_g entre 10 y 100 por K_w.

Para estimar el gradiente de presión ($\Delta P/L$), es necesario determinar primero la presión de inyección del gas P_{iny}. Esta es la presión estimada a la cual el gas comienza a migrar hacia la matriz del suelo sin provocar fractura hidráulica (restricción P_{iny} inferior que la tensión vertical total (σ_v)).

$$P_{iny} = P_{hidros} + u_c \tag{7}$$

Donde: P_{hyd} es la presión hidrostática a la profundidad donde se encuentra el gas.

En este análisis, en lugar de emplear únicamente la presión de inyección P_{inj} para calcular el gradiente de presión, se utiliza un valor medio de la presión del gas ($\bar{P}$). Este ajuste se introduce porque el gas es un fluido compresible y, por tanto, su presión no permanece constante durante la migración. A medida que asciende a través del sedimento, el gas se expande y su presión disminuye progresivamente. Por ello, asumir que ejerce siempre la presión completa de inyección conduciría a sobreestimar la fuerza impulsora. En consecuencia, se adopta como presión media del gas durante el flujo:

$$\bar{P} = \frac{P_{iny} + P_{hyd}}{2} \tag{8}$$

Con este desarrollo, el gradiente de presión se calcula como la diferencia de presión entre el punto donde se encuentra el gas y el punto de salida, dividida por la longitud de la trayectoria de flujo.

Es necesario comprender cuál es la trayectoria de flujo del gas durante la perforación de un sondeo. En los sondeos, el gas acaba observándose en el extremo de la entubación. Esto se debe a que toda la resistencia al flujo y las pérdidas de energía ocurren dentro del suelo, no en el interior del entubado. Una vez que el gas entra en la tubería, asciende libremente sin oposición hasta el extremo superior de la entubación. Por tanto, al aplicar la ley de Darcy, el gradiente de presión se calcula con:

$$\frac{\Delta P}{L} = \frac{P_f - P_0}{L} = \frac{P_{w\ escape\ gas} - \bar{P}}{L_{espesor\ suelo\ con\ gas}} \quad (9)$$

Todo el volumen inicial de gas que escapa (V_i) variará según (10) con el caudal de salida del gas resultante asumiéndolo aproximadamente constante durante la liberación, tiempo total del escapa (t_{sg}) y el área de sección transversal (A) a través de la cual escapa el gas. Esta área depende del entubado utilizado en las campañas, en este caso el diámetro interno era de 4 pulgadas y un área de 8.11cm^2.

$$V_i = q_g \cdot A \cdot t_{sg} \quad (10)$$

Entonces, a partir del desarrollo metodológico presentado y de los resultados calculados, es posible analizar el volumen de gas que escapa (V_{gas}). Para su evaluación se introduce un ajuste del caudal en función del tiempo, dependiente tanto del tiempo transcurrido como del grado de saturación del suelo. Las condiciones límite consideradas establecen un volumen inicial nulo para S_r = 50% y un volumen máximo para S_r = 90%.

Se han analizado cuatro sondeos (S1, S2, S3 y S4) en los que se registró escape de gas bajo una determinada potencia de suelo (H_{LM}). La información procedente de las muestras y de los ensayos CPTu próximos indica la presencia de una capa de arenas limosas con materia orgánica. Para la capa afectada por gas se han adoptado las siguientes condiciones: (i) una potencia de 0.5m, (ii) un grado de saturación S_r=50% y (iii) una permeabilidad k_w=5·10^{-7} m/s. Los volúmenes de gas suelo con gas y los radios de suelo con gas para cada escape se presentan en la Tabla 3 junto con parámetros y condiciones iniciales empleadas en el análisis.

Tabla 3. Resultados de volúmenes de gas y suelo con gas.

Sondeo	H_{LM} (m)	H_w (m)	t_{sg} (h)	$q_{g\ inicial}$ (m/s)	V_{gas} (m^3)	$V_{suelo\ con\ gas}$ (m^3)	Radio de suelo con gas (m)
S1	29.0	17.2	10.25	6.4·10^{-3}	0.3	0.3	0.6
S2	37.9	17.8	22	6.7·10^{-3}	1.0	1.1	1.1
S3	41.1	9.3	7	6.5·10^{-3}	0.3	0.4	0.6
S4	41.8	16.5	48	6.5·10^{-3}	2.2	2.4	1.6

Los caudales generados por los gradientes de presión derivan directamente de las hipótesis establecidas. No obstante, el factor que condiciona de manera decisiva la cuantificación de los volúmenes es la duración del escape de gas. Los volúmenes de gas estimados oscilan entre 0.3 y 2.2 m³, lo que -de acuerdo con las hipótesis adoptadas para los grados de saturación-, corresponde a radios de suelo afectado por gas comprendidos entre 0.6 y 1.6 m, considerando un espesor de capa de 0.5 m.

4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

Los métodos actuales para detectar gas en suelos deltaicos presentan limitaciones significativas. Las perforaciones alteran las tensiones y liberan el gas, impidiendo medir su estado in situ. Las técnicas geofísicas, como la sísmica de reflexión, solo permiten identificar la presencia de gas, mientras que la sísmica crosshole y el P-S logging quedan condicionados por la perturbación generada por la propia perforación. Los ensayos CPTu y SDMT muestran indicios indirectos, pero no cuantifican el gas. Las evidencias de campo revelan liberaciones erráticas y acumulaciones locales en arenas limosas.

La metodología utilizada lleva a unos resultados coherentes con las observaciones realizadas en la zona durante varias de las campañas realizadas sobre los suelos del delta del Llobregat en el Puerto de Barcelona.

A partir de la estimación de la presión capilar con van Genuchten se puede concluir que: (i) la fuerte acción capilar de la arcilla limosa en sus poros finos explica que el gas tienda a acumularse bajo estos estratos; y (ii) en contraste, la arena limosa inicia su desaturación con presiones significativamente menores, lo que facilita la migración del gas a través de ella.

Los resultados obtenidos mediante la metodología propuesta indican que el volumen de suelo a través del cual el gas consigue escapar se sitúa entre 0.3 y 2.4 m^3, lo que equivale a un radio máximo de afectación de aproximadamente 1.6 m para un espesor de capa de 0.5 m. El encaje refuerza la idea que el gas está presente en capas de no más de 1 metro de potencia, y con la novedad que el radio de influencia máximo de drenaje de gas calculado es limitado.

Considerando la acumulación de gas en las arenas limosas y la curva de retención ajustada para este caso, la presión de gas asociada a grados de saturación comprendidos entre el 30 % y el 90 % muestra que el caudal de salida no experimenta variaciones significativas. En consecuencia, puede resolverse la incertidumbre previamente planteada: un mayor volumen de gas por unidad de volumen de suelo no implicaría necesariamente presiones de gas más elevadas en el terreno.

Adicionalmente esta metodología crea la necesidad de construir un ensayo in-situ que evalúe el grado de saturación, este puede servir claramente para la detección espacial y cuantificación del gas. Resulta entonces evidente la necesidad de disponer de un método específico que permita la detección puntual de gas con fiabilidad. Actualmente no existe un ensayo in-situ capaz de caracterizar de forma directa, puntual y no perturbada la presencia de gas en suelos deltaicos. Los métodos disponibles bien requieren perforación (crosshole, PS logging), bien no miden gas directamente (CPTu, SDMT), bien alteran la estructura del suelo (extracción de testigos), bien son extremadamente complejo (permeámetro BAT). Por ello, la caracterización del gas sigue siendo indirecta, fragmentaria y con un alto grado de incertidumbre.

La solución pasaría por el desarrollo de un equipo de penetración -tal como CPTu, DMT o permeámetro BAT-, pero capaz de: (i) detectar gas durante la penetración, (ii) registrar parámetros específicos asociados a su presencia, (iii) evitar la alteración del estado tensional del terreno y (iv) operar sin necesidad de perforación previa. Antiguamente IFREMER prototipó un sistema de este tipo, demostrando que es técnicamente viable integrar sensores específicos en un cono especial. Sin embargo, esta tecnología no se estandarizó ni comercializó. La disponibilidad de un equipo así permitiría:

- caracterización puntual y directa del grado de saturación,
- cartografiado de zonas con gas,
- reducción de incertidumbre en proyectos portuarios y costeros,
- mejor diseño de cimentaciones y estructuras offshore.

En coherencia con este procedimiento, se considera recomendable incorporar caudalímetros en los equipos de perforación, de modo que puedan activarse en el momento en que se detecte un escape de gas durante la ejecución. Esta instrumentación permitiría verificar de forma independiente los resultados obtenidos con el nuevo penetrómetro y reforzar la fiabilidad del método.

REFERENCIAS

Alonso, E.E., Romero, E. (2003) Collapse behaviour of sand. *Proc. 2nd Asian Conference on Unsaturated Soils. Osaka*, Japan, 325-334.

Kaminski, P., Urlaubs, M., Grabe, J., Berndt, C. (2020). Geomechanical behaviour of gassy soils and implications for submarine slope stability: A literature analysis. *Marine Georesources & Geotechnology*, 38(10), 1207–1220. https://doi.org/10.1080/1064119X.2019.1709170

Tarragó, D., Gens, A. (2018) Gas effect on CPTu and dissipation test carried out on natural soft-soil of Barcelona Port. *Cone Penetration Testing 2018: Proceedings of the 4th International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'18)*, 21-22 June, 2018, Delft, The Netherlands. https://doi.org/10.1201/9780429505980

Tarragó, D., Gens, A., Deu, A. (2024). Gassy soils of the Llobregat delta: Impact on geomechanical characterization. In ISC'7: *7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization* (pp. 1050-1055). International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE).

van Genuchten, M. Th. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892–898. https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x

van Kesteren, W., van Kessel, T. (2002). Gas bubble nucleation and growth in cohesive sediments. In *Proceedings in Marine Science* (Vol. 5, pp. 329-341). Elsevier.

Wheeler, S.J. 1990. Movement of large gas bubbles in unsaturated fine-grained sediments. *Marine Georesources & Geotechnology,* 9, 113–129, https://doi.org/10.1080/10641199009388234

Wang, Y., Kong, L., Wang, Y., Wang, M., Wang, M. 2018. Liquefaction response of loose gassy marine sand sediments under cyclic loading. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 77, 963–976, https://doi.org/10.1007/s10064-017-1164-7

Wheeler, S.J., Sham, W.K., Thomas, S.D. 1990. Gas pressure in unsaturated offshore soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 27, 79–89, https://doi.org/10.1139/t90-008

TEMA 10

GEOTECNIA DE LA ENERGÍA

MODELIZACIÓN HIDROMECÁNICA DE UN CONCEPTO DE SELLADO PARA UN DEPÓSITO GEOLÓGICO PROFUNDO DE RESIDUOS RADIACTIVOS

Matías ALONSO[(1)*], Jean VAUNAT[(1)], Minh-Ngoc VU[(2)], Jean TALANDIER[(2)], Antonio GENS[(1)] y Sebastià OLIVELLA[(1)]

[(1)] International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE) y
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
*matias.alonso@upc.edu

[(2)] French National Radioactive Waste Management Agency (Andra)

RESUMEN

El almacenamiento geológico profundo (AGP) se ha consolidado como la solución más viable para la eliminación definitiva de residuos radiactivos, al permitir su confinamiento y aislamiento permanente de la biosfera durante largos periodos. La seguridad a largo plazo de estas instalaciones depende principalmente de la roca huésped, la barrera natural principal, complementada por el sistema de barreras de ingeniería (SBI), incluyendo contenedores, rellenos y otras estructuras diseñadas para garantizar el aislamiento duradero de los residuos. Este trabajo presenta la simulación del comportamiento de un sello de gran diámetro bajo condiciones reales de repositorio. El enfoque combina caracterización detallada de los materiales con modelización constitutiva avanzada del núcleo expansivo, los materiales de relleno y la roca huésped, considerando procesos hidro-mecánicos acoplados como la hidratación del sello, el desarrollo de la presión de hinchamiento, la recompresión de la zona afectada por la excavación (ZAE) y el equilibrio global del sistema. Las simulaciones integran geometría tridimensional a gran escala y detalles geométricos críticos a escala decimétrica.

ABSTRACT

Deep geological disposal (DGD) has emerged as the most viable solution for the final disposal of radioactive waste, enabling its long-term confinement and permanent isolation from the biosphere over extended periods. The long-term safety of these facilities relies primarily on the host rock, the main natural barrier, complemented by the engineered barrier system (EBS), including containers, backfill materials, and other structures designed to ensure durable isolation of the waste. This work presents the simulation of a large-diameter seal under realistic repository conditions. The approach combines detailed material characterization with advanced constitutive modelling of the expansive core, backfill materials, and host rock, considering coupled hydro-mechanical processes such as seal hydration, swelling pressure development, recompression of the excavation damaged zone (EDZ), and overall system equilibrium. The simulations incorporate large-scale three-dimensional geometry and critical geometric details at the decimetric scale.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Almacenamiento geológico profundo (Deep geological disposal); Modelización numérica 3D (3D numerical modelling); Arcilla expansiva (Expansive clays).*

1. INTRODUCCIÓN

El aumento global de la demanda energética ha impulsado la búsqueda de fuentes más sostenibles. En este contexto, la energía nuclear constituye una opción relevante, aunque plantea desafíos importantes, como los elevados costes, los riesgos de accidentes y, en particular, la gestión de los residuos radiactivos.

El almacenamiento y disposición final de estos residuos requieren sistemas fiables capaces de garantizar su aislamiento durante miles o millones de años. Entre las alternativas, el almacenamiento geológico profundo destaca por su capacidad de confinamiento permanente sin necesidad de supervisión continua (IAEA, 2020).

Los repositorios geológicos profundos consisten en infraestructuras subterráneas complejas, cuya seguridad a largo plazo, especialmente en la fase de post-clausura, depende fundamentalmente de la roca huésped —la barrera natural que desempeña el papel principal— y de los componentes que integran el sistema de barreras de ingeniería (SBI). Este sistema incluye contenedores, materiales de relleno, sellos y otras estructuras diseñadas para garantizar condiciones favorables al aislamiento duradero de los residuos radiactivos.

Diversos países están avanzando en este tipo de soluciones. Un ejemplo es el proyecto Cigéo (Andra, 2022) desarrollado por la Agencia Nacional Francesa para la Gestión de Residuos Radiactivos (Andra), que prevé un almacenamiento geológico profundo a unos 500 m de profundidad en la formación arcillosa Callovo-Oxfordiano (COx). Tras un prolongado periodo de explotación, el repositorio será cerrado mediante estructuras de sellado destinadas a limitar el flujo de agua y la migración de radionucleidos hacia la biosfera, tanto a través de las galerías como de las fracturas inducidas en la roca durante la excavación.

El diseño y la evaluación de los repositorios, y en particular de sus barreras de ingeniería, resultan fundamentales para la sostenibilidad de la energía nuclear. Esta evaluación es inherentemente compleja debido a la diversidad de materiales implicados y a la multiplicidad de procesos y fenómenos que intervienen, así como a las escalas temporales extremadamente largas que deben considerarse (Gens *et al*., 2021).

En este contexto, la simulación numérica se presenta como una herramienta indispensable. En este trabajo se presenta la evaluación y simulación de los fenómenos clave que gobiernan la respuesta y el rendimiento de un concepto de sellado de gran diámetro desarrollado por Andra, bajo condiciones representativas de repositorio.

2. DESCRIPCIÓN DEL CONCEPTO DE SELLADO

Durante la fase de cierre de Cigéo, la infraestructura subterránea será progresivamente rellenada y finalmente sellada. Para ello, se instalarán estructuras de sellado de gran diámetro en posiciones estratégicas, como se muestra en la Figura 1. El concepto actual desarrollado por Andra consiste en un núcleo de sellado compuesto por una mezcla a base de bentonita que ocupa toda la sección del túnel. Según la configuración, este núcleo puede estar confinado mediante tapones de hormigón o diversos materiales de relleno.

La evolución de una galería y su sistema de sellado puede dividirse en tres fases principales, representadas en la Figura 2. Durante la fase de construcción, la excavación altera el estado tensional y genera daño en la roca circundante. En esta zona, conocida como zona afectada por la excavación (ZAE), la roca presenta cambios en sus propiedades, especialmente en la permeabilidad (Blümling *et al*., 2007).

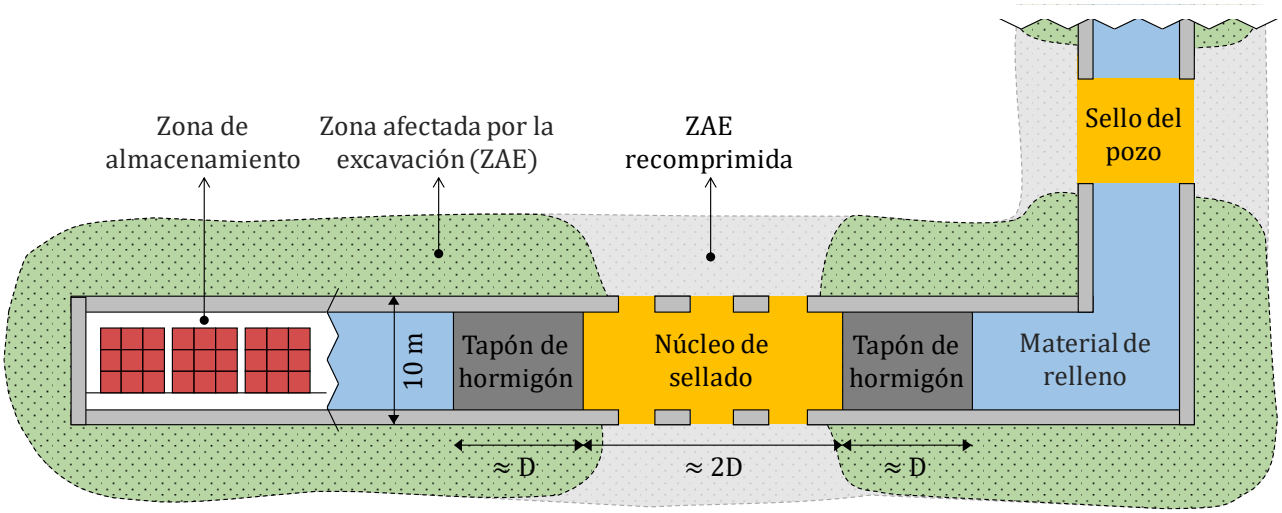


Figura 1. Esquema de los conceptos de sellado desarrollados por Andra para pozos y galerías horizontales.

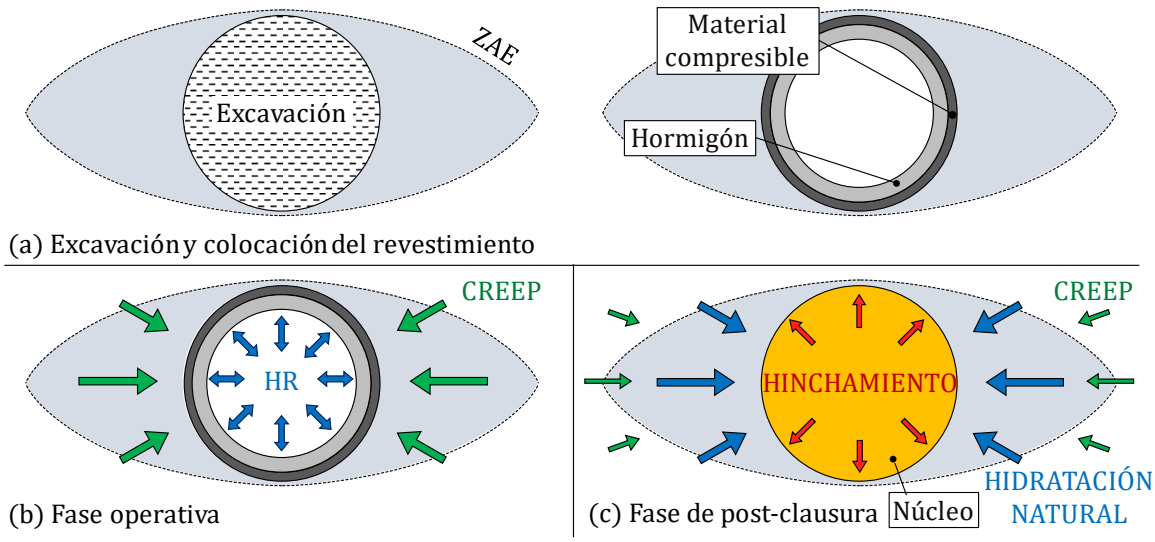


Figura 2. Fases y procesos clave durante la vida útil de la galería y su sello.

El revestimiento de la galería está compuesto por un sistema de soporte bicapa: una capa interna de hormigón y una externa de material compresible, diseñada para absorber la convergencia de la excavación debida a la deformación diferida de la roca y reducir la transmisión de tensiones al hormigón. Antes del sellado, el revestimiento se retira localmente para permitir el contacto directo entre el núcleo y la roca.

Durante la fase operativa, la cual puede durar alrededor de 100 años, esta sección de la galería permanece abierta y actúa como conexión, siendo relevantes tanto las condiciones de humedad inducidas por la ventilación como el comportamiento a largo plazo del sistema, incluida la fluencia de la roca.

Tras el sellado, el repositorio entra en la fase de post-clausura, en la que tienen lugar los procesos más relevantes (Figura 3). En esta etapa se desarrolla una fase transitoria hidro-mecánica cuya duración depende de la permeabilidad de la roca y del sello y, en particular, del estado de la ZAE. Durante este periodo, el agua fluye progresivamente desde la roca hacia el núcleo en un proceso de hidratación natural.

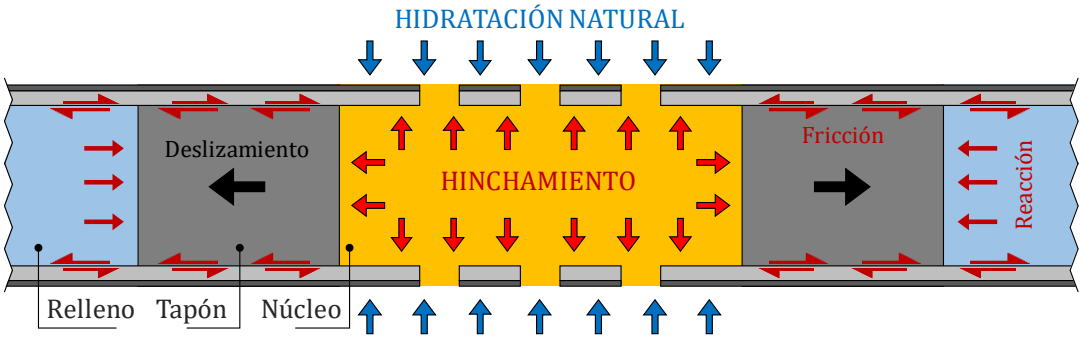


Figura 3. Procesos involucrados durante la fase de post-clausura.

Bajo condiciones confinadas, el núcleo expansivo desarrolla presión de hinchamiento que actúa sobre los materiales circundantes. Este fenómeno contribuye a la reducción de vacíos tecnológicos y a la mejora del rendimiento hidráulico, así como a la recompresión de la roca alrededor del núcleo, favoreciendo el cierre de fracturas de la ZAE, su autosellado y la recuperación parcial de su baja permeabilidad.

El hinchamiento del núcleo también genera presión sobre los tapones de hormigón, que tienden a desplazarse, comprimiendo el material de relleno e induciendo cierto desconfinamiento del núcleo, lo que puede reducir su capacidad de hinchamiento. Por tanto, el desarrollo y la estabilidad a largo plazo de la presión de hinchamiento, y por ende el rendimiento de este concepto de sellado, están estrechamente ligados al equilibrio del sistema.

Los tapones de hormigón y el material de relleno, como elementos de confinamiento, deben proporcionar un soporte adecuado para limitar la deformación del núcleo y mantener la presión de hinchamiento dentro del rango de diseño. En esta configuración, el equilibrio depende principalmente de la resistencia al corte en las interfaces (tapón–revestimiento y relleno–revestimiento) y del comportamiento del material de relleno bajo compresión, por lo que su correcta simulación resulta esencial para evaluar el sistema de sellado.

3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

El modelo representa un tramo de 200 m de galería horizontal, del cual, aprovechando dos planos de simetría, se modeliza únicamente un cuarto del dominio (Figura 4). La geometría incluye la formación COx completa (≈ 150 m de espesor), los principales componentes del sistema de sellado (núcleo expansivo, tapones de hormigón y material de relleno), y detalles a escala de ingeniería, como el revestimiento bicapa y las interfaces entre los distintos materiales. La malla está compuesta por elementos hexaédricos lineales de ocho nodos, con un total de aproximadamente 150 000 elementos y 160 000 nodos.

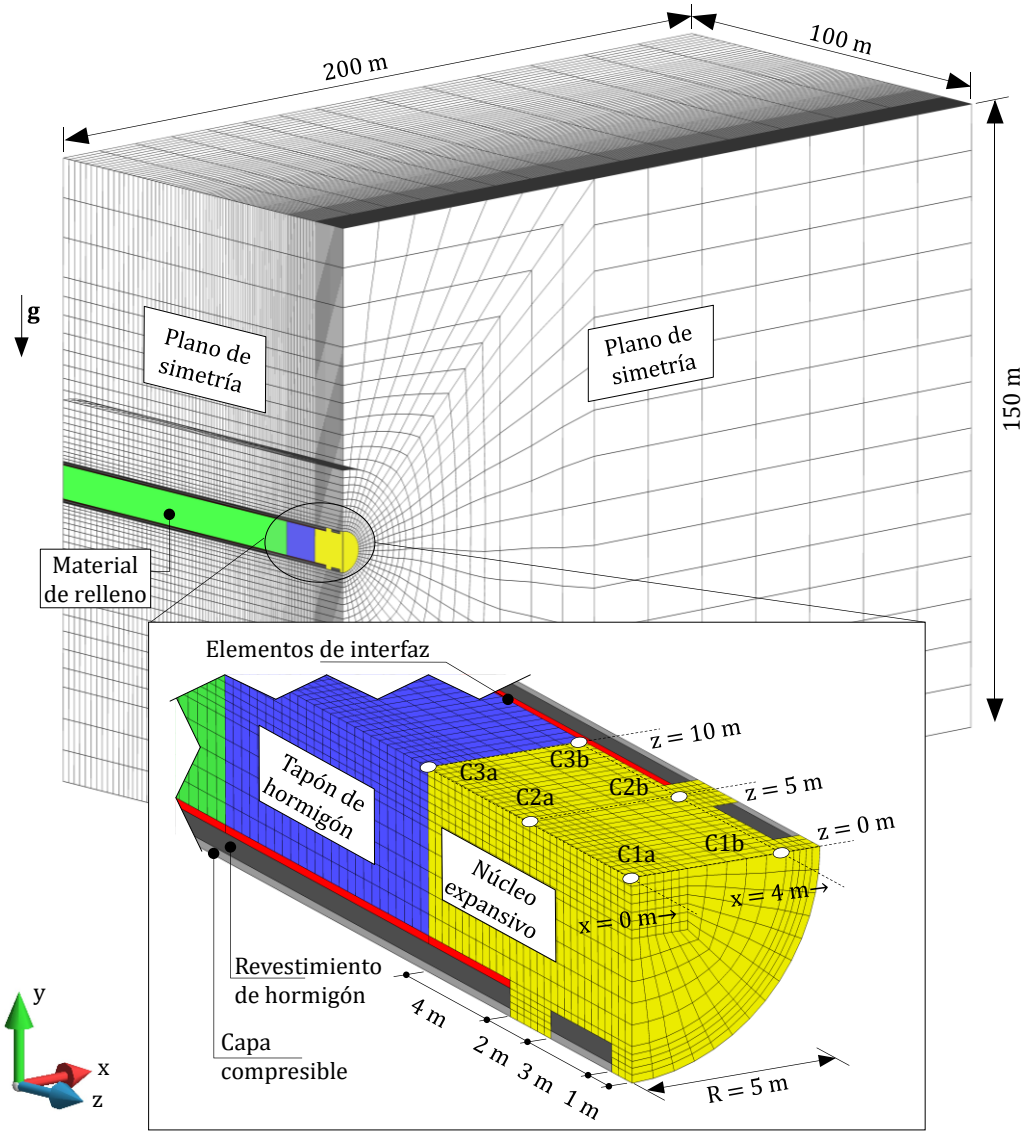


Figura 4. Geometría del modelo y malla de elementos finitos.

El estado tensional inicial de la roca se define a partir de estimaciones in situ (Wileveau *et al*., 2007). A la profundidad de la galería, la tensión principal mayor es horizontal y está alineada con la galería (≈ 15,6 MPa), mientras que las tensiones vertical y horizontal menor presentan valores similares (≈ 12 MPa). Asimismo, se considera su variación con la profundidad y una presión de agua inicial hidrostática (≈ 4,7 MPa en el eje de la galería). En los contornos, se imponen desplazamientos y flujo de agua normales nulos en los planos de simetría y en los límites lejanos. Dada la baja permeabilidad de las formaciones adyacentes, en los límites superior e inferior se prescriben presiones hidráulicas constantes coherentes con el estado hidrostático.

El modelo reproduce todas las fases del repositorio. La excavación se simula mediante una reducción progresiva de las tensiones y de la presión de agua. Durante la fase operativa, con una duración de hasta 100 años, se impone una humedad relativa del 70 %. Posteriormente, la fase de post-clausura se simula hasta 10 000 años, sin imponer condiciones adicionales, permitiendo que la hidratación y el desarrollo de la presión de hinchamiento se produzcan de forma natural. Dado que la estructura de sellado se localiza alejada de las zonas de almacenamiento de residuos, el análisis se realiza bajo condiciones isotérmicas.

Las simulaciones se realizan mediante el código de elementos finitos CODE_BRIGHT (Olivella *et al*., 1996), desarrollado para el análisis acoplado termo-hidro-mecánico en medios porosos. Su formulación se basa en ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento y permite incorporar modelos constitutivos avanzados específicos para cada material.

La roca huésped se modela mediante un modelo constitutivo específicamente desarrollado para la roca COx (Mánica *et al*., 2017). Este modelo se basa en un enfoque elasto-plástico con componente de deformación por *creep* y es capaz de reproducir aspectos clave de la respuesta de la roca, incluyendo anisotropía, falla frágil, ablandamiento por deformación y cambios de permeabilidad. Los parámetros fueron calibrados a partir de ensayos triaxiales y de fluencia, así como mediante la comparación con la extensión y forma de la ZAE observada en el laboratorio subterráneo de Andra.

El material expansivo del núcleo de sellado está diseñado para alcanzar una permeabilidad al agua y un potencial de hinchamiento adecuados. Debido a sus propiedades, las mezclas a base de bentonita han sido ampliamente estudiadas y consideradas para sistemas de sellado de residuos radiactivos, respaldadas por décadas de investigación que incluyen ensayos de laboratorio, pruebas a gran escala e investigaciones in situ. En el contexto del repositorio Cigéo, se ha definido una mezcla compactada de 40 % bentonita y 60 % arena que cumple con los requisitos de permeabilidad, potencial de hinchamiento y transferencia de gas.

El comportamiento del núcleo se simula mediante un modelo constitutivo de doble estructura basado en el Barcelona Expansive Model (BExM; Alonso *et al*., 1999). En el modelo se distingue entre la microestructura, donde tiene lugar la mayor parte de la actividad expansiva de los minerales activos, y la macroestructura, responsable de la respuesta estructural global del material. Los parámetros fueron calibrados mediante ensayos de laboratorio, incluyendo porosimetrías y ensayos de presión de hinchamiento a volumen constante. El conjunto de parámetros obtenido ha sido aplicado también con éxito en la simulación de un ensayo in situ a gran escala realizado en el laboratorio subterráneo de Andra (de La Vaissière y Talandier, 2025).

El material de relleno está compuesto por una mezcla de 30 % de COx recompactada y 70 % de arena. Su función principal es soportar la compresión de los tapones de hormigón y mantener el equilibrio mecánico del sistema, estando su respuesta gobernada por su compresibilidad y resistencia. Este material se modela mediante el Modified Cam Clay Model (MCCM; Roscoe y Burland, 1968), que captura aspectos clave como la dependencia de la compresibilidad y la resistencia con el estado tensional. Los parámetros fueron calibrados a partir de ensayos de compresión edométrica.

Cada capa del revestimiento bicapa se modela explícitamente mediante un modelo constitutivo apropiado para cada material. La capa compresible externa se representa mediante un modelo elástico tri-lineal que reproduce su elevada deformabilidad. La capa interna de hormigón se simula con un modelo elasto-plástico que tiene en cuenta tanto su resistencia a compresión como a tracción.

Los elementos identificados como “elementos de interfaz” en la Figura 4 se implementan a lo largo del contacto entre el revestimiento y los componentes del sello (núcleo, tapones y relleno). Se emplea un modelo elastoplástico basado en el criterio de Mohr–Coulomb, en el que la resistencia al corte depende de la tensión normal. Se adoptan ángulos de fricción representativos para cada contacto: $\varphi_{int} = 10°$ para las interfaces núcleo–revestimiento y relleno–revestimiento, y $\varphi_{int} = 30°$ para las interfaces tapón–revestimiento.

4. RESULTADOS

La presentación y análisis de los resultados se estructuran en cuatro partes. En primer lugar, se analiza la formación de la ZAE y su estado previo al sellado. A continuación, se estudian la hidratación natural y el comportamiento del núcleo, incluyendo la evolución del grado de saturación, la densidad seca y la presión de hinchamiento. La tercera parte aborda el papel de los tapones de hormigón y del material de relleno como elementos de confinamiento. Finalmente, se presentan los resultados relativos a la recompresión de la ZAE.

4.1. ESTADO DE LA ZAE ANTES DEL SELLADO

La ZAE se define como la zona donde se desarrollan deformaciones plásticas de corte, según lo predicho por el modelo constitutivo empleado para la COx. La Figura 5 muestra los contornos de deformación plástica equivalente en el instante previo al sellado (t = 100 años). La línea discontinua delimita la zona en ablandamiento de la región donde aún predomina el endurecimiento. Estos resultados corresponden al final de la fase operativa y constituyen, por tanto, las condiciones iniciales para la posterior fase de post-clausura.

La figura incluye también la permeabilidad a lo largo del perfil radial RP1, junto con medidas in situ obtenidas en una galería experimental del laboratorio subterráneo de Andra (Armand *et al*., 2014). Las simulaciones reproducen de forma satisfactoria el aumento de permeabilidad en la ZAE, aspecto clave para la hidratación posterior del núcleo. Asimismo, la extensión de la zona en la que se identificaron fracturas por tracción en la galería experimental es comparable al tamaño de la zona en ablandamiento obtenida en las simulaciones, siendo en esta región donde se concentran las mayores variaciones de permeabilidad.

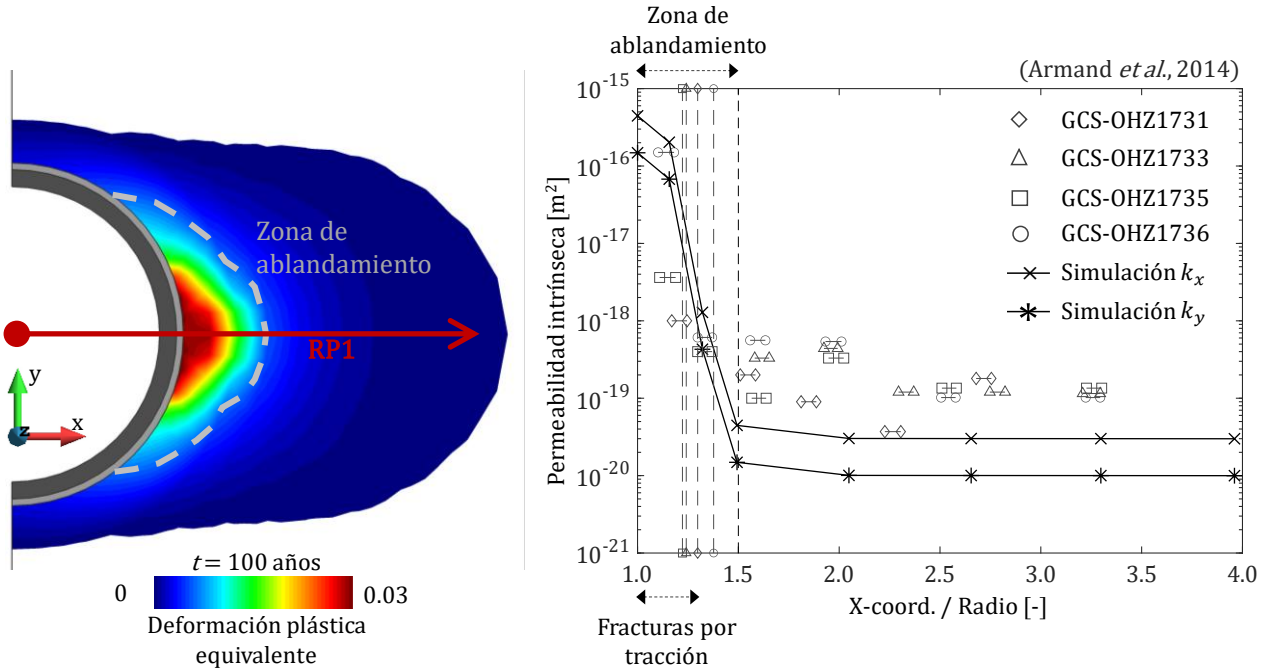


Figura 5. Distribución de la deformación plástica equivalente en la arcilla COx alrededor de la galería y comparación de la conductividad hidráulica en la ZAE entre datos experimentales (Armand *et al*., 2014) y resultados numéricos.

Estas comparaciones no tienen como objetivo validar la capacidad del modelo para reproducir los procesos de generación de fracturas, sino garantizar que el estado hidro-mecánico previo al sellado es representativo para la fase de post-clausura.

4.2. HIDRATACIÓN Y PRESIÓN DE HINCHAMIENTO

La Figura 6 muestra la evolución del grado de saturación, la densidad seca y las componentes radial y longitudinal de la presión de hinchamiento en distintos puntos del núcleo (puntos C1a, C1b, C2a, C2b, C3a y C3b, definidos en la Figura 4).

Los puntos cercanos a la roca (C1b, C2b y C3b) se hidratan más rápidamente que los situados en el eje (C1a, C2a y C3a), indicando un patrón de hidratación principalmente radial, avanzando desde la periferia hacia el eje del núcleo. Asimismo, los puntos situados próximos al tapón (C3a y C3b) presentan una hidratación más rápida que los de las secciones central e intermedia, lo que indica una contribución adicional de flujo longitudinal. No obstante, estas diferencias afectan principalmente a la cinética de hidratación, y la saturación completa se alcanza de forma prácticamente simultánea en todos los puntos aproximadamente 2000 años después de la construcción del sello.

A medida que progresa la hidratación, la densidad seca disminuye debido al desconfinamiento asociado al desplazamiento de los tapones de hormigón. Esta reducción es más acusada en las zonas próximas a los extremos del núcleo, dando lugar a una distribución no uniforme de la densidad final.

La presión de hinchamiento aumenta progresivamente y está fuertemente ligada a la densidad seca, dando lugar a una distribución espacial no homogénea. La componente radial es mayor debido a las mayores restricciones impuestas por la roca y el revestimiento, mientras que la longitudinal está limitada por el desplazamiento de los tapones. El sistema alcanza el equilibrio hidro-mecánico aproximadamente 2000 años después de la saturación completa del núcleo (≈ 4000 años tras la construcción del sello). Durante este periodo, la presión de agua se iguala con las condiciones hidrostáticas y la presión de hinchamiento se estabiliza.

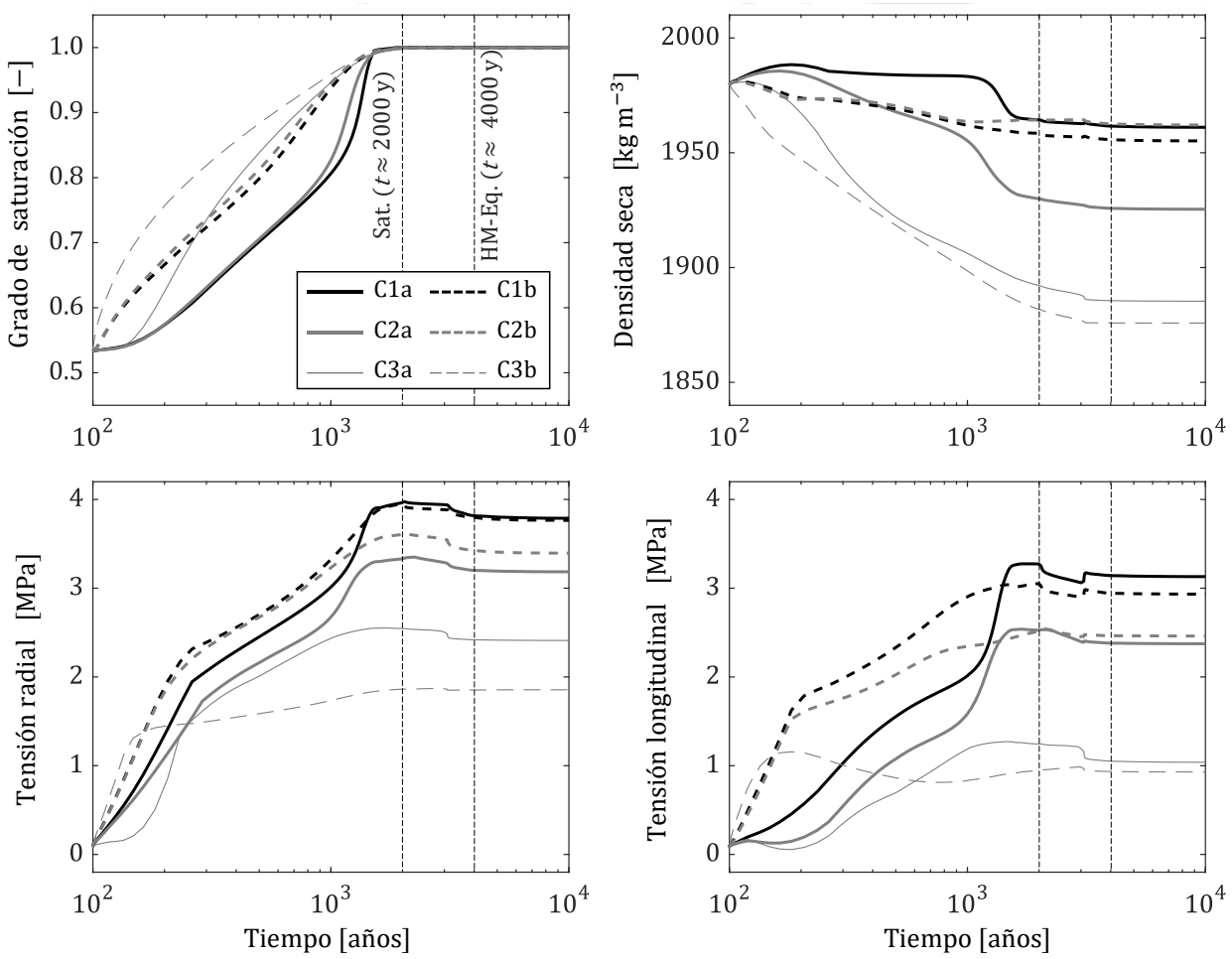


Figura 6. Evolución del grado de saturación, la densidad seca y las componentes radial y longitudinal de la presión de hinchamiento en el núcleo.

Una forma sintética de evaluar el comportamiento del núcleo es analizar la relación entre la presión de hinchamiento final y la densidad seca final, tal como se muestra en la Figura 7. Los resultados indican que el desconfinamiento longitudinal produce dos efectos principales: una reducción de la densidad del núcleo y una respuesta anisótropa, con tensiones más elevadas en dirección radial que en la longitudinal. Estos dos efectos combinados reducen el potencial máximo de hinchamiento del material expansivo del núcleo.

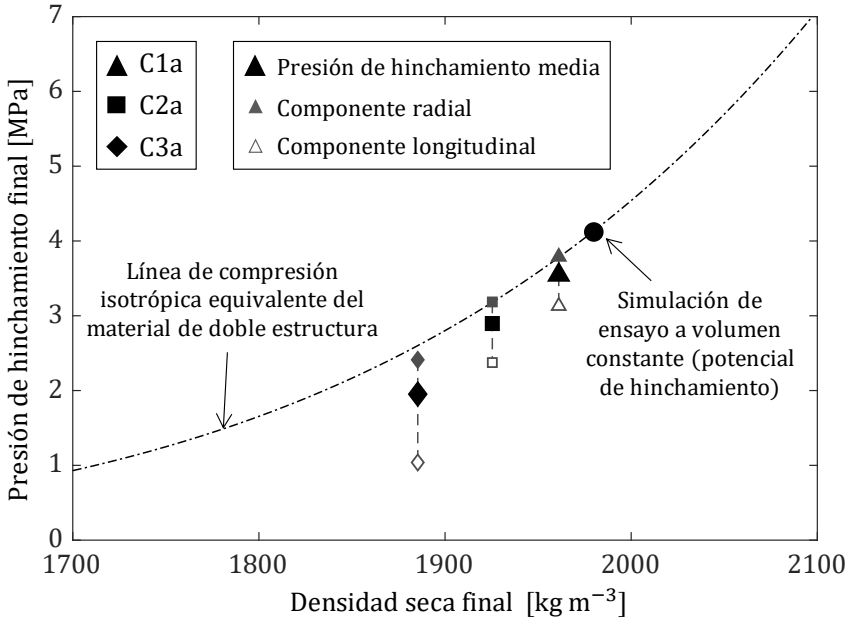


Figura 7. Estado final del núcleo en términos de presión de hinchamiento y densidad seca.

Sin embargo, este efecto no es uniforme y se acentúa hacia los extremos del núcleo. La presión media final varía entre 3,55 MPa en la zona central (−14 % respecto al potencial máximo) y 1,95 MPa en los extremos próximos a los tapones de hormigón (−53 %), manteniéndose dentro del rango de diseño en la zona central.

4.3. COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

Como se ha indicado previamente, el equilibrio del sistema depende principalmente de la resistencia al corte en las interfaces y del comportamiento del material de relleno. En particular, la resistencia al corte movilizada en las interfaces depende tanto del ángulo de fricción como de las tensiones normales que actúan sobre ellas.

La Figura 8 muestra las tensiones de contacto en la interfaz tapón–revestimiento. Para facilitar la interpretación de estos resultados, la Figura 9 ilustra esquemáticamente el movimiento del tapón de hormigón. Inicialmente (t = 100 años), las tensiones de contacto se deben únicamente al peso propio del tapón. A medida que el núcleo expande, los tapones de hormigón experimentan deslizamiento longitudinal y rotación, comportándose de forma análoga a muros de contención sometidos a empujes laterales (t = 10 000 años). Sin embargo, las tensiones de contacto permanecen relativamente bajas (< 0,30 MPa), lo que limita la eficacia de los tapones de hormigón como elementos de confinamiento, independientemente del ángulo de fricción que se considere.

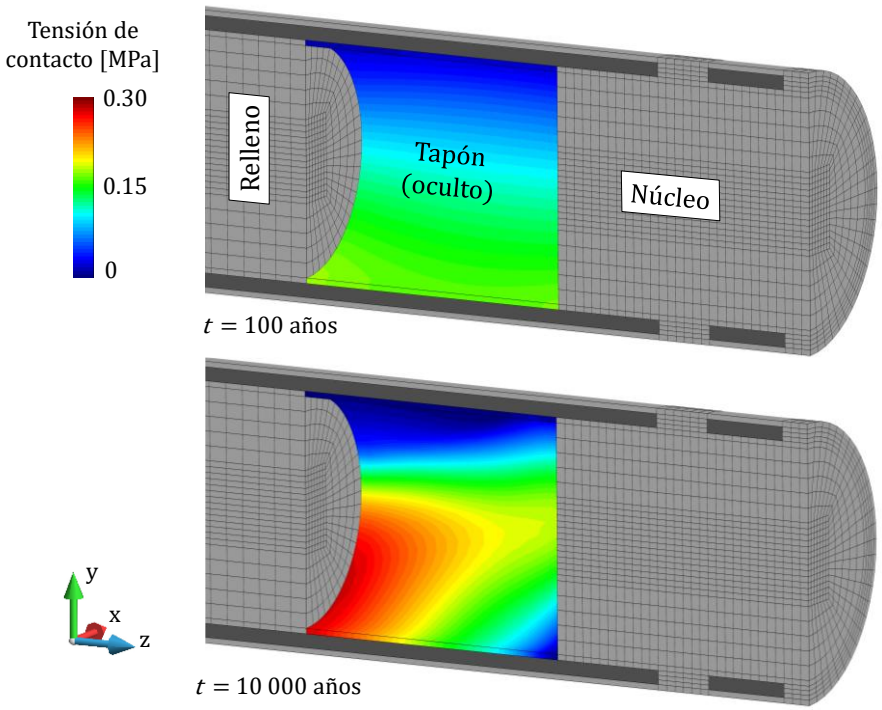


Figura 8. Tensión de contacto en la interfaz tapón–revestimiento.

En el contacto relleno–revestimiento, los resultados reflejan un comportamiento diferente. Las tensiones de contacto aumentan progresivamente alrededor de todo el perímetro debido al efecto de Poisson: la compresión del material de relleno en dirección longitudinal induce, a través del acoplamiento elástico, una componente de tensión en dirección radial que se transmite hacia el revestimiento. Las perturbaciones mecánicas sobre el material de relleno se extienden hasta unos 30 m, aunque se atenúan rápidamente con la distancia.

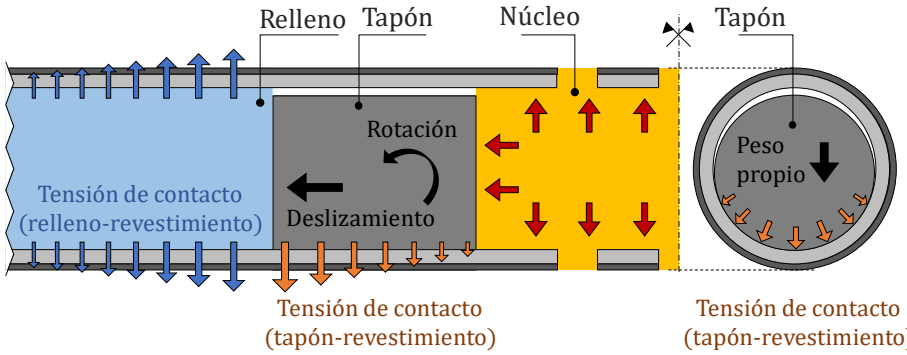


Figura 9. Esquema con el movimiento del tapón de hormigón y de la distribución resultante de tensiones de contacto.

Con el fin de ampliar la evaluación de la influencia de los tapones de hormigón en el rendimiento del sistema de sellado, se realizaron dos simulaciones adicionales: una con un ángulo de fricción reducido ($\varphi_{int} = 15°$) y otra sin tapones, en la que el material de relleno actúa como único elemento de confinamiento. La Figura 10 muestra la relación entre la presión de hinchamiento y la densidad seca final para todas las simulaciones. Los resultados indican que relajar las condiciones de confinamiento tiene un efecto significativo en los extremos del núcleo, mientras que en la sección central el efecto es prácticamente despreciable, manteniéndose en gran medida la capacidad de hinchamiento incluso en el caso más desfavorable.

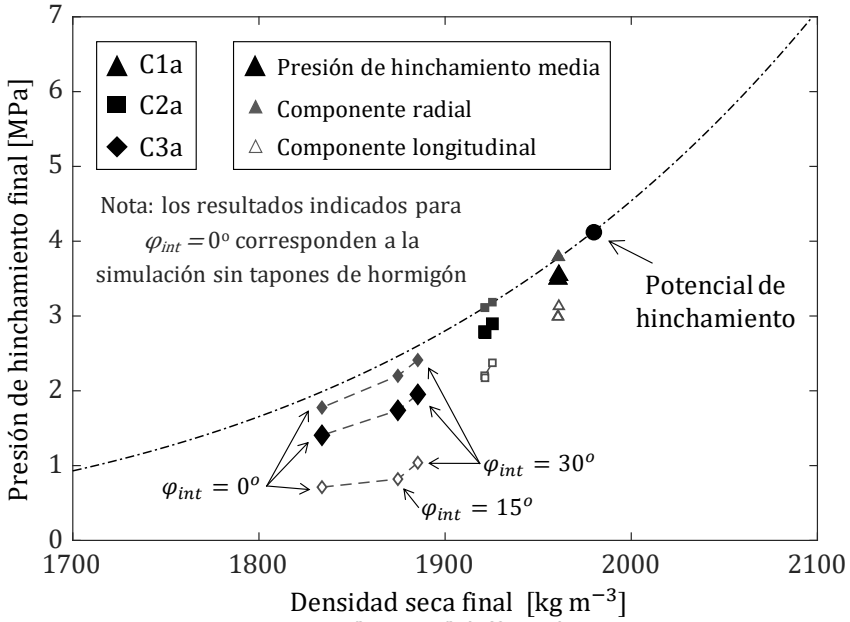


Figura 10. Efecto de las condiciones de confinamiento en el comportamiento del núcleo de sellado.

En conjunto, el análisis sugiere que la reducción o incluso la eliminación de los tapones de hormigón podría ser compatible con un comportamiento adecuado del núcleo de sellado, lo cual podría simplificar el proceso constructivo y reducir el volumen de elementos de hormigón, potencialmente susceptibles de degradación o de generar efectos químicos a largo plazo.

4.4. RECOMPRESIÓN DE LA ZAE

La Figura 11 muestra la evolución de la tensión radial efectiva a lo largo de un perfil longitudinal en la roca próximo al contorno de excavación. Durante la fase operativa, las deformaciones por fluencia incrementan progresivamente la tensión. La retirada del revestimiento produce una relajación previa al sellado. Durante la fase de post-clausura, la recompresión de la ZAE se produce únicamente en las zonas donde existe contacto entre la roca y el núcleo, mientras que en las zonas donde el revestimiento permanece, la capa compresible limita la transmisión de tensiones. En conjunto, los resultados muestran que el sistema de sellado permite recomprimir la ZAE de forma eficaz, aunque localizada, recuperando parcialmente el estado tensional inicial.

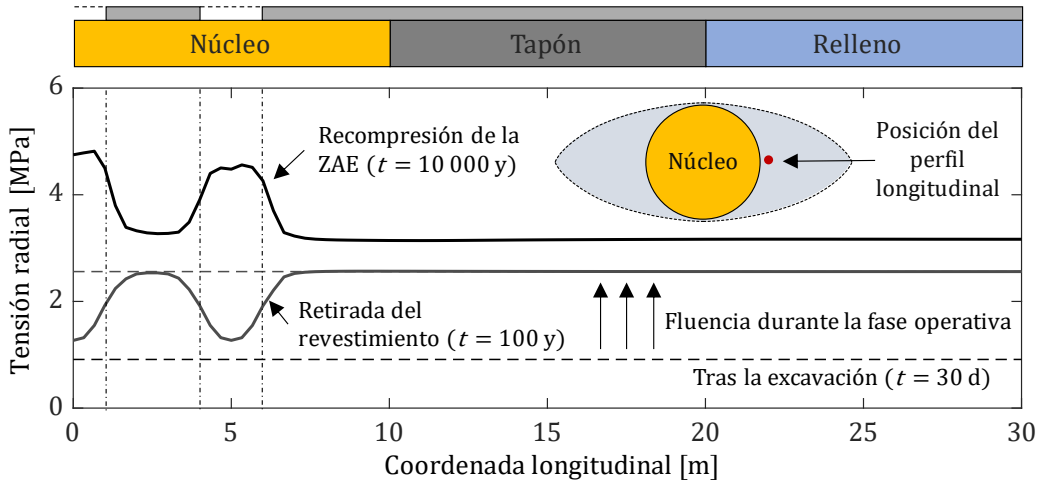


Figura 11. Perfil longitudinal de la tensión radial efectiva en la ZAE.

5. CONCLUSIONES

Este trabajo presenta simulaciones tridimensionales avanzadas desarrolladas para evaluar el rendimiento de un concepto de sellado de gran diámetro para el repositorio Cigéo. El modelo incorpora los principales componentes del sistema —núcleo expansivo, tapones de hormigón y material de relleno—, así como detalles a escala decimétrica. La formulación, basada en un enfoque hidro-mecánico acoplado, permite representar los procesos clave que gobiernan la respuesta del sistema, tales como la generación de la zona afectada por la excavación (ZAE), la hidratación del núcleo, el desarrollo de la presión de hinchamiento, el desconfinamiento inducido por el desplazamiento de los elementos de contención y la recompresión de la ZAE.

Los resultados muestran que el núcleo se hidrata progresivamente desde la periferia hacia el centro, alcanzando la saturación completa aproximadamente 2000 años después de su instalación. Durante este proceso, la presión de hinchamiento induce desplazamientos moderados de los tapones de hormigón, generando una cierta descompresión del núcleo. Este desconfinamiento conlleva una reducción del potencial de hinchamiento, más acusada en los extremos, mientras que la zona central conserva en gran medida su densidad y capacidad de hinchamiento. Asimismo, el análisis sugiere que el sistema de sellado puede ser viable bajo configuraciones alternativas, incluso en ausencia de tapones de hormigón, lo que simplificaría el proceso constructivo. Por último, se observa que el sello contribuye a la recompresión parcial de la ZAE en aquellas zonas donde existe contacto directo entre el núcleo y la roca.

Dado que la estructura de sellado se encuentra alejada de las zonas de almacenamiento de residuos, el análisis se ha realizado bajo condiciones isotérmicas, esperándose efectos térmicos secundarios en la respuesta global del sistema. No obstante, la posible influencia del acoplamiento térmico sobre el comportamiento del núcleo y, en particular, sobre la presión de hinchamiento, requiere estudios específicos.

En conjunto, el modelo desarrollado constituye una herramienta robusta para el análisis y optimización de sistemas de sellado, proporcionando información cuantitativa y cualitativa sobre su comportamiento a largo plazo en el contexto del almacenamiento geológico profundo.

REFERENCIAS

Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs (ANDRA) (2022). Dossier d'autorisation de création de l'installation nucléaire de base (INB) Cigéo - Pièce 2 - Nature de l'installation. *ANDRA*.

Alonso, E. E., Vaunat, J., Gens, A. (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, 54 (1), 173–183.

Armand, G., Leveau, F., Nussbaum, C., de La Vaissière, R., Noiret, A., Jaeggi, D., Landrein, P., Righini, C. (2014). Geometry and properties of the excavation-induced fractures at the Meuse/Haute-Marne URL drifts. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47 (1), 21–41.

Blümling, P., Bernier, F., Lebon, P., Martin, C. D. (2007). The excavation damaged zone in clay formations: time-dependent behaviour and influence on performance assessment. *Physics and Chemistry of the Earth*, 32 (8), 588–599.

de La Vaissière, R. y Talandier, J. (2025). More than ten years of hydration of an in situ large-scale sealing experiment (NSC), Meuse/Haute-Marne Underground Research Laboratory, France. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.

Gens, A., Alcoverro, J., Blaheta, R., Hasal, M., Michalec, Z., Takayama, Y., Lee, C., Lee, J., Kim, G. Y., Kuo, C.-W., Kuo, W.-J., Lin, C.-Y. (2021). HM and THM interactions in bentonite engineered barriers for nuclear waste disposal. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 137, 104572.

International Atomic Energy Agency (IAEA) (2020). Design principles and approaches for radioactive waste repositories. *IAEA*.

Mánica, M., Gens, A., Vaunat, J., Ruiz, D. F. (2017). A time-dependent anisotropic model for argillaceous rocks. Application to an underground excavation in Callovo-Oxfordian claystone. *Computers and Geotechnics*, 85, 341–350.

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., Alonso, E. (1996). Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. *Engineering Computations*, 13 (7), 87–112.

Roscoe, K. H. y Burland, J. B. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of "wet" clay. In: Heyman, J., Leckie, F. A. (eds.), *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, pp. 535–609.

Wileveau, Y., Cornet, F., Desroches, J., Blümling, P. (2007). Complete in situ stress determination in an argillite sedimentary formation. *Physics and Chemistry of the Earth*, 32 (8), 866–878.

TRATAMIENTO TÉRMICO A TEMPERATURAS MODERADAS COMO MÉTODO PARA INCREMENTAR POROSIDAD Y MICROFISURACIÓN EN MACIZOS ROCOSOS APLICADO A SISTEMAS GEOTÉRMICOS

María Elvira GARRIDO[(1)*], Carlos Valentín CEDEÑO[(1)], Chamran KAZEMI[(1)], Víctor MARTÍNEZ-IBÁÑEZ[(1)], Diego José GUERRERO-MIGUEL[(2)] y Carlos HIDALGO-SIGNES[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería de los Transportes y del Terreno
Universitat Politècnica de València
*egarrido@upv.edu.es

[(2)] Departamento de Construcción e Ingeniería de Fabricación
Universidad de Oviedo

RESUMEN

La optimización de estrategias de estimulación de macizos rocosos para incrementar la permeabilidad en sistemas geotérmicos profundos (EGS) exige caracterizar la respuesta físico-mecánica de la roca. Entre las técnicas propuestas, la aplicación controlada de tratamientos térmicos se plantea como una alternativa para inducir microfisuración y aumentar la porosidad en rocas de baja permeabilidad. En este estudio se evalúa el efecto de tratamiento térmico en tres tipos de rocas: dos de baja porosidad, un granito y una caliza, y otra de porosidad media también de naturaleza caliza, que pueden ser usadas en entornos geotérmicos. Muestras de estos tres tipos de rocas fueron sometidas a temperaturas de 200, 300 y 400 °C y posteriormente enfriadas por inmersión en agua, generando un choque térmico brusco capaz de inducir daño microestructural. Tras el enfriamiento, se determinaron la porosidad total y la porosidad abierta con el fin de evaluar la magnitud del daño térmico en función de la litología y de la temperatura alcanzada. Adicionalmente, se realizaron ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio (PIM) para caracterizar cambios en el volumen de poro, la distribución de tamaños y la conectividad del sistema poroso asociados al tratamiento térmico. Asimismo, se efectuaron análisis de difracción de rayos X (DRX) para detectar posibles alteraciones mineralógicas provocadas por la exposición térmica. Los resultados obtenidos se compararon con los de muestras de estas mismas rocas no sometidas a tratamiento. El granito mostró un incremento de porosidad a 400 °C, atribuible a la generación de microfisuras asociadas a la dilatación térmica diferencial, lo que sugiere su potencial para ser estimulado térmicamente en condiciones geotérmicas. En la caliza de muy baja porosidad también se observaron variaciones a la misma temperatura, mientras que, en la caliza muy porosa, la respuesta fue más moderada. En los tres casos, los análisis de DRX no revelaron cambios mineralógicos significativos. Estos resultados indican que la estimulación térmica puede ser una técnica eficaz para mejorar la conectividad y potencialmente la permeabilidad en rocas de baja porosidad, sin alterar su composición mineralógica, lo que refuerza su interés como técnica complementaria para la mejora de reservorios geotérmicos.

ABSTRACT

The optimization of stimulation strategies for enhancing permeability in Enhanced Geothermal Systems (EGS) requires a thorough characterization of the physico-mechanical response of rocks.

Among the proposed techniques, controlled thermal treatments have been suggested as an effective approach to induce microfracturing and increase porosity in low-permeability rocks. In this study, the effect of thermal treatment was evaluated on three types of rocks: two low-porosity lithologies (a granite and a limestone) and a medium-porosity limestone, all of which are representative of potential geothermal reservoir materials. Samples were subjected to temperatures of 200, 300, and 400 °C and subsequently cooled by water immersion, generating a rapid thermal shock capable of inducing microstructural damage. After cooling, total porosity and open porosity were measured in order to assess the extent of thermal damage as a function of lithology and temperature. In addition, mercury intrusion porosimetry (MIP) was performed to characterize changes in pore volume, pore size distribution, and connectivity of the pore network. X-ray diffraction (XRD) analyses were also carried out to detect possible mineralogical alterations induced by thermal exposure. The results were compared with those obtained from untreated samples of the same rocks. The granite exhibited an increase in porosity at 400 °C, attributed to the development of microfractures associated with differential thermal expansion, suggesting its potential for thermal stimulation under geothermal conditions. A similar trend was observed in the low-porosity limestone, whereas the more porous limestone showed a more moderate response. In all cases, XRD analyses did not reveal significant mineralogical changes. These results indicate that thermal stimulation can be an effective technique to enhance pore connectivity, and potentially permeability, in low-porosity rocks without altering their mineralogical composition, reinforcing its applicability as a complementary method for geothermal reservoir enhancement.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Tratamiento térmico (Thermal treatment), Macizo rocoso (Rock mass) Microfracturación (Microfracturing).*

1. INTRODUCCIÓN

La creciente demanda de fuentes de energía renovables y bajas en carbono ha impulsado el desarrollo de tecnologías capaces de aprovechar el potencial de los recursos geotérmicos profundos. En este contexto, los Sistemas Geotérmicos Estimulados (Enhanced Geothermal Systems, EGS) constituyen una alternativa prometedora para la explotación de formaciones rocosas de baja permeabilidad, en las que la circulación natural de fluidos es insuficiente para una producción eficiente de energía (Breede *et al*., 2013; Tester, 2007). El concepto de EGS se basa en la mejora artificial de la permeabilidad del macizo rocoso mediante la generación o reactivación de redes de fracturas que permitan la circulación de fluidos entre pozos de inyección y producción. Para ello, se han desarrollado diversas técnicas de estimulación, entre las que destacan la estimulación hidráulica. A causa de los fenómenos de sismicidad inducida, esta técnica está siendo reemplazada y/o complementada por procesos alternativos como la estimulación térmica (Evans *et al*., 2012; McClure y Horne, 2014), que ha despertado un creciente interés como método para inducir daño microestructural en la roca mediante la generación de tensiones internas asociadas a variaciones de temperatura. La dilatación térmica diferencial entre los minerales que componen la roca constituye uno de los principales mecanismos responsables de la aparición de microfisuración, especialmente en materiales heterogéneos como el granito, donde la incompatibilidad entre fases minerales favorece la concentración de tensiones y la nucleación de grietas (Siratovich *et al*., 2015a; Heap *et al*., 2016).

La exposición de las rocas a incrementos de temperatura puede provocar cambios significativos en sus propiedades físicas, tales como variaciones en la porosidad, la distribución de tamaños de poro y la conectividad del sistema poroso. Estos cambios están estrechamente relacionados con la generación y propagación de microfisuras y dependen tanto de la litología como de la porosidad inicial del material (Griffiths *et al*., 2017; Jing *et al*., 2021). En este sentido, el efecto del tratamiento térmico puede diferir notablemente entre rocas compactas y rocas con elevada porosidad inicial, lo que pone de manifiesto la necesidad de estudios comparativos entre distintos tipos de roca.

En este contexto, el enfriamiento brusco mediante inmersión en agua ("water quenching") se ha propuesto como un método eficaz para intensificar los efectos del tratamiento térmico. Este proceso induce tensiones térmicas adicionales que favorecen la nucleación y propagación de microfisuras, especialmente en materiales con baja porosidad inicial, donde la disipación del calor es menos eficiente. Se ha demostrado que el

enfriamiento rápido amplifica el daño microestructural, incrementando la conectividad del sistema poroso y, por tanto, el potencial de mejora de la permeabilidad (Siratovich *et al*., 2015a; Heap *et al*., 2016).

La evidencia experimental indica que el daño térmico evoluciona progresivamente con la temperatura y depende de la litología. Diversos estudios sitúan alrededor de 300 °C un umbral a partir del cual la microfisuración se intensifica y aumenta significativamente la permeabilidad. A temperaturas próximas a 400 °C se desarrolla una red más conectada de microfisuras, aunque sin alcanzar aún las transformaciones mineralógicas que dominan a temperaturas más elevadas (Liu et al., 2024; Tomás et al., 2025).

Desde el punto de vista de la caracterización petrofísica, la determinación de la porosidad total, la porosidad abierta y la densidad constituye una herramienta fundamental para evaluar el alcance del daño térmico a escala global. Estos parámetros permiten cuantificar cambios volumétricos y el grado de apertura del sistema poroso, y han sido ampliamente utilizados para analizar la evolución del daño en rocas sometidas a calentamiento (Heap *et al*., 2016; Griffiths *et al*., 2017). De forma complementaria, la porosimetría por intrusión de mercurio (PIM) permite caracterizar en detalle la arquitectura del sistema poroso, proporcionando información sobre el volumen de poro, la distribución de tamaños y la conectividad. Estudios previos han demostrado que el incremento de temperatura puede inducir la coalescencia de microporos y el desarrollo de poros de mayor tamaño, así como un aumento significativo de la conectividad, especialmente en rocas de baja porosidad inicial (Jing *et al*., 2021; Wu *et al*., 2022).

La difracción de rayos X (DRX) se emplea para detectar transformaciones mineralógicas inducidas por el tratamiento térmico. En el rango de temperaturas considerado, diversos estudios indican que las fases minerales principales permanecen estables, por lo que los cambios observados suelen estar asociados principalmente a procesos microestructurales (Rodríguez-Navarro et al., 2009; Heap et al., 2016; Wu et al., 2022).

A pesar de los avances existentes, sigue siendo necesario profundizar en la comprensión del efecto de tratamientos térmicos moderados sobre diferentes litologías, especialmente en lo que respecta a la relación entre la porosidad inicial, la evolución del sistema poroso y la conectividad generada. Este aspecto resulta particularmente relevante en el contexto de los sistemas EGS, donde pequeñas modificaciones en la microestructura pueden traducirse en cambios significativos en la permeabilidad del reservorio.

En este contexto, el presente trabajo analiza el efecto de un tratamiento térmico controlado sobre tres litologías con potencial interés geotérmico: un granito de baja porosidad, una caliza compacta y una caliza de porosidad media. Las muestras fueron sometidas a temperaturas de 200, 300 y 400 °C y posteriormente enfriadas por inmersión en agua, con el fin de inducir daño microestructural. Tras el tratamiento, se determinaron la porosidad total (p), la porosidad abierta (p_0) y la densidad seca (ρ_b), y se realizaron ensayos de PIM y DRX para caracterizar la evolución del sistema poroso y detectar posibles cambios mineralógicos.

2. TRATAMIENTO TÉRMICO

El tratamiento térmico aplicado en este estudio se enmarca dentro de los procedimientos experimentales comúnmente utilizados para simular procesos de estimulación térmica en sistemas geotérmicos mejorados (EGS), donde el objetivo es inducir daño termo-mecánico y generar redes de microfracturas que incrementen la permeabilidad de rocas de baja porosidad. En EGS, la creación o mejora de la permeabilidad en formaciones de *hot dry rock* constituye un requisito fundamental para establecer la circulación de fluidos y permitir la extracción eficiente de calor (Boretti, 2025; Tester, 2007).

Las temperaturas objetivo fueron seleccionadas en función de su relevancia para las condiciones de los yacimientos geotérmicos según lo publicado en estudios previos. Los sistemas EGS típicos operan dentro de un rango de temperatura aproximado de 150–300 °C, lo que hace que las temperaturas seleccionadas sean representativas de las condiciones reales del subsuelo (Tester *et al*., 2006; Breede *et al*., 2013). Asimismo, este rango permite capturar la transición hacia procesos de estimulación térmica más intensos, asociados al desarrollo progresivo de microfisuración sin alcanzar temperaturas a las que se produzcan transformaciones mineralógicas significativas (Heap *et al*., 2016). En consecuencia, el rango de temperaturas elegido permite una investigación sistemática de la evolución del daño inducido térmicamente, evitando condiciones extremas que podrían introducir alteraciones fisicoquímicas adicionales no representativas de los entornos geotérmicos.

En este contexto, las muestras fueron calentadas en horno mufla a 200, 300 y 400 °C, con una rampa de 5 °C/min y un tiempo de mantenimiento de 1h (Figura 1), parámetros coherentes con estudios previos que indican la existencia de umbrales térmicos, especialmente a partir de 300 °C se intensifica la microfisuración

y se produce un incremento notable de la permeabilidad (Liu *et al*., 2024). Posteriormente, se aplicó un enfriamiento por inmersión en agua a 70 °C durante 10 minutos, generando un choque térmico controlado.

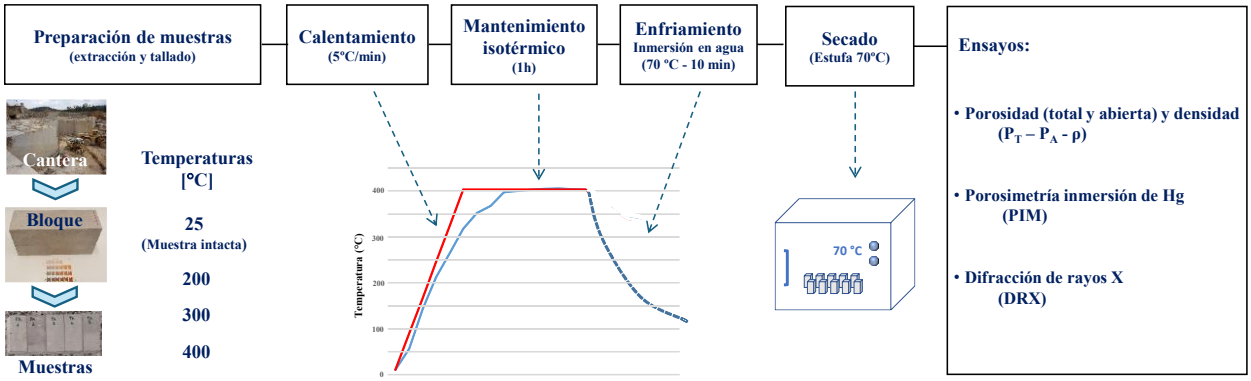


Figura 1. Esquema del tratamiento térmico aplicado y metodología de trabajo.

A diferencia de numerosos estudios experimentales que emplean enfriamiento en agua a temperatura ambiente, el uso de agua a 70 °C permite imponer un gradiente térmico moderado, suficiente para inducir tensiones internas y microfisuración sin provocar una fracturación excesiva o inestable. Este enfoque resulta especialmente relevante para la simulación de condiciones EGS, donde los fluidos inyectados, aunque más fríos que el reservorio, pueden presentar temperaturas elevadas (del orden de decenas a centenares de grados), generando contrastes térmicos menos extremos, pero igualmente efectivos en la estimulación del macizo rocoso (Siratovich *et al*. 2015b).

Finalmente, las muestras fueron secadas a 70 °C antes de su caracterización, con el fin de eliminar el contenido de agua introducido durante el enfriamiento y evitar interferencias en las mediciones de porosidad y estructura porosa. En conjunto, el protocolo experimental adoptado permite reproducir de forma controlada los principales mecanismos de daño térmico relevantes en EGS, manteniendo un equilibrio entre representatividad de campo y control experimental del proceso.

Desde el punto de vista experimental, el procedimiento seguido —calentamiento controlado, mantenimiento a temperatura constante y enfriamiento posterior— reproduce el esquema general descrito en estudios de estimulación térmica, donde el daño inducido se asocia principalmente a tensiones internas generadas por gradientes térmicos y dilatación diferencial mineral. La combinación de calentamiento y enfriamiento rápido ha demostrado ser eficaz para generar microfisuración, aumentar la porosidad y mejorar la conectividad del sistema poroso, contribuyendo al desarrollo de redes de flujo en rocas compactas (Liu *et al*., 2024). Además, en contextos geotérmicos reales, la inyección de fluidos más fríos que la roca del reservorio produce contracción térmica y favorece la apertura y generación de fracturas, incrementando la permeabilidad efectiva (Siratovich *et al*. 2015a y b).

Para garantizar la representatividad de los resultados, los ensayos de densidad seca, porosidad total y porosidad abierta se realizaron sobre diez muestras independientes para cada litología y condición térmica evaluada. Por su parte, los análisis de porosimetría por intrusión de mercurio (PIM) y difracción de rayos X (DRX), debido a su mayor complejidad experimental y coste asociado, se llevaron a cabo sobre tres muestras representativas para cada temperatura de tratamiento. Los resultados obtenidos mostraron una elevada consistencia entre réplicas, permitiendo identificar de forma fiable las tendencias asociadas al daño térmico inducido.

3. RESULTADOS

3.1. POROSIDAD Y DENSIDAD

En la Tabla 1, la densidad de la caliza Bateig Azul, caracterizada por una porosidad inicial elevada (~15 % de porosidad total), muestra una ligera disminución con la temperatura, de 2314 $kg \cdot m^{-3}$ en muestras intactas a 2289 $kg \cdot m^{-3}$ en las expuestas a 400 °C, lo que indica una ligera expansión volumétrica asociada al daño térmico.

Por otro lado, el incremento de porosidad total es moderado, de 14.9 % a 15.7 %, lo que sugiere que el tratamiento térmico no genera una cantidad significativa de nuevos poros, sino que actúa principalmente sobre la reorganización del sistema poroso existente. Este comportamiento se confirma mediante el aumento de la

porosidad abierta, de 10.1 a 11.7 % y, especialmente, del porcentaje de poros accesibles, de 67.4 a 74.6 %, que sugiere una mejora de la conectividad del sistema poroso más que un aumento de su volumen total.

Tabla 1. Resultados de densidad y porosidad. Tª: temperatura objetivo; p: porosidad total; p_0: porosidad abierta; ρ_b: densidad seca.

Tipo de roca	**Caliza Bateig Azul**				**Caliza Pedra Borriol**				**Granito Gris Quintana**			
Tª [ºC]	25	200	300	400	25	200	300	400	25	200	300	400
p [%]	14.9	15.0	15.3	15.7	2.4	1.8	2.4	2.6	0.88	1.01	0.92	1.15
p_0 [%]	10.1	9.3	10.5	11.7	1.0	1.2	1.4	2.1	0.54	0.52	0.58	0.89
p_0/p [%]	67.4	62.1	68.3	74.6	43.0	65.9	59.0	79.4	61.4	51.5	63.0	77.4
ρ_b [$kg \cdot m^{-3}$]	2314	2306	2301	2289	2679	2676	2673	2660	2676	2670	2670	2665

En contraste, la caliza Pedra de Borriol, de muy baja porosidad inicial (p ≈ 2.37 %), presenta una respuesta más sensible a la temperatura. La densidad disminuye ligeramente en este rango de temperaturas. La porosidad total disminuye en muestras expuestas a 200 ºC para ir aumentando a partir de esta temperatura. Sin embargo, la porosidad abierta se incrementa notablemente desde las muestras intactas hasta las expuestas a 400 ºC. Este incremento se traduce en un aumento muy marcado de la conectividad, pasando del 43 % en estado intacto a algo más del 79 % a 400 °C. Este comportamiento indica la generación de nuevas microfisuras térmicas y su progresiva interconexión, lo que transforma un sistema inicialmente poco permeable en una red porosa más accesible. Este tipo de respuesta es especialmente favorable en el contexto de EGS, donde el objetivo principal es precisamente aumentar la conectividad en rocas compactas.

Por su parte, el granito Gris Quintana presenta una evolución característica de rocas cristalinas compactas. La densidad seca muestra variaciones limitadas con la temperatura (2676–2665 $kg \cdot m^{-3}$), coherentes con la generación de daño microestructural incipiente. Se observa una tendencia general al incremento tanto de la porosidad total como de la porosidad abierta, aunque con un comportamiento no monótono, evidenciado por una ligera, casi despreciable, disminución de la porosidad total a 200 °C. Por otro lado, las variaciones de porosidad total a temperaturas de hasta 300 ºC son de magnitud reducida y deben interpretarse con cautela dada la baja porosidad inicial del material. La diferencia importante se observa entre los resultados a en muestras expuestas a 300 ºC y las expuestas a 400 ºC. Este comportamiento sugiere la posible coexistencia de procesos de reajuste microestructural o cierre de microdefectos a temperaturas intermedias, seguidos por la generación y propagación de microfisuración térmica a temperaturas más elevadas. El incremento del porcentaje de poros accesibles (del 61.4 % al 77.4 %) indica que el principal efecto del tratamiento térmico no es tanto el incremento del volumen total de poros, sino la mejora de la conectividad del sistema poroso, siendo este parámetro el más robusto frente a la incertidumbre experimental.

3.2. CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA POROSO

Los ensayos de PIM han permitido caracterizar en detalle la evolución del sistema poroso de las tres litologías estudiadas, tras el tratamiento térmico. A diferencia de los ensayos convencionales de porosidad cuyos resultados se han presentado en la sección anterior, la PIM proporciona información adicional sobre la distribución de tamaños de poro y la diferenciación entre porosidad inter e intraparticular (Tabla 2), lo que permite interpretar los mecanismos microestructurales asociados al daño térmico. Cabe señalar que los valores de porosidad obtenidos mediante PIM presentan ciertas diferencias respecto a los determinados mediante métodos convencionales. Estas discrepancias son habituales en materiales de muy baja porosidad, como el granito, y se deben a limitaciones inherentes a la técnica, como la accesibilidad del mercurio al sistema poroso y los efectos de compresibilidad, lo que puede conducir a una subestimación del volumen total de poros.

En la caliza Bateig Azul, con elevada porosidad inicial, la porosidad total obtenida mediante PIM se mantiene en un rango comprendido aproximadamente entre 10.2 y 13.4 % para todas las temperaturas empleadas. La porosidad está claramente dominada por la fracción intraparticular (≈ 10.0–13.0 %), mientras que la porosidad interparticular presenta valores muy reducidos (≈ 0.3–0.5 %). El diámetro modal de poro se sitúa en el rango de 0.009–0.042 μm, lo que indica un sistema dominado por microporos y mesoporos finos. Esto confirma la ausencia de cambios volumétricos significativos. Estos resultados indican que el tratamiento térmico aplicado no genera nueva porosidad, sino que produce una ligera reorganización del sistema poroso existente.

Por el contrario, la caliza Pedra de Borriol, con una porosidad inicial significativamente menor, presenta una evolución más acusada del sistema poroso. La porosidad total varía en el rango aproximado de 1.8 a 3.0 %, con una clara disminución a temperaturas intermedias (200–300 ºC) y un incremento posterior a 400 ºC. A

diferencia de la caliza Bateig Azul, la contribución de la porosidad interparticular es relevante (≈ 0.35–0.80 %), lo que evidencia la presencia de microfisuración intergranular. El diámetro modal muestra una elevada variabilidad (≈ 0.004–0.10 μm), lo que refleja una distribución de tamaños de poro más heterogénea y multimodal.

La densidad aparente presenta valores ligeramente superiores y una variación limitada con la temperatura, lo que confirma lo obtenido para la densidad seca en la sección anterior. Estos resultados indican que el tratamiento térmico induce una evolución compleja del sistema poroso, caracterizada por una fase inicial de compactación seguida de la generación de microfisuración.

Tabla 2. Rangos de parámetros obtenidos mediante PIM.

Tª [ºC]	Parámetro	Bateig Azul	Pedra de Borriol	Granito Gris Quintana
25	Porosidad total [%]	10.2 – 12.7	2.11	0.37 – 0.92
	Porosidad interparticular [%]	0.21 – 0.45	1.48	0.14 – 0.37
	Porosidad intraparticular [%]	10.00 – 12.28	0.63	0.00 – 0.78
	Densidad aparente [kg·m^{-3}]	2381 – 2397	2623	2560 – 2645
	Diámetro modal [μm]	0.012 – 0.029	0.00435	0.00746 – 0.05933
200	Porosidad total [%]	12.17 – 12.78	1.96	0.50 – 0.58
	Porosidad interparticular [%]	0.51	0.80	0.16 – 0.40
	Porosidad intraparticular [%]	11.66 – 12.27	1.16	0.10 – 0.42
	Densidad aparente [kg·m^{-3}]	2351 – 2371	2702	2589 – 2662
	Diámetro modal [μm]	0.0090 – 0.0221	0.00462	0.00714 – 0.0297
300	Porosidad total [%]	11.80 – 13.41	1.84	0.25 – 0.50
	Porosidad interparticular [%]	0.36	0.35	0.20 – 0.28
	Porosidad intraparticular [%]	11.44 – 13.04	1.49	0.05 – 0.21
	Densidad aparente [kg·m^{-3}]	2376 – 2394	2711	2601 – 2649
	Diámetro modal [μm]	0.0093 – 0.0422	0.1016	0.00616 – 0.1731
400	Porosidad total [%]	11.99 – 13.39	2.38 – 2.97	0.29 – 0.78
	Porosidad interparticular [%]	0.36	0.68 – 0.72	0.06 – 0.29
	Porosidad intraparticular [%]	11.63 – 13.03	1.70 – 2.25	0.00 – 0.71
	Densidad aparente [kg·m^{-3}]	2309 – 2383	2694 – 2711	2645 – 2665
	Diámetro modal ¨[μm]	0.0063 – 0.0140	0.0283 – 0.1016	0.00717 – 4.747

En el caso del granito Gris Quintana, la porosidad total es muy baja en comparación con las calizas, situándose en un rango aproximado de 0.25 a 0.92 %. La porosidad está asociada principalmente a microfisuración, con una contribución variable de porosidad inter e intraparticular dependiendo de la muestra. La evolución con la temperatura muestra un comportamiento no lineal, si bien las variaciones de porosidad a temperaturas intermedias son de pequeña magnitud y pueden verse afectadas por la incertidumbre experimental.

La ligera reducción de la porosidad a temperaturas intermedias, y el incremento a 400 ºC, indica la activación progresiva de mecanismos de daño térmico. La disminución observada a temperaturas intermedias puede estar asociada al cierre de microfisuras preexistentes o a la redistribución de tensiones internas durante las primeras etapas del calentamiento. A temperaturas más elevadas, la generación de microfisuración inducida térmicamente pasa a dominar el comportamiento, favoreciendo tanto la aparición de nuevos poros como la apertura de discontinuidades previamente cerradas. El amplio rango del diámetro modal (≈ 0.006–4.7 μm) refleja la coexistencia de microporos y poros de mayor tamaño asociados a fisuración, lo que evidencia una evolución hacia un sistema poroso más heterogéneo y conectado.

3.3. ANÁLISIS MINERALÓGICO

El análisis mediante difracción de rayos X se llevó a cabo con el objetivo de evaluar posibles transformaciones mineralógicas inducidas por el tratamiento térmico en las tres litologías estudiadas. Para ello, se compararon los difractogramas normalizados correspondientes a las muestras patrón (25 ºC) y a las muestras tratadas a 200, 300 y 400 ºC. En los tres tipos de rocas estudiados, los difractogramas (Figura 2) muestran una notable estabilidad en la posición de los picos de difracción, sin desplazamientos apreciables en 2θ ni aparición o

desaparición de reflexiones características. Este comportamiento indica la ausencia de transformaciones de fase detectables en el intervalo de temperaturas considerado, lo que es consistente con los rangos de estabilidad térmica de las fases minerales presentes.

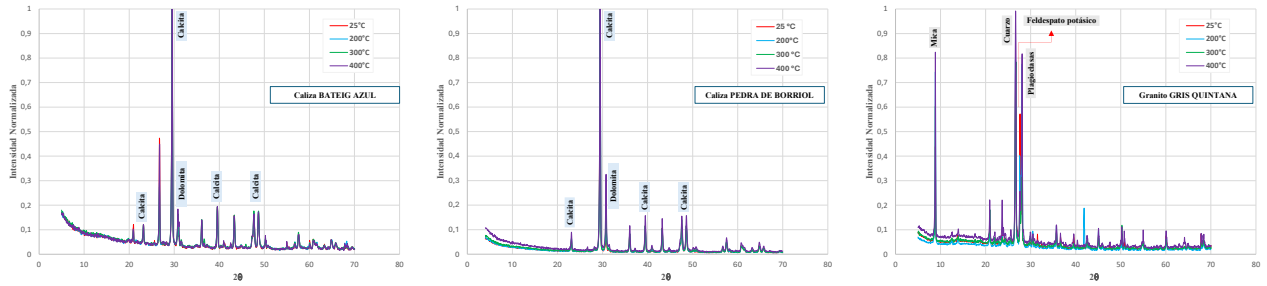


Figura 2. Difractogramas normalizados de los tres tipos de rocas incluidas en este estudio.

En la caliza Bateig Azul, los difractogramas están dominados por las reflexiones de la calcita, que se mantienen invariables en posición e intensidad relativa en todas las condiciones térmicas. La ausencia de nuevas fases, junto con la invariabilidad de los picos principales, confirma que no se produce descarbonatación en el rango estudiado. Las ligeras variaciones observadas en la intensidad relativa de algunas reflexiones pueden atribuirse a efectos de orientación preferente, heterogeneidad entre probetas o cambios en la microestructura cristalina a escala submicrométrica, sin implicar alteraciones mineralógicas.

La caliza Pedra de Borriol presenta un comportamiento análogo, con difractogramas igualmente dominados por calcita y sin evidencias de formación de óxidos o fases de descomposición térmica. No obstante, en este material se observa una mayor variabilidad en la intensidad relativa de las reflexiones, lo que sugiere una mayor sensibilidad a cambios microestructurales inducidos por el calentamiento. Esta respuesta es coherente con la evolución observada en los ensayos de porosimetría, donde se identifica una transición desde un régimen de compactación a temperaturas intermedias hacia la generación de microfisuración a 400 ºC.

En el caso del granito Gris Quintana, los difractogramas muestran la persistencia de las fases minerales características, principalmente cuarzo, feldespatos (potásicos y plagioclasas) y micas. Las posiciones de los picos se mantienen constantes en todo el rango térmico, lo que confirma la ausencia de transformaciones cristalinas detectables hasta 400 ºC. Sin embargo, se observa una mayor dispersión en las intensidades relativas de las reflexiones en comparación con las calizas, atribuible tanto a la heterogeneidad mineralógica intrínseca del granito como a efectos microestructurales derivados del calentamiento. En particular, la posible generación de microfisuración inducida por la expansión térmica diferencial entre fases minerales puede alterar la respuesta difractométrica sin modificar la estructura cristalina.

4. DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos en este estudio permiten establecer una interpretación integrada del efecto del tratamiento térmico sobre las propiedades petrofísicas y la estructura interna de las tres litologías analizadas. Los resultados evidencian que la respuesta al tratamiento térmico está fuertemente condicionada por la porosidad inicial y la naturaleza petrográfica de cada material, y que los mecanismos dominantes en el rango de temperaturas estudiado (hasta 400 ºC) son de carácter microestructural, más que mineralógico.

El término temperaturas moderadas se emplea aquí en el contexto de la estimulación térmica aplicada a sistemas geotérmicos. La temperatura máxima ensayada, 400 °C, elevada desde una perspectiva convencional, se sitúa por debajo de los umbrales asociados a transformaciones mineralógicas significativas en las litologías estudiadas, como la descarbonatación de la calcita (>600 °C) o la transición α–β del cuarzo (~573 °C). En este rango térmico, los cambios observados están dominados principalmente por procesos microestructurales asociados a la generación y evolución de microfisuras, más que por alteraciones mineralógicas.

Desde el punto de vista mineralógico, los análisis de DRX muestran una elevada estabilidad en las tres litologías. En las calizas, la persistencia de la calcita y la ausencia de CaO confirman que no se produce descarbonatación, en coherencia con la estabilidad térmica de este mineral, cuya descomposición se produce a temperaturas superiores a 600 ºC (Rodriguez-Navarro *et al*., 2009). En el granito, la estabilidad de cuarzo, feldespatos y micas es igualmente consistente con sus rangos de estabilidad térmica, ya que la transición α–β del cuarzo ocurre a temperaturas superiores (~573 ºC), y los procesos de deshidratación de las micas se desarrollan a temperaturas más elevadas que las consideradas en este estudio (Tomás *et al*., 2025). No obstante,

a pesar de esta estabilidad mineralógica, se observan variaciones en las intensidades relativas de los picos de difracción, particularmente en el granito y en la caliza Pedra de Borriol, que pueden interpretarse como consecuencia de cambios microestructurales, tales como la generación de microfisuración, la redistribución de tensiones internas o la modificación de la orientación preferente de los cristales. Este tipo de comportamiento ha sido descrito en la literatura como una respuesta típica de rocas sometidas a calentamiento en rangos térmicos moderados, donde los cambios estructurales preceden a las transformaciones mineralógicas (Heap *et al*., 2016; Yavuz *et al*., 2010; Wu *et al*., 2022).

Los resultados de porosidad convencional y densidad refuerzan esta interpretación. En todas las litologías, la densidad muestra variaciones relativamente limitadas, lo que indica la ausencia de cambios volumétricos significativos asociados a transformaciones mineralógicas. Sin embargo, se observa una evolución clara de la porosidad abierta y, especialmente, de la porosidad interconectada, lo que pone de manifiesto la generación de daño microestructural inducido térmicamente. Este comportamiento es particularmente evidente en las rocas de baja porosidad inicial, como la caliza Pedra de Borriol y el granito, donde pequeños cambios en la microestructura se traducen en incrementos significativos de conectividad.

Los ensayos de PIM permiten profundizar en estos mecanismos, evidenciando que el tratamiento térmico induce una evolución diferenciada del sistema poroso en función de la litología. En la caliza Bateig Azul, de elevada porosidad inicial, la porosidad total se mantiene prácticamente constante, mientras que se produce una ligera reorganización del sistema poroso y un incremento de la conectividad. Este comportamiento sugiere que el tratamiento térmico actúa principalmente sobre la redistribución y apertura de poros preexistentes, sin generar una cantidad significativa de nueva porosidad. Por el contrario, en la caliza Pedra de Borriol se observa una evolución más compleja, caracterizada por una disminución inicial de la porosidad total a temperaturas intermedias (200–300 ºC), seguida de un incremento a 400 ºC. Este comportamiento puede interpretarse como el resultado de dos mecanismos competitivos: un proceso inicial de compactación o cierre de poros asociado a la relajación de tensiones internas, seguido de la generación progresiva de microfisuración térmica a temperaturas más elevadas. Este fenómeno se traduce en un aumento significativo de la porosidad abierta y, especialmente, de la conectividad, lo que indica la formación de una red de microfisuras interconectadas. Resultados similares han sido reportados en rocas carbonatadas sometidas a tratamientos térmicos, donde la evolución de la porosidad está controlada por la interacción entre procesos de compactación y microfisuración (Heap *et al*., 2016; Yavuz *et al*., 2010).

En el caso del granito Gris Quintana, la evolución del sistema poroso está dominada por la generación de microfisuración inducida por la dilatación térmica diferencial entre minerales. La coexistencia de fases con distintos coeficientes de expansión térmica (cuarzo, feldespatos y micas) favorece la aparición de tensiones internas durante el calentamiento y el enfriamiento, lo que conduce a la nucleación y propagación de microfisuras tanto intergranulares como intragranulares (Griffiths *et al*., 2017; Heap *et al*., 2016). No obstante, los resultados indican que este proceso no es estrictamente progresivo, sino que presenta un comportamiento no lineal, con una etapa intermedia en la que la porosidad total no aumenta de forma significativa, seguida de un incremento más acusado a 400 ºC, lo que sugiere una transición desde mecanismos dominados por el reajuste microestructural hacia la generación efectiva de microfisuración térmica (Tomás *et al.,* 2025). El incremento de la porosidad abierta y, especialmente, de la fracción de poros accesibles, indica que el principal efecto del tratamiento térmico es la mejora de la conectividad del sistema poroso. Este incremento puede atribuirse tanto a la formación de nuevas microfisuras como a la reapertura de discontinuidades preexistentes, lo que resulta clave para la mejora potencial de la permeabilidad en este tipo de materiales, si bien este efecto se infiere indirectamente a partir de la evolución de la conectividad del sistema poroso.

Los resultados de los ensayos de PIM ponen de manifiesto que, mientras que en rocas con alta porosidad inicial el efecto del tratamiento térmico se limita a la reorganización del sistema poroso, en rocas compactas el proceso conduce a la generación de nueva porosidad asociada a microfisuración. En este sentido, el granito no parte de un sistema poroso completamente desconectado, sino de una red de microfisuras parcialmente accesibles, cuya conectividad se ve progresivamente favorecida por el tratamiento térmico.

Este comportamiento es coherente con los resultados obtenidos en los ensayos de porosidad global y refuerza la importancia de la estructura inicial en la respuesta térmica de los materiales.

La integración de todos los resultados permite concluir que, en el rango de temperaturas estudiado, el tratamiento térmico induce cambios significativos en las propiedades petrofísicas de las rocas sin que se produzcan transformaciones mineralógicas detectables. Este desacoplamiento entre estabilidad mineralógica y evolución microestructural es un aspecto clave en la interpretación del daño térmico, ya que indica que las

mejoras en porosidad y conectividad están controladas por procesos físicos (microfisuración, apertura de poros, coalescencia), más que por reacciones químicas o cambios de fase.

Desde la perspectiva de su aplicación en sistemas geotérmicos estimulados (EGS), estos resultados tienen implicaciones relevantes. En particular, ponen de manifiesto que la estimulación térmica puede ser una estrategia eficaz para incrementar la permeabilidad en rocas compactas, como el granito y la caliza de baja porosidad, mediante la generación de redes de microfisuras interconectadas.

Este mecanismo resulta especialmente atractivo, ya que permite mejorar las propiedades hidráulicas del reservorio sin alterar su composición mineralógica, lo que reduce el riesgo de reacciones químicas indeseadas o inestabilidad mineral. Por otro lado, en rocas con elevada porosidad inicial, como la caliza Bateig Azul, el efecto del tratamiento térmico es más limitado y se centra en la mejora de la conectividad del sistema poroso existente. Esto sugiere que la eficacia de la estimulación térmica depende en gran medida de la estructura inicial del material, siendo más efectiva en rocas compactas que en aquellas ya altamente porosas.

5. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos permiten extraer las siguientes conclusiones principales:

- El tratamiento térmico hasta 400 ºC no produce transformaciones mineralógicas detectables mediante DRX en ninguna de las litologías analizadas, manteniéndose estables las fases minerales principales, lo que indica que los cambios observados están dominados por procesos de naturaleza microestructural.
- El daño térmico se manifiesta mediante un incremento de porosidad abierta y de conectividad del sistema poroso, más que por un aumento significativo de la porosidad total, que pone de relieve la importancia del porcentaje de poros accesibles como parámetro clave en la evaluación de la estimulación térmica.
- La respuesta al tratamiento térmico depende de la porosidad inicial y de la litología. En la caliza Bateig Azul, el efecto dominante es la reorganización del sistema poroso existente, mientras que en la caliza Pedra de Borriol y el granito la evolución está más asociada a la generación y conexión de microfisuras.
- En las rocas de baja porosidad, el comportamiento con la temperatura no es estrictamente lineal, si bien los cambios en porosidad total a temperaturas intermedias son de magnitud reducida y deben interpretarse con cautela en relación con la incertidumbre experimental. Se observa una etapa intermedia en la que los cambios en la porosidad total son limitados, seguida de un incremento más acusado a 400 ºC. Este comportamiento refleja la transición entre procesos de reajuste microestructural y la generación efectiva de microfisuración térmica.
- En el caso del granito, el principal efecto del tratamiento térmico es el aumento progresivo de la conectividad del sistema poroso, siendo este parámetro el más representativo y robusto frente a la incertidumbre experimental, evidenciado por el incremento de la fracción de poros accesibles, lo que sugiere que la mejora potencial de la permeabilidad está más relacionada con la interconexión de microfisuras que con el incremento del volumen total de poros.

En conjunto, los resultados obtenidos confirman el potencial de la estimulación térmica como técnica útil para el desarrollo de sistemas geotérmicos mejorados, especialmente en formaciones de baja permeabilidad. Se pone de manifiesto que su eficacia depende en gran medida de la litología, la porosidad inicial y la respuesta microestructural de la roca, factores que deben considerarse para optimizar su aplicación en condiciones reales.

Como líneas futuras de investigación, resulta necesario cuantificar de forma directa la permeabilidad asociada a los cambios observados, así como evaluar el efecto de ciclos térmicos repetidos y de condiciones de confinamiento representativas de reservorios profundos. Asimismo, será clave incorporar técnicas avanzadas de caracterización microestructural, como la microtomografía computarizada de rayos X (micro-CT) o la microscopía electrónica de barrido (SEM), que permitan analizar con mayor detalle la evolución tridimensional de la red de microfisuras y su grado de conectividad.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Departamento de Ingeniería de los Transportes y del Terreno de la Universitat Politècnica de València y al Departamento de Explotación y Prospección de Minas de la Universidad de Oviedo por su continuo apoyo. Así mismo agradecen a los Servicios Técnicos de Investigación de la Universidad de Alicante que realizaron los ensayos de DRX y PIM. Esta investigación fue financiada por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España

mediante la subvención MCINN-23-PID2022-142015OB-I00, financiada por MCIN/AEI/10.13039/501100011033 y por el programa «FEDER: Una forma de hacer Europa».

REFERENCIAS

Boretti, A. (2025). Enhanced geothermal systems: Potential, challenges, and a realistic path to integration in a sustainable energy future. In *Next Energy* (Vol. 8). Elsevier B.V. https://doi.org/10.1016/j.nxener.2025.100332

Breede, K., Dzebisashvili, K., Liu, X., y Falcone, G. (2013). A systematic review of enhanced (or engineered) geothermal systems: past, present and future. In *Geothermal Energy* (Vol. 1, Number 1). SpringerOpen. https://doi.org/10.1186/2195-9706-1-4

Evans, K. F., Zappone, A., Kraft, T., Deichmann, N., y Moia, F. (2012). A survey of the induced seismic responses to fluid injection in geothermal and CO2 reservoirs in Europe. *Geothermics*, *41*, 30–54.

Griffiths, L., Heap, M. J., Baud, P., y Schmittbuhl, J. (2017). Quantification of microcrack characteristics and implications for stiffness and strength of granite. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, *100*, 138–150. https://doi.org/10.1016/J.IJRMMS.2017.10.013

Heap, M. J., Baud, P., Meredith, P. G., Vinciguerra, S., Bell, A. F., y Main, I. G. (2016). Microcracking, damage, and failure of rocks under thermal stress. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 121(3), 1553–1575.

Jing, X., Sun, Q., Jia, H., Ge, Z., y Wang, T. (2021). Influence of high-temperature thermal cycles on the pore structure of red sandstone. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *80*(10), 7817–7830. https://doi.org/10.1007/s10064-021-02389-x

Liu, J., Wang, Z., Shi, W., y Tan, X. (2024). Experiments on the thermally enhanced permeability of tight rocks: A potential thermal stimulation method for Enhanced Geothermal Systems. *Energy Sources, Part A: Recovery, Utilization and Environmental Effects*, *46*(1), 6240–6253. https://doi.org/10.1080/15567036.2020.1745332

McClure, M. W. y Horne, R. N. (2014). An investigation of stimulation mechanisms in Enhanced Geothermal Systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, *72*, 242–260. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.07.011

Rodriguez-Navarro, C., Ruiz-Agudo, E., Luque, A., Rodriguez-Navarro, A. B., & Ortega-Huertas, M. (2009). Thermal decomposition of calcite: Mechanisms and kinetics. *American Mineralogist*, 94, 578–593.

Siratovich, P. A., von Aulock, F. W., Lavallée, Y., Cole, J. W., Kennedy, B. M., y Villeneuve, M. C. (2015a). Thermoelastic properties of the Rotokawa Andesite: A geothermal reservoir constraint. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, *301*, 1–13. https://doi.org/10.1016/j.jvolgeores.2015.05.003

Siratovich, P., Cole, J., Heap, M., Villeneuve, M., Reuschlé, T., Swanson, K., Kennedy, B., Gravley, D., y Lavallée, Y. (2015b). Experimental Thermal Stimulation of the Rotokawa Andesite. In *Proceedings World Geothermal Congress*.

Tester, J. (2007). Congressional Testimony for "Oversight hearing on Renewable Energy Opportunities and Issues on Federal Lands: Review of Title II, Subtitle B-Geothermal Energy of EPAct; and other renewable programs and proposal for public resources" *The Future of Geothermal Energy*.

Tester, J. W., Anderson, B. J., Batchelor, A. S., Blackwell, D. D., DiPippo, R., Drake, E. M., ... y Petty, S. (2006). The future of geothermal energy. Massachusetts Institute of Technology, 358(1–3).

Tomás, R., Benavente, D., Martínez-Ibáñez, V., y Garrido, M. E. (2025). How do high temperatures affect rock properties? A comprehensive review of experimental thermal effects and underlying mechanisms. In *Engineering Geology* (Vol. 357). Elsevier B.V. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2025.108323

Wu, Y., Peng, K., Zou, Q., Long, K., y Wang, Y. (2022). Tensile Properties and Damage Evolution Laws of Granite After High- and Low-Temperature Cycles. *Natural Resources Research*, *31*(3), 1289–1306. https://doi.org/10.1007/s11053-022-10025-y

Yavuz, H., Demirdag, S., y Caran, S. (2010). Thermal effect on the physical properties of carbonate rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 47(1), 94–103. https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2009.09.014

Zhu, D., Jing, H., Yin, Q., Ding, S., y Zhang, J. (2020). Mechanical Characteristics of Granite After Heating and Water-Cooling Cycles. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, *53*(4), 2015–2025. https://doi.org/10.1007/s00603-019-01991-6

Zhu, Z., Tian, H., Chen, J., Jiang, G., Dou, B., Xiao, P., y Mei, G. (2020). Experimental investigation of thermal cycling effect on physical and mechanical properties of heated granite after water cooling. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *79*(5), 2457–2465. https://doi.org/10.1007/s10064-019-01705-w.

ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL TRANSPORTE DE GAS EN ARCILLAS DE MUY BAJA PERMEABILIDAD CON IMPLICACIONES EN SELLOS Y BARRERAS

Laura GONZALEZ-BLANCO[(1)]* y Enrique ROMERO[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) y
Centro Internacional de Mètodes Numèrics en l'Enginyeria (CIMNE)
*laura.gonzalez.blanco@upc.edu

RESUMEN

La migración de gas constituye uno de los procesos acoplados más relevantes en sistemas geotécnicos de muy baja permeabilidad. En el contexto del almacenamiento geológico profundo (AGP) de residuos radiactivos, la acumulación de gas, producido principalmente por corrosión anaerobia y procesos geoquímicos, puede inducir sobrepresiones capaces de modificar el comportamiento hidromecánico tanto de la roca huésped como de las barreras ingenieriles. Este trabajo presenta un análisis experimental comparativo del transporte de gas en diferentes materiales arcillosos representativos de un sistema multicapa: rocas arcillosas naturales (Boom Clay, Opalinus Clay y Brown Dogger) y barreras ingenieriles basadas en bentonita (bentonita granular, mezclas de pellets y polvo, y mezclas de arena y bentonita). Los ensayos se realizaron en condiciones edométricas, isotrópicas e isocóricas de alta presión, bajo estados tensionales representativos del repositorio y controlando el grado de saturación y la historia tensional previa. Los resultados muestran que el transporte de gas no está gobernado únicamente por la permeabilidad intrínseca, sino por la interacción entre la microestructura, el estado tensional y las condiciones de inyección. En las rocas arcillosas, la permeabilidad efectiva al gas disminuye con el grado de induración, y el gas migra a través de trayectorias preferenciales una vez superada una presión característica. En los materiales bentoníticos, la permeabilidad efectiva al gas está fuertemente controlada por la estructura inicial y su evolución durante la hidratación: en bentonitas granulares y en mezclas pellets/polvo disminuye varios órdenes de magnitud al reducirse la porosidad intergranular, mientras que las mezclas arena–bentonita mantienen una mayor capacidad de disipación del gas debido a la persistencia de un esqueleto granular. Los ensayos de resaturación confirman la elevada capacidad de autosellado de estos materiales ricos en arcilla, recuperando valores de permeabilidad al agua próximos a los iniciales. El trabajo proporciona criterios experimentales para el diseño y la evaluación de sellos y barreras en AGP, con implicaciones extensibles a otras aplicaciones geotécnicas en las que la generación o el almacenamiento de gas son relevantes, como el almacenamiento subterráneo de hidrógeno y CO_2, el diseño de cubiertas y barreras en vertederos o la gestión de sedimentos marinos con presencia de metano.

ABSTRACT

Gas migration is one of the most relevant coupled processes in very low-permeability geotechnical systems. In the context of deep geological disposal (DGD) of radioactive waste, gas accumulation, mainly produced by anaerobic corrosion and geochemical processes, may induce pressure build-up capable of modifying the hydro-mechanical behaviour of both the host rock and the engineered barriers. This paper presents a comparative experimental analysis of gas

transport in different clay-based materials representative of a multi-barrier system: natural clay host rocks (Boom Clay, Opalinus Clay and Brown Dogger) and bentonite-based engineered barriers (granular bentonite, pellet/powder mixtures, and sand/bentonite mixtures). The tests were carried out under high-pressure oedometer, isotropic or isochoric conditions, at stress states representative of repository conditions, while controlling the degree of saturation and the previous stress history. The results show that gas transport is not governed solely by intrinsic permeability, but by the interaction between the microstructure, the stress state and the injection conditions. In clayey host rocks, the effective gas permeability decreases with the degree of induration, and gas migrates through preferential pathways once a characteristic pressure is exceeded. In bentonite-based materials, effective gas permeability is strongly controlled by the initial structure and its evolution during hydration: in granular bentonite and pellet/powder mixtures, it decreases by several orders of magnitude as intergranular porosity is reduced, whereas sand/bentonite mixtures maintain a greater gas dissipation capacity due to the persistence of a granular skeleton. Re-saturation tests confirm the high self-sealing capacity of these clay-rich materials, with water permeability values recovering close to their initial ones. This work provides experimental criteria for the design and assessment of seals and barriers in DGD, with implications that can be extended to other geotechnical applications in which gas generation or storage is relevant, such as underground hydrogen and CO_2 storage, the design of landfill covers and barriers, or the management of methane-bearing marine sediments.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Barreras de arcilla (Clay barriers); Transporte de gas (Gas transport); Almacenamiento geológico profundo (Deep geological disposal).*

1. INTRODUCCIÓN

El transporte de gas en medios arcillosos de muy baja permeabilidad constituye un problema geotécnico relevante en diversas aplicaciones energéticas y medioambientales. La acumulación y migración de gases puede generar sobrepresiones capaces de modificar el estado tensional efectivo, alterar la microestructura del material y comprometer temporalmente la función de barrera hidráulica. Estos procesos aparecen en contextos como el almacenamiento subterráneo de dióxido de carbono, el diseño de cubiertas sellantes en vertederos, la estabilidad de sedimentos marinos con presencia de metano o el almacenamiento subterráneo de energía (Ng et al., 2015; McCartney et al., 2016).

Entre estas aplicaciones, el almacenamiento geológico profundo (AGP) de residuos radiactivos constituye uno de los escenarios más exigentes desde el punto de vista geotécnico (Levasseur et al. 2022). Las formaciones geológicas seleccionadas como roca huésped se eligen atendiendo a diversos criterios, entre los que destacan su estabilidad geológica a largo plazo, su baja conductividad hidráulica, su capacidad de confinamiento geoquímico y su comportamiento mecánico favorable. A nivel internacional se consideran principalmente tres grandes tipologías de rocas huésped: graníticas, salinas y arcillosas. En este trabajo el análisis se centra en rocas arcillosas, ya que su comportamiento relativamente dúctil favorece los procesos de autosellado.

En algunos conceptos de repositorio basados en rocas arcillosas, la baja permeabilidad de la formación huésped se complementa con el uso de materiales arcillosos expansivos, principalmente bentonitas, como parte de las barreras ingenieriles. Estos materiales se diseñan para presentar permeabilidades hidráulicas muy bajas y una elevada capacidad de hinchamiento, con el objetivo de retrasar al máximo la posible llegada de radionúclidos a la biosfera en caso de degradación o fallo parcial del sistema (Villar y Lloret, 2008; Marschall et al., 2024).

Sin embargo, esta muy baja permeabilidad introduce un reto adicional asociado a la gestión del gas generado en el repositorio. El gas se produce principalmente por corrosión anaerobia de componentes metálicos, radiólisis del agua y actividad microbiana. Dependiendo del estado tensional, del grado de saturación y de la historia hidromecánica del material, el gas puede migrar por difusión disuelto en el agua intersticial, por flujo bifásico advectivo o mediante trayectorias preferenciales inducidas por presión (Marschall et al., 2005; Shaw 2015; Levasseur et al., 2024). Estos procesos implican una interacción compleja entre fluidos, la evolución microestructural y la redistribución tensional, que debe analizarse dentro de un marco hidromecánico acoplado para evaluar adecuadamente la integridad del sistema.

En paralelo, el diseño de barreras ingenieriles permite modular el comportamiento frente al gas mediante la selección de tipologías de bentonita o la incorporación de fracciones granulares, como en las mezclas arena/bentonita empleadas en sellos permeables al gas (Arnedo et al., 2008; Gonzalez-Blanco et al. 2020; Romero et al., 2023; Mesa-Alcantara et al., 2023; Zeng et al., 2026).

El presente trabajo presenta una comparación experimental integrada entre rocas arcillosas naturales (Boom Clay, Opalinus Clay y Brown Dogger) y barreras ingenieriles de bentonita, analizando su respuesta hidromecánica ante la inyección de gas y su capacidad de autosellado tras la resaturación. El objetivo es proporcionar criterios experimentales que contribuyan al diseño y la evaluación de sistemas de sellado en AGP y en otras aplicaciones geotécnicas, donde la presencia de gas presurizado desempeña un papel relevante.

2. MATERIALES

Con el fin de analizar de forma comparativa el comportamiento frente al transporte de gas de los distintos componentes de un sistema multicapa de almacenamiento geológico profundo, se seleccionaron materiales representativos tanto de roca huésped arcillosa como de barreras ingenieriles basadas en bentonita. La selección cubre un amplio rango de propiedades en términos de induración, porosidad, microestructura y capacidad de autosellado.

2.1. ROCAS ARCILLOSAS

Se estudiaron tres formaciones arcillosas consideradas como rocas huésped potenciales en programas europeos de almacenamiento geológico profundo: la Boom Clay estudiada en el concepto belga de AGP y la Opalinus Clay (OPA) y Brown Dogger (BD) candidatas en el concepto suizo. Estas formaciones proceden de distintos niveles de profundidad y presentan diferentes grados de induración, lo que permite analizar la influencia de estos factores en el transporte de gas y en la respuesta hidromecánica del medio (Gonzalez-Blanco et al., 2022).

Todas las muestras se obtuvieron mediante sondeos profundos, preservando en lo posible la estructura sedimentaria del material y asumiendo una descarga no drenada durante la extracción. Posteriormente se mecanizaron para obtener probetas cilíndricas del tamaño requerido para los ensayos hidromecánicos. En todos los casos se prestó especial atención a la orientación de la estratificación, dado que la anisotropía sedimentaria puede influir significativamente en el transporte de fluidos en este tipo de rocas.

- Boom Clay (BC). La Boom Clay es una arcilla cenozoica poco indurada procedente del laboratorio subterráneo de HADES en Mol (Bélgica), extraída a una profundidad aproximada de 223 m. Su fracción arcillosa está compuesta principalmente por caolinita (20–30%), illita (20–30%) y esmectita (10–20%). Presenta densidades secas comprendidas entre 1.66 y 1.69 Mg/m³, relaciones de vacíos del orden de 0.6 y un grado de saturación cercano a la unidad. Su estructura muestra una estratificación bien definida, lo que da lugar a una anisotropía hidráulica y mecánica.
- Opalinus Clay (OPA). La Opalinus Clay es una arcilla jurásica indurada. Las muestras utilizadas proceden del sondeo Schlattingen-1, a una profundidad aproximada de 936 m. Esta formación contiene entre 34% y 63% de minerales arcillosos, predominantemente illita y capas mixtas illita/esmectita. Presenta densidades secas del orden de 2.4 Mg/m³ y porosidades cercanas a 0.10, lo que se traduce en una elevada rigidez y una permeabilidad hidráulica muy baja.
- Brown Dogger (BD). La Brown Dogger, también de edad jurásica y procedente del mismo sondeo que la OPA, fue muestreada a una profundidad aproximada de 782 m. Se trata de una arcillita laminada con intercalaciones arenosas y carbonatadas. El contenido de minerales arcillosos varía entre 34% y 52%. Presenta densidades secas en torno a 2.48 Mg/m³ y una porosidad similar a la OPA, pero con una plasticidad ligeramente menor.

2.2. BARRERAS INGENIERILES BASADAS EN BENTONITA

La bentonita utilizada en todos los materiales estudiados corresponde a una bentonita sódica tipo MX-80, compuesta mayoritariamente por montmorillonita (≈90%). Este material presenta un elevado límite líquido, comprendido entre 420% y 575%, y un límite plástico entre 53% y 77%, lo que le confiere una alta capacidad de hinchamiento (Zeng et al., 2023). En este estudio se analizaron diferentes tipologías de materiales con esta bentonita propuestos en sistemas de sellado de repositorio.

- Bentonita compuesta (*Composite Bentonite*, CB). Está formada por mezclas binarias de pellets y polvo de bentonita MX-80 (Mesa-Alcantara et al., 2020; Molinero-Guerra et al., 2016). Los pellets

se fabrican mediante compactación uniaxial, lo que genera una estructura anisótropa y una forma aproximadamente esférica con diámetros cercanos a 7 mm. En el estado inicial presentan densidades secas cercanas a 2.06 Mg/m³ y contenidos de agua del orden de 5–7%. Durante su almacenamiento en laboratorio (humedad relativa ≈50%), los pellets experimentan una ligera expansión anisótropa y cierta degradación superficial, aumentando su contenido de agua hasta 6.1% y 9.4% y reduciendo su densidad seca hasta 1.99 Mg/m³ (Mesa-Alcantara et al., 2024). El polvo de bentonita se obtuvo por trituración de pellets, con un tamaño máximo de partícula de 4.75 mm, un contenido de agua cercano al 9.5% y una densidad seca aproximada de 1.10 Mg/m³ (Mesa-Alcantara et al., 2020). Las muestras de CB se prepararon siguiendo un procedimiento de instalación por capas similar al empleado en experimentos in situ (Vertical SEALing Experiment, Mokni et al. 2023). En primer lugar, los pellets se colocaron individualmente en el molde formando un esqueleto granular con un elevado número de contactos entre partículas. Posteriormente, se añadió cuidadosamente el polvo de bentonita para rellenar parcialmente los huecos entre los pellets. Con el fin de estudiar el efecto de la heterogeneidad inicial del material, se prepararon mezclas con diferentes proporciones en masa de pellets y polvo (80/20 y 60/40). Estas variaciones modifican la fracción volumétrica de relleno de los macroporos entre los pellets y, por tanto, la estructura inicial del material. Las muestras se prepararon con densidades secas finales del orden de 1.49 Mg/m³, valor representativo de las configuraciones consideradas en sistemas de sellado de repositorio.

- Bentonita granular (*Granular Bentonite*, GB). Este material se obtiene por trituración de pellets de bentonita MX80 previamente compactados, lo que genera una distribución granulométrica amplia que incluye gránulos de hasta 10 mm junto con fracciones más finas. La GB presenta una humedad higroscópica del 7% en condiciones del laboratorio (humedad relativa ≈50%). Las muestras se compactaron estáticamente con diferentes contenidos iniciales de agua hasta alcanzar una densidad seca objetivo de aproximadamente 1.55 Mg/m³, valor representativo de las densidades medidas en el experimento in situ (Full-Scale Emplacement, Müller et al., 2018). A bajos contenidos de agua, las muestras mantienen una estructura claramente granular caracterizada por la presencia de macroporos intergranulares. Con el aumento del contenido de agua, los gránulos tienden a disgregarse progresivamente y la microestructura evoluciona hacia una organización más homogénea dominada por agregados finos (Zeng et al., 2025).

Tanto la GB como las mezclas CB se utilizan principalmente como materiales de sellado. En ambos casos, la estructura inicial del material presenta cierta heterogeneidad asociada a la presencia de macroporos entre gránulos o pellets. Durante la hidratación, la expansión de la bentonita provoca la reducción progresiva de estos macroporos y el relleno de los huecos intergranulares con material bentonítico de menor densidad.

- Mezcla de arena/bentonita (*Sand/Bentonite*, S/B). Esta mezcla está formada por arena de cuarzo Strobel BS650 y bentonita MX-80 en una proporción 80/20 en masa. Esta proporción coincide con la empleada en el experimento GAST (Romero et al., 2023; Toprak et al., 2024). Las muestras se prepararon mediante compactación dinámica por capas hasta alcanzar una densidad seca aproximada de 1.64 Mg/m³ con un contenido inicial de agua cercano al 12%. En estas condiciones, la fracción bentonítica ocupa los poros del esqueleto granular de arena, con una fracción volumétrica inicial de relleno cercana al 70%. Este tipo de mezclas combina un esqueleto granular dominante con una fracción expansiva de bentonita que controla la permeabilidad hidráulica del sistema, por lo que se ha propuesto en algunos países como material de sellado capaz de disipar el gas generado, manteniendo al mismo tiempo una baja permeabilidad al agua.

3. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

El programa experimental se diseñó para evaluar, de forma comparativa, la respuesta hidromecánica ante la inyección de gas en rocas arcillosas y en barreras ingenieriles, bajo condiciones representativas del AGP. Para ello se emplearon diferentes dispositivos de laboratorio capaces de reproducir estados tensionales elevados, controlar el grado de saturación y monitorizar presiones, volúmenes y deformaciones.

3.1. EQUIPOS EXPERIMENTALES

Los ensayos de inyección de gas se realizaron en equipos edométricos, isotrópicos e isocóricos de alta presión, desarrollados específicamente para el estudio de procesos hidromecánicos acoplados en materiales de muy baja permeabilidad. Las muestras ensayadas en todos los equipos tienen geometría cilíndrica con diámetros de

50 mm y espesores comprendidos entre 20 y 25 mm.

En las celdas edométricas, la tensión vertical se aplicó mediante un pistón hidráulico, cuyo desplazamiento se registró mediante transductores de desplazamiento de alta precisión. En las celdas isotrópicas, se aplicó confinamiento radial y axial uniforme mediante control de la presión de cámara, midiendo los desplazamientos. Las configuraciones isocóricas se emplearon en materiales bentoníticos parcialmente saturados para estudiar el desarrollo de la presión de hinchamiento medida con una célula de carga.

En los tres equipos, el control de fluidos se realizó por medio de controladores de presión y volumen independientes para agua y gas, imponiendo condiciones de flujo o presión controladas en los contornos de la muestra. Las variables monitorizadas incluyeron presión de entrada y salida de agua y gas, y volúmenes inyectados y recuperados.

3.2. TRAYECTORIAS HIDROMECÁNICAS PREVIAS A LA INYECCIÓN DE GAS

Antes de la fase de inyección de gas, las muestras se sometieron a diferentes trayectorias hidromecánicas en función del material y del objetivo de cada ensayo, con el fin de reproducir condiciones representativas del AGP.

En el caso de las rocas arcillosas, inicialmente, se llevó a cabo una etapa de reacondicionamiento para reproducir el estado tensional in situ. Las muestras se cargaron a humedad constante hasta alcanzar tensiones totales equivalentes a las tensiones geostáticas y posteriormente se sometieron a procesos de saturación bajo presión de agua. Este procedimiento evita el deterioro de la roca producido cuando el mojado se realiza a baja tensión, consiguiendo reducir la succión generada durante la extracción del sondeo y resaturar la muestra (Gonzalez-Blanco et al. 2025). Para la BC, la saturación se llevó a cabo bajo condiciones edométricas, mientras que en OPA y BD se aplicaron condiciones isotrópicas. Posteriormente se impuso una presión de agua en los contornos para establecer tensiones efectivas representativas de las in situ (Gonzalez-Blanco et al., 2022).

En los materiales bentoníticos, los ensayos se realizaron tanto en condiciones parcialmente saturadas como saturadas. En los ensayos con muestras no saturadas se utilizaron configuraciones isocóricas, lo que permitió registrar la evolución de la presión de hinchamiento durante la hidratación parcial. En los ensayos edométricos, la hidratación se llevó a cabo mediante inyección de agua a presión controlada, aplicando simultáneamente una tensión vertical para contrarrestar la expansión del material y mantener constante la altura de la muestra (Gonzalez-Blanco et al., 2020; Mesa-Alcantara et al., 2023; Zeng et al., 2023).

Inmediatamente antes de la fase de inyección de gas, se determinó la permeabilidad intrínseca al agua en las muestras saturadas para establecer un valor de referencia.

3.3. PROTOCOLO DE INYECCIÓN DE GAS

Con el objetivo de evaluar las propiedades de transporte de los distintos materiales, se realizaron ensayos de inyección de gas. Los gases utilizados fueron nitrógeno, helio o aire seco, según el dispositivo experimental.

En las rocas arcillosas (BC, OPA y BD), el gas se inyectó desde el contorno inferior de la muestra mediante un caudal volumétrico constante, manteniendo tensiones constantes bajo condiciones edométricas o isotrópicas. La presión de gas aumentó progresivamente hasta alcanzar un valor máximo inferior a la tensión principal mínima, para no inducir fractura del material y evitar el paso de gas por la interfase entre el anillo edométrico y la muestra, o entre la membrana y la muestra. Una vez alcanzada la presión máxima establecida, la inyección se paró manteniendo el volumen constante en el reservorio de entrada y registrando la caída de presión de gas durante la etapa de disipación.

En los materiales bentoníticos se aplicaron protocolos similares una vez alcanzados el estado tensional y el grado de saturación deseados. En este caso se utilizaron dos estrategias principales: la inyección a caudal volumétrico constante o el incremento escalonado de la presión de gas hasta alcanzar un valor máximo inferior a la presión de hinchamiento o a la tensión principal mínima.

Durante los ensayos se registraron la evolución de la presión en ambos contornos, el volumen de fluido evacuado y la deformación de las muestras. El *breakthrough* se identificó a partir de un aumento significativo del caudal de salida o de una caída de la presión de inyección. Posteriormente, durante la fase de disipación de presión a volumen constante, se estimó la permeabilidad efectiva al gas utilizando formulaciones basadas en la ley de Darcy para fluidos compresibles (Gonzalez-Blanco y Romero, 2024).

En este trabajo se distinguen tres conceptos relacionados con el inicio del flujo de gas. La presión de entrada de gas se define como la presión a la cual el gas comienza a penetrar en el medio saturado. El breakthrough se identifica experimentalmente como el momento en el que se detecta flujo continuo de gas en el contorno de salida, asociado a un incremento del caudal. La presión característica se utiliza aquí como un término general para describir el rango de presiones en el que se produce la transición entre el estado sin flujo y el desarrollo de trayectorias preferenciales. En la mayoría de los ensayos, estos valores son próximos, aunque no estrictamente coincidentes.

3.4. ETAPAS DE RESATURACIÓN Y EVALUACIÓN DEL AUTOSELLADO

Tras la fase de transporte de gas, algunas muestras fueron sometidas a procesos de resaturación con el objetivo de evaluar su capacidad de autosellado. Para ello, se comparó la permeabilidad intrínseca al agua antes y después de la inyección de gas y así poder cuantificar la posible recuperación de las propiedades hidráulicas.

3.5. ANÁLISIS MICROESTRUCTURALES

La caracterización de los materiales ensayados se complementó con la realización de análisis microestructurales en muestras seleccionadas antes y después de los ensayos de inyección de gas. Estos datos se utilizaron para caracterizar la estructura porosa y su posible evolución tras las diferentes etapas experimentales.

Se emplearon varias técnicas experimentales que aportan información a distintas escalas. En primer lugar, se realizaron observaciones mediante microtomografía computarizada de rayos X (micro-CT), que proporciona reconstrucciones tridimensionales no destructivas de la muestra y permite visualizar la distribución espacial de la porosidad. De forma complementaria, se utilizaron técnicas de microscopía electrónica de emisión de campo (FESEM) para analizar la morfología de los agregados y la organización de la microestructura a escala micrométrica. Asimismo, se realizaron ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) con el objetivo de caracterizar la distribución de tamaños de poro. El uso combinado de estas técnicas proporciona información multiescala sobre la red de poros de los materiales y el efecto que produce el transporte de gas.

4. RESULTADOS

4.1. TRANSPORTE DE GAS EN ROCAS ARCILLOSAS

Los ensayos de inyección de gas realizados en Boom Clay (BC), Opalinus Clay (OPA) y Brown Dogger (BD) mostraron diferencias sistemáticas en el comportamiento de transporte asociadas al grado de induración de las formaciones y a su estructura porosa.

A pesar de la permeabilidad hidráulica tan baja de estas rocas (valores medios del orden de 10^{-19} m^2 para la BC y de 10^{-21} m^2 para la OPA y la BD), se observó la migración del gas una vez alcanzada una presión crítica inferior a la tensión principal mínima (Gonzalez-Blanco et al. 2022).

La BC, la formación menos indurada de las estudiadas y situada a menor profundidad, presentó los valores más elevados de permeabilidad efectiva al gas, típicamente del orden de 10^{-18} m^2. La aparición del flujo de gas estuvo acompañada por deformaciones medibles bajo condiciones edométricas, asociadas a la reducción de la tensión efectiva durante la presurización. Estas deformaciones fueron más pronunciadas en muestras ensayadas con los planos de estratificación perpendiculares a la dirección de flujo, lo que pone de manifiesto el papel de la anisotropía sedimentaria en el desarrollo de trayectorias de flujo. Por el contrario, la OPA y la BD, ambas formaciones jurásicas más profundas y fuertemente induradas, mostraron permeabilidades efectivas al gas entre dos y tres órdenes de magnitud inferiores. En estos materiales, el desarrollo de trayectorias preferenciales fue más gradual y las deformaciones registradas durante la inyección de gas fueron significativamente menores, reflejando su mayor rigidez y menor porosidad. La Figura 1 presenta la permeabilidad efectiva al gas en función del índice de poros para las distintas formaciones estudiadas. La tendencia general muestra una disminución de la permeabilidad efectiva al gas con la reducción del índice de poros, lo que refleja el papel dominante de la estructura porosa y del grado de induración en el control del transporte de gas en rocas arcillosas profundas. En todos los casos, los valores de permeabilidad efectiva al gas obtenidos experimentalmente resultaron superiores a las permeabilidades hidráulicas intrínsecas del material, determinadas en condiciones saturadas (Gonzalez-Blanco et al., 2022). Este comportamiento sugiere que el transporte de gas no se produce únicamente a través de la red porosa existente, sino que implica la activación o apertura de discontinuidades inducidas por la presurización del gas y ligadas a las deformaciones registradas.

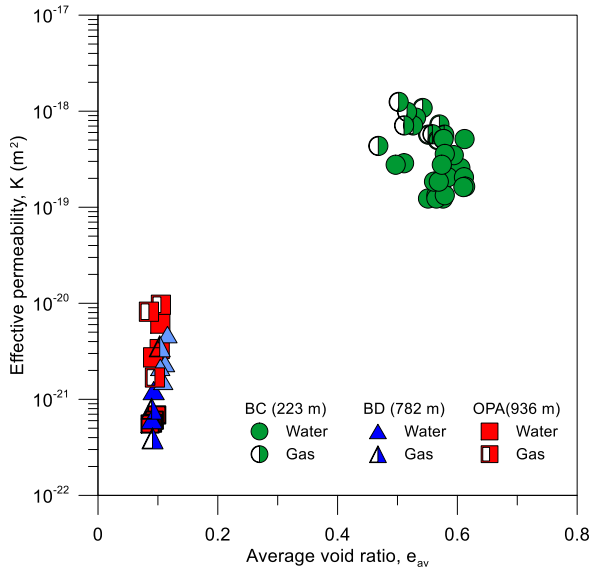


Figura 1. Permeabilidad efectiva al gas en función del índice de poros para las rocas arcillosas estudiadas.

Las observaciones microestructurales realizadas tras los ensayos apoyan esta interpretación. Los análisis mediante porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) mostraron un incremento del volumen de poros mayores de 2 µm respecto al estado inicial del material, compatible con la generación de vacíos asociados a trayectorias de flujo. De forma complementaria, las imágenes obtenidas mediante FESEM y micro-CT (Figura 2a) revelaron la presencia de microfisuras y zonas localizadas de apertura en la estructura arcillosa no presentes en el estado inicial (Figura 2b), coherentes con los mecanismos de dilatación inducidos por la presión del gas (Gonzalez-Blanco et al., 2016; Gonzalez-Blanco y Romero, 2024). Sin embargo, estos cambios estructurales no resultaron permanentes. Tras la resaturación de las muestras, las trayectorias previamente activadas dejaron de ser observables (Figura 2c), lo que indica un proceso de autosellado asociado a la rehidratación de los minerales arcillosos, recuperando en gran medida las propiedades hidráulicas del material intacto (Gonzalez-Blanco et al., 2024).

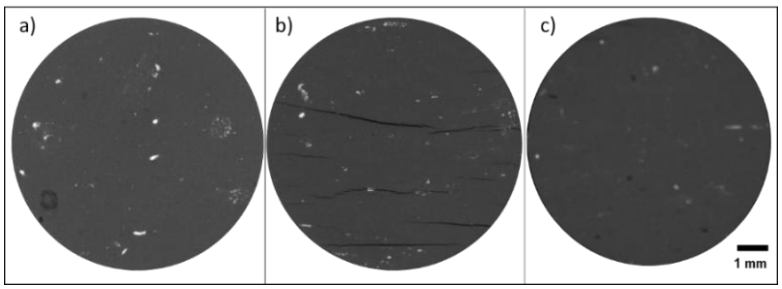


Figura 2. Imágenes de micro-CT en BC: a) estado inicial; b) después de la inyección del gas; y c) después de la resaturación.

4.2. TRANSPORTE DE GAS EN MATERIALES BENTONÍTICOS

La evolución de la permeabilidad efectiva al gas en función del grado de saturación se muestra en la Figura 3. En condiciones parcialmente saturadas, todas las tipologías presentan valores de permeabilidad al gas relativamente similares, debido a que, para grados de saturación inferiores al 85-90%, el transporte de gas está dominado por la presencia de macroporos asociados a la estructura granular inicial de los materiales. En estas condiciones, las diferencias entre las distintas configuraciones de bentonita resultan limitadas, ya que el flujo se produce a través de una red relativamente continua de poros entre gránulos, pellets o granos de arena, fácilmente observables mediante MIP y micro-CT asociada a los huecos. Durante la hidratación, la expansión de la bentonita reduce progresivamente el volumen de estos poros intergranulares. Los resultados indican que la permeabilidad al gas está fuertemente controlada por el índice de vacíos intergranular (Zeng et al., 2026).

Sin embargo, el comportamiento cambia de forma significativa cuando los materiales alcanzan condiciones próximas a la saturación. En el caso de las CB y de la GB, la permeabilidad efectiva al gas disminuye varios órdenes de magnitud. Este comportamiento está asociado a la expansión de la bentonita durante la hidratación, que provoca el cierre progresivo de los macroporos intergranulares y la formación de una estructura más densa y homogénea (Gonzalez-Blanco et al., 2020; Mesa-Alcantara et al., 2024).

Por el contrario, las mezclas S/B mantienen valores de permeabilidad efectiva al gas significativamente más elevados incluso en condiciones saturadas. En estos materiales, el esqueleto granular formado por la arena proporciona trayectorias de flujo relativamente estables, mientras que la fracción bentonítica ocupa parcialmente los poros del sistema y controla la permeabilidad hidráulica. Esta combinación permite mantener una capacidad de disipación del gas relativamente elevada sin comprometer completamente la función de sellado hidráulico, lo que explica el interés de este tipo de mezclas como barreras permeables al gas en algunos conceptos de repositorio (Romero et al., 2023).

La comparación entre materiales muestra además que las bentonitas puras presentan valores de permeabilidad al agua y al gas considerablemente menores que las mezclas S/B, reflejando el papel dominante de la fracción bentonítica en el control del flujo de fluidos.

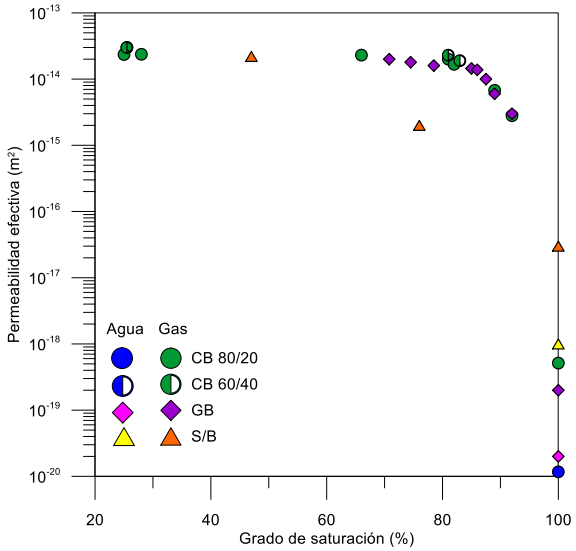


Figura 3. Permeabilidad efectiva en función del grado de saturación de los materiales bentoníticos estudiados.

5. DISCUSIÓN

Los resultados se presentan de forma comparativa y deben interpretarse en términos de tendencias y órdenes de magnitud más que de valores absolutos, ya que los ensayos se realizaron en distintos dispositivos y trayectorias hidromecánicas. No obstante, las condiciones ensayadas son representativas del repositorio, lo que permite extraer conclusiones robustas sobre el comportamiento relativo de los materiales.

Los resultados muestran que, tanto en rocas arcillosas como en materiales bentoníticos, la permeabilidad efectiva al gas es sistemáticamente superior a la permeabilidad hidráulica medida con agua en condiciones saturadas. Este comportamiento indica que el transporte de gas no se produce exclusivamente a través de la red porosa existente.

En medios arcillosos de muy baja permeabilidad, el transporte de gas tampoco puede explicarse únicamente por difusión de gas disuelto en el agua intersticial ni por un mecanismo clásico de flujo bifásico advectivo. Por el contrario, los resultados experimentales indican que el gas migra principalmente mediante la activación de trayectorias preferenciales inducidas por presión, asociadas a deformaciones locales del material.

Diferencias de varios órdenes de magnitud entre permeabilidades medidas con gas y con agua han sido también documentadas en bentonitas compactadas (Villar y Lloret, 2001; Villar et al., 2005). Estas diferencias no pueden explicarse únicamente por la mayor movilidad del gas o por efectos de deslizamiento como el efecto Klinkenberg, sino que reflejan la dependencia del transporte de gas con el grado de saturación y con la evolución microestructural del material (Olivella y Alonso, 2008; Romero et al., 2013).

En materiales arcillosos expansivos, la red porosa suele estar formada por diferentes familias de poros, que incluyen macroporos interagregados y microporos intragregados (Romero y Simms, 2008). Durante los procesos de hidratación, expansión o presurización del gas, la distribución y conectividad de estos poros pueden modificarse significativamente.

Desde el punto de vista del diseño de sellos y barreras en sistemas de almacenamiento geológico profundo, estos resultados muestran que el transporte de gas está controlado por la interacción entre microestructura,

estado de saturación y estado tensional del material. Mientras que las bentonitas puras tienden a desarrollar estructuras muy densas tras la hidratación, reduciendo significativamente la permeabilidad al gas, las mezclas arena–bentonita mantienen una red granular capaz de disipar el gas a presiones relativamente bajas.

6. CONCLUSIONES

Este trabajo presenta una comparación experimental del transporte de gas en rocas arcillosas profundas y en diferentes barreras ingenieriles basadas en bentonita. Los resultados muestran que:

- La permeabilidad efectiva al gas es sistemáticamente superior a la permeabilidad hidráulica medida en condiciones saturadas, entre 1 y 3 órdenes de magnitud.
- En rocas arcillosas profundas, la permeabilidad efectiva al gas disminuye con el grado de induración y la reducción del índice de poros.
- En bentonitas granulares y compuestas, la permeabilidad al gas disminuye entre 2 y 4 órdenes de magnitud al alcanzar condiciones cercanas a la saturación debido al cierre de macroporos intergranulares.
- Las mezclas arena/bentonita mantienen una mayor capacidad de disipación del gas incluso en condiciones saturadas.
- Los procesos de resaturación confirman la elevada capacidad de autosellado de los materiales ricos en arcilla.

Estos resultados aportan criterios experimentales para el diseño y evaluación de sellos y barreras en sistemas de almacenamiento geológico profundo.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a ANDRA, ISRN, NAGRA y ONDRAF/NIRAS por el apoyo brindado a través de diversos proyectos de investigación colaborativos con CIMNE. Asimismo, agradecen la financiación recibida del Ministerio de Ciencia e Innovación y de la Agencia Estatal de Investigación (MCIN/AEI/10.13039/501100011033), cofinanciada por la Unión Europea mediante fondos FEDER, en el marco del proyecto PID2022-141429OB-I00 (INTERMO2, 2023–2027). También quieren reconocer especialmente la contribución del equipo de investigación del Laboratorio de Geotecnia de la UPC en los estudios relacionados con el transporte de gas, en particular la del Prof. A. Lloret, la Dra. C. Alvarado, la Dra. A. Mesa-Alcántara, el Dr. J. Torres-Serra y el Dr. H. Zeng.

REFERENCIAS

Arnedo, D., Alonso, E.E., Olivella, S., Romero, E. (2008). Gas injection tests on sand–bentonite mixtures in the laboratory: experimental results and numerical modelling. *Physics and Chemistry of the Earth*, Vol. 33: S237–S247.

Gonzalez-Blanco, L., Romero, E., Marschall, P., Levasseur, S. (2022). Hydro-mechanical response to gas transfer of deep argillaceous host rocks for radioactive waste disposal. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 55 (3): 1159–1177.

Gonzalez-Blanco, L., Romero, E. (2024). A multi-scale insight into gas transport in a deep Cenozoic clay. *Géotechnique*, Vol. 74 (4): 337–354.

Gonzalez-Blanco, L., Romero, E., Marschall, P. (2020). Gas transport in granular compacted bentonite: coupled hydro-mechanical interactions and microstructural features. *E3S Web of Conferences*, 195: 04008.

Gonzalez-Blanco, L., Romero, E., Levasseur, S. (2024). Self-sealing of Boom Clay after gas transport. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 57: 4173–4189.

Gonzalez-Blanco, L., Llabjani, Q., Romero, E., Ferrari, A., Laloui, L., Marschall, P. (2025). Gas testing protocols in deep argillaceous rocks within radioactive waste disposal concept. *Environmental Geotechnics, Special Issue in Gas Transport in Clay Materials*, ahead-of-print.

Gonzalez-Blanco, L., Romero, E., Jommi, C., Li, X., Sillen, X. (2016). Gas migration in a Cenozoic clay: experimental results and numerical modelling. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 6: 81–100.

Levasseur, S., Sillen, X., Marschall, P., et al. (2022). Host rocks and THMC processes in deep geological repositories. *EPJ Nuclear Sciences & Technologies*, Vol. 8: 21.

Levasseur, S., Collin, F., Dymitrowska, M., et al. (2024). *State of the Art on Gas Transport in Clayey Materials – Update 2023. Deliverable D6.2 of the HORIZON 2020 project EURAD, Work Package Gas*. EC Grant agreement no. 847593.

Marschall, P., Horseman, S., Gimmi, T. (2005). Characterisation of gas transport properties of the Opalinus Clay, a potential host rock formation for radioactive waste disposal. *Oil & Gas Science and Technology*, Vol. 60 (1): 121–139.

Marschall, P., Talandier, J., Kolditz, O., et al. (2024). *Technical report on barrier integrity: gas induced impacts. European Commission, Work Package GAS: Mechanical understanding of gas transport in clay-based materials of the HORIZON 2020 project EURAD. Deliverable D6.8 – Part 1* (D6.8-1). EC Grant agreement no. 847593.

McCartney, J.S., Sánchez, M., Tomac, I. (2016). Energy geotechnics: advances in subsurface energy recovery, storage, exchange, and waste management. *Computers and Geotechnics*, Vol. 75: 244–256.

Mesa-Alcantara, A., Romero, E., Mokni, N. (2023). Gas transport in a binary bentonite mixture used in sealing systems. *E3S Web of Conferences*, Vol. 382: 14004.

Mesa Alcantara, A., Mokni, N., Romero, E., Olivella, S. (2020). Modelling of oedometer tests on pellet-powder bentonite mixtures to support mock-up test analysis. *E3S Web of Conferences*, 195: 04004.

Mesa-Alcantara, A., Romero, E., Torres-Serra, J., Mokni, N. (2024). Compressibility of a binary bentonite-based mixture with particular emphasis on pellet orientation. *Applied Clay Science*, 261: 107575.

Mokni, N., Cabrera, J., Deleruyelle, F. (2023). On the installation of an in situ large-scale vertical SEALing (VSEAL) experiment on bentonite pellet-powder mixture. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 15 (9): 2388–2401.

Molinero Guerra, A., Cui, Y.J., Mokni, N., Delage, P., Bornert, M., Aimedieu, P., Tang, A.M., Bernier, F. (2018). Investigation of the hydro-mechanical behaviour of a pellet/powder MX80 bentonite mixture using an infiltration column. *Engineering Geology*, Vol. 243: 18–25.

Müller, H.R., et al. (2018). Implementation of the full-scale emplacement (FE) experiment at the Mont Terri rock laboratory. In: Bossart, P., Milnes, A. (eds.), Mont Terri Rock Laboratory, 20 Years. *Swiss Journal of Geosciences Supplement,* Vol. 5. Birkhäuser, Cham.

Ng, C.W.W., Chen, Z.K., Coo, J.L., Chen, R., Zhou, C. (2015). Gas breakthrough and emission through unsaturated compacted clay in landfill final cover. *Waste Management,* Vol. 44: 155–163.

Olivella, S., Alonso, E.E. (2008). Gas flow through clay barriers. *Géotechnique*, Vol. 58 (3): 157–176.

Romero, E., Simms, P.H. (2008). Microstructure investigation in unsaturated soils: a review with special attention to mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 26 (6): 705–727.

Romero, E. (2013). A microstructural insight into compacted clayey soils and their hydraulic properties. *Engineering Geology*, Vol. 165: 3–19.

Romero, E., Alvarado, C., Lloret, A. (2023). New challenges in experimental unsaturated soil mechanics: experimental upscaling of an engineered gas-permeable seal. *E3S Web of Conferences*, Vol. 382: 05001.

Shaw, R.P. (Ed.) (2015). Gas generation and migration in deep geological radioactive waste repositories. *Geological Society, London, Special Publications,* Vol. 415.

Toprak, E., Olivella, S., Romero, E., et al. (2025). Hydro-mechanical and gas transport (HM-G) characterization of sand/bentonite mixture within the framework of the Gas Permeable Seal Test (GAST). *Research Square*, Preprint

Villar, M.V., Lloret, A. (2001). *Variation of the intrinsic permeability of expansive clays upon saturation*. In: Adachi, K., Fukue, M. (eds.), Clay Science for Engineering. Balkema, Rotterdam, 259–266.

Villar, M.V., Lloret, A. (2008). Influence of dry density and water content on the swelling of a compacted bentonite. *Applied Clay Science*, Vol. 39 (1–2): 38–49.

Villar, M.V., Martín, P.L., Barcala, J.M. (2005). Modification of physical, mechanical and hydraulic properties of bentonite by thermo-hydraulic gradients. *Engineering Geology*, Vol. 81 (3): 284–297.

Zeng, H., Gonzalez-Blanco, L., Romero, E. (2026). Multi-scale insights into gas transport in granular bentonite at partially saturated states. *Géotechnique*, ahead of print.

Zeng, H., Gonzalez-Blanco, L., Romero, E. (2025). Particle size evolution of granular bentonite in hydro-mechanical paths. *Applied Clay Science*, 277: 107975.

Zeng, H., Gonzalez-Blanco, L., Romero, E., Fraccica, A. (2023). The importance of the microstructure on hydro-mechanical behaviour of compacted granular bentonite. *Applied Clay Science*, 246: 107177.

RENDIMIENTO DE UNA LOSA TERMOACTIVA PARA APLICACIONES EN TÚNELES GEOTÉRMICOS

Ignacio GONZÁLEZ TEJADA[(1)*], Jesús GONZÁLEZ GALINDO[(1)] y Javier MUÑOZ ANTÓN[(2)]

[(1)] ETSI de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
*ignacio.gtejada@upm.es

[(2)] ETSI Industriales
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

RESUMEN

La integración de intercambiadores de calor en estructuras subterráneas ofrece un enfoque prometedor para la calefacción y refrigeración sostenibles mediante energía geotérmica de baja temperatura. Este estudio se centra en el diseño de la losa inferior termoactiva de un falso túnel en Madrid, abordando dos aspectos fundamentales: la evaluación del recurso geotérmico y la interacción suelo-estructura. El potencial geotérmico se analiza mediante modelos de elementos finitos, resolviendo la ecuación de calor transitorio para dos configuraciones de tuberías empotradas dentro y debajo de la losa. Se incorporan datos meteorológicos reales para simular variaciones estacionales y anticipar el comportamiento interanual. El análisis explora la influencia del espaciado y la ubicación de las tuberías en la eficiencia del intercambio de calor, con el objetivo de identificar configuraciones que maximicen la recuperación de energía sin comprometer la estabilidad térmica a largo plazo. Paralelamente, se examina la interacción suelo-estructura utilizando un modelo de cimentación de Winkler para evaluar las posibles implicaciones estructurales de la activación térmica. Los resultados indican que la interacción suelo-estructura es muy limitada y no afecta gravemente la integridad estructural. Sin embargo, el diseño de circuito cerrado requiere una consideración cuidadosa para evitar la pérdida del rendimiento en años sucesivos, particularmente debido a desequilibrios térmicos en el suelo. Además, el estudio revela que el diseño óptimo de las tuberías no puede anticiparse únicamente a partir de suposiciones preliminares; en cambio, depende de las propiedades térmicas y estrategias operativas específicas del sitio.

ABSTRACT

The integration of heat exchangers in underground structures offers a promising approach for sustainable heating and cooling through low temperature geothermal energy. This study focuses on the design of the thermoactive bottom slab of a cut-and-cover tunnel in Madrid, addressing two key aspects: geothermal resource assessment and soil–structure interaction. The geothermal resource is evaluated through finite element models, solving the transient heat equation for multiple pipe configurations embedded in and under the slab. Real weather data are incorporated to simulate seasonal variations and anticipate the inter-annual performance. The analysis explores the influence of pipe spacing and positioning on heat exchange efficiency, aiming to identify configurations that maximize energy recovery without compromising long-term thermal stability. In parallel, soil–structure interaction is examined using a Winkler foundation model to assess potential structural implications of the thermal activation. The soil–structure interaction

is very limited and does not badly affect the structural integrity. However, the close-loop design requires careful consideration to avoid performance degradation over successive years, particularly due to thermal imbalances in the ground. Furthermore, the study reveals that optimal pipe layout cannot be anticipated solely from preliminary assumptions; instead, it depends on site-specific thermal properties and operational strategies.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Geotermia (Geothermal), Cimentaciones termoactivas (Energy geostructures).*

1. INTRODUCCIÓN

La calefacción de y refrigeración de edificios representan casi la cuarta parte del consumo energético total global, y más del 75% de esta demanda se cubre mediante combustibles fósiles. La descarbonización de sistemas térmicos urbanos requiere tecnologías que combinen eficiencia, bajos costes de explotación y disponibilidad geográfica. La transición energética actual está impulsando la integración de tecnologías renovables en entornos urbanos. Entre estas soluciones, los sistemas geotérmicos de baja temperatura suponen una solución eficiente para calefacción y climatización. Cuando se combinan con estructuras elementos de cimentación o sostenimiento de tierras, los costes de instalación se pueden reducir significativamente. Estas son las llamadas estructuras termoactivas, que incorporan intercambiadores térmicos en elementos estructurales sin modificar su función resistente, permiten aprovechar el subsuelo como una fuente estable de energía, si bien su implementación se enfrenta frecuentemente a barreras administrativas, financieras y constructivas que frenan su uso (CFMSG, 2017; Laloui y Rotta-Loria, 2019; Barla et al., 2023).

Para el diseño de una estructura termoactiva es necesario realizar dos valoraciones (González Tejada et al., 2022): 1) recurso geotérmico explotable y 2) efecto estructural de la termoactivación. La primera valoración determina cuál es la longitud o superficie necesaria de un intercambiador de calor para suministrar una determinada potencia de calefacción y/o refrigeración. La segunda valoración cuantifica los cambios en las leyes de momentos flectores, esfuerzos cortantes, esfuerzos axiles o deformaciones causados por las acciones térmicas en la estructura. En este problema se acoplan los procesos mecánicos (interacción entre suelo y estructura) con otros de transferencia de calor y masa.

El comportamiento estructural de los pilotes termoactivos ha sido mucho más estudiado (Saggu and Chakraborty, 2017; Bourne-Webb at al., 2019; Arzanfudi et al., 2020; Bimaganbetova et al., 2022) que el de las pantallas (Bourne et al., 2016; Sterpi et al., 2017; Rui y Yin, 2018; Sailer et al. 2019; Rammal et al., 2020; Barla et al. 2023; Dai et al., 2023; Hu et al., 2024; González Tejada et al. 2025) o losas termoactivas. En parte porque son más frecuentes, pero sobre todo porque el efecto de los cambios térmicos puede ser más importante. Los casos analizados muestran que los umbrales establecidos para garantizar un buen rendimiento de la bomba de calor son más restrictivos que los que comprometerían la seguridad o el servicio desde un putno de vista estructural.

En cuanto al recurso geotérmico, Xia et al. (2012) estudiaron experimentalmente la transferencia de calor en las pantallas termoactivas del Museo de Historia Natural de Shanghai. Sterpi et al. (2018) hicieron lo mismo en la pantalla de la excavación y en la losa de cimentación de un edificio con 3 plantas de sótano construido en Tradate (Italia). Numerosos trabajos han analizado el efecto de la configuración de los tubos en la eficiencia de la transferencia de calor (Sun et al., 2013; Di Donna et al., 2017; Sterpi et al., 2020; Makasi y Narsilio, 2020; Zhou et al., 2023, Mi et al., 2024).

Los túneles termoactivos constituyen un campo emergente dentro de estas geoestructuras. Existen ejemplos notables en Europa, como el Energietunnel de Zúrich o tramos experimentales del Grand Paris Express . Sin embargo, los estudios disponibles son todavía limitados, en especial para túneles urbanos poco profundos excavados mediante cut-and-cover, y más aún para soluciones basadas en losas de fondo termoactivas. Los túneles construidos mediante el método cut-and-cover constituyen un caso especialmente interesante, ya que la losa inferior se encuentra en contacto directo con el terreno, ofreciendo un volumen geotérmico accesible. Además, el aire interior del túnel experimenta oscilaciones térmicas más suaves que las exteriores, lo que crea un entorno favorable para sistemas de bomba de calor.

El presente trabajo analiza el comportamiento térmico de la losa inferior termoactiva del proyecto de un falso túnel Madrid. El objetivo es comprender cómo influyen la posición del intercambiador, las propiedades térmicas del terreno y el nivel de extracción energética en el rendimiento global del sistema, aportando criterios para su diseño óptimo en futuras aplicaciones.

2. CARACTERIZACIÓN DE LA DEMANDA Y DE LAS CONDICIONES CLIMÁTICAS

2.1. DEMANDA TÉRMICA

La instalación geotérmica está destinada a apoyar la climatización de edificios públicos cercanos. Como ejemplo se toma una biblioteca cercana de 3200 m². A partir de registros entre 2022 y 2024, se determinó que la demanda anual de calefacción ronda los 185 MWh (~60 kWh/m²/año), con un uso efectivo de los sistemas de calefacción durante unos 238 días al año. La potencia total instalada asciende a 432,4 kW (~135 W/m²), combinando una caldera de gas y una bomba de calor aire-aire.

Un análisis del perfil horario evidenció que el edificio opera con un factor de uso durante la temporada del 9,6 %. Sin embargo es habitual que los sistemas geotérmicos se hibriden con sistemas convencionales de tal modo que la geotermia trabaja de un modo mucho más continuo, tratando de satisfacer una demanda de base (que supone la mayor parte del consumo) y de tal modo que los otros sistemas actúen durante los picos de demanda.

2.2. VARIACIÓN DE TEMPERATURA

Para determinar el comportamiento térmico del aire en el futuro túnel, se recopilaron datos horarios de un túnel próximo con una geometría similar. Tres sensores ubicados en diferentes zonas proporcionaron un registro de un año completo. El sensor A a unos 500 m de la entrada del túnel existente (en una zona en la que hay un aparcamiento entre el túnel y la superficie), el sensor B en una zona próxima a la salida (sin aparcamiento) y el tercero, el sensor C, en un tramo de túnel más profundo y alejado de las salidas.

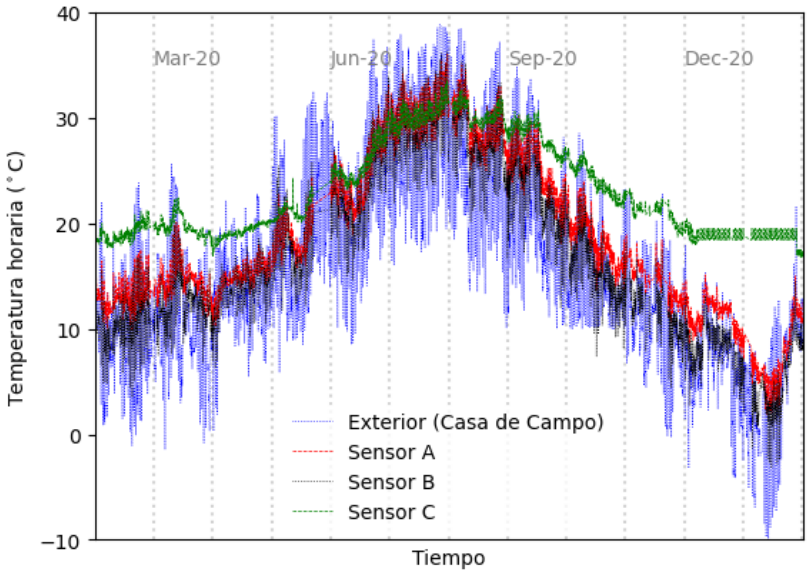


Figura 1. Temperaturas registradas en túneles próximos a la zona de estudio.

Los datos recogidos (Figura 1) y comparados con mediciones en estaciones exteriores muestran que el aire dentro del túnel también está sometido a variaciones anuales importantes, si bien las oscilaciones diarias son mucho más atenuadas que en el exterior. También se observa que en el túnel más profundo las temperaturas no bajan demasiado en invierno pero sí suben en verano. Estas variaciones se explican en parte por los sistemas de ventilación.

El ajuste de los datos medidos en los sensores con funciones sinusoidales permitió ajustar las oscilaciones con con frecuencia anual y diaria. En el caso del sensor exterior, la temperatura media fue de 15,4 ºC con una oscilación de 10,7 ºC, mientras que en el sensor A la temperatura media fue de 18,4 ºC y la oscilación de 9,4ºC. Aún así, las variaciones horarias llevan a temperaturas mucho más extremas en el exterior. En el periodo analizado (que incluye la Borrasca Filomena de enero de 2021, con temperaturas anormalmente bajas), las temperaturas exteriores se movieron entre -10ºC y 39ºC, mientras que el sensor A lo hizo entre 4ºC y 33ºC.

Este comportamiento es relevante para estudiar el rendimiento de las bombas de calor geotérmicas ya que el intercambiador puede verse afectado por flujos de calor provenientes del propio túnel.

3. METODOLOGÍA

3.1. VALORACIÓN DEL RECURSO GEOTÉRMICO

Para evaluar el recurso geotérmico es necesario resolver las ecuaciones de un problema de transmisión del calor en régimen transitorio. En este caso, en base a la permeabilidad y grado de saturación de los suelos se ha supuesto que la conducción es el principal mecanismo de transferencia térmica. Para resolver numéricamente el problema de contorno asociado se ha utilizado el método de los elementos finitos, con el código FEniCS.

En el modelo bidimensional se incluyeron las siguientes capas: pavimento asfáltico (8 cm), losa de hormigón armado (25 cm) , hormigón de limpieza (10 cm) y suelo (>200 cm). Para el suelo se consideraron 3 tipos de propiedades térmicas, que podrían ser representativas de un suelo parcialmente saturado, suelo seco y suelo altamente saturado

Tabla 1. Propiedades de los materiales.

	Conductividad térmica λ [W/m/ºC]	**Difusividad térmica α [m^2/s]**
Pavimento	0,16	$0{,}74 \cdot 10^{-7}$
Losa HA	1,60	$4{,}44 \cdot 10^{-7}$
Hormigón de limpieza	1,50	$4{,}17 \cdot 10^{-7}$
Suelo 1	1,00	$6{,}25 \cdot 10^{-7}$
Suelo 2	0,35	$3{,}07 \cdot 10^{-7}$
Suelo 3	2,40	$10{,}0 \cdot 10^{-7}$

Las condiciones de contorno fueron: adiabáticas en los laterales y la base y una condición tipo Dirichtlet en el contorno superior (con una temperatura variable en el tiempo de acuerdo con los datos medidos en el aire del túnel). El fluido caloportador no se ha incluido de un modo explícito sino que se ha supuesto que cada tubería es capaz de intercambiar un flujo de calor constante.

Dos posiciones de las tuberías que forman el intercambiador de calor fueron consideradas:

- Posición A: tuberías colocadas en el centro de la losa de hormigón armado.
- Posición B: tuberías situadas 10 cm por debajo del hormigón de limpieza, en contacto directo con el terreno.

Las simulaciones reprodujeron dos años consecutivos: el primero sin operación geotérmica para determinar el estado térmico natural, y el segundo con un periodo de extracción constante de 6 meses seguido de 6 meses sin operación para evaluar la recuperación térmica. Con estas simulaciones se obtiene la variación de la temperatura en la superficie de intercambio, por medio de la cual se puede inferir la temperatura de trabajo del fluido caloportador y el coeficiente de rendimiento, COP, de la bomba de calor. Para esto se utilizó un rendimiento de Carnot con un factor de eficiencia de 0.52.

3.2. VALORACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

En el caso de suelos totalmente saturados los cambios de temperatura en el suelo debidos a la explotación geotérmica pueden aumentar la presión intersticial (presurización térmica). Este fenómeno depende de la compresibilidad de las fases y sus coeficientes de dilatación térmica (Ghabezloo y Sulem, 2009). Un modelo termo-hidro-mecánico permite cuantificar los cambios en tensiones, deformaciones y presiones de poro. Ahora bien, hay que tener en cuenta que, debido a los condicionantes termodinámicos de explotación, la variación inducida será del orden de ±10 ºC y que esta ocurrirá a lo largo de varios meses. Únicamente en suelos saturados muy impermeables parece que tendría sentido esta evaluación.

En el caso considerado en este estudio, la losa de fondo se encuentra por encima del nivel freático y la termopresurización no es posible. Por ello un modelo termo-mecánico parece suficiente. Dado que esta oscilación afectará además a una zona bastante superficial y que el comportamiento se anticipa muy elástico, la interacción suelo estructura, se ha abordado con un modelo de viga de Winkler con deformaciones impuestas. Estas deformaciones se estimaron teniendo en cuenta el campo de temperaturas bajo la losa que predecirían las soluciones analíticas del problema de un medio semiinfinto sometido a un flujo de calor constante (Carslaw, 1959). Este campo de temperaturas se convirtió en un campo de deformaciones mediante un coeficiente de dilatación térmica.

4. RESULTADOS

4.1. VALORACIÓN DEL RECURSO GEOTÉRMICO

Las simulaciones predicen que antes de operar el intercambiador, las temperaturas esperables en las posiciones A y B de los tubos, sufren una atenuación de la oscilación y un retraso con respecto a la de la temperatura exterior. Concretamente, y dependiendo del tipo de suelo, las oscilaciones esperadas en el punto A tenían una amplitud de entre 3,3 y 6,8 ºC, y en el punto B de entre 3,3 y 6,2 ºC (lo cual contrasta con las oscilaciones de 9,6 y 10,7 ºC medidas en el túnel y en el exterior, respectivamente). Respecto al retraso de la oscilación, esta se sitúa entre 30 y 58 días para la posición A, y entre 33 y 52 días para la posición B. Si se presta atención a la temperatura media durante la temporada fría, los valores se sitúan entre 14,6 y 17,1 °C (dependiendo del tipo de suelo y la posición analizada), frente a las medias de 12,7 y 8,8ºC esperables en el túnel y en el exterior. Esta mayor temperatura media confirma que el subsuelo constituye una fuente térmica más estable y favorable para el intercambio de calor.

Una vez activado el intercambio de calor durante la temporada fría, se usó como caso de referencia aquella descrita por una separación de tuberías de 0,6 m, un flujo térmico medio de 1 W/m² y un suelo tipo 1. Con la explotación el modeo predice un descenso progresivo de la temperatura alrededor de las tuberías durante los meses de extracción y una recuperación térmica durante los meses sin operación. El COP estacional estimado alcanzaría valores cercanos a 5,3 en el sistema geotérmico (Figura 2), claramente superiores a los obtenidos por bombas aire-aire operando con el aire atenuado del túnel (4,3) o con el exterior (3,7). La posición de los tubos apenas tiene influencia en los rendimientos.

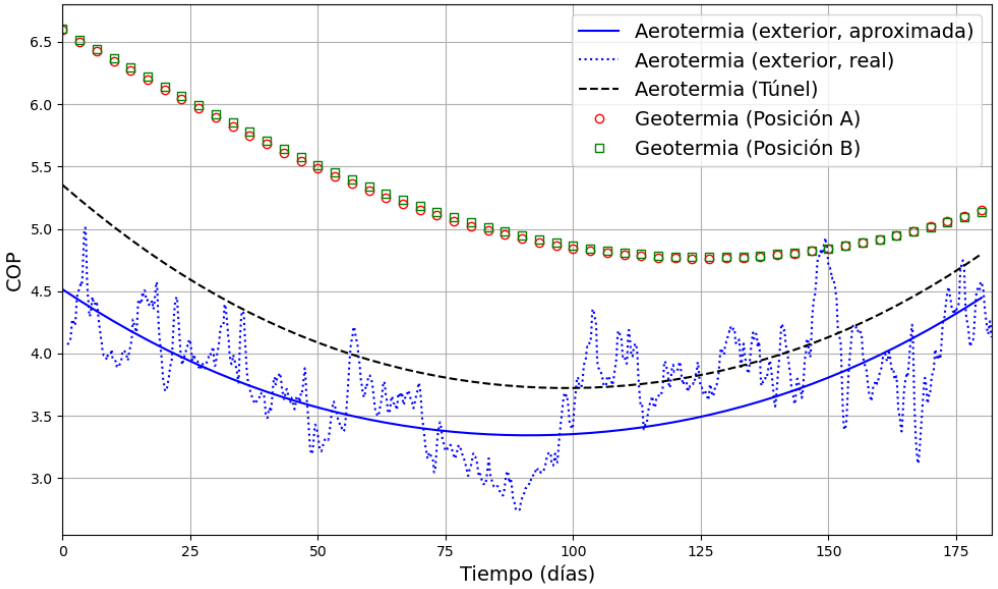


Figura 2: Variación del rendimiento durante la explotación. Comparación entre sistemas geotérmicos y aerotérmicos.

Partiendo de la situación de referencia, se realizó un análisis paramétrico. De este análisis se concluyó entre otras cosas que los suelos con mayor difusividad térmica aumentan el rendimiento ya que la disipación del calor es más eficaz. El aumento del flujo de extracción medio a 5–10 W/m² puede provocar una sobreexplotacióin del recurso, ya que se produce un enfriamiento local excesivo que puede incluso dejar la temperatura del terreno incluso por debajo de la del aire del túnel (reduciendo drásticamente el COP). Una separación de tuberías (entre 0,45 y 0,90 m) no produce interacciones significativas, permitiendo optimizar la potencia instalada.

4.2. VALORACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

Se ha supuesto una losa de hormigón 19,75 m de largo y espesor 0.25 m, con un módulo de rigidez de 33 GPa. El módulo de balasto se considerado de 20.000 kN/m^3.

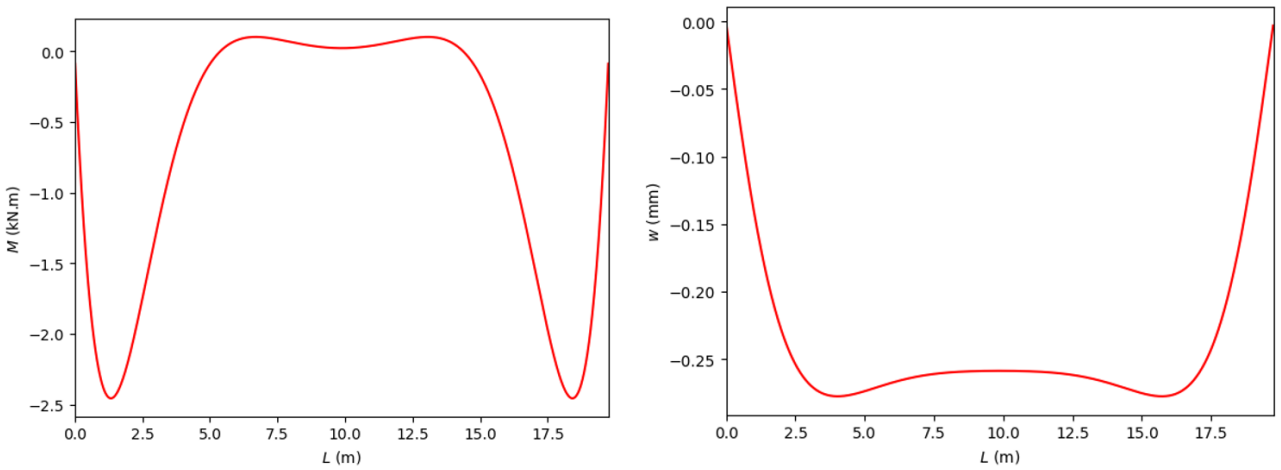


Figura 3: Cambios en la ley de momentos y asientos en una losa biapoyada sometida a explotación geotérmica.

Si el suelo bajo la losa estuviera sometido a una extracción de calor constante de 1,5 W/m^2 durante 210 días (7 meses), las soluciones analíticas predecirían una caída de temperatura de unos 9 ºC en la superficie y de apenas 0,5ºC a 8,0 m de profundidad. Suponiendo un coeficiente de dilatación térmica de $\alpha_T = 10^{-5}$ e integrando el campo de temperaturas, se esperaría que una losa libre totalmente apoyada sobre el suelo asentaría 0,26 mm. Si los extremos de la losa estuvieran de algún modo anclado a las pantallas, se produciría un desplazamiento solo en la zona central y se generarían algunos esfuerzos, pero muy limitados en comparación con los previstos en el diseño (Figura 3).

5. DISCUSIÓN

Los resultados de los modelos utilizados para valorar el recurso geotérmico confirman que la losa inferior de un falso túnel cut-and-cover puede actuar como un intercambiador geotérmico eficiente y superior a la esperable con aerotermia intercambiando calor con el aire del túnel y con el aire exterior. Sin embargo también muestran que el diseño de estos sistemas requiere un equilibrio apropiado: una intensidad de intercambio demasiado alta puede anular los beneficios geotérmicos, mientras que una tasa moderada asegura años de funcionamiento estable. Asimismo, las propiedades térmicas del terreno adquieren un papel dominante, superando incluso a parámetros geométricos como la posición o la separación entre tuberías.

En cuanto al efecto estructural, este es muy limitado ya que los límites de explotación impuestos por consideciones termodinámicas afectan directa y positivamente a los fenómenos mecánicos. La extracción del calor del suelo (o su inyección) que hacerse de tal manera que evite un descenso de temperatura (o aumento) importante pero superficial, lo cual disminuiría el rendimiento. En efecto, la capacidad de extracción o inyección de calor típica en suelos habituales durante una temporada de calefacción, produce una variación de temperatura que afecta a una distancia de unos pocos metros y de apenas unos grados centígrados < 10 ºC en superficie. La contracción o dilatación del suelo asociada a estos cambios de temperatura se traduce en pequeñas deformaciones o incrementos de tensión. En el caso estudiado con modelos de tipo viga de Winkler, biapoyada y bi-empotrada, ni los asientos ni los incrementos de esfuerzo tienen apenas consecuencias estructurales.

6. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones de este estudio son:

- En este tipo de túneles la temperatura está sometida a oscilaciones anuales importantes lo cual afecta al rendimiento de los sistemas geotérmicos.
- El rendimiento estacional puede superar ampliamente al de bombas aerotérmicas tradicionales, incluso intercambiando calor con el aire del túnel.
- La intensidad de extracción son los parámetros clave para el diseño. Una sobreexplotación puede

bajar las temperaturas incluso por debajo del aire del túnel, lo cual tendría poco sentido.
- La posición del intercambiador ofrece flexibilidad constructiva sin afectar significativamente al rendimiento.
- La interacción suelo-estructura en este tipo de suelos, sin presencia de agua, comportamiento elástico, bastante rígidos y sin saturación, y para una losa de fondo es muy limitado.

REFERENCIAS

Arzanfudi, M. M., Al-Khoury, R., Sluys, L. J., Schreppers, G. M. A. (2020). A thermo-hydro-mechanical model for energy piles under cyclic thermal loading. *Computers and Geotechnics*, 125: 103560.

Barla, M., Di Donna, A., Santi, A. (2018). Energy and mechanical aspects on the thermal activation of diaphragm walls for heating and cooling. *Renewable Energy*, 147: 2654–2663.

Barla, M., Insana, A., Di Caravacio, A. B. (2023). Lessons learnt from a full-scale installation of energy walls. *Symposium on Energy Geotechnics* 2023: 517.

Bimaganbetova, M., Zhang, D., Kim, J. (2022). Structural responses of energy storage pile foundations under thermal-mechanical loadings. *Journal of Building Engineering*, 45: 103539.

Bourne-Webb, P. J., Bodas Freitas, T. M., da Costa Gonçalves, R. A. (2016). Thermal and mechanical aspects of the response of embedded retaining walls used as shallow geothermal heat exchangers. *Energy and Buildings*, 125: 130–141.

Bourne-Webb, P. J., Bodas Freitas, T. M., Freitas Assunção, R. M. (2019). A review of pile-soil interactions in isolated, thermally-activated piles. *Computers and Geotechnics*, 108: 61–74.

Carslaw, H. S., Jaeger, J. C. (1959). Conduction of Heat in Solids. Oxford University Press.

CFMSG (2017). Recommandations pour la conception, le dimensionnement et la mise en oeuvre des géostructures thermiques. *Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique*.

Dai, Q., Zhang, D., Li, Z. (2023). Mechanical assessment of energy wall in the long term. *Acta Geotechnica*, 18 (1): 1–34.

Di Donna, A., Cecinato, F., Loveridge, F. (2017). Energy performance of diaphragm walls used as heat exchangers. Proceedings of the ICE – Geotechnical Engineering, 170 (3): 232–245.

Ghabezloo S., Sulem J. (2009) Stress dependent thermal pressurization of a fluid-saturated rock, *Rock Mech Rock Eng* 42, 1-24

González Tejada, I., Muñoz Antón, J., Antolín, P. (2022). Valoración del recurso geotérmico en una pantalla termoactiva. *Boletín de la SEMSIG*, 211.

González Tejada, I., González Galindo, J., Muñoz Antón, J., (2025). Valoración de la interacción suelo-estructura en un falso túnel urbano termoactivo en Madrid. *Geotecnia*, 164: 217-242.

Hu, S., Kong, G., Aboel-Naga, H., Yang, Q. (2024). Thermomechanical response of field-scale energy wall under different heating operations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 150 (3): 06023011.

Laloui, L., Loria, A. R. (2019). Analysis and Design of Energy Geostructures. Academic Press.

Makasis, N., Narsilio, G. A. (2020). Energy diaphragm wall thermal design: the effects of pipe configuration and spacing. *Renewable Energy*, 154: 476–487.

Mi, M., Cai, G., Li, X., Li, H., Zheng, W., Shi, Y. (2024). Investigation on heat transfer performance of energy diaphragm walls under groundwater flow condition. *Journal of Building Engineering*, 88: 109076.

Rammal, D., Mroueh, H., Burlon, S. (2020). Thermal behaviour of geothermal diaphragm walls: evaluation of exchanged thermal power. *Renewable Energy*, 147: 2643–2653.

Rui, Y., Yin, M. (2018). Thermo-hydro-mechanical coupling analysis of a thermo-active diaphragm wall. *Canadian Geotechnical Journal*, 55 (5): 720–735.

Saggu, R., Chakraborty, T. (2017). Thermomechanical analysis and parametric study of geothermal energy piles in sand. *International Journal of Geomechanics*, 17 (9).

Sailer, E., Taborda, D. M. G., Zdravković, L., Potts, D. M. (2019). Fundamentals of the coupled thermo-hydro-mechanical behaviour of thermo-active retaining walls. *Computers and Geotechnics*, 109: 189–203.

Sterpi, D., Coletto, A., Mauri, L. (2017). Investigation on the behaviour of a thermo-active diaphragm wall by thermo-mechanical analyses. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 9: 1–20.

EFECTO DE LAS VARIACIONES CÍCLICAS DE PRESIÓN SOBRE LA PRESIÓN DE FUGA DE H_2 Y CH_4 A TRAVÉS DE UNA FORMACIÓN DE MARGAS

Miguel HERBÓN-PENABAD[(1)*], Yan LI[(1)], Andrea MUÑOZ-IBAÑEZ[(1)], Jordi DELGADO-MARTÍN[(1)] y Santiago LEDESMA-MATEO[(2)]

[(1)] Laboratorio de mecánica de rocas. Departamento de Ingeniería Civil
Universidade da Coruña
*miguel.herbon@udc.es

[(2)] Trinity Energy Storage, S.L.

RESUMEN

La capacidad de sellado capilar de las rocas margo-arcillosas es un parámetro fundamental para evaluar la idoneidad de estas formaciones geológicas como sello para el almacenamiento subterráneo de gases, especialmente en contextos que implican hidrógeno (H_2) o metano (CH_4). El objetivo de este estudio es analizar experimentalmente la presión de fuga de una formación sello representativa (Margas Azules de la Cuenca del Guadalquivir) cuando estas interactúan con estos gases. Con el fin de poder desarrollar los experimentos en ausencia de testigos de roca inalterada a la profundidad del almacén de gas de interés, se diseña un procedimiento de reconstitución de muestras a partir de otras obtenidas en sondeos someros de facies análogas a las del sello in situ. Dichas muestras fueron consolidadas en un edómetro de alta presión de forma escalonada en presencia del agua desionizada disponible hasta alcanzar unas condiciones equivalentes a las del emplazamiento in situ (ρ_d = 1.77 g/cm³, T = 60 °C). A continuación, la probeta obtenida, sin ser extraída del edómetro, es saturada con agua desionizada y evaluada su permeabilidad intrínseca bajo las condiciones de interés, para posteriormente proceder a la realización de la determinación de la presión de fuga de gas (H_2 y CH_4) bajo condiciones prescritas (P_{input} = 8 MPa, P_{output} = 5.5 MPa). Con el fin de investigar el comportamiento a largo plazo de los materiales del sello en un escenario de inyección/extracción cíclica (análogo a una explotación estacional), se realizaron hasta 7 etapas consecutivas de saturación con agua (embebimiento) seguidas de la reinyección de gas (drenaje) extendidas sobre un periodo continuo de unos 8 meses. Ello permitió evaluar la evolución tanto de la permeabilidad intrínseca (en las etapas de embebimiento) como de la presión de fuga (etapas de drenaje). Este enfoque proporciona información sobre cómo puede evolucionar la capacidad de sellado durante sucesivos ciclos de almacenamiento y retirada, un factor clave para evaluar la integridad de los sellos geológicos durante operaciones cíclicas de inyección de gas. Los resultados muestran que la presión de fuga inicial del espécimen ensayado es 2.30 MPa, sin que se aprecien diferencias significativas en relación con el gas empleado en el proceso (H_2 o CH_4). Los ciclos de embebimiento/drenaje realizados no muestran cambios significativos ni en la permeabilidad intrínseca ni en la presión de fuga, dentro del alcance de los 7 ciclos realizados.

ABSTRACT

The capillary sealing capacity of marly-clayey rocks is a key parameter for assessing the suitability of these geological formations as seals for underground gas storage, particularly in contexts involving hydrogen (H_2) or methane (CH_4). The objective of this study is to

experimentally analyze the breakthrough pressure of a representative sealing formation (Blue Marls of the Guadalquivir Basin) when interacting with these gases. In order to conduct the experiments in the absence of undisturbed core samples from the storage depth of interest, a sample reconstitution procedure was developed using materials obtained from shallow boreholes with facies analogous to those of the in situ seal. These samples were stepwise consolidated in a high-pressure oedometer in the presence of available deionized water until conditions equivalent to those in situ were achieved (ρ_d = 1.77 g/cm³, T = 60 °C). Subsequently, the specimen, without being removed from the oedometer, was saturated with deionized water and its intrinsic permeability was evaluated under the conditions of interest. This was followed by the determination of gas breakthrough pressure (H_2 and CH_4) under prescribed conditions (P_{input} = 8 MPa, P_{output} = 5.5 MPa). To investigate the long-term behavior of sealing materials under a cyclic injection/withdrawal scenario (analogous to seasonal operation), up to seven consecutive stages of water saturation (imbibition) followed by gas reinjection (drainage) were performed over a continuous period of approximately eight months. This approach allowed for the evaluation of the evolution of both intrinsic permeability (during imbibition stages) and breakthrough pressure (during drainage stages). It provides insight into how sealing capacity may evolve during successive storage and withdrawal cycles, a key factor in assessing the integrity of geological seals during cyclic gas injection operations. The results show that the initial breakthrough pressure of the tested specimen is 2.30 MPa, with no significant differences observed between the gases used in the process (H_2 or CH_4). The imbibition/drainage cycles performed do not exhibit significant changes in either intrinsic permeability or breakthrough pressure within the scope of the seven cycles conducted.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Permeabilidad (Permeability), Presión de fuga (Breakthrough pressure), Hidrógeno (Hydrogen).*

1. INTRODUCCIÓN

El avance hacia un sistema energético más limpio está llevando a muchos países a replantearse cómo almacenar grandes cantidades de energía de forma segura y eficiente. En este escenario, el hidrógeno (H_2) ha pasado de ser una opción de futuro a convertirse en un elemento clave para equilibrar la producción renovable y cubrir la demanda en los momentos en que esta no es suficiente (Aftab *et al.*, 2022). Sin embargo, para que el hidrógeno pueda desempeñar ese papel, es imprescindible contar con métodos de almacenamiento capaces de manejar volúmenes muy superiores a los que permiten las tecnologías convencionales (p. ej, almacenamiento en depósitos superficiales). Por ello, el almacenamiento subterráneo de hidrógeno es objeto de atención creciente como solución viable a medio y largo plazo.

Entre las posibles formaciones geológicas que se han propuesto como adecuadas para un almacenamiento seguro de H_2 (p. ej. yacimientos de gas agotados, acuíferos salinos, cavidades en sal) las formaciones porosas selladas por rocas de baja permeabilidad destacan por su alto potencial de almacenamiento (Trimi *et al.*, 2025). No obstante, en la seguridad del almacén juega un papel esencial el comportamiento y eficiencia de la formación sello encargada de asegurar que el gas almacenado se mantenga en el almacén sin que se produzcan a través suyo fugas. Por ello, contribuye de forma esencial a la evaluación de la viabilidad global del sistema de almacenamiento. Comprender cómo se comportan estos materiales en presencia de H_2 es una cuestión clave, especialmente si se tiene en cuenta que las propiedades físico-químicas del hidrógeno (baja densidad, alta difusividad y pequeño tamaño molecular) no son directamente comparables con las de otros gases comúnmente almacenados (Levikhin *et al.*, 2024; Raza *et al*., 2022).

Distintos estudios publicados en los últimos años han puesto de manifiesto que el comportamiento capilar de una formación sello arcillosa es determinante con vistas a evaluar la seguridad de un almacenamiento de gas. Aspectos tales como la porosidad, la forma y conectividad de los poros, la saturación de la roca y la tensión interfacial entre el agua desionizada y el gas influyen directamente ela presión diferencial necesaria para que la fase gaseosa desplace al fluido mojante de la formación sello (Trimi *et al.*, 2025; Ali *et al*., 2022; Espinoza *et al.*, 2017). De acuerdo con su comportamiento en el volumen poroso, se ha descrito que, debido a la mayor capacidad del H_2 para penetrar en poros muy pequeños, por su mayor estabilidad frente al colapso de la

columna gaseosa dentro de los poros, y por la menor magnitud de la fuerzas gravitatorias que operan sobre sus moléculas, sus columnas capilares pueden ser significativamente mayores que las de otros gases, aunque su alta difusividad introduce incertidumbres añadidas relativas a posibles vías de fuga en redes porosas muy finas (Hubao *et al*., 2024). A ello se suma la circunstancia de la explotación estacional (presurización/despresurización cíclica) inherente a este tipo de sistema de ingeniería, lo cual podría dar lugar, potencialmente, a modificaciones graduales de la estructura interna de la formación sello, alterando sus propiedades mecánicas o hidráulicas (Dislhan *et al*., 2024).

En el contexto anterior, por su extensión regional, las formaciones margosas son especialmente interesantes. En general, su permeabilidad intrínseca es muy baja y su sistema poroso (con una baja conectividad) es significativamente complejo, habiendo funcionado como trampas efectivas para la migración de gas natural en muchos contextos, como en la Cuenca del Guadalquivir. No obstante, no existe un volumen de información suficientemente significativo como para evaluar su comportamiento frente a la exposición a un gas tan ligero y difusivo como es el H_2, en particular cuando se pueden producir variaciones de presión cíclicas. En ese contexto, los materiales de la Cuenca del Guadalquivir, con un amplio desarrollo de unidades margosas de composiciones y texturas variadas, ofrecen un entorno idóneo para profundizar en estas cuestiones.

Este trabajo pretende cubrir parte de ese vacío de información. Para ello, se estudian experimentalmente varias muestras de marga representativas de la cuenca, sometiéndolas a ciclos de saturación con agua desionizada e inyección con H_2 y CH_4. El objetivo principal es entender mejor cómo varía su capacidad de sellado y qué factores controlan esa evolución. Los resultados obtenidos constituyen un primer paso para valorar de manera realista el potencial de estas margas como barreras geológicas en futuros proyectos de almacenamiento subterráneo de H_2.

2. METODOLOGÍA

2.1. MATERIALES

Los materiales analizados en este estudio proceden de la Formación Margas Azules del Mioceno Superior, que constituye la roca sello de los yacimientos de gas natural situados en toda la Cuenca del Guadalquivir (Salvany y Custodio, 1995; Ledesma, 2000). Esta formación está ampliamente desarrollada a lo largo de la Depresión del Guadalquivir, donde puede alcanzar espesores de hasta 650–900 m. Está compuesta por proporciones variables de fracción arcillosa, frecuentemente rica en esmectitas de elevada expansividad, y componentes carbonatados. Un resumen de las propiedades geotécnicas generales de estos materiales se muestra en la Tabla 1, con información adicional proporcionada por las publicaciones de Galera *et al*. (2006), Oteo *et al*. (2009) y Vázquez (2014).

Para el desarrollo de los trabajos se cuenta con materiales procedentes de sondeos someros y afloramientos desarrollados sobre facies análogas a las presentes en la formación sello de un almacén de gas de la citada cuenca (Proyecto Aljarafe, de Trinity Energy Storage; yacimientos agotados de San Juan, La Cerca y Palancares). Asimismo, se disponía de muestras obtenidas a partir de testigos de sondeo asociados a una perforación profunda desarrollada en 1967 (sondeo Casa Nieves 1) en el contexto de campañas de exploración de hidrocarburos. Aunque estos testigos permitieron acceder a materiales de profundidades representativas de los del almacén de interés, su estado de conservación (p. ej., desecación, desagregación) impidió obtener probetas de calidad adecuada Asimismo, los sondeos someros y materiales de afloramiento si bien proporcionan muestras más frescas de la misma formación y facies, son igualmente problemáticas para obtener de probetas adecuadas (baja maquinabilidad) y, a diferencia de los del sondeo profundo, no habían estado expuestas a condiciones de enterramiento profundo. Por ello, se optó por trabajar con los materiales del sondeo profundo.

Por otro lado, pese a que se tenía acceso al fluido de formación obtenido *in situ*, los ensayos de embebimiento se realizaron con agua desionizada para evitar la reacción de éste con el CH_4.

Tabla 1. Propiedades generales de referencia de las Margas Azules del Guadalquivir.

Parámetro	**Valor**	**Parámetro**	**Valor**
Densidad seca	1.49-1.77 g/cm^3	Cohesión	65 – 195 kPa
Densidad mineral	2.74–2.79 g/cm^3	Ángulo de rozamiento interno	20 – 24.5º
Módulo de Young horizontal	200 – 600 MPa	Conductividad hidráulica *in situ*	3.25 x 10^{-8} m/s
Módulo de Young vertical	50 – 150 MPa	Conductividad hidráulica en *laboratorio*	5.0 x 10^{-11} m/s
Coeficiente de Poisson	0.28 – 0.35	Límite líquido	45 – 58.5%
Hinchamiento libre	4.2 – 5.25%	Límite plástico	25 – 35.4%
Contenido de agua	23.5 – 32.3%		

Dado que la escasa disponibilidad de muestras bien conservadas para su ensayo es un problema recurrente cuando se trabaja con materiales de baja cohesión (en especial en las etapas preliminares de evaluación de proyectos de almacenamiento de gas), se emplean muestras reconstituidas. Para ello se sigue la metodología propuesta por Makhnenko *et al*. (2017) que, en síntesis, consiste en triturar suavemente el material original y posteriormente reconsolidarlo en presencia del fluido de formación hasta alcanzar la densidad seca *in situ* correspondiente a la profundidad de interés. Es importante señalar que, aunque la reconstitución de muestras permite reproducir adecuadamente las tensiones verticales experimentadas por los sedimentos durante su enterramiento, no es capaz de replicar fielmente otras características como la estructura, los efectos asociados a su envejecimiento diagenético o los derivados de procesos mecánicos (p. ej. fluencia) y biogeoquímicos (p. ej. cementación). En comparación con las condiciones reales *in situ*, es de esperar que una reconsolidación simple produzca permeabilidades intrínsecas más elevadas y presiones de fuga más bajas que las correspondientes a los materiales *in situ*. Sin embargo, aunque esto puede resultar adecuado con vistas a una evaluación preliminar y conservadora, ello no reemplaza la necesidad de ensayar muestras bien conservadas y representativas de las formaciones geológicas asociadas a proyectos específicos de almacenamiento estacional de gas.

2.2. CONFIGURACIÓN Y EJECUCIÓN DE LOS ENSAYOS

2.2.1. RECONSTITUCIÓN DE LAS MUESTRAS

La preparación de la muestra se inicia con el secado del material en un horno de convección abierto a la atmósfera, a 60 °C durante un mínimo de 24 horas. Esta temperatura moderada evita el daño irreversible de los minerales arcillosos asociado al colapso por deshidratación (Soeder, 1986). Una vez seco, el material se tritura suavemente a mano utilizando un mortero de ágata.

Los datos de campo indican que la densidad seca *in situ* de las margas es de aproximadamente 1.77 g/cm³. Por ello, se introduce en una celda de compactación una masa previamente calculada de material seco triturado, con el objetivo de conformar la muestra reconstituida, de 25 mm de altura y 40 mm de diámetro. Antes de colocar el material en la celda, se le añade una cantidad de agua desionizada equivalente al volumen de poros estimado para la muestra compactada.

El proceso de consolidación se lleva a cabo en la misma celda edométrica que posteriormente se empleará para los ensayos de permeabilidad y de presión de fuga. El proceso de carga, desde el estado inicial suelto y húmedo hasta alcanzar la condición final consolidada y saturada, se realiza mediante una secuencia al menos 10 incrementos de carga bajo condiciones drenadas. La consolidación se prolonga por un periodo al menos 20 horas (Figura 1). Para hacer posible el drenaje durante la consolidación (evitando sobrepresiones de poro) se abren a la atmósfera dos orificios situados en los platos de compresión. Dichos orificios se emplearán posteriormente para la inyección/drenaje de los fluidos en las distintas etapas de embebimiento/drenaje con agua y gas.

El dispositivo donde se han realizado los ensayos descritos en este trabajo es una celda edométrica (aplicación de carga vertical bajo condiciones de deformación lateral nula; Figura 1, izquierda) construida en acero inoxidable AISI 304, con una pared de 24,5 mm de espesor. La celda incorpora dos platos de compresión equipados con juntas tóricas de Viton® y puertos de acceso para medir o inyectar la presión de los fluidos empleados. La celda se aloja en un bastidor rígido que transmite la carga mediante un actuador hidráulico servo-controlado y programable. Para el seguimiento del comportamiento mecánico, los desplazamientos axiales se midieron con dos transductores LDT (cuyas lecturas fueron promediadas) y la carga mediante una

célula de carga conectada a un sistema de adquisición de datos. El calentamiento del dispositivo se realiza mediante una banda calefactora cerámica, controlada por un sistema PID y un sensor de temperatura PT100 situado a la altura de la muestra.

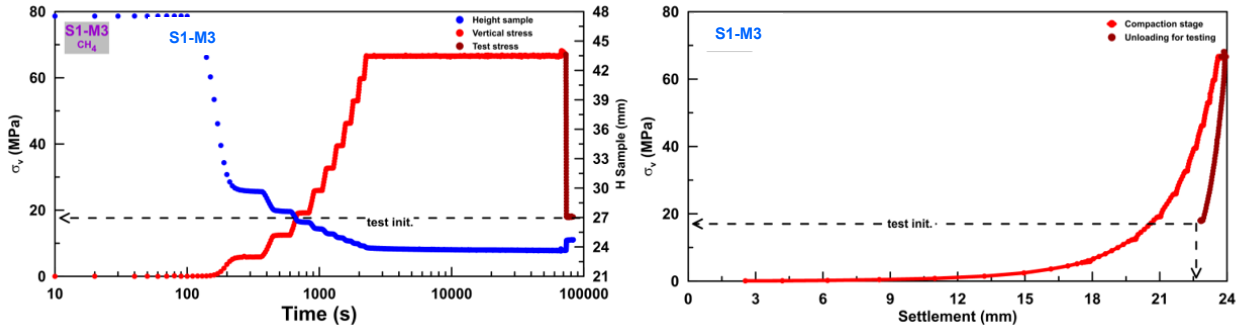


Figura 1. Etapa de reconstitución de la muestra de marga. A la izquierda la variación de la altura con la evolución de las etapas. A la derecha el asentamiento producido en la muestra en la etapa de compactación.

El montaje experimental (Figura 2, derecha) incluye, además, un sistema específico para manejar, cuando es el caso, el fluido de formación, el cual presenta potencial corrosivo (cilindro de transferencia de pistón flotante fabricado en una aleación resistente a la corrosión). Para la inyección del agua se empleó una bomba de jeringa de alta presión (Teledyne Isco 260HP) y el registro de la presión se llevó a cabo con unos transductores de presión (Keller Series 33x) instalados aguas arriba y aguas abajo de la celda. El caudal circulante se midió con la ayuda de una segunda bomba de jeringa de alta precisión análoga a la de inyección. Para las etapas de inyección de gas se emplearon botellas de H_2 y CH_4 conectadas a un manorreductor de precisión, con una presión máxima disponible de 20 MPa.

2.2.2. CONDICIONES Y ETAPAS DE ENSAYO

Teniendo en cuenta las condiciones identificadas *in situ* para el almacén de gas, todos los ensayos se realizaron a 60 °C y bajo una tensión vertical aplicada de 17,5 MPa. Las etapas de drenaje con gas se desarrollaron bajo condiciones hidráulicas controladas, con presión aguas arriba próxima a 8 MPa y presión aguas abajo próxima a 5,5 MPa sobre probeta reconsolidada de acuerdo con el procedimiento anteriormente descrito. El ensayo consiste en la realización secuencial de dos etapas: Por un lado, la etapa de saturación (o embebimiento) de la muestra a partir de la que es posible obtener su permeabilidad intrínseca, pudiendo repetirla más de una vez para obtener la permeabilidad a diferentes presiones de inyección de fluido. A continuación se procede a la inyección de un gas (CH_4 o H_2) para la evaluación de la presión de fuga. En el presente estudio, la secuencia de dos etapas descritas se repitió un total de 7 veces en un periodo aproximado de unos 8 meses de ensayo ininterrumpido.

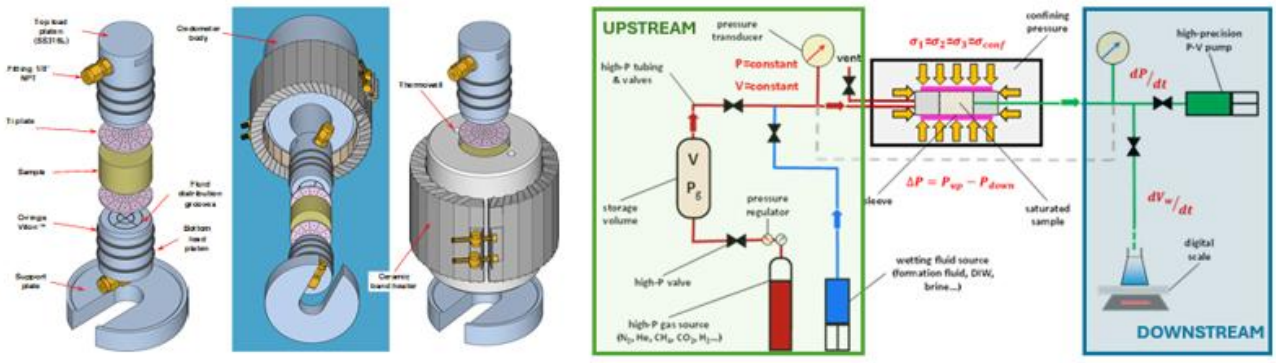


Figura 2. A la izquierda la celda utilizada para realizar el ensayo.
A la derecha el montaje hidráulico dispuesto para realizar la saturación e inyección de gases.

Para la etapa de embebimiento, las conducciones de entrada y salida se llenan con agua, la cual se introduce desde la parte inferior de la celda a una presión de inyección constante. Al mismo tiempo, la salida superior permanece a presión atmosférica. Una vez que se alcanza un caudal constante en la salida de la probeta es posible evaluar su permeabilidad intrínseca empleando la ecuación de Darcy para flujo unidimensional en régimen estacionario:

$$k_{\text{int}} = \frac{\mu_w \cdot L \cdot Q}{A\left(P_{up} - P_{down}\right)} \tag{1}$$

donde μ_w es la viscosidad dinámica del agua desionizada a la temperatura y presión de referencia [0,00047 Pa·s]; Q es el caudal en régimen estacionario [m³/s], L el espesor de la muestra [m], A la sección transversal de la probeta [m²] y P_{up} y P_{down} las presiones del fluido en la entrada y la salida [Pa], respectivamente.

En el ensayo descrito en el presente trabajo se aplicaron en la etapa de embebimiento inicial dos presiones de inyección (6 y 8 MPa) mientras que para las 6 subsecuentes la presión de inyección fue única e igual a 8 MPa. La Figura 3 ilustra los volúmenes acumulados de agua circulada en función del tiempo.

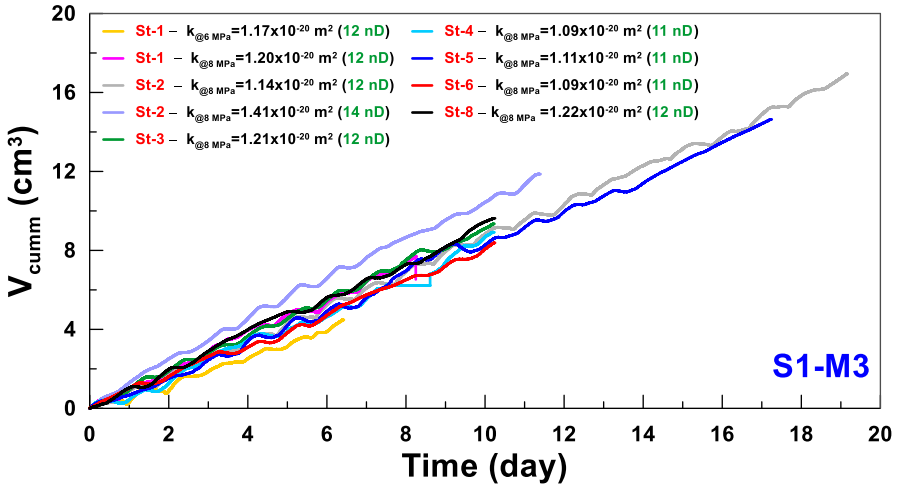


Figura 3. Curvas experimentales de volumen acumulado de agua inyectada respecto del tiempo para cada una de las etapas de saturación del ensayo realizado.

Una vez completada la etapa de saturación de la muestra y determinada su permeabilidad intrínseca, la siguiente etapa contempla la detención de la bomba de inyección de agua y la apertura de la conducción que posibilita la inyección de CH_4 (primera etapa de drenaje) y H_2 (en las 6 subsiguientes) y la evaluación de las correspondientes presiones de fuga (P_E). Para ello se siguió la metodología conocida como *dynamic threshold pressure method* (Egermann *et al.*, 2006; Boulin *et al.*, 2013), la cual está basada en el análisis de los cambios observados en el caudal aguas abajo de la muestra que se producen cuando el gas inyectado alcanza la interfaz de entrada con la probeta ensayada (Zhang & Wang, 2022). Así, cuando el gas alcanza la cara aguas arriba de la muestra, el marcado contraste entre sus propiedades físicas y de transporte respecto al agua provoca una disminución claramente perceptible del caudal en la salida. Para que este cambio pueda identificarse de manera precisa, la presión de inyección del gas debe situarse por encima de la presión de fuga prevista. Sin embargo, el gradiente de presión a través de la muestra debe mantenerse similar en todas las etapas para poder comparar los resultados. En los ensayos la presión aguas arriba se fijó en ~8 MPa y la presión aguas abajo en ~5.5 MPa. El cálculo de P_E (Figura 3) se realiza a partir de la ecuación de flujo de Darcy, considerando los cambios observados en el caudal:

$$P_E = P_G - P_W = \frac{\mu_w \cdot L \cdot Q_{app}}{A \cdot k_{\text{int}}} \tag{2}$$

En la ecuación (2) $P_G = Pup$ y P_W $(= P_{down})$ representan las presiones aguas arriba del gas y aguas abajo del agua, respectivamente, ambas en Pa. El término μ_W se corresponde con la viscosidad dinámica del agua a la temperatura y presión de interés [Pa·s]; L es la longitud de la muestra [m]; A, su sección transversal [m²]; k_{int}, la permeabilidad intrínseca de la muestra [m²]; y Q_{app}, el caudal de agua aparente tras la llegada del H_2 a la cara aguas arriba de la muestra [m³/s].

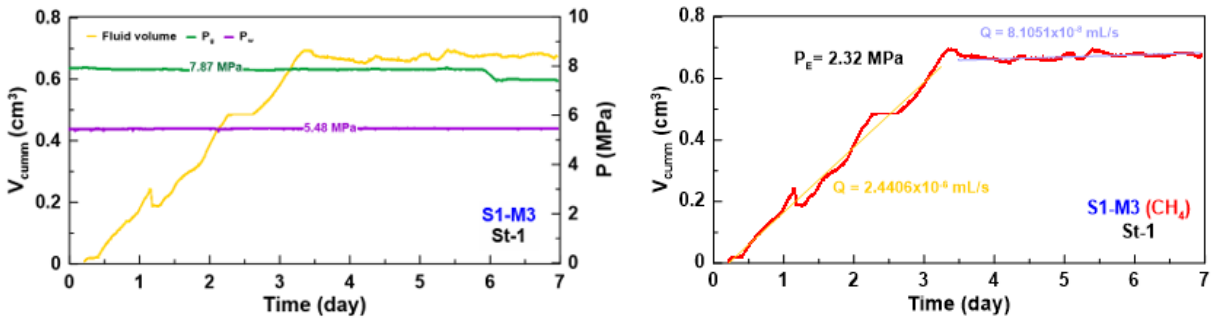


Figura 4. Resultados experimentales de la *primera etapa* de inyección con CH_4 sobre la probeta de sello S1-M3 saturada con agua desionizada para la evaluación de su presión de fuga. El valor resultante es de 2.32 MPa.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El ensayo cíclico de embebimiento/drenaje realizado una muestra del sondeo profundo Casa Nieves 1 ha permitido evaluar la evolución de su permeabilidad intrínseca y de la presión de fuga bajo condiciones representativas del almacenamiento subterráneo de gas de referencia. En total se realizaron siete ciclos consecutivos, consistentes en una fase inicial de saturación con agua seguida de otra de drenaje con gas (CH_4 en el primer ciclo y H_2 en los seis restantes). Las condiciones de ensayo se mantuvieron constantes a lo largo del experimento (60 °C y 17.5 MPa de tensión vertical), con presiones de inyección de agua de 6 y 8 MPa en el primer ciclo y 8 MPa en los posteriores. Los resultados de permeabilidad intrínseca obtenidos tras cada fase (Fig. 3; Tabla 2) muestran un rango de variabilidad estrecho comprendido aproximadamente entre 11.0 y 14.3 nD, con una media de 12.07 nD y una desviación estándar de 1.14 nD. El coeficiente de variación calculado (9.43 %) indica una dispersión relativamente baja, compatible con la variabilidad experimental esperable en este tipo de ensayos. Además, una evaluación estadística preliminar muestra que todos los valores se sitúan dentro del intervalo de predicción del 95%, sin que se identifiquen observaciones atípicas. En consecuencia, los datos pueden considerarse representativos de una única población estadística, lo que sugiere que los ciclos sucesivos de embebimiento y drenaje no provocan cambios significativos en la permeabilidad intrínseca del material.

Tabla 2. Resultados de pemeabilidad y presión de irrupción de las etapas realizadas. Donde P_{sat} es la presión de saturación con agua, k es la permeabilidad intrínseca, P_{in} es la presión de inyección de gas y P_E es la presión de entrada capilar.

Etapa	P_{sat} (MPa)	K (nD)	Gas drenaje	P_{in} (MPa)	P_E (MPa)
1	6-8	11.8-12.2	CH_4	7.86	2.30
2	8	14.3	H_2	7.94	2.34
3	8	12.3	H_2	7.92	2.22
4	8	11.1	H_2	7.99	2.22
5	8	11.3	H_2	7.92	2.14
6	8	11.0	H_2	7.96	2.27
7	8	12.3	H_2	7.93	2.08

Desde el punto de vista físico, este comportamiento indica que los procesos asociados al flujo alternante de agua y gas (por ejemplo, posibles fenómenos de movilización de finos, cambios en la conectividad de la red porosa o efectos de histéresis asociados a la deformación de la matriz) no parecen producir modificaciones apreciables en la estructura hidráulica de la roca, al menos dentro del alcance del número de ciclos evaluado.

Por otro lado, la presión de entrada capilar (P_E), evaluada mediante el método del umbral de presión dinámico en las fases de drenaje con gas, muestra también una variabilidad reducida, con valores comprendidos entre 2.08 y 2.34 MPa y una media de 2.22 MPa. El coeficiente de variación es incluso menor que en el caso de la permeabilidad (4.21 %), lo que pone de manifiesto la notable estabilidad de esta propiedad a lo largo de los ciclos desarrollados.

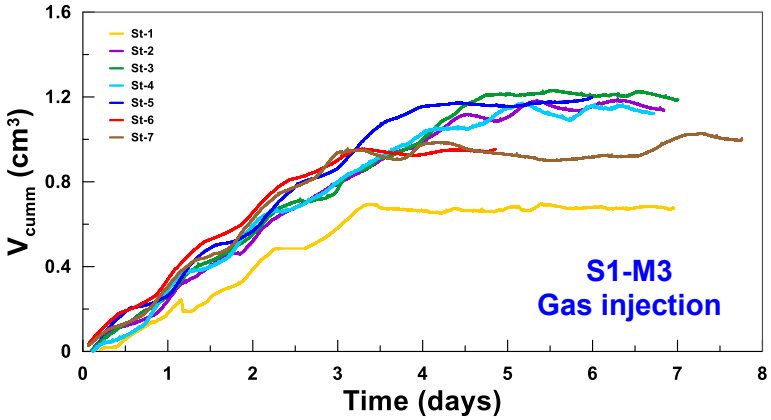


Figura 5. Curvas experimentales del volumen de fluido desplazado por la inyección de gas empleado para la evaluación de la presión de entrada capilar (PE).

Si se analiza la evolución ciclo a ciclo, se observa que el primer drenaje con CH_4 proporciona un valor de 2.30 MPa, mientras que los drenajes posteriores, con H_2, presentan valores similares, aunque con una ligera tendencia descendente hacia el final del ensayo, alcanzando los 2.08 MPa en el séptimo ciclo. Esto se puede observar en la Figura 5, donde aparecen representados el volumen de fluido desplazado en la etapa de inyección de gas. No obstante, esta variación se mantiene dentro del rango estadístico esperado y no supera los límites definidos por ±2σ respecto a la media. Por tanto, dentro del alcance del número de ciclos realizado y los gases considerados, no puede establecerse una tendencia significativa de degradación de la presión de entrada capilar. Desde el punto de vista de la integridad del material como sello, estas observaciones son relevantes ya que, P_E es un parámetro clave para evaluar la capacidad de confinamiento (o retención) frente a la migración de gas.

La estabilidad observada en k_{int} y P_E sugiere que la estructura porosa del material no experimenta modificaciones significativas durante los ciclos de embebimiento/drenaje consecutivos, siempre dentro del alcance del limitado número de ciclos desarrollados. Esta observación se ve reforzada por las observaciones mecánicas realizadas durante el ensayo, que no muestran cambios dimensionales apreciables en la probeta en el transcurso de los ciclos realizados. De ese modo, la ausencia de deformaciones permanentes o de variaciones de porosidad detectables indica que el flujo cíclico de agua y gas en este material no da lugar a procesos relevantes de expansión, colapso de la estructura porosa o lavado de partículas finas. En conjunto, estos resultados constituyen una evidencia experimental de la estabilidad hidro-mecánica del material de sello frente a condiciones de presión fluctuantes, características de los sistemas de almacenamiento estacional de gas.

4. CONCLUSIONES

Se han realizado siete ciclos consecutivos de saturación con agua y drenaje con gas (CH_4 primero y H_2 después) sobre una probeta de marga de la formación sello de un potencial almacenamiento de gas en condiciones *in situ* representativas (60 °C y 17.5 MPa de tensión vertical y condiciones hidráulicas controladas durante los ensayos de gas ($P_{up} \approx 8$ MPa y $P_{down} \approx 5{,}5$ MPa).).

Los valores de k_{int} obtenidos tras cada fase de saturación muestran una dispersión reducida, con una media de aproximadamente 12.07 nD y un coeficiente de variación del 9.43%, lo que indica una estabilidad notable de esta propiedad a lo largo de los ciclos de embebimiento. Asimismo, la P_E media de la misma probeta es de 2.2 MPa con un coeficiente de variación del 4.21%.

No se observa una tendencia significativa de degradación ni en la permeabilidad ni en la presión de entrada capilar como consecuencia de los ciclos sucesivos de saturación y drenaje, lo que indica que las propiedades hidráulicas del material permanecen esencialmente estables.

La comparación entre el primer drenaje con CH_4 y los posteriores con H_2 no permite identificar diferencias sistemáticas asociadas al tipo de gas inyectado, al menos dentro del número de ciclos evaluado.

En conjunto, los resultados obtenidos evidencian la estabilidad hidro-mecánica del material de sello frente a condiciones de presión fluctuantes, lo que constituye un aspecto favorable para su comportamiento en aplicaciones de almacenamiento subterráneo de gas.

AGRADECIMIENTOS

Los trabajos presentados en esta contribución han sido financiados por los proyectos UNDERGY, UES365 y Guardiane-Q.

REFERENCIAS

Aftab A., Hassanpouryouzband A., Xie Q. Machuca L.L., Sarmadivaleh M. Toward a Fundamental Understanding of Geological Hydrogen Storage. (2022) *Industrial & Engineering Chemistry Research,* Vol. 61 (9): 3233-3253

Ali, M., Pan, B., Yekeen, N., Al-Anssari, S., Al-Anazi, A., Keshavarz, A., Iglauer, S., Hoteit, H. (2022). Assessment of wettability and rock-fluid interfacial tension of caprock: Implications for hydrogen and carbon dioxide geo-storage. *International Journal of Hydrogen Energy*, Vol. 47 (30): 14104–14120.

Boulin, P.F., Bretonnier P., Vassil V., Samouillet A. Fleury M., Lombard J.M .(2013). Sealing efficiency of caprocks: Experimental investigation of entry pressure measurement methods. *Marine and Petroleum Geology* Vol.48:20–30

Dilshan, R.A.D.P., Perera, M.S.A., Matthai, S.K. (2024). Effect of mechanical weakening and crack formation on caprock integrity during underground hydrogen storage in depleted gas reservoirs – A comprehensive review. *Fuel*, Vol.371 (Part A)

Egermann, P., Lombard J.M., Bretonnier P. (2006). A fast and accurate method to measure threshold capillary pressure of caprocks under representative conditions. *International Symposium of the Society of Core Analysts*. Trondheim, Norway 12-16 September, 2006. SCA2006-A

Espinoza, D.N., Santamarina, J.C. (2017). CO_2 breakthrough—Caprock sealing efficiency and integrity for carbon geological storage. *International Journal of Greenhouse Gas Control*, Vol. 66: 218–22

Galera, J.M. Checa M., Pérez C. Williams B., Pozo V. (2006). Caracterización de detalle de las margas azules del Guadalquivir mediante ensayos in situ y de laboratorio. *Ingeopres: Actualidad Técnica de la Ingeniería Civil, Minería, Geología y Medio Ambiente* 186:16-22.

Hubao, A., Yang, Z., Chen, Y., Hu, R., Wood, C.D., Kang, Q., Chen, Y.-F. (2024). H_2 diffusion in cement nanopores and its implication for underground hydrogen storage. *Journal of Energy Storage*, Vol. 102

Ledesma, S. (2000). Astrobiocronología y estratigrafía de alta resolución del Neógeno de la cuenca del Guadalquivir-Golfo de Cádiz. Unpublished Ph.D. University of Salamanca. 476 p.

Levikhin, A.A., Boryaev, A.A. (2024). Physical properties and thermodynamic characteristics of hydrogen. *Heliyon,* Vol. 10 (17)

Makhnenko, R.Y., Vilarrasa, V., Mylnikov, D., Laloui, L. (2017). Hydromechanical Aspects of CO_2 Breakthrough into Clay-rich Caprock. *Energy Procedia*, Vol. 114: 3219–3228.

Oteo, C. Moreno J., Arozamena P., Diez J. (2009) Problemas geotécnicos en la Línea 1 del Metro de Sevilla. *Revista de Obras Públicas* 3498: 43-64.

Raza, A., Alafnan, S., Glatz, G., Arif, M., Mahmoud, M., Rezk, M.G. (2022). Hydrogen Diffusion in Organic-Rich Porous Media: Implications for Hydrogen Geo-storage. *Energy & Fuels,* Vol.36 (24): 15013–15022

Salvany, J.M. & Custodio, E. (1995). Características litoestratigráficas de los depósitos plio-cuaternarios del bajo Guadalquivir en el área de Doñana: Implicaciones hidrogeológicas. *Revista de la Sociedad Geológica de España.* Vol. 8:21-31.

Soeder, D.J. 1986. Laboratory drying procedures and the permeability of tight sandstone core. *SPE For-mation Evaluation* Vol. 1:16–22.

Trimi, P.-M.; Bellas, S.; Vakalas, I.; Gholami, R.; Gaganis, V.; Gontikaki, E.; Stamatakis, E.; Yentekakis, I.V. (2025) A Review of Caprock Integrity in Underground Hydrogen Storage Sites: Implication of Wettability, Interfacial Tension, and Diffusion. *Hydrogen*, Vol. *6* (91).

Vázquez, M. 2014. Comportamiento volumétrico de la Marga Azul del Guadalquivir ante los cambios de succión. Unpublished Ph.D. University of Seville, 250 p.

Zhang, C. & Wang, M. (2022). A critical review of breakthrough pressure for tight rocks and relevant fac-tors. *Journal of Natural Gas Science and Engineering* Vol. 100

GEOTECNIA Y GESTIÓN DE RIESGOS EN EL DESARROLLO DE PROYECTOS DE ENERGÍA FOTOVOLTAICA

Eloy JIMÉNEZ ONTIVEROS[(1)*] y Temis Amor QUIROZ LOZANO[(2)]

[(1)] Control y Geología SA (CYGSA)
*eloy_ontiveros@yahoo.es

[(2)] Universidad de Granada

RESUMEN

La energía fotovoltaica ha experimentado un crecimiento exponencial en inversión en la última década, tratándose del tipo de energía verde con mayor crecimiento, lo que la hace clave en los objetivos de descarbonización a nivel mundial. La gestión de proyectos en el ámbito de las energías renovables implica un gasto inicial en estudios de viabilidad y en la fase de desarrollo del proyecto. Para reducir los riesgos de la inversión es importante definir el alcance de los estudios en cada etapa y el momento idóneo para realizarlos, de forma que los alcances estén balanceados con la creación de valor en cada fase. Un estudio geotécnico insuficiente en etapas iniciales puede derivar en la necesidad de cambios no contemplados en la cimentación, afectando a la rentabilidad del proyecto. El análisis técnico debe enfocarse hacia una optimización de los costes de inversión, garantizando la durabilidad durante la vida útil de la instalación y previniendo los riesgos que puedan dañar el activo, entre los cuales son cruciales los riesgos geotécnicos. En un parque fotovoltaico se combinan cimentaciones de elementos de diferente naturaleza y cargas, seguidores solares, cimentados con perfiles hincados, así como elementos auxiliares, sistemas de almacenamiento como baterías, e incluso instalaciones para generación de hidrógeno verde, como electrolizadores y depósitos de almacenamiento, que requerirán cimentaciones superficiales tipo losa o pilotes cortos, según los condicionantes del suelo. El condicionante principal con impacto en los costes de cimentación es la hincabilidad de los perfiles, la optimización de su profundidad, y la necesidad o no de preperforaciones. Para lograr esta optimización es indispensable la realización de ensayos in situ de arrancamiento y carga lateral (pull-out test). Otros factores y riesgos geotécnicos que considerar son la presencia de arcillas expansivas, prevención contra efectos de la helada en climas fríos, determinación del potencial de corrosión en suelos, erosionabilidad del suelo, u otros riesgos específicos de cada emplazamiento.

ABSTRACT

Photovoltaic energy has seen exponential growth in investment over the past decade, making it the fastest-growing form of green energy and a key component of global decarbonization goals. Project management in the renewable energy sector involves initial costs for feasibility studies and the project development phase. To mitigate investment risks, it is important to define the scope of the studies at each stage and the optimal timing for conducting them, ensuring that the scope is balanced with value creation in each phase. An inadequate geotechnical study in the early stages can lead to the need for unanticipated changes to the foundation, affecting the project's profitability. The technical analysis must focus on optimizing investment costs, ensuring durability throughout the facility's lifespan, and preventing risks that could damage the asset—among which geotechnical risks are crucial. A photovoltaic park combines foundations for

elements of different types and loads, solar trackers founded on driven piles, as well as auxiliary elements, storage systems such as batteries, and even facilities for green hydrogen generation, such as electrolysers and storage tanks, which will require shallow slab-type foundations or short piles, depending on soil conditions. The main factors affecting foundation costs are the drivability of the piles, the optimization of their depth, and whether pre-drilling is required. To achieve this optimization, it is essential to conduct on-site pull-out tests. Other geotechnical factors and risks to consider include the presence of expansive clays, protection against frost effects in cold climates, determination of corrosion potential in soils, soil erodibility, or other site-specific risks.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Energías renovables (Green energy), optimización inversión (investment optimization), riesgos geotécnicos (geotechnical risks).*

1. INTRODUCCIÓN

El crecimiento de la generación en energías renovables alcanzó el 30% de la energía generada a nivel mundial por primera vez en 2023 (fig. 1), si se considera la contribución de la energía nuclear en el mix de generación mundial, en la actualidad el 40% de la electricidad ha sido generada con fuentes de baja emisión de carbono. Este crecimiento en la generación de energías renovables se apoya principalmente en el crecimiento de la energía eólica y solar. En España la implantación de renovables es superior a la media mundial, en 2024, la energía generada con fuentes renovables fue de 149 Twh, lo que supuso un 55.7% del total de la producción de electricidad en España (fig.1) (Graham et al., 2025).

La electricidad solar se ha convertido en el motor de la transición de electricidad en el mundo, con una tasa de crecimiento de la generación solar en 2024, del 29%, siendo la más alta en los últimos 6 años. En combinación con el almacenamiento en baterías, la electricidad solar será clave para satisfacer la demanda mundial.

La inversión inicial (CAPEX o Capital Expenditure) en una instalación fotovoltaica es la más importante, e incluye el desarrollo y los costes de Ingeniería, Construcción y Compra de Equipos (EPC), siendo los costes de operación y mantenimiento mucho menores en comparación con la inversión inicial. Entre los costes de EPC de un proyecto, la obra civil puede suponer en torno a un 20%, los equipos en torno al 75%, y en torno a un 5% la interconexión a red (fig. 2). La optimización de costos de inversión en ámbito geotécnico tiene impacto tanto en la obra civil, como en la cimentación de seguidores y equipos auxiliares y sus componentes.

2. PROCESO DE INVERSIÓN Y GESTIÓN DE RIESGOS EN PARQUES SOLARES

Desde un punto de vista macroeconómico, el sector de las energías renovables se afianza como un actor relevante de la economía española. La instalación de más sistemas de almacenamiento, como baterías, bombeo hidroeléctrico, o destinar los excedentes de producción a tecnologías de almacenamiento, como el hidrógeno verde, son los retos que ayudarán a aprovechar el recurso instalado y avanzar en el impulso de las renovables.

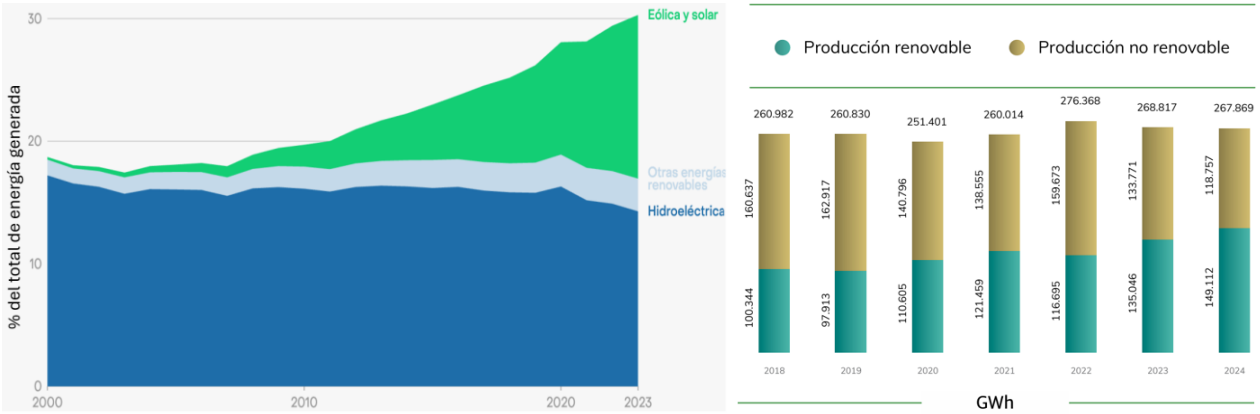


Figura 1. Porcentaje de generación con renovables a nivel mundial (izq.) y en España (derecha) (Graham et al., 2025).

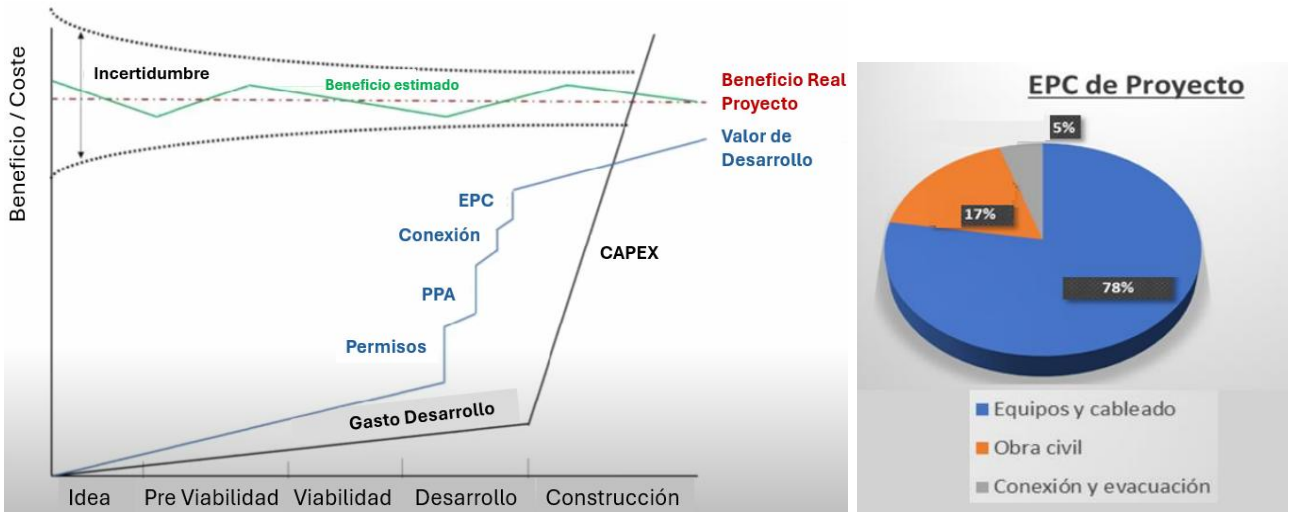


Figura 2. Fases del proceso de inversión en renovables, evolución de costes de inversión y reducción de incertidumbres (Wojtowitz, 2022) (izquierda) , costes principales en el desarrollo y construcción de la EPC (Riderelli, 2024) (derecha).

En el proceso de inversión en plantas de generación fotovoltaica la selección de inversiones suele comenzar con un promotor que identifica terrenos con potencial como plantas de generación. Se evalúa la idoneidad del terreno, la medición detallada de recursos, posibilidades de interconexión a red, disponibilidad de incentivos y aspectos normativos y de regulación. Si el análisis es positivo el proyecto pasa a la fase de desarrollo avanzado, que supone más costes. Incluso en esta fase, el proyecto puede acabar construyéndose o no, y los costes de desarrollo no recuperarse. A partir de la información obtenida en fase de desarrollo se elabora un modelo financiero recopilando estimaciones de ingresos, costes y financiamiento. A partir de este modelo, los inversores deciden si se lleva a cabo la inversión y el proyecto pasa a la fase de construcción. Los riesgos de inversión se agrupan en cinco áreas principales: 1) marco jurídico, 2) riesgos que afectan a los ingresos, 3) riesgos que afectan a los costes, 4) riesgos que afectan a la estructuración financiera y 5) cuestiones medioambientales/sociales (Duma et al., 2023).

El ámbito de la geotecnia permite identificar riesgos que afectan a los costes de implantación, como el coste de las cimentaciones, en este sentido, la hincabilidad, necesidad de preperforaciones o la presencia de sustratos duros son claves en este sentido (fig.3). Riesgos geotécnicos como la expansividad del terreno, riesgo de heladas, corrosividad, y las acciones preventivas para mitigarlos, pueden impactar en el costo total. Riesgos que pueden afectar a los ingresos son la inundabilidad de la parcela, limitando la superficie útil de generación, o riesgos geotécnicos no identificados en fase de construcción que impacten en la durabilidad de los equipos.

El alcance de los estudios geotécnicos debe lograr un balance entre la fase de desarrollo en que se encuentra el proyecto y la información necesaria en ámbito geotécnico. En este sentido cabe hacernos las siguientes preguntas: ¿Cómo pueden los promotores conocer los riesgos geotécnicos antes de adquirir el terreno y cuales son los efectos que las condiciones del suelo pueden tener en la rentabilidad del diseño de las cimentaciones? ¿Cuál es el alcance óptimo de una investigación del terreno en cada fase y cuándo debe llevarse a cabo? ¿Puede equilibrarse el coste de la investigación geotécnica, con la reducción del riesgo y creación de valor? ¿Cómo gestionan promotores y contratistas los riesgos? ¿Cómo mitigar el riesgo de imprevistos en la cimentación?

Para darnos una idea de la importancia del estudio geotécnico, la profundidad en la cimentación de los seguidores puede elevar el coste de la obra civil y estructura entre un 15 y un 25% respecto a terrenos favorables al hincado. Terrenos con necesidad de preperforaciones o necesidades de empotramiento por suelos blandos o expansivos, impactan tanto en el coste del material (8 a 15 €/ m, en perfiles C a HEB) reducción de rendimiento de maquinaria y personal (20 – 30% adicional si se requiere preperforación). Considerando una media de 350 a 400 postes por MW, los sobrecostes no son despreciables y pueden llegar a dispararse con presencia roca (fig. 3).

Distinguiremos tres etapas en el desarrollo del proyecto, a partir de los cuales se establecerán los alcances del desarrollo e investigación geotécnica. Aunque el alcance del estudio debe graduarse en función de la fase de desarrollo del proyecto, una exploración robusta desde fases iniciales reduce riesgos con impacto en la rentabilidad del proyecto:

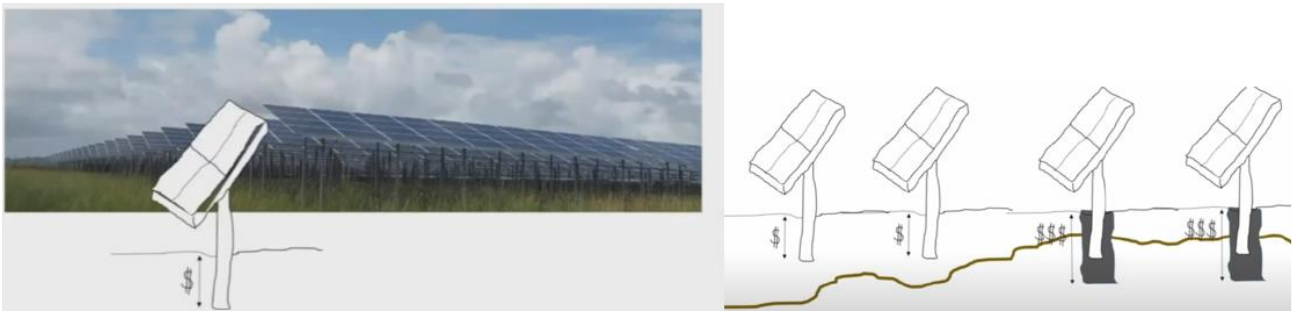


Figura 3. Importancia del estudio geotécnico en el coste de cimentaciones del parque solar (Wojtowitz, 2022).

- Evaluación inicial: Esta fase está orientada a una evaluación inicial del recurso solar y la definición de una implantación preliminar y será un punto de partida para descartar emplazamientos, o bien iniciar la realización de estudios de viabilidad.
- Estudios de Viabilidad: Previo al desarrollo de la ingeniería de detalle se suele estudiar la viabilidad del desarrollo fotovoltaico con herramientas como la Due Diligence. Se trata de un análisis que se realiza previo a la toma de decisiones de inversión e incluye etapas de investigación, análisis y verificación de aspectos técnicos. El proyecto debe ser técnicamente viable, financieramente sostenible, seguro desde el punto de vista regulatorio y medioambientalmente sostenible. El análisis técnico incluirá un estudio del recurso solar y una predicción de rendimiento, y se analizará el proyecto, en el que se debe contar con una implantación y un diseño inicial.
- Fase de desarrollo y construcción. En parques fotovoltaicos, la fase de desarrollo del proyecto se suele realizar mediante contratos tipo "llave en mano", conocidos como EPC (Engineering, Procurement and Construction), donde la ingeniería de detalle, suministro de equipos, construcción y conexión, suele estar a cargo de una misma empresa. Se ampliarán los estudios previos, con el objetivo de optimizar los gastos de construcción; topografía de detalle; inundabilidad; movimiento de tierras. En el desarrollo se identificarán las restricciones al diseño, que pueden ser geotécnicas, medioambientales, inundabilidad, o de otra índole, y se adaptará la implantación con las restricciones identificadas. Se diseñarán las cimentaciones de seguidores y elementos auxiliares, profundidad de hincado de perfiles y sistemas alternativos de cimentación, espesores de galvanizado.

La planta de Larks Green (Fig. 4), en Bristol, es ejemplo de la identificación de restricciones medioambientales, inundabilidad y geotécnicas en fases de viabilidad y de desarrollo y construcción. El proyecto comprende 106 Ha, en el que uno de los condicionantes ha sido las políticas de preservación de la vegetación y biodiversidad, debiendo mantener las masas arbóreas y arbustivas existentes en el terreno, así como la red de canales y cauces de la zona de cultivo.



Figura 4. Restricciones a la implantación. Larks Green de 49.9 MW, construido por Gransolar.

Otra restricción ha sido la inundabilidad, tanto para definir áreas de exclusión en las zonas de implantación de los seguidores, como para establecer aspectos concretos como la altura de los seguidores y de las plataformas para elementos auxiliares, como inversores o áreas de baterías para almacenamiento de energía. También la detección de riesgos geológico – geotécnicos ha identificado una zona de fractura en una zona de infiltración en la formación de arcillas y margas, que estaba provocando un hundimiento en una parte de la parcela. Otro riesgo geotécnico ha sido la expansividad del terreno.

3. ANÁLISIS GEOTÉCNICO GENERAL DE UN PARQUE FOTOVOLTAICO

En un análisis inicial en fase de identificación de sitios y pre-viabilidad las fuentes de información serán bases de datos públicas. Se tratará de realizar una identificación preliminar de los tipos de suelo existentes, relieve, proximidad a zonas inundables. Es recomendable una visita a sitio, en la que se pueden identificar restricciones a la implantación.

En un estudio de viabilidad los estudios previos del emplazamiento incluirán el análisis del relieve, identificando los costes derivados de los movimientos de tierra para realizar la implantación, estudios de inundabilidad en los que se definirán restricciones al emplazamiento, restricciones ambientales o de otra índole. Se determinará la altura de lámina de agua en zonas inundables sobre la que deberá situarse el equipamiento eléctrico y paneles, así como análisis de velocidades de flujo y control de erosión. El alcance de los estudios debe permitir desarrollar una ingeniería básica, así como la documentación de partida para elaborar los requerimientos que debe seguir la ingeniería de detalle.

3.1. CAMPAÑA GEOTÉCNICA

El contenido del estudio geotécnico para la fase de viabilidad incluirá una caracterización del terreno en el que se determinará si hay riesgo de sobrecostes en la cimentación, determinando la viabilidad del emplazamiento y la necesidad de implementar cambios en el diseño estructural o si se puede generar retraso en plazos durante la construcción. Entre los alcances del estudio debe incluir recomendaciones de cimentación, zonificación de la hincabilidad e indicación de la necesidad de empleo de métodos alternativos como preperforaciones, pilotes helicoidales (screw piles), cimentaciones superficiales; parámetros geotécnicos para el cálculo; recomendaciones de excavación; riesgos geotécnicos, como expansividad, potencial de licuefacción, corrosión y otros riesgos; sismicidad; resistividad térmica y eléctrica.

Para la fase de desarrollo y construcción, si la campaña geotécnica realizada en fases previas se hubiera quedado corta en cuanto a intensidad y tipo de reconocimientos, se realizará una campaña complementaria, para recabar los datos necesarios para la realización de la ingeniería de detalle. Cabe señalar que la diferencia en coste y alcances de un estudio geotécnico para fase de viabilidad (due dilligence) y para fase de diseño y construcción, no es mucho mayor, por lo que conviene un alcance suficiente desde fases iniciales, ahorrando inversión respecto a la ejecución de una segunda campaña para la fase de desarrollo.

Un número de reconocimientos orientativo en función del terreno se podría obtener a partir de la superficie del parque en hectáreas (Ec.1) (tabla 1) (Jiménez, 2021), que puede ampliarse o reducirse en función del relieve y la complejidad geotécnica.

$$N = 3 \cdot S^{0.55} \tag{1}$$

Tabla 1. Número de reconocimientos en función de la superficie (Jiménez, 2021) (Fernández, 2024).

Superficie (Ha)	Sondeos / Catas	Resistividad Eléctrica /Térmica	Pull Out Test
<2	3 - 5	1 - 2	5 - 7
2 - 5	5 - 7	2 - 3	7 - 13
5 - 10	7 - 11	3 - 5	13 - 21
10 - 30	11 - 20	5 - 9	21 - 40
30 - 100	20 - 38	9 - 12	40 - 86
100 - 300	38 - 70	12 - 15	86-171

El tipo de reconocimiento habitual son sondeos o catas, pudiendo complementarse con ensayos de penetración dinámica. Se recomienda que al menos un tercio de estos, sean sondeos para extraer muestras inalteradas.

Una campaña detallada de ensayos pull-out test, puede aportar información relevante para el diseño, como tipo de perfil metálico, profundidad de hincado, zonificación, permitiendo optimizar costes. Un número orientativo de ensayos pull-out test se puede obtener con la expresión (Ec. 2) (tabla 1) (Fernández, 2024).

$$N = 5 \cdot S^{0.62} \quad (2)$$

Los métodos geofísicos se emplean para la determinación de la resistividad, con tomografía eléctrica. Estos métodos, y la sísmica de refracción permiten obtener una estratigrafía, e identificar roca y zonas duras.

3.2. DISEÑO DE CIMENTACIONES DEL PARQUE FOTOVOLTAICO

3.2.1. SEGUIDORES SOLARES

Los seguidores solares están formados por una estructura metálica, donde se fijarán los paneles fotovoltaicos, que se disponen en alineaciones Norte – Sur, y tienen un sistema mecánico que hace girar la estructura en sentido Este – Oeste, siguiendo la trayectoria del sol para maximizar la generación eléctrica.

Los seguidores son elementos ligeros, donde las principales acciones que deben soportar son las debidas al viento, provocando cargas laterales y de extracción. La cimentación más común y económica es el hincado de los propios perfiles metálicos que componen su estructura, con una cimentación asimilable a pilotes cortos. La profundidad de cimentación debe proporcionar una resistencia a extracción que se evalúa a partir de la resistencia por fuste que se requiere movilizar, y debe ser capaz de aguantar frente acciones laterales, que se puede evaluar mediante el análisis de las curvas fuerza deformación, en la que se involucran los módulos de deformación del terreno. La acción principal a la que están sometidos es el viento por lo que una optimización de los coeficientes eólicos en función de la ubicación del seguidor permite reducir empotramientos.

La naturaleza del terreno y resistencia al hincado condiciona tanto el tipo de perfil, ya que los más ligeros presentan más dificultades a la hinca que los más pesados, como la profundidad a la que debe hincarse. Llanuras y fondos de valle con suelos blandos presentan los suelos más favorables para la hinca.

Cambios volumétricos del terreno provocados por expansividad, o heladas en climas fríos, condicionan la profundidad de hincado del perfil, que debe ser mayor, tanto para evitar los movimientos ascensionales, que pueden imponer deformaciones y esfuerzos a la estructura del seguidor, y a la larga reducir su empotramiento, como por la reducción de fricción cuando al reducir volumen, creándose una zona fisurada.

Dada la extensión de los parques fotovoltaicos puede haber zonas donde la hinca directa no es posible, por la presencia de suelos de mayor competencia, o en que la profundidad alcanzada no es suficiente para hacer frente a las acciones que soporta el panel. En estos casos hay varias posibles soluciones alternativas, como preperforaciones, pilotes helicoidales, o cimentaciones superficiales, si hay rechazo en la hinca.

La herramienta principal para analizar la hincabilidad en una parcela, así como la obtención de los módulos de deformación del terreno, es mediante la realización de ensayos pull-out test, que se expondrá en detalle.

3.2.2. CIMENTACIÓN DE EQUIPAMIENTO ELECTRICO Y AUXILIARES

En parques fotovoltaicos, si bien los elementos principales son los seguidores solares, existen otros equipos necesarios para el funcionamiento del parque, entre estos presentan unas características similares inversores necesarios para la transformación de corriente continua, generada por los paneles, a corriente alterna y baterías, para almacenamiento. Estos equipos suelen montarse en contenedores similares a los empleados en transporte marítimo.

Presentan unas cargas medias a reducidas, aptas para su cimentación mediante losa o zapata. No obstante, las características propias de los emplazamientos de las plantas fotovoltaicas presentan una serie de condicionantes que debe resolver la cimentación de estos equipos, como la presencia de zonas inundables, suelos expansivos, alta compresibilidad, climas fríos y helada.

Las cimentaciones deben considerar aberturas en la cimentación para entrada de conducciones eléctricas en zanja, y la necesidad de disposición de plataformas de acceso en elementos elevados. Algunas de las soluciones de cimentación que se suelen emplear son las siguientes, considerando coste y condicionantes específicos.

Equipamiento auxiliar del parque suele ir montado en elementos tipo poste como estaciones meteorológicas, cámaras de vigilancia, equipos de comunicaciones, entre otros.

Tabla 2. Tipologías habituales de cimentación en función de los condicionantes geotécnicos y emplazamiento.

Tipología Cimentación Inversores / Baterías	**Condicionantes Geotécnicos Suelo**				
	Sin Restricc.	**Inundabi. E**	**Expansivo**	**Compresible**	**Helada**
Zapata / Losa Directa	X				
Sustitución Suelo - Losa			X	X	X
Losa Sobre Terraplén		X			
Pilotes Cortos		X	X	X	
Losa Con Pilares Enanos		X	X	X	
Sustitución Terreno Por Aligerantes (Porexpan)				X	
Revestimientos Cimentación					X
Micros / Perfiles Acero		X	X	X	X

A los elementos auxiliares sobre poste se les puede adosar otros equipos de la planta como inversores de anillo de pequeño tamaño. Se resuelven con cimentaciones sencillas, que suelen estudiarse como pilotes cortos, pozos de cimentación o losas apoyadas sobre el terreno, en función de los condicionantes existentes.

3.3. ENSAYOS PULL-OUT TEST

La campaña de pull-out test tiene como objetivo la determinación empírica de los parámetros de resistencia por fuste, frente a la extracción, así como la deformabilidad del terreno frente a cargas laterales, al objeto de poder optimizar el empotramiento de los perfiles. Esta campaña debe tomar como base la caracterización del terreno realizado en el estudio geotécnico, al objeto de partir de una zonificación previa. Se suelen usar postes con una sección similar a las diseñadas en el proyecto. Esto ayuda a determinar las áreas en que es posible el hincado directo y determinar los parámetros de resistencia última del suelo.

La aplicación de las cargas suele realizarse empleando maquinaria pesada como reacción, empleando gatos, o bien aplicando las cargas con el sistema hidráulico de la maquinaria (Fig. 6).

El objetivo principal de una campaña de pull out test durante los estudios de viabilidad es evaluar el procedimiento más adecuado para la cimentación (necesidad de pre-drill) y un predimensionamiento de la longitud de empotramiento. Las cargas se suelen aplicar en escalones de carga y descarga hasta el máximo valor, con ciclos de carga y descarga (Fig. 5). En el ensayo de carga lateral se recomienda que la máxima carga aplicada sea al menos el 120% de las acciones de diseño. Con la prueba se verifica que los desplazamientos absolutos y remanentes durante la vida útil de la estructura son admisibles, siendo común un límite de 20-30 mm para desplazamientos absolutos y 10 mm para remanentes. Mediante un análisis retrospectivo se obtiene un módulo de balasto, sirviendo como parámetro para comprobar la cimentación con otras combinaciones de momentos y cortantes, mediante software específico para la determinación de las curvas carga – desplazamiento, como L-Pile, RS-Pile u otros equivalentes (Fernández 2024).

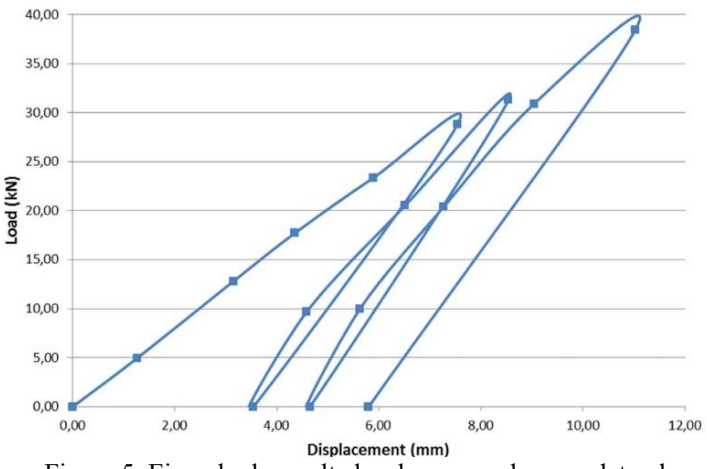


Figura 5. Ejemplo de resultados de ensayo de carga lateral.



Figura 6. Ejecución de ensayos pull-out test mediante el empleo de maquinaria auxiliar (retroexcavadoras).

En el ensayo de extracción el procedimiento es similar, y permite caracterizar el punto crítico, a partir del cual se produce la extracción. A partir de este ensayo se obtiene el valor límite de resistencia por fuste.

4. RIESGOS GEOTÉCNICOS EN INSTALACIONES FOTOVOLTAICAS

4.1. EXPANSIVIDAD

Los parques fotovoltaicos están constituidos por estructuras muy ligeras mediante perfiles de acero hincaddos, por lo no es posible contrarrestar el efecto de la expansividad con la carga transmitida, como se hace comúnmente en edificación. Al ocupar grandes extensiones de terreno impide contemplar soluciones como una sustitución del terreno, o la creación de un terraplén que compense la carga de expansividad.

La cimentación suele estar formada perfiles de acero hincados en el terreno, de en torno a 3 – 4 m de profundidad. Profundidades superiores no suelen ser viables por el costo de acero y por la altura usual de los equipos de hincado.

Un terreno expansivo al hincharse provoca el levantamiento del terreno, tirando hacia arriba del perfil. Si el perfil está completamente en la capa activa, se moverá con el terreno provocando movimientos diferenciales a lo largo de los trackers, ya que la expansividad no suele ser homogénea. Si la cimentación se encuentra hincada a una profundidad mayor al espesor de capa activa, existirá una zona con resistencia de fuste hacia arriba, motivada por la expansión del terreno, y otra hacia abajo, oponiéndose a la extracción. El perfil debe estar hincado lo suficiente para contrarrestar la expansión de la capa activa. Cuando el terreno reduce su volumen se generan grietas de retracción en el terreno, que afectan a la resistencia por fuste (Fig. 7).

Suelos expansivos suelen tener un contenido elevado de finos arcillosos con valores de límite líquido e índices de plasticidad elevados. La expansividad se suele caracterizar mediante la realización de ensayos directos (hinchamiento libre, determinación de presión de hinchamiento).

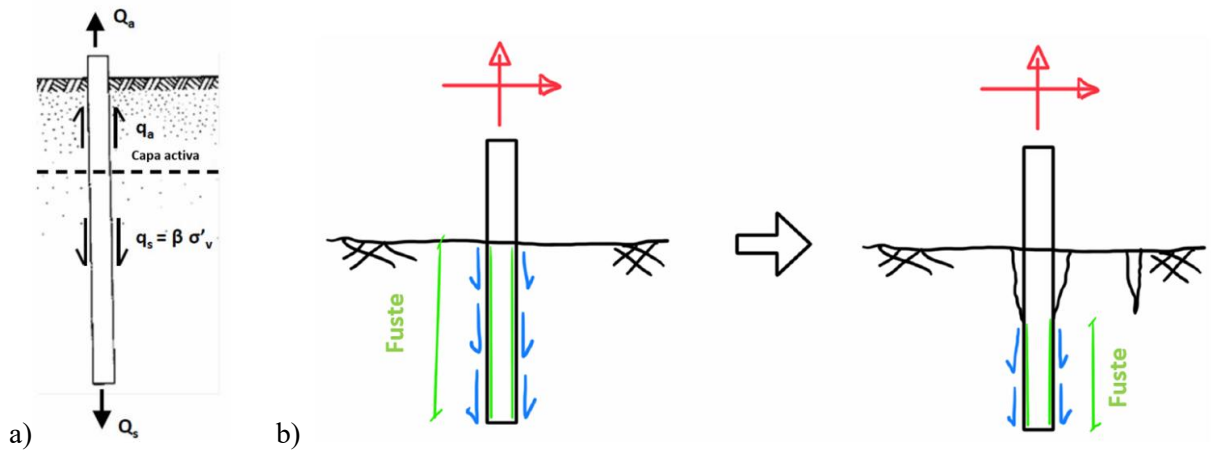


Figura 7. a) Esquema de comportamiento del perfil en incrementos de volumen del terreno. b) Esquema de pérdida resistencia por fuste debida a la presencia de grietas de retracción (Tengblad, 2022).

La normativa internacional que aborda la expansividad en mayor profundidad es la AS 2870 (2011). Esta norma define la profundidad de grietas de retracción esperaba como la mitad del espesor de capa activa. Especifica el índice shrink-swell, Iss, a partir de la norma de ensayo AS 1289 7.1.1 (2025), mediante la expresión, a partir de las deformaciones medidas en el test de contracción y de hinchamiento, con unidades de % deformación / succión en pF.

$$I_{ss} = \frac{\varepsilon_{shrink} + 1/2\ \varepsilon_{swell}}{1.8} \tag{3}$$

Esta norma adapta la expresión de Aitchison et al. (1973) con la que se pueden estimar los desplazamientos en superficie, δ (Ec. 4). Para cada capa de espesor, Δz, se tiene un valor de succión del suelo, Δu, expresado en pF, que afectado del índice de inestabilidad del suelo Ipt (Ec.5), nos permite determinar el hinchamiento de cada capa. El índice de inestabilidad se puede obtener a partir del índice shrink – swell, Iss, aplicando un factor α (Ec.6), función de la restricción vertical y lateral del suelo, y de la profundidad.

$$\delta = \sum_{n=0}^{m} I_{pt}\, \Delta u\, \Delta z_n \tag{4}$$

$$I_{pt} = \propto \cdot I_{ss} \tag{5}$$

$$\text{Zona activa: } \propto = 1 \text{ ; Zona no activa: } \propto = 2 - z/5 \tag{6}$$

En la estimación de la expansividad en pilotes destacan por su facilidad de aplicación, los trabajos de Chen et al. (1988), para determinar la presión ascensional sobre el fuste del pilote, Fu. Se obtiene aplicando un coeficiente, ε, a la presión máxima de hinchamiento (Ec. 7). Este coeficiente ε suele encontrarse entre 0.10 y 0.25, pero para perfiles metálicos como los de parques fotovoltaicos valores en torno a 0.10 y 0.15, quedan del lado de la seguridad.

$$F_u = \varepsilon \cdot Presión\ de\ hinchamiento \tag{7}$$

Tradicionalmente existen diversos enfoques para determinar las fuerzas ascensionales sobre el pilote que pueden agruparse métodos basados en presiones totales, métodos basados en esfuerzos efectivos o friccionales que consideran la fricción generada por el movimiento del suelo respeto al fuste (Burland, 1973), y enfoques basados en métodos elásticos (Xiao et al., 2011). También se pueden determinar estas fuerzas ascensionales mediante métodos experimentales mediante ensayos a escala real instrumentando perfiles hincados sometidos a inundación (da Silva et al. 2022).

4.2. CORROSIÓN DE ACERO Y ALUMINIO

La optimización de la estructura metálica de los perfiles tiene un impacto importante en el costo de inversión del parque. Asimismo, uno de los riesgos que pueden afectar a la durabilidad es la corrosión de la estructura de los seguidores, el definir un espesor de protección óptimo es importante, ya que el impacto de un espesor alto de galvanizado será también significativo en la inversión inicial del proyecto.

Hay que distinguir entre corrosión atmosférica y corrosión del suelo. La corrosión atmosférica está bastante estudiada y caracterizada en España (Chico et al. 2010), existiendo tanto mapas determinando zonas geográficas y velocidad de corrosión, como normativa europea que permiten clasificar medir y determinar desde valores de referencia de la corrosividad hasta velocidades de corrosión, ISO EN 9222, 9223, 9224, 9225, 9226 (2012). A excepción de Murcia y Almeria con una corrosividad baja, C2, el resto de España en áreas rurales se caracteriza con una corrosividad atmosférica media, C3.

Para la caracterización de la corrosión en suelo no está tan normalizada y caracterizada, debido a la gran variedad de parámetros involucrados en los procesos de corrosión y dificultad para su determinación. Las normas más empleadas son las DIN 50929-3(2024), DVGW GW 9 (2011) o la UNE-EN 12501-1(2003).

Los parámetros más determinantes en la determinación del potencial de corrosión en suelos son la resistividad eléctrica del suelo, tipo de suelo, humedad, pH, iones disueltos como cloruros y sulfatos, así como la presencia de bacterias. La conductividad eléctrica se considera el factor más determinante, pudiendo determinarse con ensayos geofísicos, como el método Wenner. La resistividad define la aptitud de un medio para convertirse en un buen electrolito. Cuanto mayor sea la resistividad del suelo, menor capacidad de transporte de iones y menor tendencia a desarrollar la reacción catódica (Jares et al., 2024).

5. CONCLUSIONES

El proceso de desarrollo de un parque fotovoltaico comprende varias etapas desde los estudios de previabilidad, hasta su desarrollo y ejecución. Muchos proyectos serán desechados en fases previas, por lo tanto, los alcances de la investigación geotécnica deben adaptar su alcance para identificar y prevenir riesgos, en cada fase del proyecto, generando valor en cada etapa y reduciendo incertidumbres cuanto mayor sea el coste de desarrollo. La geotecnia tiene una influencia no despreciable en la inversión inicial (CAPEX), tanto en los costes de obra civil, como en los equipos, y deberá tratar de optimizar el diseño de cimentaciones y estructura de seguidores solares. La campaña geotécnica es clave en la reducción de riesgos en la inversión, proponiéndose un número de reconocimientos orientativo en función de la superficie.

Los ensayos de pull-out test son claves en la optimización de las estructuras y profundidades de cimentación, donde se tratará de determinar la hincabilidad de los perfiles en estudio, así como su comportamiento, determinando la resistencia por fuste, así como el módulo de deformación del suelo, obteniéndose mediante un análisis retrospectivo, a partir de las deformaciones obtenidas.

Riesgos geotécnicos de especial relevancia son los derivados de cambios volumétricos del suelo, como la expansividad, o los ciclos hielo – deshielo, en climas fríos, implicando un aumento de empotramiento que impacta en los costes de la cimentación. En la caracterización de la expansividad a nivel internacional la normativa más desarrollada es la australiana AS 2870 (2011), tomando como base el shrink-sell Index, Iss. Existen diversos enfoques para obtener las fuerzas ascensionales en el fuste del perfil metálico, métodos experimentales, métodos basados en presiones totales, métodos basados en presiones efectivas o friccionales, y métodos elásticos.

Otro aspecto geotécnico de influencia en los costes de inversión es el potencial de corrosión de los perfiles metálicos de los apoyos de los seguidores y la determinación de la protección necesaria.

REFERENCIAS

Aitchison, G., Peter, P, Martin, R (1973) *Long term observation of deformation in structures founded on expansive clays in South Australia*. Proceedings of 3th International Congress on expansive soils. Haifa.

AS 1289.7.1.1. (2025) *Determination of soil reactivity – Shrink – swell index.* Australian Standard.

AS 2870 (2011) *Residential slabs and footings*. Australian Standard.

Burland, J. (1973) *Shaft friction of piles in clay–a simple fundamental approach*. Ground Eng., 6(3): 30–42.

Chen, F.H. (1988) *Foundations on expansive soils.* American Elsevier Science Publ. New York.

Chico, B., de la Fuente, D., Vega, J.M., Morcillo, M. (2010). *Mapas de España de corrosividad del zinc en atmósferas rurales.* Revista de Metalurgia, vol. 46 (6), pp. 485-492.

Da Silva, T., Jacobsz, S., Elschafie, M. Osman, A. (2022) *Measurement of pile uplift forces due to soi heave in expansive clays.* Canadian Geotechnical Journal. 59: 2119-2134.

DIN 50929-3:2024-05 (2024) *Corrosion of metals – Corrosion likelihood of metallic materials when subject to corrosion from the outside – Part 3: Buried and under water pipelines and structural components.*

DVGW GW 9 (2011) *Evaluation of soils in view of their corrosion behaviour towards buried pipelines and vessels of non-alloyed iron materials.*

Duma, D., Muñoz, M. (2023) *Risk mitigation and transfer for renewable energy investments. A conceptual review.* Stockholm Environment Institute

Fernandez, J.E., Puell, F. (2024) *Technical specifications for carrying out ramming and static load tests for the design of foundations with metallic piles in photovoltaic power plants.* Orbis Terrarum.

Graham, E., Fulghum, N., Altieri, K. (2025). *Global Electricity Review 2025.* Recuperado de https://ember-energy.org/app/uploads/2025/04/ES-2025-Executive-Summary-FINAL.pdf

Jares, I., Laine, G., del Campo, J. (2024) *Revisión de los tipos de corrosión en proyectos fotovoltaicos* .CONAMA.

Jiménez, E, Aranda, J. (2021) *Especificaciones técnicas para estudios geotécnicos*. ISE, Gransolar group.

Riderelli F. (2024) *Evaluación económica – financiera de un proyecto solar fotovoltaico en España mediante financiación Project Finance.* Proyecto fin Master ETSICCP Universidad Politécnica Madrid.

Tengblad, E. (2022). *Suelos expansivos y su afección a las plantas solares fotovoltaicas.* Univ Complutense Madrid.

UNE-EN ISO 9223, 9224, 9225, 9226 (2012) *Corrosión de los metales y aleaciones.*

Wojtowitz, G. (2022). *Derisking solar power plant development from a ground perspective.* GeoPIT ICSMGE2022.

Xiao, H. (2011). Pile–soil interactionin expansive soil foundation: analytical solution and numerical simulation. International Journal of Geomechanics, 11: 159–166.

EVALUACIÓN DE LA DISCONTINUIDAD POZO DE INYECCIÓN – ROCA DE RESERVORIO: ENSAYOS DE CORTE DIRECTO BAJO ALTOS ESFUERZOS DE CONFINAMIENTO PARA EL ALMACENAMIENTO GEOLÓGICO DE DIÓXIDO DE CARBONO

Cecilia B. LASKOWSKI[(1)*], Diego MANZANAL[(2)], Sandra ORLANDI[(3)] y Mauro MUÑIZ-MENÉNDEZ[(4)]

[(1)] Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
Departamento de Estabilidad y Materiales
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (UNPSJB)
*ceciliabelen.las@alumnos.upm.es

[(2)] Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

[(3)] Departamento de Ingeniería Civil
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (UNPSJB)

[(4)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

La selección de un emplazamiento para una nueva instalación de almacenamiento subterráneo de CO_2 implica evaluar la integridad a largo plazo del yacimiento. Para lograrlo, es necesario primero comprender tanto el comportamiento de la roca de reservorio como el de las discontinuidades presentes en ella. Las discontinuidades materiales representan zonas de debilidad a través de las cuales el CO_2 podría escapar y retornar a la atmósfera, razón por la cual es de gran importancia estudiarlas en profundidad. El presente artículo se centra en analizar los cambios que la exposición al CO_2 produce en el comportamiento de la discontinuidad definida en la interfaz entre el pozo de inyección y la roca de reservorio. En este contexto, se realizó una serie de ensayos de corte directo sobre probetas compuestas bajo altos esfuerzos de confinamiento. Entre los resultados, se observó una reducción de la resistencia al corte tras exponer las probetas con discontinuidades a un entorno rico en CO_2. Para comprender mejor este comportamiento y la degradación mecánica de la interfaz, se desarrolló un análisis detallado de los parámetros de corte directo, aportando información sobre la estabilidad del límite entre el pozo de inyección y el yacimiento.

ABSTRACT

Selecting a site for a new underground CO_2 storage facility involves assessing the long-term integrity of the reservoir. To achieve this, it is first necessary to understand both the behavior of the reservoir rock matrix and the discontinuities that are present within it. Material discontinuities represent weak zones through which CO_2 could escape and return to the atmosphere, which is why it is of great importance to study them in depth. The current article focuses on analyzing the changes CO_2 exposure produces in the behavior of the discontinuity defined in the interface between the injection wellbore and the reservoir rock. In this context, a series of direct shear tests were performed over composite specimens under high confining stress.

Among the results, a reduction in the shear strength was noted after exposing the discontinuity specimens to a CO_2-rich environment. To better understand this behavior and the mechanical degradation of the interface, a detailed analysis of the direct shear parameters was developed, providing insight into the stability of the injection well-reservoir boundary.

PALABRAS CLAVE: *Almacenamiento geológico de CO_2 (Geological storage CO_2), Discontinuidad pozo de inyección-roca de reservorio (Injection wellbore-reservoir rock discontinuity), Degradación mecánica (Mechanical degradation).*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. DISCONTINUIDADES EN EL ALMACENAMIENTO GEOLÓGICO DE CO_2

La Captura y Almacenamiento de Carbono (CAC) es una práctica tecnológica que surgió como una alternativa de mitigación para el calentamiento global. Al proponer una determinada formación rocosa como posible reservorio de CO_2, se deben realizar una serie de estudios diferentes con el objetivo de verificar no solo la seguridad de las instalaciones, sino también la conveniencia económica. Mecanismos de fallo como la reactivación de fallas, el fallo por corte inducido, la fracturación hidráulica, la inestabilidad del pozo y el fallo del revestimiento están siendo estudiados en infraestructuras de geoenergía como la geotermia profunda (Cornet *et al*., 2007), la industria del petróleo y gas o el almacenamiento geológico (Hawkes *et al*., 2004).

Un tema común en los mecanismos de fallo mencionados es la presencia de discontinuidades. Desde un punto de vista de la ingeniería, las discontinuidades pueden ser fallas, fracturas y contactos entre diferentes materiales, tales como las discontinuidades cemento del pozo-roca reservorio-roca sello y roca reservorio-roca sello, como se muestra en la Figura 1. En el contexto de la CAC, la interfaz entre el pozo de inyección y las rocas de reservorio y la roca sello representa un punto débil crítico en el sistema para garantizar la integridad del yacimiento subterráneo.

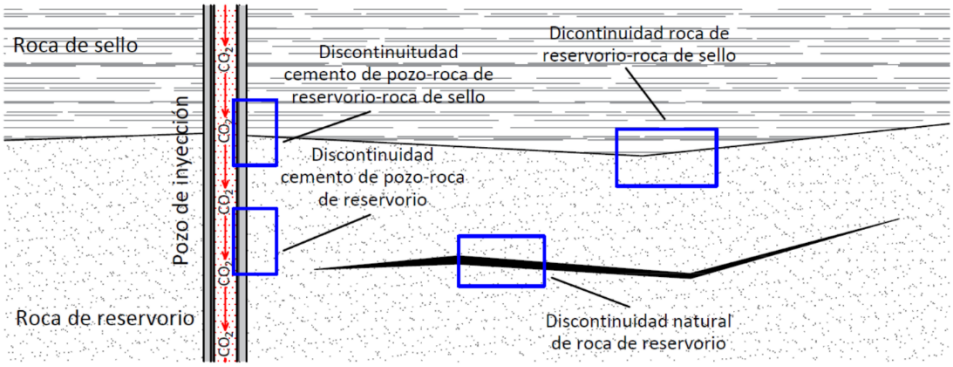


Figura 1. Representación esquemática del entorno del pozo de inyección de dióxido de carbono y posibles discontinuidades mecánicas.

Los investigadores se han concentrado en estudiar diferentes aspectos para evaluar las discontinuidades en el contexto de la inyección de CO_2. Por ejemplo, Cerasi *et al*. (2015) y Stroisz *et al*. (2019) han estudiado el despegue (debonding) de compuestos cemento-roca cuando se someten a esfuerzos de tracción, el cual parece ser uno de los mecanismos de fallo presentes en la transición entre el cemento del pozo y la roca reservorio o la roca sello. Otro ejemplo es el estudio de la interacción química desarrollada en la interfaz definida por diferentes materiales debido a la inyección de CO_2 (Jobard (2013), Manzanal *et al*. (2013), Jahanbakhsh *et al*. (2021)). Finalmente, el efecto de la rugosidad de las discontinuidades mecánicas sobre muestras de roca reales y sintéticas ha sido evaluado recientemente con ensayos de corte directo triaxial a alta presión de confinamiento. Los resultados muestran el efecto de la rugosidad superficial en el comportamiento contractivo-dilatante y en la resistencia al corte de las discontinuidades en rocas sintéticas (Casagrande *et al*. (2022) y Casagrande *et al*. (2025)).

El objetivo de este estudio es analizar la variación producida en el comportamiento de las discontinuidades roca reservorio-cemento del pozo presentes en un almacenamiento subterráneo de CO_2 debido a la inyección de CO_2, para evaluar la seguridad de las instalaciones del yacimiento. El estudio analiza la variación producida en el comportamiento de la discontinuidad mecánica entre el cemento del pozo y la roca reservorio en un ambiente rico en CO_2 supercrítico ($scCO_2$) a escala de laboratorio.

1.2. ALMACENAMIENTO GEOLÓGICO DE CO_2 EN ARGENTINA

En Argentina, de acuerdo con Grasetti *et al*. (2022), existen varias cuencas geológicas que reúnen las condiciones necesarias para ser consideradas sitios potenciales de almacenamiento subterráneo de CO_2, tales como las cuencas de Claromecó, Neuquina y del Golfo San Jorge. Esto es un indicador de la importancia que el almacenamiento de CO_2 está ganando en el país.

En cuanto a la Cuenca del Golfo San Jorge, los investigadores se centran en comprender las propiedades mecánicas de sus rocas reservorio y su interacción con el $scCO_2$. Se han obtenido conocimientos sobre las diversas propiedades petrofísicas y geomecánicas que presentan los afloramientos de varias formaciones productoras de hidrocarburos, incluidas las formaciones Salamanca (Laskowski *et al*. (2025)), Bajo Barreal (Vidal *et al*. (2022)), Castillo y Pozo D-129 (Cortes *et al*. (2024), Manzanal *et al*. (2024)). La evolución de los parámetros geomecánicos bajo CO_2 supercrítico (scCO2) ha sido estudiada experimental y numéricamente para rocas, materiales cementicios y discontinuidades (Manzanal *et al*. (2013, 2024); Vilarrasa *et al*. (2019); Barria *et al*. (2023); Laskowski *et al*. (2025)).

El presente estudio investiga la discontinuidad mecánica definida en la interfaz entre el pozo de inyección y la roca reservorio, al ser expuesta al $scCO_2$. Se propuso como caso de estudio una arenisca glauconítica de la Cuenca del Golfo San Jorge, con el objetivo de obtener probetas de cemento de pozo-roca reservorio que representen las condiciones in-situ. La roca escogida se caracteriza por presentar no solo altas porosidades (Rodríguez *et al*. (2014)) sino también altas permeabilidades, ideales al seleccionar un sitio de disposición de CO_2, ya que implican grandes volúmenes disponibles para el almacenamiento e inyección económica del fluido. Adicionalmente, el estrato seleccionado está en contacto en su parte superior con un estrato de arcilita, que destaca por tener bajos valores de permeabilidad y actuar como una roca sello natural (Foix 2009). En términos mineralógicos, según Laskowski *et al*. (2024) y Laskowski *et al*. (2025), la arenisca glauconítica utilizada en la preparación de los núcleos de cemento-roca está compuesta por cuarzo (30%), plagioclasa, feldespatos, glauconita, carbonatos y fragmentos de roca volcánica. Cabe destacar que la plagioclasa tiene una prevalencia de anortita sobre albita, lo que implica un aumento en el contenido de calcita y minerales de arcilla cuando se expone al CO_2 (Hangx *et al*. (2009), Cui *et al*. (2017), y Peng *et al*. (2022)), indicando un atrapamiento mineral del gas de efecto invernadero. En definitiva, estas características intrínsecas de la roca la convirtieron en un material adecuado para representar una roca reservorio de CO_2 en los ensayos a realizar.

Para estudiar el comportamiento de este grupo de discontinuidades, se realizaron una serie de ensayos de corte directo, analizando en detalle la variación producida en las curvas de Resistencia al Corte vs. Desplazamiento de Corte debido a la exposición de la muestra a un entorno rico en CO_2. Con estos resultados, sería posible sentar las bases de una metodología para evaluar la seguridad a largo plazo de una de las diversas vías de migración en los reservorios subterráneos de CO_2.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. PREPARACIÓN DE MUESTRAS: ARENISCA Y CEMENTO CLASE G

La roca utilizada en esta investigación es una arenisca glauconítica obtenida de afloramientos en "Punta Peligro Norte", cerca de la ciudad de Comodoro Rivadavia (Figura 2). Este afloramiento representa la roca reservorio de la Formación Salamanca de la Cuenca del Golfo San Jorge, en la región patagónica de Argentina.

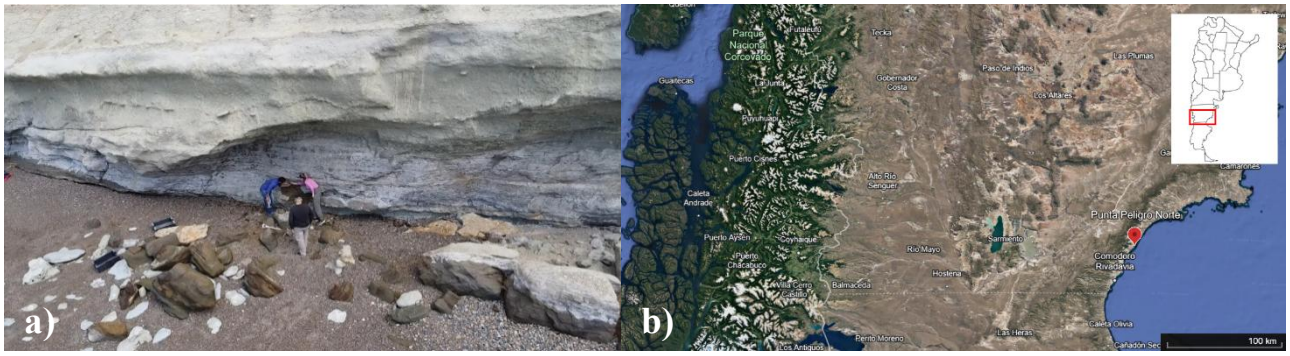


Figura 2. a) Obtención de muestras del afloramiento de arenisca y
b) ubicación de Punta Peligro Norte (45°31’31’’S 67°13’14’’W).

El cemento utilizado es un Cemento Portland Clase G proporcionado por PCR S.A. (Petroquímica Comodoro Rivadavia S.A., Argentina). Está fabricado con clinker y sulfato de calcio de alta resistencia a los sulfatos para satisfacer los requisitos químicos de la Especificación 10A del American Petroleum Institute (API) para cementos (API (2019)): C3S 52.8%, C3A 1.6%, C2S 21.1% y C4AF 15.5%.

Se diseñaron moldes para recrear la discontinuidad entre la roca reservorio y el cemento del pozo en un pozo de inyección de CO_2. Las probetas fueron prismáticas de base cuadrada, de aproximadamente 50 mm de lado. La discontinuidad dividía la muestra en dos mitades iguales de cada material (Figura 3a y Figura 3b).

Los semicilindros de arenisca se obtuvieron utilizando una sierra, mientras que la lechada de cemento se vertió directamente en el molde tras colocar la muestra de roca. Después de verter la lechada de cemento, las probetas se dejaron en el molde durante 24 horas, luego se desmoldaron y se curaron en un baño de agua a temperatura ambiente durante 30 días para alcanzar la máxima resistencia del cemento. En este punto, se registraron las características físicas de las probetas.

Las probetas se dividieron en dos grupos: el primero comprendía las probetas que se ensayarían en su estado original (prístino), mientras que el segundo grupo se sometió a un proceso de exposición al CO_2 de 30 días antes del ensayo. Una vez completado esto, las probetas se almacenaron individualmente en una cámara de humedad y temperatura constante.

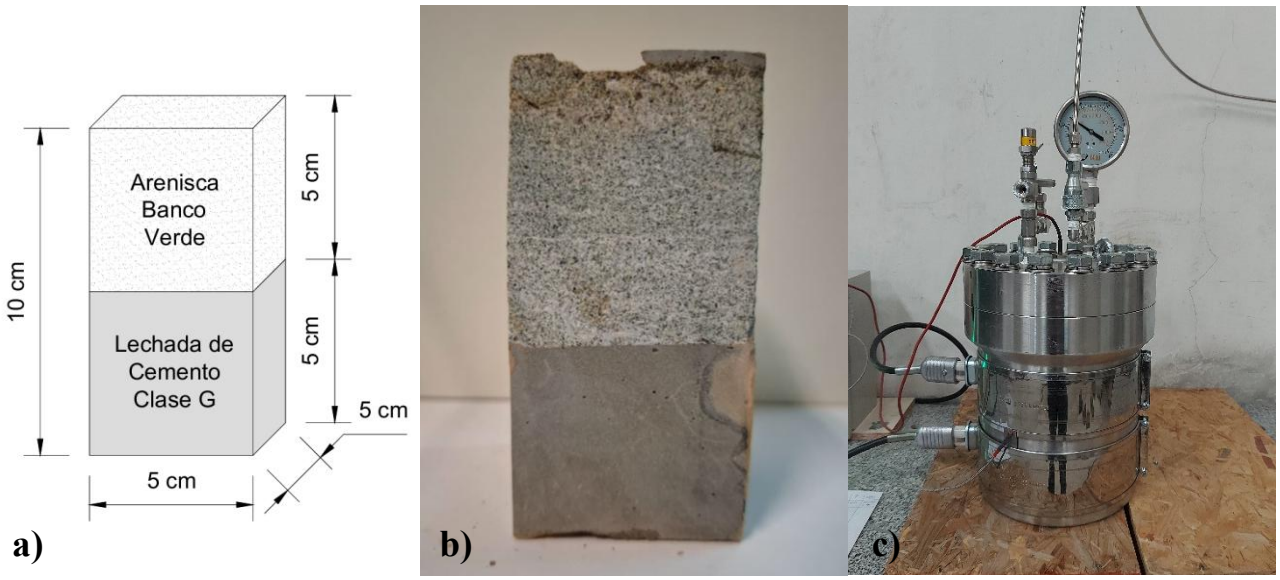


Figura 3. a) Esquema de la discontinuidad cemento-roca, b) probeta cilíndrica obtenida, y c) celda de carbonatación utilizada para someter las muestras de discontinuidad a un entorno rico en CO_2 durante un período de 30 días.

2.2. PROCESO DE EXPOSICIÓN AL CO2 EN ESTADO SUPERCRÍTICO

El CO_2 se inyecta en el subsuelo para su almacenamiento geológico en estado supercrítico (IPCC (2005)). Para alcanzar este estado, el CO_2 necesita alcanzar una temperatura superior a 31.48 ºC y presiones que superen los 7.38 MPa. En este estudio, buscamos replicar las condiciones del reservorio utilizando una celda de carbonatación que contenía $scCO_2$ a una presión de 10.5 MPa y una temperatura de 60 ºC (Figura 3c).

Para mejorar la difusión del CO_2 dentro de la roca, las probetas se sumergieron en un baño de agua durante 24 horas. Esto permitió que el agua saturara el volumen de poros, siendo este el fluido encargado de difundir el $scCO_2$. Después de este paso inicial, las probetas se distribuyeron en los niveles del porta-muestras, verificando que estuvieran expuestas equitativamente al ambiente rico en CO_2 (Figura 3b). El porta-muestras se introdujo dentro de la celda de carbonatación, añadiendo un cierto volumen de agua en su fondo para mantener un ambiente húmedo. En este punto, se cerró la celda y se permitió la entrada de CO_2 hasta que la celda se llenó. El siguiente paso fue aumentar la temperatura y la presión hasta alcanzar las condiciones deseadas. Con el objetivo de no producir cambios abruptos en las condiciones del interior de la celda, la temperatura se incrementó en pasos de 20 ºC/hora. Una vez que el CO_2 alcanzó el estado supercrítico, las muestras se mantuvieron dentro de la celda de carbonatación bajo condiciones ambientales constantes durante un período de 30 días. Una vez completado este período, la temperatura y la presión se redujeron cuidadosamente hasta restaurar las condiciones iniciales. El resultado de este proceso fue la obtención de probetas carbonatadas, las cuales se almacenaron en una cámara de humedad y temperatura constante hasta su ensayo.

2.3. ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Las probetas se ensayaron en una caja de corte bipartida (Figura 4), diseñada para que el plano de la discontinuidad coincida con la interfaz de ambas mitades. Para garantizar la transferencia de esfuerzos, la muestra se fijó a la caja mediante una mezcla de escayola de consistencia controlada. Durante este proceso, se utilizó una capa de parafina en la transición entre las partes de la caja para asegurar que ambas mitades se mantuvieran mecánicamente independientes durante el fraguado. Una vez fraguada la escayola y retirada la parafina, la muestra quedó lista para el ensayo.

El protocolo de ensayo consistió en colocar la caja en el equipo de corte y aplicar la carga axial predefinida. Se instalaron sensores LVDT para registrar los desplazamientos verticales y horizontales. Finalmente, se aplicó una carga horizontal a velocidad constante (0.05mm/min) para inducir el desplazamiento relativo en la interfaz, registrando de forma continua la carga de corte y la deformación resultante.

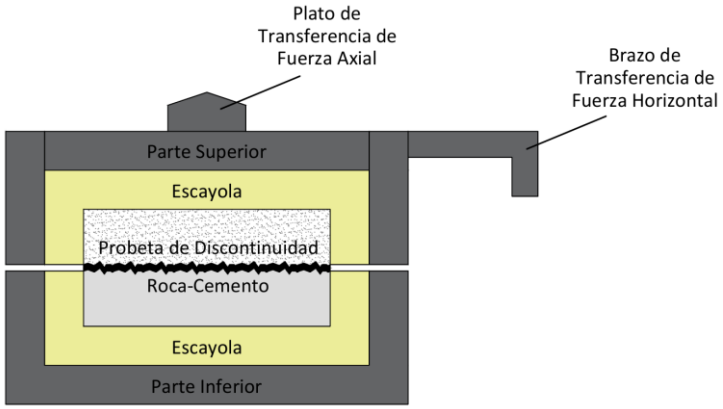


Figura 4. Esquema simplificado de la caja de corte conteniendo la probeta con la discontinuidad roca-cemento.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Tras un envejecimiento de 30 días en la celda de carbonatación con dióxido de carbono supercrítico, las muestras compuestas por una mitad de cemento clase G y otra de arenisca glauconítica presentan un cambio en la coloración de la porción cementicia, siendo esta inicialmente gris y alcanzando un color naranja tras su exposición al CO_2 (Figura 5). Barria *et al*. (2022) presentaron un efecto similar en muestras de cemento con relaciones agua-cemento comparables sometidas al proceso de exposición al CO_2, indicando un aumento de la porosidad en el área expuesta al $scCO_2$.

Aun cuando no parecen observarse cambios visuales en la arenisca glauconítica, cabe mencionar que en investigaciones previas, cuyo objetivo principal era estudiar la evolución de la roca reservorio al ser expuesta por sí sola a un entorno rico en CO_2, se detectaron variaciones. Por ejemplo, cambios tales como la variación del color original gris verdoso de la arenisca a un gris anaranjado tras su exposición al CO_2, así como un ligero agrietamiento vertical de la superficie externa de los núcleos después de ser sometidos a un entorno rico en CO_2. Una de las razones por las cuales estos cambios podrían no notarse tan claramente en los núcleos compuestos es que las variaciones de color producidas en el cemento de pozo tras su exposición al CO_2 eclipsan a las de la arenisca glauconítica.

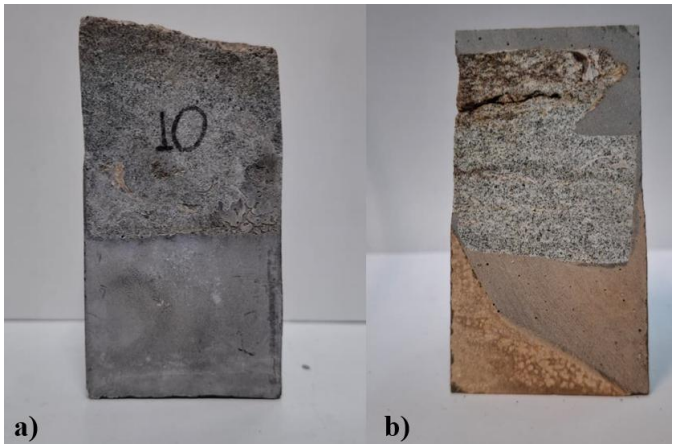


Figura 5. Probeta de discontinuidad a) prístina y b) carbonatada a 30 días.

En cuanto a la porción de arenisca glauconítica, Laskowski *et al*. (2024) y Laskowski *et al*. (2025) ilustraron cambios significativos en los componentes minerales de muestras completas de esta roca. De acuerdo con la observación microscópica de varias secciones delgadas de arenisca glauconítica prístina (Figura 6), se pudo observar que está compuesta por dos grupos diferentes de granos que parecen estar reaccionando con el CO_2 inyectado. Por un lado, clastos de glauconita que contienen minerales de arcilla, que al reaccionar con el CO_2 reduce la resistencia de la roca debido a la disminución de la interacción grano a grano así como también reducción de la porosidad. Por otro lado, la presencia de clastos de plagioclasa anortítica indica que se producirá un aumento en el contenido de arcillas después de que se produzca la exposición (Hangx *et al*. (2009)).

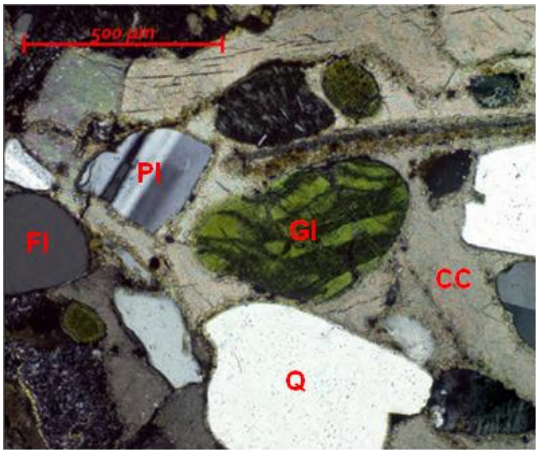


Figura 6. Sección delgada de arenisca prístina bajo luz polarizada cruzada.
Q: cuarzo, Gl: glauconita, Fl: feldespato, Pl: plagioclasa, CC: cemento calcítico.

El examen visual revela cambios en las características mecánicas en la interfaz entre ambas mitades. Aunque aún no se ha realizado la evaluación de la microestructura de estas muestras compuestas mediante ensayos de porosimetría de mercurio, SEM y análisis de composición química y mineralógica, el impacto del proceso de exposición al CO_2 en la interfaz es evidente en el comportamiento mecánico, el cual se discutirá a continuación.

Para estudiar el comportamiento mecánico de la interfaz definida entre el cemento del pozo de inyección de CO_2 y la roca reservorio en la que se almacenará el CO_2, se realizaron dos series de ensayos. Cada serie estuvo compuesta por tres ensayos de corte directo, eligiendo 10, 20 y 30 MPa como presiones de confinamiento de ensayo, teniendo en cuenta que el objetivo era recrear lo más fielmente posible las condiciones de profundidad del reservorio. Una de las series de ensayos se realizó utilizando el grupo de probetas de discontinuidad prístinas, y la otra se llevó a cabo con probetas de discontinuidad envejecidas durante 30 días en la celda de carbonatación. Con los resultados obtenidos de estos seis ensayos, es posible realizar dos análisis distintos. El primero, analizando de forma independiente el comportamiento del grupo de probetas prístinas y carbonatadas. El segundo análisis, relacionado con la variación producida en el comportamiento de la discontinuidad debido a la exposición de la probeta a un ambiente rico en CO_2.

La Tabla 1 resume los resultados de pico y residuales obtenidos de los ensayos de corte directo realizados para las tres presiones de confinamiento (10, 20 y 30 MPa) y los dos tipos de probetas ensayadas: prístinas y carbonatadas a 30 días. La Figura 7a y la Figura 7b comparan dos ensayos completos para una probeta compuesta prístina y una carbonatada a 30 días para una presión de confinamiento de 10 MPa. La Figura 7a grafica el esfuerzo de corte en función del desplazamiento vertical en la discontinuidad, mientras que la Figura 7b representa el desplazamiento normal en función del desplazamiento de corte.

Tabla 1. Resistencias al corte de pico y residuales para las diferentes presiones de confinamiento del ensayo, en función del tiempo de exposición al CO_2 de la probeta de discontinuidad ensayada.

Condiciones de Ensayo		**Tipo de Probeta Ensayada**	
Tipo de Resistencia al Corte	**Presión de Confinamiento [MPa]**	**Prístina**	**Carbonatadas a 30 días**
Pico [MPa]	10	10.03	9.13
	20	15.49	11.70
	30	17.15	15.28
Residual [MPa]	10	8.95	7.42
	20	13.77	10.72
	30	15.43	14.35

La Figura 7a permite observar no solo la existencia de una resistencia al corte de pico y residual en los compuestos prístinos (0C), sino también cómo la exposición al CO_2 (30C) altera la respuesta mecánica de la interfaz arenisca-cemento. De este conjunto de gráficos se pueden destacar dos aspectos fundamentales. Por un lado, la exposición al CO_2 parece modificar el comportamiento de la interfaz al reducir significativamente la magnitud del pico de resistencia, mientras que en las muestras prístinas el pico es claramente definido y superior a la resistencia residual, en las muestras carbonatadas la curva se suaviza, aproximándose a un comportamiento más plástico o residual desde etapas tempranas del desplazamiento. Por otro lado, se observa que la resistencia al corte residual tiende a converger en ambos tipos de probetas para una misma presión de confinamiento, lo que sugiere que el envejecimiento por CO_2 afecta principalmente a la adherencia inicial y a la resistencia máxima, pero tiene un impacto menor en la fricción residual de la discontinuidad una vez superada la falla. Este comportamiento se ratifica al analizar los resultados bajo diferentes presiones de confinamiento (Tabla 1). A medida que aumenta la presión de confinamiento de 10 a 30 MPa, se vuelve más notable la degradación de la resistencia de pico en las probetas carbonatadas en comparación con sus pares prístinas. En contraste, los núcleos prístinos mantienen un pico de resistencia prominente en todo el rango analizado, incluso bajo 30 MPa, donde la energía necesaria para iniciar el desplazamiento relativo sigue siendo claramente superior a la necesaria para mantenerlo.

Al observar tanto la Figura 7a como la Figura 7b, se puede notar que la resistencia al corte de pico se alcanza a desplazamientos de corte menores en las muestras carbonatadas en comparación con las prístinas bajo las mismas condiciones de ensayo. Esto indica que la exposición al CO_2 no solo reduce la magnitud de la resistencia, sino que también vuelve la interfaz más frágil, alcanzando su punto de falla de manera más prematura. Adicionalmente, cabe mencionar que en las probetas prístinas, la resistencia residual se alcanza de forma más gradual, mientras que en las probetas carbonatadas la caída es más abrupta tras el pico.

Centrándose en el análisis del desplazamiento normal (Figura 7b), los hallazgos muestran un cambio total en la respuesta mecánica. Las muestras prístinas presentan un comportamiento marcadamente dilatante (desplazamiento hacia valores negativos) mientras que las probetas carbonatadas exhiben un comportamiento eminentemente contractivo (desplazamiento hacia valores positivos). Esta transición de un comportamiento dilatante a uno contractivo sugiere que el proceso de carbonatación ha degradado la estructura mineral en la interfaz o ha suavizado las irregularidades superficiales (asperezas). La pérdida de esta rugosidad efectiva o el debilitamiento de los granos de cemento y arenisca provoca que, bajo el esfuerzo de corte, la interfaz colapse o se compacte en lugar de dilatar, lo que explica la pérdida de resistencia de pico observada en los ensayos mecánicos.

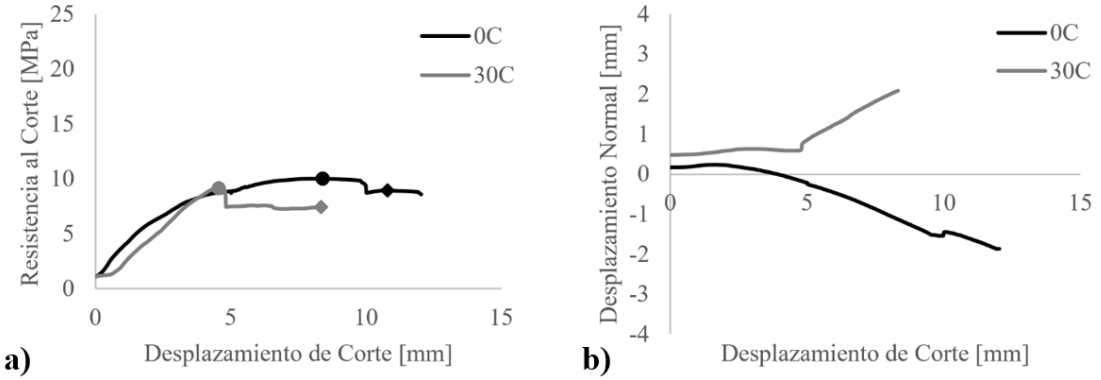


Figura 7. a) Curva de Resistencia al Corte vs. Desplazamiento de Corte y b) Desplazamiento Normal vs. Desplazamiento de Corte obtenidas a partir de los resultados de los ensayos de corte directo realizados en probetas prístinas (0C) y carbonatadas a 30 días (30C) bajo un esfuerzo normal de 10 MPa.

Al combinar los resultados mecánicos obtenidos de los seis ensayos de corte directo realizados sobre probetas prístinas y carbonatadas durante 30 días, junto con los resultados microestructurales y mineralógicos obtenidos en estudios previos, se pudo llegar a una serie de conclusiones. Se observaron visualmente cambios tanto en la roca como en el cemento, los cuales fueron respaldados por las variaciones mineralógicas detectadas mediante el análisis de secciones delgadas de núcleos prístinos y los resultados de DRX y FRX correspondientes a muestras inalteradas y carbonatadas. Ambas variaciones sugieren que se desarrollaron cambios en la interfaz roca-cemento durante la exposición de la probeta al $scCO_2$. Por ejemplo, durante la realización de los ensayos de corte directo, pudo observarse que las probetas prístinas presentaron una resistencia al corte de pico prominente, mientras que en las expuestas al CO_2 este pico se vio atenuado. Esta modificación en el comportamiento, junto con el hecho de que la falla ocurre a desplazamientos menores,

indica la necesidad de analizar más a fondo las alteraciones producidas en términos de microestructura y mineralogía dentro de la interfaz debido a la difusión de CO_2 en la zona. Además, se notó una evolución en el comportamiento de la interfaz, pasando de ser principalmente dilatante a mayormente contractiva al carbonatar las probetas. Esto podría estar relacionado con un cambio en la fricción de la discontinuidad roca-cemento pero, como se mencionó anteriormente, se deben realizar análisis mineralógicos y microestructurales específicos en la interfaz para una mejor comprensión del fenómeno que tiene lugar.

4. CONCLUSIÓN

Este artículo resume los resultados obtenidos de la realización de ensayos de corte directo en una discontinuidad definida por el cemento de pozo de inyección de CO_2 y la roca reservorio en la que se pretende almacenar el fluido. Se realizaron un total de 6 ensayos en probetas tanto prístinas como carbonatadas durante 30 días, con el objetivo de evaluar la variación producida en las propiedades mecánicas de la interfaz cemento de pozo-roca reservorio al inyectar CO_2. A partir de los resultados obtenidos, se pudo observar:

- Cambios en la coloración del cemento que compone las muestras compuestas tras exponerlo a un entorno rico en CO_2 durante 30 días. Se observaron menos cambios en la arenisca glauconítica tras su periodo de exposición al CO_2. Aunque se han observado cambios microestructurales en muestras completas de cemento y arenisca, estos hallazgos requieren verificación mediante ensayos microestructurales adicionales en discontinuidades cemento-arenisca.
- A medida que aumenta la presión de confinamiento del ensayo, la resistencia al corte de pico y la resistencia al corte residual presentadas por los núcleos carbonatados durante 30 días se vuelven más similares. Este comportamiento no se observa en los núcleos prístinos.
- La resistencia al corte de pico presentada por las probetas prístinas parece atenuarse levemente con el proceso de exposición al CO_2.
- Al comparar ensayos con la misma presión de confinamiento, las probetas carbonatadas alcanzan su resistencia máxima a desplazamientos de corte menores que las probetas prístinas, evidenciando una mayor fragilidad en la interfaz tras la exposición.

Finalmente, para comprender mejor por qué se produce una reducción en el pico en la curva de Resistencia al Corte vs. Desplazamiento de Corte de la discontinuidad mecánica estudiada, se deberían llevar a cabo ensayos de laboratorio microestructurales y mineralógicos en la zona de la discontinuidad. Esto, combinado con el conocimiento de cómo cada uno de los materiales individuales (roca reservorio y cemento de pozo) reacciona a la exposición al CO_2, permitiría visualizar las reacciones químicas producidas entre el cemento y la roca durante el envejecimiento por CO_2 de la muestra compuesta debido a la presencia de dicho gas.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España bajo la subvención PID2023-149658NB-I00 (MulGasStore) y por el apoyo financiero del programa de investigación e innovación Horizonte 2020 de la Unión Europea bajo el acuerdo de subvención N.º 101007851 (Proyecto H2020 MSCA-RISE 2020 DISCO2-STORE). Se agradece el apoyo financiero adicional de la Universidad Nacional de la Patagonia (Proyecto PI1983 80020240200039UP) y de la Agencia Nacional de Promoción de la Investigación, el Desarrollo Tecnológico y la Innovación de Argentina (PICT 2020–0288).

REFERENCIAS

American Petroleum Institute. 2019. API 10A: Cements and Materials for Well Cementing. Twenty-fifth Edition. American Petroleum Institute: Washington D. C., United States.

Barría, J.C.; Manzanal, D.; Ghabezloo, S.; Pereira, J.M. 2023. Effect of supercritical carbonation on porous structure and mechanical strength of cementitious materials modified with bacterial nanocellulose. *Materials and Structures* 56(18).

Casagrande, C.; Piqué, T. M.; Gómez, J. L.; Epele, B.; Sánchez, M.; & Manzanal, D. 2022. Characterization of mechanical discontinuities using triaxial shear tests under high confining pressure. *Proceedings 56th U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*, 26th-29th june 2022, Santa Fe, United States.

Casagrande C, Pique TM, Manzanal D, et al (2025) Impact of surface roughness on the mechanical behaviour of rock discontinuities. *Geomech Energy Environ* 44(100757):100757.

Cerasi, P.; & Stroisz, A. 2015. Experimental Investigation of Cement to Rock Bonding. *Proceedings 49th U.S.*

Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, June 2015, San Francisco, California, United States.

Cui, G.; Zhang, L.; Tan, C.; Ren, S.; Zhuang, Y.; & Enechukwu, C. 2017. Injection of supercritical CO2 for geothermal exploitation from sandstone and carbonate reservoirs: CO2–water–rock interactions and their effects. *Journal of CO2 Utilization* (20): pp. 113-128.

Cortés, M., Manzanal, D., Vidal P., Allard, J. & Orlandi, S. (2024). Mechanical and Petrophysical Variations Induced by Supercritical CO2 interaction in the Castillo and Pozo D-129 Formations, San Jorge Gulf Basin. *Proc. of EUROCK 2024*, Alicante, Spain. July 15-19, 2024

Cornet, H., Bérard, T., Bourouis, S. (2007) How close to failure is a granite rock mass at a 5km depth?, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Volume 44, Issue 1, 47-66, https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.04.008.

Foix, N. 2009. Doctoral thesis. *Tectónica de sedimentación del registro paleógeno (Formaciones Salamanca y Río Chico), Cuenca del Golfo San Jorge, Argentina*. Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Comodoro Rivadavia, Argentina.

Grasetti, C.; Piqué, T.; Noya, M.; Vila, G.; Manoni, R.; Brisson, I.; De Leo, D.; Dzelalija, F.; Canale, N.; Zalazar, M.; Cabana, C.; Tunik, M.; Fortunatti, N.; Lebinson, F.; Bahía, M. & Grill, S. 2022. Atlas AR-CO2. An Argentinian atlas for underground CO2 storage potential. *16th International Conference on Greenhouse Gas Control Technologies.*

Hangx, S. J. T.; & Spiers, C. J. 2009. Reaction of plagioclase feldspars with CO2 under hydrothermal conditions. *Chemical Geology* (265): pp. 88-98.

Hawkes, C.; Mclellan, P.; & Bachu, S. 2004. Geomechanical factors affecting geological storage of CO2 in depleted oil and gas reservoirs. *Journal of Canadian Petroleum Technology* 44 (10).

Jahanbakhsh, A.; Liu, Q.; Mosleh, M. H.; Agrawal, H.; Farooqui, N. M.; Buckman, J.; Recasens, M.; Maroto-Valer, M.; Korre, A.; & Durucan, S. 2021. An Investigation into CO2–Brine–Cement–Reservoir Rock Interactions for Wellbore Integrity in CO2 Geological Storage. *Energies* 14 (5033).

Jobard, E. 2013. Doctoral thesis. *Modelisation experimentale du stockage geologique du CO2 Etude particuliere des interfaces entre ciment de puits, roche reservoir et roche couverture*. Université de Lorraine, Lorraine, France.

Laskowski C, Manzanal D, Muñiz-Menéndez M, Orlandi, S. & Allard, J. (2025) Impact of CO2 exposure on the mechanical and microstructural properties of glauconitic sandstones. *Rock Mechanics and Rock Engineering* https://doi.org/10.1007/s00603-025-05011-8

Laskowski, C.; Manzanal, D.; Muñiz-Menéndez, M.; Orlandi, S. & Allard, J. 2024. Evolution of the microstructural and chemical properties of the CO2-aged Banco Verde sandstone. *Proceedings 28th European Young Geotechnical Engineers Conference*, 25-29 june 2024, Demir Kapija, North Macedonia.

Manzanal, D., Vallin, V., & Pereira, J.M. 2013. *Poromechanics V: Proceedings of the Fifth Biot Conference on Poromechanics*. Edited by C. Hellmich, B. Pichler & D. Adam. ASCE - ISBN 978-0-7844-1299-2 (CR-ROM). DOI: 10.1061/9780784412992.175

Manzanal, D., Laskowski, C., Cortés, M., Vidal, P., & Allard, J. 2024. Geomechanical evaluation of reservoirs for geological storage of CO2. *Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024 Geotechnical Engineering challenges to meet current and emerging needs of society*. ISBN 978-1-032-54816-6

Peng, H.; Yang, J.; Peng, J.; Pu, J.; Liu, Q.; Su, J.; & Liu, J. 2022 Experimental investigation of the mechanism of supercritical CO2 interaction with tight sandstone. *Frontiers in Energy Research* (10).

Rodríguez, J. J.; Bardelli, J.; Tichno, M. A. & Limarino, C. O. 2014. Integración petrofísica-geológica en la caracterización de la porosidad de un reservorio de gas en el yacimiento Diadema (Fm. Salamanca, Paleoceno). *Proceedings XIV Reunión Argentina de Sedimentología*: pp. 239-240. ISBN: 978-987-96296-5-9.

Stroisz, A. M.; Gawel, K.; Bjørge, R.; & Cerasi, P. R. 2019. Tensile Strength of the Interface Between Cement and Shale Caprock and the Mechanism of Strength Development. *Proceedings 53rd U.S. Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*, June 2019, New York City, New York, United States.

Vidal, P.; Allard, J.; Manzanal, D.; Mendez, F.; Bueti, S.; & Laskowski, C. 2022. CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA Y PETROFÍSICA DE AFLORAMIENTO DE LA FORMACIÓN BAJO BARREAL EN EL CERRO COLORADO DE GALVENIZ (CUENCA DEL GOLFO SAN JORGE). *Proceedings XXI Congreso Geológico Argentino*, Marzo 2022, Puerto Madryn, Chubut, Argentina.

Vilarrasa, V., Carrera, J., Olivella, S., Rutqvist, J., and Laloui, L. Induced seismicity in geologic carbon storage. *Solid Earth* 10: ppl. 871–892. https://doi.org/10.5194/se-10-871-2019, 2019.

Working Group III of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Metz, B.; Davidson, O.; de Coninck, H.; Loos, M. & Meyer, L.]. 2005. *IPCC Special Report on Carbon Dioxide Capture and Storage*. Cambridge University Press, United Kingdom.

CORRELACIÓN ENTRE LA POROSIDAD Y LA VELOCIDAD DE ONDAS ELÁSTICAS EN ROCAS EXPUESTAS A CO_2 SUPERCRÍTICO: ESTUDIO DEPENDIENTE DE LA LITOLOGÍA

Diego MANZANAL[(1) *], Maximiliano CORTES[(1,2)], Cecilia B. LASKOWSKI[(1,2)], Pablo VIDAL [(1,2)], Gimena BIENE[(1,2)], Mauro MUÑIZ-MENÉNDEZ[(3)], Sandra ORLANDI[(4)] y José ALLARD[(4)]

[(1)] Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
*d.manzanal@upm.es

[(2)] IIDEPyS-GSJ, CONICET-UNPSJB, Argentina
Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (UNPSJB)

[(3)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

[(4)] Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (UNPSJB)

RESUMEN

Este trabajo analiza el efecto de la exposición a CO_2 supercrítico ($scCO_2$) sobre la porosidad y la velocidad de onda P de tobas, areniscas tobáceas y areniscas glauconíticas. Se ensayaron probetas cilíndricas envejecidas en condiciones representativas de reservorio, sometidas a 10 MPa y 60 °C durante 30 y 60 días. La porosidad se caracterizó mediante porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) y porosidad total, mientras que la velocidad de onda P se utilizó para evaluar la respuesta elástica. Los resultados muestran que la heterogeneidad litológica puede enmascarar el efecto del CO_2 si no se controla experimentalmente. El uso de muestras apareadas separadas por pocos milímetros permitió reducir ese efecto y evidenciar tendencias más consistentes. En general, la carbonatación incrementa la porosidad intruida acumulada y reduce la velocidad de onda P, aunque se observaron respuestas particulares según la litología. Además, los resultados indican que la porosidad obtenida por MIP no controla, por sí sola, la velocidad de onda P y que la presencia de macroporos desempeña un papel relevante en su disminución.

ABSTRACT

This study examines the impact of supercritical CO_2 ($scCO_2$) exposure on the porosity and P-wave velocity of tuffs, tuffaceous sandstones, and glauconitic sandstones. Cylindrical specimens were aged under reservoir-like conditions, exposed to $scCO_2$ at 10 MPa and 60 °C during 30 and 60 days. Porosity was characterized using Mercury Intrusion Porosimetry (MIP) and total porosity measurements before and after $scCO_2$ exposure, while P-wave velocity was measured to investigate the relationship between pore structure and elastic properties. The results reveal that neglecting rock heterogeneity may lead to erroneous interpretations due to dilution of the CO_2 effect, although certain trends can still be identified with a significant degree of uncertainty. To minimize heterogeneity, paired samples separated by only a few millimeters were analyzed. In general, an increase in porosity and a decrease in P-wave velocity were observed, although inverse behavior was found in a few rock types. Finally, the results show that MIP porosity alone does not control P-wave velocity; the presence of macropores also contributes significantly to its reduction.

PALABRAS CLAVE: *Almacenamiento subterráneo de CO_2 (Undergrund storage), Velocidad de onda (Wave velocity), Porosidad (Porosity).*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. CONTEXTO GENERAL

La captura, almacenamiento subterráneo y utilización de dióxido de carbono (CCSU) se considera una de las estrategias clave para mitigar el cambio climático (Bachu, 2008). Sin embargo, la interacción entre fluidos ricos en CO_2 y las rocas del reservorio puede inducir cambios en sus propiedades petrofísicas y mecánicas (Vilarrasa et al., 2019). Estas alteraciones representan un reto técnico para garantizar la integridad del reservorio y reducir el riesgo de generación de posibles vías de fuga.

La mayoría de los estudios sobre almacenamiento geológico de CO_2 se han centrado en carbonatos, areniscas y basaltos como formaciones objetivo. En cambio, las rocas piroclásticas y las areniscas glauconíticas han recibido una atención comparativamente limitada, a pesar de su presencia en diversas cuencas sedimentarias. En los últimos años, algunos trabajos han comenzado a evaluar su potencial idoneidad para aplicaciones de almacenamiento geológico de CO_2 (Cortés et al., 2024; Laskowski et al., 2025; Manzanal et al., 2024; Vidal et al., 2024).

La porosidad y las propiedades elásticas se encuentran entre las características más sensibles a la alteración inducida por CO_2. En este trabajo se emplean medidas de porosidad total, porosimetría por intrusión de mercurio (MIP) y velocidad de onda P para evaluar los efectos de la exposición a CO_2 en tobas, areniscas tobáceas y areniscas glauconíticas procedentes de la cuenca hidrocarburífera del Golfo San Jorge, situada en el sur de Argentina.

Cuando la velocidad de onda P y la porosidad total se miden en probetas cilíndricas agrupadas que abarcan una amplia variedad de litologías, la respuesta está fuertemente condicionada por la heterogeneidad inherente de las rocas. Esta heterogeneidad puede enmascarar o diluir los efectos inducidos por la exposición a CO_2. Para aislar mejor el impacto de la carbonatación, se seleccionaron muestras pareadas separadas por solo unos pocos milímetros, sobre las que se realizaron medidas de velocidad de onda P y ensayos de MIP. En términos generales, los resultados muestran un aumento de la porosidad y una disminución de la velocidad de onda P tras la exposición a CO_2, aunque también se observaron algunas excepciones. Además, se identificó una relación significativa entre la velocidad de onda P y la porosidad asociada a macroporos.

Los cambios en la porosidad tras la exposición a CO_2 han sido documentados por diversos autores, quienes han mostrado que pueden producirse tanto aumentos como disminuciones en función de la composición mineralógica de la roca (Vilarrasa et al., 2019). Asimismo, la influencia de la macroporosidad sobre la velocidad de onda P también ha sido señalada en estudios previos (Gao et al., 2025; Wang et al., 2015).

En este contexto, resulta fundamental determinar cómo la exposición a CO_2 modifica la estructura porosa y la respuesta elástica de rocas piroclásticas y glauconíticas, que representan formaciones potenciales de reservorio en la cuenca del Golfo San Jorge. Este enfoque permite profundizar en la relación entre los cambios microestructurales y las propiedades elásticas, contribuyendo a la evaluación de la idoneidad e integridad de estas rocas para el almacenamiento geológico de CO_2.

1.2. CONTEXTO GEOLÓGICO

Las rocas estudiadas corresponden a distintos estratos de las formaciones Pozo D-129, Castillo, Bajo Barreal y Salamanca. Todas las formaciones mencionadas pertenecen a la cuenca del Golfo San Jorge (CGSJ), situada en el sur de Argentina.

La Formación Pozo D-129 constituye la unidad basal de la CGSJ y representa la principal roca generadora de hidrocarburos de la cuenca (Figari et al., 1990; Uliana et al., 2014). La misma, está compuesta por tobas, areniscas tobáceas, limolitas tobáceas, pelitas y calizas oolíticas (Clavijo, 1986). Esta formación se interpreta como un sistema deltaico-lacustre (Paredes et al., 2014, 2022).

La Formación Castillo constituye una de las principales rocas reservorio de la CGSJ. Está formada principalmente por tobas y areniscas tobáceas (Sciutto, 1981), interpretadas como depósitos fluviales volcaniclásticos de edad Albiense (Paredes et al., 2022). Estos depósitos incluyen canales simples y multiepisódicos (Paredes, 2009), así como niveles de paleosuelos (Bellosi et al., 2002).

La Formación Bajo Barreal, se considera la principal roca reservorio de la cuenca. Esta formación se divide en un miembro inferior y un miembro superior (Sciutto, 1981). El miembro inferior se caracteriza por pelitas tobáceas asociadas a ambientes de llanura de inundación (Sciutto, 1981; Figari et al., 1990; Paredes et al., 2016), intercaladas con canales fluviales compuestos por areniscas, cuya presencia aumenta hacia la parte superior del miembro. Por su parte, el miembro superior está constituido por canales fluviales aislados de mayor tamaño, compuestos por areniscas y rodeados por limolitas y lutitas (Paredes et al., 2016).

La Formación Salamanca representa la primera ingresión marina atlántica en la CGSJ (Foix et al., 2025). Está compuesta por areniscas de grano grueso a fino y pelitas con abundante contenido fósil (Sciutto et al., 2008), entre las que destacan las areniscas glauconíticas. Esta formación registra un subciclo inicial de transgresión, caracterizado por depósitos estuarino-costeros y de plataforma interna, seguido por una etapa regresiva dominada por depósitos marinos someros, fluvio-deltaicos, palustres y evaporíticos (Foix et al., 2025).

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. MATERIALES

Las rocas seleccionadas para este estudio proceden de afloramientos considerados análogos de los reservorios en subsuelo de cada una de las formaciones analizadas. Se seleccionaron tobas y areniscas tobáceas de las formaciones Pozo D-129, Castillo y Bajo Barreal del área del Codo del Senguer (Cortés et al., 2024), caracterizadas por un contenido piroclástico variable. Asimismo, se tomaron areniscas glauconíticas de la Formación Salamanca, obtenida de afloramientos en "Punta Peligro Norte", cerca de la ciudad de Comodoro Rivadavia (Laskowski et al., 2025).

2.2. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

El programa experimental se diseñó para evaluar el efecto de la exposición a CO_2 sobre las propiedades elásticas y petrofísicas de las rocas estudiadas. Para ello, se realizaron medidas de velocidad de onda P, determinación de densidad seca, cálculo de porosidad total, determinación de la densidad de los sólidos mediante picnometría de helio y porosimetría por intrusión de mercurio (MIP). Los ensayos se llevaron a cabo tanto en muestras prístinas como en muestras expuestas a CO_2.

La densidad aparente seca, referida en adelante como densidad seca, se determinó siguiendo la norma ASTM D7263-16, Método B, aplicable a muestras regulares. Las probetas cilíndricas se secaron en estufa a 105 °C durante 24 h, hasta alcanzar masa constante, y posteriormente se enfriaron en desecador antes de ser pesadas con una balanza de precisión de 0,01 g. El volumen de cada probeta se obtuvo a partir de sus dimensiones geométricas, midiendo el diámetro y la altura en al menos tres posiciones con un calibre digital de precisión 0,01 mm. Para el cálculo del volumen se emplearon los valores medios de dichas mediciones. La densidad seca se obtuvo como la relación entre la masa seca y el volumen total de la probeta, expresada en g/cm³.

La velocidad de onda P se determinó mediante ensayos ultrasónicos sobre probetas cilíndricas, siguiendo las recomendaciones de la norma ASTM D2845-13. Las mediciones se realizaron en condiciones secas, tras 24 h de secado en estufa a 100 ± 5 °C. Se empleó un equipo Proceq Pundit Lab+ equipado con transductores de 250 kHz. El equipo se configuró con una duración de pulso de 2 μs, una amplitud de 125 V y una ganancia del receptor de 1×. El tiempo de tránsito se registró a lo largo del eje de la probeta, perpendicular a la estratificación, y la velocidad se calculó a partir de la longitud del espécimen y del tiempo de viaje correspondiente al primer arribo de la onda. Para cada probeta se obtuvieron valores medios a partir de cinco mediciones repetidas.

La densidad de los sólidos, o gravedad específica, se determinó mediante picnometría de helio, de acuerdo con la norma ASTM D5550-11. Este método permite estimar el volumen real del esqueleto sólido de la muestra a partir de la expansión de helio. Previamente, las muestras fueron molidas en un molino de rocas a 750 rpm durante 2 min, con el fin de obtener un material homogéneo. Posteriormente, se secaron en estufa a 105 °C hasta masa constante y se enfriaron en desecador para evitar la absorción de humedad ambiente. La masa seca se determinó con una balanza analítica de precisión 0,0001 g, mientras que el volumen de sólidos fue medido automáticamente por el picnómetro mediante 25 determinaciones, adoptándose como valor final el promedio de las mediciones. A partir de la densidad seca y la densidad de los sólidos se calculó la porosidad total de cada muestra.

Los ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio se realizaron siguiendo la norma ASTM D4404, con el objetivo de caracterizar la porosidad conectada y la distribución de tamaños de garganta poral. Las mediciones se efectuaron sobre pequeñas probetas cilíndricas, previamente secadas en estufa a 105 °C durante 24 h, enfriadas en desecador y pesadas con balanza analítica antes del análisis. La intrusión de mercurio se realizó mediante incrementos controlados de presión, registrándose el volumen acumulado intruido en función de la presión aplicada. El diámetro de garganta poral se estimó mediante la ecuación de Washburn, asumiendo una tensión superficial del mercurio de 0,48 N/m y un ángulo de contacto de 140°. A partir de las curvas de intrusión se obtuvo la distribución de tamaños de garganta poral y la porosidad accesible al mercurio. Asimismo, se adoptó un umbral de 1000 nm para diferenciar entre mesoporos y macroporos, siguiendo la clasificación propuesta por Hodot (1966), aplicada previamente a carbones y rocas sedimentarias de grano fino, como lutitas y areniscas de baja permeabilidad (An et al., 2023; Zhang et al., 2024).

2.3. PROCEDIMIENTO DE EXPOSICIÓN A CO_2 SUPERCRÍTICO

Se empleó un procedimiento de exposición a CO_2 supercrítico húmedo con el fin de reproducir condiciones químicamente reactivas representativas de entornos de almacenamiento geológico de CO_2. Las probetas cilíndricas seleccionadas se sumergieron inicialmente en agua destilada durante 24 h. Posteriormente, se colocaron en una celda de alta presión que contenía 350 mL de agua destilada, evitando el contacto directo entre el agua líquida y las probetas. Esta configuración permitió exponer las muestras a un ambiente húmedo rico en CO_2.

Una vez sellada la celda, se inyectó CO_2 hasta alcanzar una presión inicial de 5 MPa. A continuación, la temperatura se incrementó gradualmente en intervalos de 10 °C hasta alcanzar 60 °C, mientras que la presión se elevó hasta 10 MPa. Estas condiciones superan el punto crítico del CO_2 y se mantuvieron durante periodos de exposición de 30 y 60 días. Al finalizar cada periodo, la temperatura se redujo de forma escalonada en intervalos de 10 °C y la presión se liberó lentamente para evitar efectos asociados a una descompresión brusca. Finalmente, las probetas se envolvieron en film plástico y se almacenaron hasta la realización de los ensayos.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. RESULTADOS GENERALES

La Figura 1 resume los resultados generales obtenidos para la porosidad total y la velocidad de onda P en muestras prístinas y carbonatadas. La nomenclatura empleada identifica, en primer lugar, la formación o procedencia de la muestra y, en segundo lugar, la litología analizada: T corresponde a toba, TS a arenisca tobácea y GS a arenisca glauconítica. Así, CSC y CSD corresponden a muestras de las formaciones Castillo y Pozo D-129, respectivamente, SLM a la Formación Salamanca, y CS1 y CS8 a muestras de la Formación Bajo Barreal. En la figura se representan los valores mínimos, máximos y medianos de cada grupo de muestras, lo que permite comparar de forma general la variabilidad natural de cada litología y los cambios observados tras la exposición a CO_2.

La porosidad total se determinó a partir de las medidas de densidad seca y gravedad específica. Los resultados muestran que las rocas analizadas presentan un amplio rango de valores de porosidad, coherente con la diversidad litológica de las formaciones estudiadas. Las tobas y areniscas tobáceas de las formaciones Castillo, Pozo D-129 y Bajo Barreal presentan, en general, porosidades más elevadas que la arenisca glauconítica de la Formación Salamanca. En las muestras prístinas, las porosidades medianas de las rocas piroclásticas y volcaniclásticas se sitúan aproximadamente entre 0,23 y 0,35, mientras que la arenisca glauconítica presenta una porosidad menor y más homogénea, en torno a 0,13.

Tras la exposición a CO_2, los cambios en la porosidad total muestran una respuesta variable según la litología. En las muestras carbonatadas durante 30 días, las rocas de la Formación Castillo presentan valores medianos similares a los de las muestras prístinas, mientras que las muestras de la Formación Pozo D-129 muestran una mayor variabilidad. En particular, la toba CSD T presenta un aumento de la porosidad mediana tras 30 días de carbonatación, mientras que la arenisca tobácea CSD TS muestra una ligera disminución. En las muestras expuestas durante 60 días, correspondientes a CSC T y CSD T, la porosidad se mantiene dentro de rangos próximos a los observados en las muestras prístinas y carbonatadas durante 30 días, aunque con ligeras variaciones en los valores mínimos, máximos y medianos.

De forma complementaria, se midió la velocidad de onda P en muestras prístinas y carbonatadas. Los resultados muestran también una dispersión significativa entre litologías. En las muestras prístinas, las velocidades medianas varían desde valores relativamente bajos en algunas areniscas tobáceas de la Formación Castillo hasta valores más elevados en las rocas de Bajo Barreal. Esta variabilidad refleja diferencias en la textura, el grado de cementación, la estructura porosa y la composición mineralógica de las muestras. La velocidad de onda P en las muestras prístinas presenta una variabilidad significativa entre litologías, con valores comprendidos aproximadamente entre 1380 y 3570 m/s. Las velocidades medianas varían desde 1736 m/s en la arenisca tobácea CSC TS hasta 3154 m/s en la toba CS1 de Bajo Barreal. Las muestras de la Formación Castillo muestran velocidades medianas de 2261 m/s para CSC T y 1736 m/s para CSC TS, mientras que las de Pozo D-129 presentan medianas de 2079 m/s para CSD T y 2647 m/s para CSD TS. La arenisca glauconítica SLM GS muestra una mediana de 2234 m/s, y las muestras de Bajo Barreal presentan los valores más elevados, con medianas de 3154 m/s para CS1 y 2671 m/s para CS8.

Tras 30 días de exposición a CO_2, la velocidad de onda P permanece aproximadamente estable en las rocas de la Formación Castillo, con medianas de 2261 m/s para CSC T y 1748 m/s para CSC TS, mientras que disminuye en las muestras de la Formación Pozo D-129, con valores de 1923 m/s para CSD T y 2591 m/s para CSD TS. En las muestras expuestas durante 60 días, tanto CSC T como CSD T muestran una reducción de los valores mínimos, máximos y medianos de velocidad de onda P respecto a las muestras prístinas. Por ejemplo, las muestras CSC T muestran velocidades de onda P entre 1898 y 2261 m/s, con una mediana de 2094 m/s. Para CSD T, los valores se sitúan entre 1736 y 1925 m/s, con una mediana de 1862 m/s. En conjunto, estos resultados sugieren que la exposición a CO_2 puede modificar la respuesta elástica de las rocas, aunque la magnitud y el sentido de estos cambios dependen de la litología y del estado inicial de cada muestra.

La comparación general entre muestras prístinas y carbonatadas muestra un solapamiento parcial de los rangos de porosidad total y velocidad de onda P para la mayoría de las litologías. Este solapamiento indica que, cuando se analizan muestras procedentes de posiciones separadas a escala centimétrica o métrica, la heterogeneidad natural de las rocas puede enmascarar o diluir los cambios inducidos por la exposición a CO_2. Por tanto, los resultados obtenidos a partir de grupos de muestras deben interpretarse como una primera aproximación general, útil para identificar tendencias globales, pero limitada para atribuir cambios específicos exclusivamente al efecto de la carbonatación.

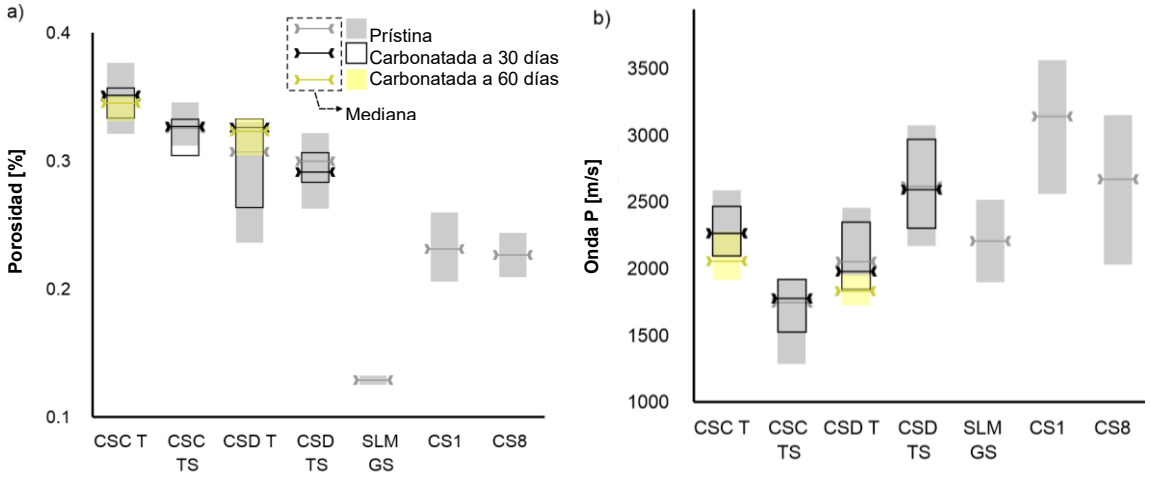


Figura 1. a) Valores máximos, mínimos y medianos de porosidad total en muestras prístinas y carbonatadas. b) Valores máximos, mínimos y medianos de velocidad de onda P en muestras prístinas y carbonatadas. Las muestras fueron tomadas a distancias centimétricas-métricas.

3.2. DISTRIBUCIÓN PORAL Y SU RELACIÓN CON LA VELOCIDAD DE ONDA P

La limitación antes expuesta es especialmente relevante en rocas piroclásticas y volcaniclásticas, caracterizadas por una marcada variabilidad textural, mineralógica y diagenética. La dispersión observada dentro de cada litología sugiere que la estructura porosa inicial, el grado de cementación, la proporción de matriz fina y la presencia de componentes volcánicos pueden controlar de forma significativa las propiedades petrofísicas y elásticas (Vidal et al. 2024, Cortes at el., 2024). En este sentido, la influencia de la heterogeneidad de facies a pequeña escala sobre las propiedades de areniscas reservorio, señalada por Heidsiek et al. (2020), resulta coherente con los resultados obtenidos en este trabajo.

Por este motivo, la interpretación más robusta se centró en un conjunto reducido de muestras pareadas, obtenidas a partir del mismo testigo o de posiciones muy próximas, con el fin de limitar el efecto de la heterogeneidad a escala milimétrica-centimétrica. Se analizaron la porosidad total, la porosidad acumulada intruida determinada mediante MIP, la distribución de tamaños de garganta poral y su relación con las propiedades elásticas. En la Tabla 1 se observa la porosidad acumulada intruida obtenida a partir de los resultados del MIP y de la velocidad de la onda P de muestras sin tratar (C00) y carbonatadas expuestas durante 30 días (C30) y 60 días (C60). Las muestras se tomaron a una distancia de entre un milímetro y un centímetro para evitar la heterogeneidad de la roca.

Este enfoque permite evaluar de forma más directa los cambios potencialmente asociados a la exposición a CO_2. En la Tabla 1 se observa que la porosidad acumulada intruida determinada mediante MIP aumenta tras 30 días de carbonatación en CSC TS, CSC T, CSD T, CS1 y CS8, mientras que disminuye ligeramente en SLM GS y CSD TS. Estos resultados muestran que la respuesta de la red porosa conectada no es uniforme, sino que depende de la litología y de la estructura porosa inicial.

La distribución de tamaños de garganta poral muestra que la exposición a CO_2 no produce una respuesta única en las rocas analizadas, sino cambios dependientes de la litología y de la estructura porosa inicial. Como se observa en la Figura 2, algunas muestras mantienen la posición de los picos principales tras la carbonatación, mientras que otras presentan desplazamientos hacia diámetros mayores o menores, aparición o desaparición de picos secundarios y cambios en la proporción relativa de mesoporos y macroporos. Esta variabilidad indica que la evolución de la red porosa conectada no puede interpretarse únicamente a partir de la porosidad total, sino que requiere analizar la distribución de tamaños de garganta poral y su relación con las propiedades elásticas.

Tabla 1. Porosidad acumulada intrusiva obtenida a partir de los resultados del MIP y de la velocidad de la onda P de muestras sin tratar (C00) y carbonatadas expuestas durante 30 días (C30) y 60 días (C60). Las muestras se tomaron a una distancia de entre un milímetro y un centímetro para evitar la heterogeneidad de la roca.

Muestra	**Porosidad Intruida acumulada (%)**			**Velocidad de onda P (m/s)**		
	C00	**C30**	**C60**	**C00**	**C30**	**C60**
SLM GS	10.7	10.1	9.2	2234	1864	1893
CSC TS	30.7	34.1	-	1928	1894	-
CSC T	33.9	36.5	-	2214	2271	-
CSD TS	28.7	28.1	-	3278	3248	-
CSD T	31.7	33.5	-	2133	2024	-
CS1 T	17.7	18.4	-	3239	3150	-
CS8 TS	18.6	19.1	-	3662	3516	-

Una primera tendencia corresponde a las muestras en las que la carbonatación favorece un aumento relativo de la macroporosidad o una mayor contribución de gargantas porales de mayor tamaño. Este comportamiento se observa, por ejemplo, en arenisca tobácea CS8 (Figura 2b), donde la muestra prístina presenta una distribución caracterizada por una meseta inclinada entre 2000 y 160 nm, con un pico principal en 282 nm. Tras la carbonatación, este pico principal permanece estable, pero aparece un pico secundario en 2357 nm, lo que incrementa la proporción de gargantas macroporales del 30 al 35 % (Figura 2b). De forma similar, en la Figura 2d asociada a la Formación D-129, la Toba CSD T muestra un pico principal en 1079 nm y un pico secundario en 3305 nm; tras la carbonatación, el pico principal permanece estable, mientras que el pico secundario se desplaza a 2124 nm. Aunque el diámetro de este segundo pico disminuye ligeramente, la proporción de macroporos aumenta del 49 al 51 % (Figura 3a), lo que indica una mayor contribución relativa de la fracción macroporal.

En otras muestras, el efecto de la carbonatación se manifiesta más como una modificación de la proporción entre mesoporos y macroporos que como un cambio marcado en la posición de los picos principales. En la arenisca tobácea CSC TS de la Formación Castillo (Figura 2c), la distribución de tamaños de garganta poral es unimodal, con un pico en 19123 nm que se desplaza ligeramente hasta 21368 nm tras 30 días de carbonatación. Sin embargo, la proporción entre mesoporos y macroporos permanece prácticamente estable. En la toba CS1 de la Formación Bajo Barreal (Figura 2b), la distribución también se mantiene esencialmente inalterada, con un pico en torno a 2357 nm tanto en la muestra prístina como en la carbonatada. Estos casos sugieren que, en determinadas litologías, la exposición a CO_2 puede modificar la porosidad acumulada intruida o la conectividad de la red porosa sin alterar de forma significativa el diámetro dominante de las gargantas porales.

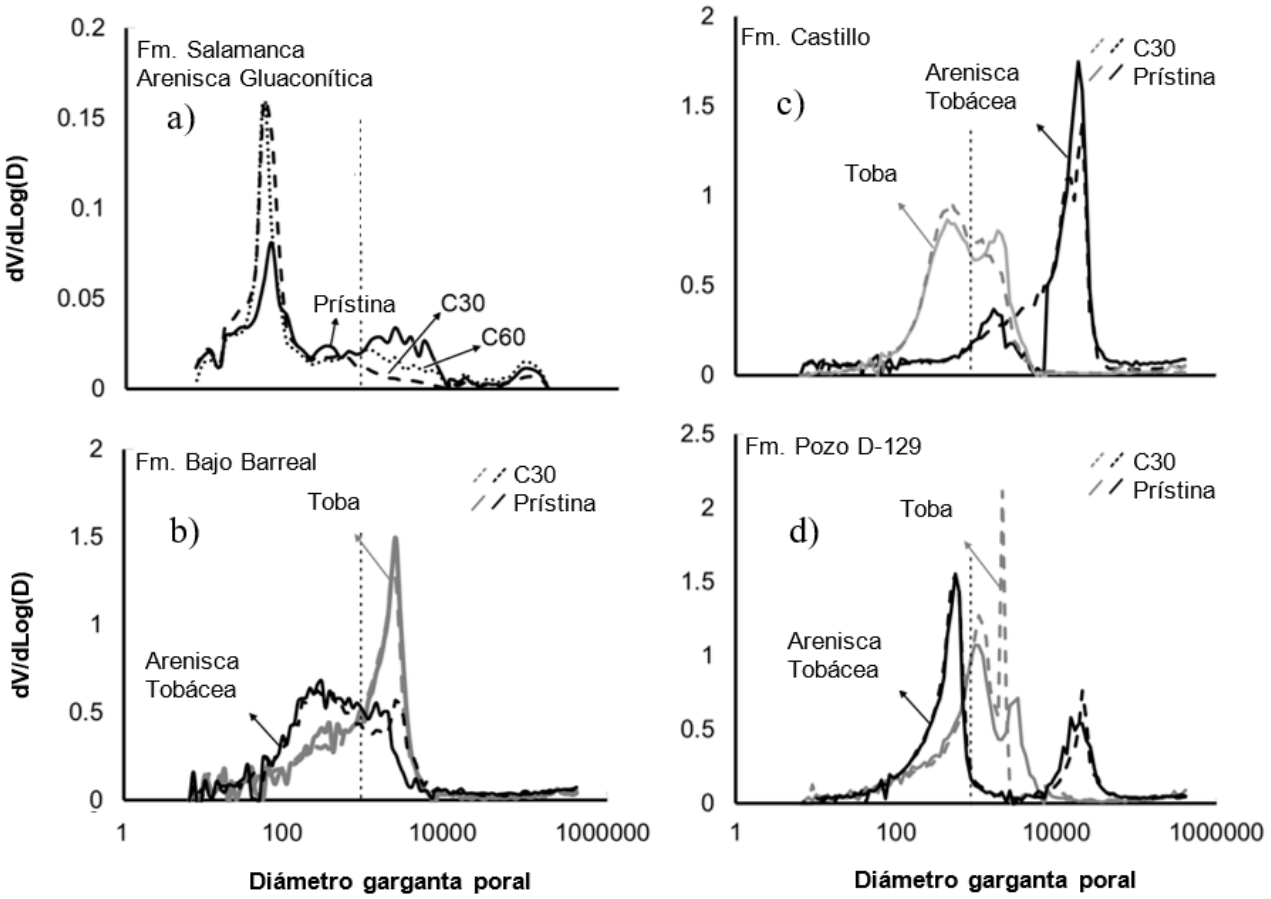


Figura 2. Distribución de tamaños de garganta poral en muestras prístinas y carbonatadas. a) Muestra glauconítica de la Formación Salamanca. b) Toba y arenisca tobácea (CS8) de la Formación Bajo Barreal. c) Toba y arenisca tobácea de la Formación Castillo. d) Toba y arenisca tobácea de la Formación Pozo D-129.
Nota: La línea vertical punteada muestra el límite entre meso y macroporosidad (>1000 nm) adoptado.

Un comportamiento distinto se observa en aquellas muestras en las que la carbonatación reduce la fracción macroporal y desplaza la distribución hacia tamaños menores. La arenisca glauconítica SLM GS presenta inicialmente una distribución bimodal, con un pico principal en 59 nm y un pico secundario en 1902 nm. Tras 30 días de carbonatación, el pico secundario tiende a desaparecer y el pico principal se desplaza hacia 47 nm. A los 60 días, el pico principal permanece en 47 nm y reaparece un pico secundario en 802 nm. Esta evolución es coherente con los cambios mostrados en la Figura 3a: la muestra prístina presenta aproximadamente un 70 % de mesoporos y un 30 % de macroporos; tras 30 días de carbonatación, la fracción de mesoporos aumenta hasta el 91 %, y posteriormente disminuye al 78 % tras 60 días. Por tanto, en esta muestra la carbonatación tiende a reducir la contribución de las gargantas macroporales, al menos durante los primeros 30 días de exposición.

La toba CSC T (Figura 2c) también muestra una reducción de la fracción macroporal tras la carbonatación. En la muestra prístina, la distribución es bimodal, con un pico principal en 440 nm y un pico secundario en 1184 nm. Tras la exposición a CO_2, el pico secundario desaparece y el pico principal se desplaza ligeramente hasta 492 nm. Esta evolución se corresponde con un aumento de la proporción de mesoporos del 61 al 68 % (Figura 3a), lo que sugiere una reducción relativa de las gargantas porales de mayor tamaño. Este comportamiento podría estar relacionado con procesos de precipitación secundaria u oclusión parcial de macroporos.

La muestra de arenisca tobácea CSD TS (Figura 2d) presenta una respuesta intermedia. Su distribución inicial es bimodal, con un pico principal en 550 nm y un pico secundario en 15322 nm. Tras la carbonatación, el pico principal permanece prácticamente constante, en 549 nm, mientras que el pico secundario aumenta hasta 21366 nm. Sin embargo, la fracción de mesoporos aumenta del 66 al 71 % (Figura 3a), lo que indica una reducción relativa de la macroporosidad total. Este resultado muestra que el comportamiento de la red porosa no depende únicamente del desplazamiento de un pico individual, sino también de la proporción relativa de volumen asociado a cada familia de poros.

En relación con la velocidad de onda P, la Tabla 1 muestra que la mayoría de las muestras carbonatadas presentan una reducción de velocidad. Esta disminución se observa en SLM GS, CSC TS, CSD TS, CSD T, CS1 y CS8, mientras que únicamente CSC T muestra un aumento. Las mayores reducciones corresponden a SLM GS, con una disminución de 370 m/s, seguida por CS8, con aproximadamente 146 m/s, CSD T, con 109 m/s, y CS1, con 89 m/s. En el resto de las muestras, las reducciones son más moderadas, del orden de 29 a 34 m/s. CSC T constituye la única excepción, con un aumento de 57 m/s.

La Figura 3b permite relacionar estos cambios con la porosidad asociada a macroporos. Para las tobas y areniscas tobáceas se observa una relación lineal negativa entre la velocidad de onda P y la macroporosidad, con un coeficiente de determinación R^2 de 0,72. Esta tendencia indica que el aumento de la fracción macroporal tiende a reducir la velocidad de onda P, probablemente debido a una disminución de la rigidez dinámica efectiva del esqueleto rocoso. Las areniscas glauconíticas fueron excluidas de esta regresión debido a su composición mineralógica diferente y a la ausencia de componentes piroclásticos dominantes.

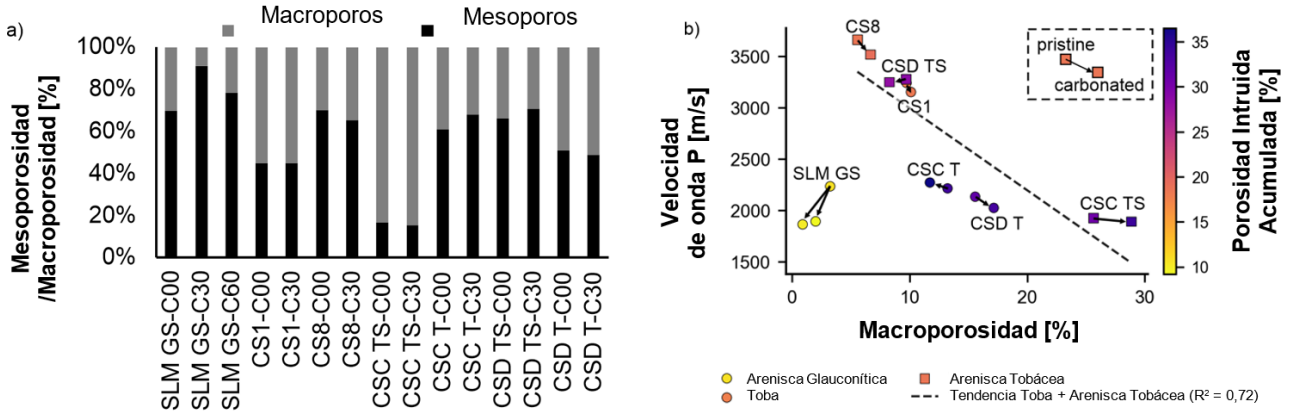


Figura 3. a) Proporción de mesoporos y macroporos en muestras prístinas y carbonatadas. b) Velocidad de onda P frente a porosidad macroporal. La escala de color indica la porosidad acumulada intruida.

Esta relación inversa entre macroporosidad y velocidad de onda P se observa claramente en CSC TS, CSD T, CS1 y CS8. En estas muestras, la carbonatación se asocia con una reducción de la velocidad de onda P y, al mismo tiempo, con un aumento de la porosidad macroporal o de la porosidad acumulada intruida. En CSC TS y CS1, los picos de la distribución de tamaños de garganta poral permanecen relativamente estables antes y después de la carbonatación, por lo que la reducción de la velocidad P puede atribuirse principalmente a un aumento de la contribución de los macroporos o de la conectividad poral. En cambio, en CSD T y CS8, los cambios en los picos asociados a las gargantas de mayor tamaño sugieren una reorganización de la red porosa hacia poros más grandes, lo que también contribuye a explicar la disminución de la velocidad de onda P.

CSC T presenta un comportamiento singular. En esta muestra, la macroporosidad disminuye tras la carbonatación, como se refleja en la desaparición del pico secundario de la distribución poral y en el aumento relativo de la fracción mesoporal. Al mismo tiempo, la velocidad de onda P aumenta en 57 m/s, aunque la porosidad acumulada intruida también aumenta. Esta respuesta, aparentemente contradictoria, sugiere que la velocidad de onda P no está controlada únicamente por la porosidad acumulada total, sino por la distribución de dicha porosidad. La reducción de macroporos, posiblemente asociada a precipitación mineral u oclusión parcial de poros de mayor tamaño, podría generar una estructura porosa dinámicamente más rígida y explicar el aumento de la velocidad de onda P.

Por el contrario, CSD TS y SLM GS presentan una reducción de la macroporosidad acompañada de una disminución de la velocidad de onda P. En CSD TS, aunque la fracción macroporal disminuye, el pico secundario dentro del rango de macroporos se desplaza hacia diámetros mayores. Esto indica que los macroporos restantes o desarrollados tras la carbonatación podrían tener una mayor influencia sobre la rigidez de la roca. En SLM GS, la reducción simultánea de la porosidad acumulada intruida, la macroporosidad y la velocidad de onda P sugiere que otros factores, además de la red porosa accesible al mercurio, controlan la respuesta elástica. Entre ellos podrían incluirse alteraciones mineralógicas, cambios en los contactos entre granos, modificación de la matriz glauconítica o generación de daño microestructural no capturado completamente por la MIP.

Estos resultados son coherentes con estudios previos que muestran que la velocidad de onda P no depende exclusivamente de la porosidad total. Wang et al. (2015) indicaron que, a igual porosidad, las rocas con poros de mayor tamaño o menores relaciones de aspecto pueden presentar una mayor atenuación de la onda P. De forma complementaria, Gao et al. (2025) establecieron una relación negativa entre la proporción de macroporos y parámetros mecánicos, con valores de R^2 de 0,85 para la resistencia a compresión triaxial y de 0,74 para el módulo elástico. En este trabajo, la relación negativa entre macroporosidad y velocidad de onda P para las rocas piroclásticas y volcaniclásticas concuerda con estas observaciones y confirma la importancia de caracterizar la geometría y conectividad de la red porosa.

La respuesta variable observada también concuerda con la literatura sobre interacción roca–CO_2. Diversos estudios han mostrado que la porosidad puede aumentar o disminuir tras la exposición a CO_2, dependiendo de la composición mineralógica, del tipo de cemento, de la reactividad de la matriz y de las condiciones de exposición. Del mismo modo, las modificaciones en las gargantas porales muestran respuestas contrastantes: Duan et al. (2025) reportaron un aumento de macroporos mayores de 1000 nm en una arenisca de baja permeabilidad carbonatada, mientras que Gao et al. (2025) identificaron un aumento de gargantas porales menores de 100 nm en otra arenisca de baja permeabilidad. Aunque los procedimientos experimentales de estos trabajos no son idénticos, sus resultados, junto con los obtenidos en este estudio, ponen de manifiesto que la reacción frente al CO_2 depende fuertemente de la mineralogía y de la estructura porosa inicial.

En este estudio, todas las muestras fueron sometidas al mismo procedimiento de carbonatación. Por tanto, las diferencias observadas en la evolución de las gargantas porales, la macroporosidad y la velocidad de onda P reflejan principalmente el control ejercido por la litología y la composición mineralógica. En conjunto, los resultados indican que la exposición a CO_2 puede inducir procesos simultáneos de disolución, precipitación, redistribución poral y modificación de la rigidez, cuya manifestación depende de la estructura porosa inicial de cada roca.

4. CONCLUSIÓN

Los resultados obtenidos muestran que las rocas piroclásticas y glauconíticas analizadas presentan una respuesta variable frente a la exposición a CO_2, condicionada por su litología, composición mineralógica y estructura porosa inicial. La comparación entre muestras prístinas y carbonatadas evidencia cambios en la porosidad total y en la velocidad de onda P, aunque el solapamiento de rangos entre grupos de muestras pone de manifiesto la influencia de la heterogeneidad natural de las rocas. El análisis de muestras pareadas permitió reducir parcialmente este efecto de heterogeneidad y evaluar con mayor detalle los cambios inducidos por la carbonatación. Los resultados de MIP indican que la exposición a CO_2 puede modificar la porosidad conectada y la distribución de tamaños de garganta poral, generando aumentos o disminuciones de la proporción de mesoporos y macroporos según la litología analizada.

En las tobas y areniscas tobáceas se identificó una relación inversa entre la velocidad de onda P y la porosidad asociada a macroporos. En general, las muestras que presentan un aumento de la fracción macroporal tras la carbonatación muestran una disminución de la velocidad de onda P, lo que sugiere una reducción de la rigidez dinámica efectiva de la roca. Sin embargo, algunas muestras presentan comportamientos particulares, asociados probablemente a procesos de precipitación, redistribución poral, alteración mineralógica o cambios en los contactos entre granos.

En conjunto, este estudio muestra que la porosidad total por sí sola no es suficiente para interpretar la evolución de las propiedades elásticas tras la exposición a CO_2. La caracterización de la red porosa conectada, especialmente la proporción de macroporos y la distribución de gargantas porales, resulta fundamental para evaluar la respuesta petrofísica y elástica de rocas potencialmente utilizadas como reservorios para almacenamiento geológico de CO_2.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación ha sido financiada por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España bajo la subvención PID2023-149658NB-I00 (MulGasStore).

REFERENCIAS

ASTM D2845 (2000). Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock. PA, USA: West Conshohocken.

ASTM D5550 (2000). Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Gas Pycnometer. PA USA: West Conshohocken.

ASTM D7263 (2009). Standard Test Methods for Laboratory Determination of Density (Unit Weight) of Soil Specimens. PA USA: West Conshohocken.

Bachu, S. (2008). CO_2 storage in geological media: Role, means, status and barriers to deployment. *Progress in Energy and Combustion Science*, Volumen 34, pp. 254-273.

Bellosi, E. S., González, M., Genise, J. F. (2002). Paleosuelos y sedimentación cretácica de la cuenca San Jorge (Grupo Chubut) en la Sierra de San Bernardo, Patagonia Central. 15° Congreso Geológico Argentino, Issue 2, pp. 747-753.

Clavijo, R. (1986). Estratigrafía del cretácico inferior en el sector occidental de la Cuenca Golfo San Jorge. *Boletín de Informaciones Petroleras*, Volumen 9, pp. 15-32.

Cortés, M. y otros, (2024). Mechanical and Petrophysical Variations Induced by Supercritical CO_2 interaction in the Castillo and Pozo D-129 Formations, San Jorge Gulf Basin, Argentina. Alicante, España, New Challenges in Rock Mechanics and Rock Engineering. CPC Press..

Duan, M. y otros, (2025). Saline–CO_2 Solution Effects on the Mechanical Properties of Sandstones: An Experimental Study. *Applied Sciences*, 15(605), pp. 1-19.

Figari, E. G., Hechem, J. J., Homovc, J. F. (1990). Arquitectura depositacional de las «Areniscas Verdes» de la Formación Bajo Barreal, provincia del Chubut, Argentina.. 3° Reunión Argentina de Sedimentología, Volumen 1, pp. 130-138.

Foix, N., Paredes, J. M., Oporto Romero, F. E., Allard, J. O. (2025). Cenozoic stratigraphy of the Golfo San Jorge Basin (Argentina): an integrated record of tectonic, climatic, and eustatic controls on basin evolution. *Latin American Journal of Sedimentology and Basin Analysis*, 32(1), pp. 68-80.

Gao, H. y otros, (2025). Impact of CO2 injection on mineral composition, pore structure, and mechanical properties of tight sandstone reservoirs: implications for CO2 geo-sequestration. *Geoenergy Science and Engineering*, 254(214067), pp. 1-12.

Hodot, B. B. (1966). Coal and gas outburst. Beijing: China Industry Press.

Laskowski C, Manzanal D, Muñiz-Menéndez M, Orlandi, S., Allard, J. (2025). Impact of CO_2 exposure on the mechanical and microstructural properties of glauconitic sandstones. *Rock Mechanics and Rock Engineering* https://doi.org/10.1007/s00603-025-05011-8

Manzanal, D., et al. (2024). Geomechanics evaluation of analogue reservoirs for geological storage of CO_2. In *Proceedings of the XVIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ECSMGE 2024): Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs*, Lisbon, Portugal.

Paredes, J. M. (2009). Sedimentary evolution of the San Jorge Basin, central Patagonia, Argentina. En: L. M. Ibáñez & et al, edits. Argentinian Fluvial Basins: Ancients in Present Day Examples. Tuumán: s.n., pp. 187-275.

Paredes, J. M., Foix, N., Allard, J. O. (2016). Sedimentology and alluvial architecture of the Bajo Barreal Formation (upper cretaceous) in the Golfo san Jorge basin: outcrop analogues of the richest oil-bearing fluvial succession in Argentina. *Marine and Petroleum*, Volumen 72, pp. 317-335.

Sciutto, J. C., Césari, O., Iantanos, N., Ardolino, A. A. (2008). Hoja Geológica 4569-IV Escalante, provincia del Chubut. Instituto de Geología y Recursos Minerales. Buenos Aires: Servicio Geológico Minero Argentino.

Uliana, M. A., Legarreta, L., Laffite, G. A., Villar, H. J. (2014). Estratigrafía y geoquímica de facies generadoras en las cuencas petrolíferas de Argentina. *Mendoza*, s.n., pp. 3-92.

Vidal, P., Manzanal, D., Allard, J., Cortes, M. (2024). Mechanical properties of analogue of volcanoclastic rocks from a hydrocarbon sedimentary basin. La Serena, Chile, in Proceedings of the 17th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVII PCSMGE), and 2nd Latin-American Regional Conference of the International Association for Engineering Geology and the Environment (IAEG).

Vilarrasa, V., Makhnenko, R., Rutqvist, J. (2019). Field and Laboratory Studies of Geomechanical Response to the Injection of CO2. *Science of carbon storage in deep saline formations*, pp. 209-236.

ALMACENAMIENTO DE RESIDUOS EXOTÉRMICOS EN UNA ROCA ARCILLOSA

Sebastián SANDOVAL[(1)*], Jean VAUNAT[(1)], Antonio GENS[(1)], Minh VU[(2)] y Gilles ARMAND[(2)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) y
Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería (CIMNE)
*sebastian.sandoval@upc.edu

[(2)] Agencia Nacional de Gestión de Residuos Radiactivos de Francia (ANDRA)

RESUMEN

El almacenamiento geológico profundo constituye la estrategia adoptada por numerosos países para la gestión de residuos radiactivos de alta actividad y larga vida. La evaluación del comportamiento de estos sistemas requiere modelos termo-hidro-mecánicos (THM) capaces de reproducir los procesos acoplados inducidos por el calor liberado por los residuos en la roca huésped. Este estudio presenta un análisis numérico tridimensional acoplado del experimento de calentamiento in situ ALC1605, realizado en el laboratorio subterráneo de Meuse/Haute-Marne (Francia) en la arcillita del Callovo-Oxfordiano (COx). El modelo se ha desarrollado utilizando el código de elementos finitos CODE_BRIGHT y reproduce la secuencia experimental completa, incluyendo la excavación del microtúnel, el periodo de espera y la fase de calentamiento. El modelo constitutivo para la arcillita COx incorpora anisotropía de rigidez, hidráulica y térmica, junto con anisotropía plástica y efectos dependientes del tiempo, permitiendo capturar la dependencia direccional de la respuesta de la roca tanto a lo largo como a través de los planos de estratificación. El modelo además tiene en cuenta la interacción acoplada entre la formación COx, el material de relleno y el revestimiento de acero, y representa explícitamente la zona dañada por la excavación (ZDE) y su papel en el control de la disipación temprana y la redistribución de la presión de poros alrededor del microtúnel. Los resultados numéricos se comparan con mediciones experimentales de temperatura, presión de poros y deformaciones de la camisa de acero. El modelo reproduce con éxito la propagación anisotrópica del calor, la generación y redistribución de las presiones de poro inducidas térmicamente y la ovalización progresiva del revestimiento. La concordancia simultánea a través de las variables térmicas, hidráulicas y mecánicas demuestra la capacidad del modelo para capturar el comportamiento THM acoplado del sistema completo (roca huésped, relleno y camisa) a lo largo de la secuencia experimental. El análisis numérico demuestra ser capaz de capturar satisfactoriamente la progresión del experimento, mejorando la comprensión de los procesos THM acoplados en formaciones arcillosas y confirmando la relevancia de la modelización THM tridimensional para interpretar experimentos de calentamiento en medios anisotrópicos.

ABSTRACT

Deep geological disposal is the strategy adopted by many countries for the management of high-level and long-lived radioactive waste. Assessing the performance of such systems requires thermo-hydro-mechanical (THM) models capable of reproducing the coupled processes induced by the heat released by the waste in the host rock. This study presents a fully coupled three-

dimensional numerical analysis of the ALC1605 in situ heating experiment, conducted in the Meuse/Haute-Marne Underground Research Laboratory (France) within the Callovo-Oxfordian (COx) claystone. The model is developed using the finite element code CODE_BRIGHT and reproduces the full experimental sequence, including micro-tunnel excavation, the waiting period and the heating phase. The constitutive framework for the COx claystone incorporates stiffness, hydraulic and thermal anisotropy, together with plastic anisotropy and time-dependent effects, allowing the directional dependence of the rock response to be captured both along and across bedding planes. The model further accounts for the coupled interaction between the COx claystone, the backfill material and the steel casing and explicitly represents the excavation damaged zone (EDZ) and its role in controlling the early-time dissipation and redistribution of pore pressure around the micro-tunnel. Numerical results are compared with experimental measurements of temperature, pore pressure and steel casing deformations. The model successfully reproduces the anisotropic propagation of heat, the generation and redistribution of thermally induced pore pressures and the progressive ovalization of the casing. The simultaneous agreement across thermal, hydraulic and mechanical variables demonstrates the capability of the modelling framework to capture the coupled THM behavior of the full system (host rock, backfill and casing) throughout the experimental sequence. The numerical analysis proves capable of satisfactorily capturing the progression of the experiment, improving the understanding of coupled THM processes in claystone formations and confirming the relevance of 3D THM modelling for interpreting heating experiments in anisotropic media.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Ensayo de calefacción in situ (In situ heating experiment), Acoplamiento termo-hidro-mecánico (Thermo-hydro-mechanical – THM – coupling), Modelado numérico tridimensional (3D numerical modelling).*

1. INTRODUCCIÓN

La producción de energía nuclear y el desmantelamiento de las centrales nucleares generan residuos radiactivos de alta actividad y larga vida que requieren soluciones de gestión a largo plazo. La estrategia adoptada por numerosos países consiste en su almacenamiento geológico profundo en formaciones rocosas de baja permeabilidad, capaces de aislar los residuos durante escalas de tiempo muy prolongadas. En este contexto, la roca arcillosa del Callovo-Oxfordiano (COx), situada en el este de Francia, ha sido seleccionada como formación huésped para el almacenamiento geológico profundo de residuos de alta actividad (Armand *et al*., 2017b). Las rocas arcillosas como la formación COx presentan una combinación de propiedades especialmente favorables para este propósito, entre las que destacan su muy baja permeabilidad, su capacidad de autorreparación cuando se fracturan, su notable capacidad de retardación de radionúclidos y la ausencia de un valor económico previsible (Gens *et al*., 2007).

El concepto de almacenamiento contempla la disposición de los contenedores en microtúneles horizontales perforados desde galerías principales excavadas en la formación arcillosa (Armand *et al*., 2017a). La excavación y posterior calentamiento del macizo rocoso inducen procesos termo-hidro-mecánicos (THM) fuertemente acoplados, tales como la formación de la zona dañada por la excavación (ZDE), la propagación del calor, la generación y disipación de presión de poros y la modificación del estado tensional del macizo.

Con el objetivo de mejorar la comprensión de estos procesos, la agencia francesa ANDRA ha desarrollado varios ensayos de calentamiento a escala real en el laboratorio subterráneo de Meuse/Haute-Marne. Entre ellos, el experimento ALC1605 constituye una representación a escala real del concepto de celda de almacenamiento para residuos de alta actividad (Bumbieler *et al.*, 2024).

El presente trabajo desarrolla un modelo numérico tridimensional THM del experimento ALC1605 utilizando el código de elementos finitos CODE_BRIGHT. El modelo reproduce la geometría detallada del sistema experimental y simula las diferentes fases del ensayo, incluyendo la excavación del microtúnel, el periodo de espera y la fase de calentamiento. Los resultados del modelo se comparan con las mediciones experimentales de temperatura, presión de poros y deformaciones de la camisa de acero, con el objetivo de evaluar la capacidad del modelo para reproducir el comportamiento THM observado en la arcillita del COx.

2. ENSAYO IN-SITU ALC1605

En esta sección se presenta una descripción general del experimento de calentamiento ALC1605, centrada en los aspectos relevantes para la modelización numérica. Una descripción detallada del diseño experimental y de los resultados de monitorización puede encontrarse en Bumbieler *et al.* (2024).

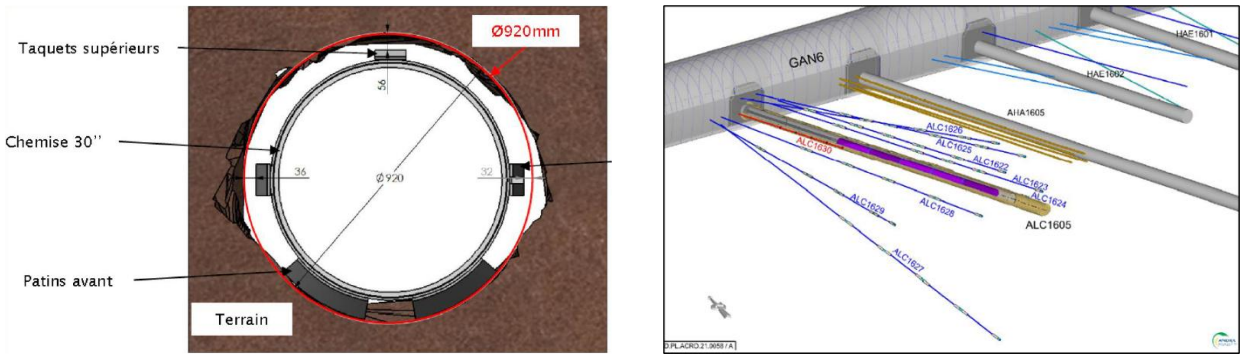
El experimento ALC1605 representa a escala real el concepto de almacenamiento de residuos de alta actividad (HLW) propuesto en 2015 (Bumbieler *et al.*, 2024), en el que los residuos se alojan en microtúneles subhorizontales perforados desde las galerías principales y revestidos con una camisa de acero. En el experimento, los residuos se simulan mediante un sistema de calentamiento instalado en un microtúnel excavado desde la galería GAN6. El espacio anular entre la camisa de acero y la roca huésped se rellena con un material denominado MREA (Matériau de Remplissage de l'Extrados des Alvéoles).

El ensayo se localiza en el laboratorio subterráneo MHM-URL, a una profundidad aproximada de 490 m. El microtúnel fue perforado en dirección paralela al esfuerzo horizontal principal mayor (σH), orientación que influye en el comportamiento hidráulico y mecánico de la excavación (Armand *et al*., 2014). El microtúnel tiene una longitud aproximada de 28.5 m y un diámetro interno de 0.92 m. Entre la camisa de acero y la pared del microtúnel existe un espacio anular de aproximadamente 0.16 m. La zona calefactada se sitúa entre 10 m y 25 m desde la galería y está compuesta por cinco elementos calefactores de 3 m de longitud.

La instalación experimental incluye una camisa de acero de 30 pulgadas de diámetro exterior (0.76 m) y un espesor de pared de 25.4 mm, centrada en el microtúnel mediante centradores para garantizar un espesor mínimo de MREA y evitar el contacto directo con la roca, como se muestra en la Figura 1a (De Lesquen *et al*., 2024).

El programa experimental comenzó con la excavación de las galerías GAN entre 2013 y 2018. El microtúnel del experimento se excavó en noviembre de 2018 y la instrumentación se instaló mediante sondeos perforados desde la galería GAN. Tras un ensayo preliminar de calentamiento a baja potencia (33 W/m), la fase principal de calentamiento comenzó en junio de 2020 con una potencia constante de 220 W/m y continúa actualmente.

El sistema experimental está ampliamente instrumentado mediante ocho sondeos equipados con sistemas multipacker que permiten medir temperatura y presión de poros tanto en el campo próximo como en el campo intermedio del macizo rocoso alrededor del microtúnel (Figura 1b). Además, la camisa de acero dispone de instrumentación específica para evaluar su comportamiento termo-mecánico, incluyendo sensores de temperatura instalados en diversas secciones y dispositivos destinados a medir las variaciones de su diámetro en distintas orientaciones alrededor de la camisa.



(a) (b)

Figura 1. (a) Sección transversal de la celda ALC1605 (De Lesquen *et al*., 2024); (b) Vista tridimensional de los sondeos de instrumentación del experimento ALC1605 (Bumbieler *et al*., 2024).

3. MODELO NUMÉRICO ACOPLADO TERMO-HIDRO-MECÁNICO (THM)

Las simulaciones numéricas se realizaron utilizando el código de elementos finitos CODE_BRIGHT (Olivella *et al*., 1994; 1996), que permite el análisis de procesos termo-hidro-mecánicos (THM) completamente acoplados en medios porosos deformables. El enfoque de modelización se basa en la formulación multifase y multiespecie desarrollada originalmente por Olivella *et al.* (1994).

3.1. GEOMETRÍA, MALLADO Y CONDICIONES DE CONTORNO

Se ha realizado un análisis tridimensional acoplado termo-hidro-mecánico (THM) para simular el montaje experimental del ensayo ALC1605. El modelo computacional incluye una malla de aproximadamente 41 000 elementos hexaédricos y 45 000 nodos (Figura 2a), alineada con el sistema de referencia local del experimento (Bumbieler *et al*., 2024). El dominio modelado abarca 50 m en las direcciones x, y y z, garantizando una geometría suficientemente grande respecto al diámetro del microtúnel para minimizar efectos de frontera. Para capturar los fuertes gradientes de temperatura y presión de poro cercanos a los calentadores, la malla se refina localmente en la zona del microtúnel calentada.

El modelo representa la formación anfitriona, la camisa de acero y el material MREA que rellena el espacio entre la camisa y la COx (Figura 2b). La camisa se centra en el eje del microtúnel para asegurar un espesor mínimo de MREA y evitar contacto directo con la roca. Las condiciones de contorno THM aplicadas se detallan en la Tabla 1, incluyendo la pared del túnel GAN modelada con condición de presión atmosférica y temperatura constante de 22 °C (De Lesquen *et al*., 2024).

Tabla 1. Condiciones de contorno THM para la modelización del experimento ALC1605.

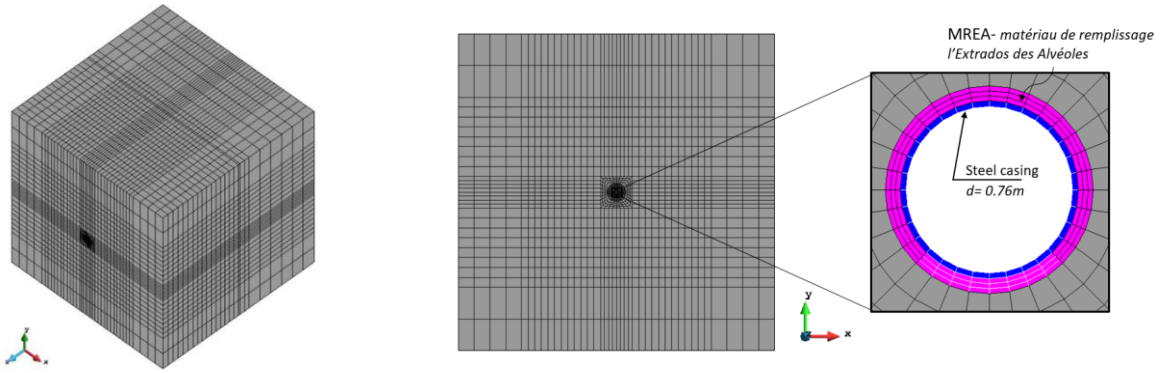
Límite	**Condición térmica**	**Condición hidráulica**	**Condición mecánica**
Caras izquierda y frontal	Sin flujo de calor	Sin flujo de agua	Sin desplazamientos normales
Cara derecha	Sin flujo de calor	Sin flujo de agua	σ_h = 12.4 MPa
Cara posterior	Sin flujo de calor	Sin flujo de agua	σ_H = 16.0 MPa
Cara superior	T = 22 °C	4.7 MPa	σ_v = 12.7 MPa
Cara inferior	T = 22 °C	4.7 MPa	Sin desplazamientos normales

Se simularon las distintas fases del ensayo de calefacción in situ, reproduciendo la secuencia descrita por Bumbieler *et al.* (2024): excavación del micro-túnel (2 días), período transitorio con galería abierta (10 días), instalación de la camisa e inyección de MREA (1 día), fase de espera para estabilización e instrumentación (560 días) y fase principal de calefacción a 220 W/m, modelada hasta septiembre de 2024. La prueba de calefacción a corto plazo (16 días a 33 W/m) no se simuló, al considerarse que no induce respuestas THM irreversibles.

La Tabla 2 presenta la distribución de la potencia térmica aplicada dentro del alvéolo, especificando la contribución correspondiente a cada uno de los elementos calefactores (H1-H5) y a la cabeza del alvéolo. Esta distribución se adoptó con el fin de representar de forma simplificada los efectos de convección de aire dentro del microtúnel, asignando una fracción de la potencia total a la cabeza del alvéolo en lugar de concentrar toda la potencia únicamente en la zona calefactada. Los valores utilizados se obtuvieron a partir de un retroanálisis de los resultados térmicos del experimento ALC1605, lo que permitió ajustar la distribución de potencia para reproducir adecuadamente el comportamiento observado.

Tabla 2. Distribución de la potencia térmica dentro del alveolo.

Potencia térmica	**Pérdidas del sistema**	**Aplicado en:**					
		Cabeza del alveolo	**H1**	**H2**	**H3**	**H4**	**H5**
Longitud (m)	–	9.75	3	3	3	3	3
Potencia térmica (W)	284	556	492	492	492	492	492
Potencia por metro (W/m)	11.4	57	164	164	164	164	164



(a) (b)

Figura 2 (a) Esquema general de la geometría y del mallado del modelo numérico; (b) detalle de la geometría del modelo 3D en el plano YX, con la representación de la camisa de acero y del material de relleno MREA.

3.2. MODELO CONSTITUTIVO PARA LA ROCA HUÉSPED

En este trabajo se adoptó el modelo constitutivo propuesto por Mánica *et al*. (2017), el cual ha sido aplicado y validado en estudios previos (por ejemplo, Tourchi *et al*., 2021), demostrando su capacidad para reproducir de forma realista la respuesta termo-hidro-mecánica (THM) y el desarrollo de la zona dañada por excavación (ZDE) observados en la arcillita de Callovo-Oxfordiano (COx). Este modelo incorpora diferentes formulaciones avanzadas que permiten representar adecuadamente el comportamiento THM del COx. La Tabla 3 resume los parámetros mecánicos e hidráulicos empleados.

El modelo corresponde a una formulación elasto-viscoplástica, basada en una ley elástica transversalmente anisótropa, un criterio de resistencia al corte de Mohr-Coulomb y una anisotropía plástica introducida mediante una técnica de escalado de tensiones. Además, incluye una evolución no lineal de endurecimiento/ablandamiento de la cohesión y el ángulo de fricción en función de la deformación plástica equivalente, así como una ley de fluencia (creep) controlada por la tensión cortante y dicha deformación plástica. La dependencia de la resistencia al corte con la deformación se formula dentro del marco de la viscoplasticidad de Perzyna (1966). Finalmente, el modelo considera también la dependencia de la permeabilidad con la deformación plástica (Mánica *et al*., 2017).

Tabla 3. Parámetros THM del modelo constitutivo de la COx.

Parámetro	**Unidades**	**Valor**	**Parámetro**	**Unidades**	**Valor**	**Parámetro**	**Unidades**	**Valor**
Elásticos			Plásticos (cont.)			Hidráulicos y térmicos		
E_1	MPa	5200	ξ_1	–	0.005	$k_{//}$	m^2	$1\ x\ 10^{-20}$
E_2	MPa	4000	ξ_2	–	0.006	$k_{\perp}$	m^2	$0.3\ x\ 10^{-20}$
ν_1	–	0.25	ξ_3	–	0.06	B	–	0.8
ν_2	–	0.35	ω	–	0.6	α^k	–	300
Plásticos			c_N	–	1.33	λ^p_{thr}	–	$1.2E^{-4}$
φ_{ini}	°	9.35	c_S	–	1.00	P	MPa	14.33
$\varphi_{peak}[°]$	°	22.0	Visco-plásticos			λ_r	–	0.33
$\varphi_{res}[°]$	°	14.74	σ_s	MPa	4.0	α_s	K^{-1}	$1.25E^{-5}$
c_{peak}	MPa	2.5	γ	$día^{-1}$	1.0	c_p	J/Kg/K	790
a_{hard}	–	0.0035	n	–	3.37	$\lambda_{//}$	W/m/K	1.88
a_{soft}	–	0.07	m	–	530	$\lambda_{\perp}$	W/m/K	1.25

3.3. MODELO CONSTITUTIVO PARA EL MATERIAL DE RELLENO (MREA) Y LA CAMISA DE ACERO

Las propiedades termo-hidro-mecánicas (THM) del MREA fueron calibradas a partir de ensayos de laboratorio reportados por De Lesquen *et al.* (2024). Desde el punto de vista mecánico, el MREA se modeló mediante una ley elástica bilineal, con un módulo de Young inicial de E_o=4 MPa que aumenta hasta E_c=200 MPa al superarse un umbral específico de deformación volumétrica. Este umbral de deformación fue calibrado a partir de las mediciones de convergencia de la camisa de acero, siguiendo el enfoque propuesto por Tourchi *et al.* (2021) para el experimento ALC1604. Los parámetros THM adoptados para el MREA se resumen en la Tabla 4.

La camisa de acero se representó como un material elástico lineal isotrópico con una permeabilidad extremadamente baja, con el fin de simular su carácter prácticamente impermeable. Sus propiedades termo-hidro-mecánicas (THM), especificadas en el marco del proyecto HITEC (De Lesquen *et al*., 2024), se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4. Parámetros THM para el material de relleno y la camisa de acero.

Material de relleno - MREA			**Camisa de acero**		
Parámetro	**Unidades**	**Valor**	**Parámetro**	**Unidades**	**Valor**
Elásticos			Elásticos		
E_0	MPa	4	E	MPa	210
E_c	MPa	200	ν	−	0.3
ν	−	0.3	Térmicos		
ε_v	−	0.001-0.3	λ	W/m/K	54
Térmicos			α_s	K^{-1}	1.4 x 10^{-5}
λ_{dry}	W/m/K	0.08	c_p	J/kg/K	480
λ_{sat}	W/m/K	0.74	Hidráulicos		
c_p	J/kg/K	1135	k	m^2	10^{-25}
α_s	K^{-1}	1.4 x 10^{-5}			
Hidráulicos					
k	m^2	10^{-16}			
P	MPa	17.5			
λ_r	−	0.319			

4. RESPUESTA TÉRMICA

Se analizó la respuesta térmica de la formación COx para evaluar la capacidad del modelo numérico de reproducir los mecanismos de transferencia de calor observados durante el ensayo de calefacción in situ ALC1605. El objetivo fue comprobar la capacidad del modelo para simular el comportamiento térmico de la roca, factor crítico que influye en la evolución de la presión de poros y la redistribución de esfuerzos en el sistema del micro-túnel.

La Figura 3 muestra la evolución temporal de la temperatura en dos sensores ubicados a 17 m de la pared de la galería GAN y a 2.9 m del centro de la excavación. El sensor ALC1622_TEM_02 se encuentra alineado con el eje horizontal del centro de la excavación, es decir, paralelo al plano de estratificación, mientras que el sensor ALC1626_TEM_03 está ubicado perpendicular al plano de estratificación, pero a la misma distancia radial. Se comparan las mediciones experimentales (puntos) con las predicciones del modelo (líneas). El acuerdo es excelente y el modelo reproduce correctamente la anisotropía térmica observada: los sensores alineados paralelos al plano de estratificación registran temperaturas más altas que los perpendiculares, en línea con los resultados previos de los ensayos ALC1605 (Bumbieler *et al*., 2024).

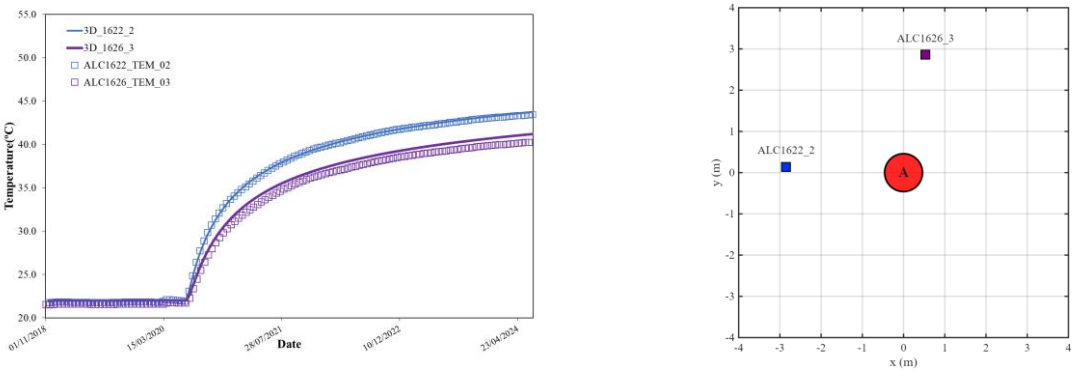


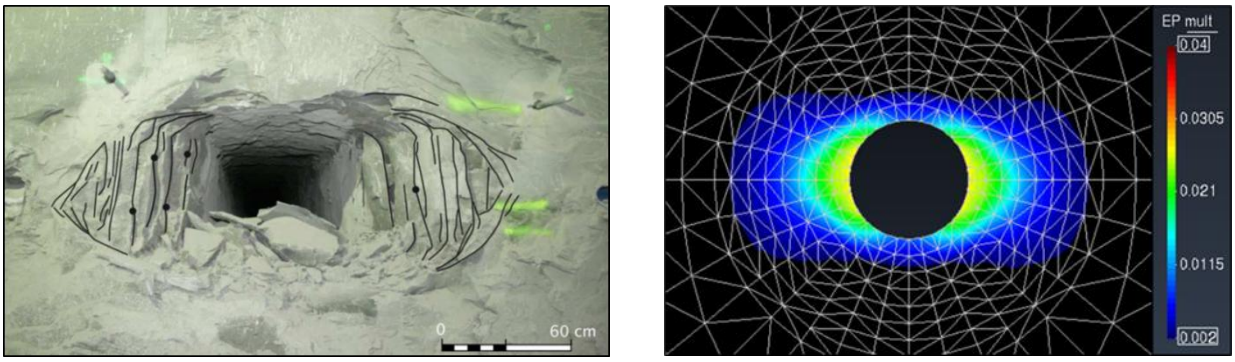
Figura 3. Evolución temporal de la temperatura en los sensores ALC1622_TEM_02 y ALC1626_TEM_03 localizados en secciones verticales a 17 m de la pared de la galería GAN. Las mediciones experimentales (puntos) se comparan con los resultados numéricos (líneas).

5. RESPUESTA TERMO-HIDRO-MECÁNICA

5.1. ZONA DAÑADA POR EXCAVACIÓN (ZDE)

La Figura 4a ilustra la extensión de la zona dañada por excavación (ZDE) paralela a la dirección del esfuerzo horizontal mayor. Aunque el campo de esfuerzos in situ es casi isotrópico en el plano perpendicular al eje del túnel, las observaciones experimentales muestran que la zona fracturada se desarrolla más en dirección horizontal que vertical, lo que refleja la influencia de la anisotropía intrínseca de la arcillita del Callovo-Oxfordiano (Armand *et al*., 2014). Este comportamiento también se observa a escala del microtúnel (Bumbieler *et al*., 2015).

Una estimación de la configuración de la ZDE puede obtenerse a partir de los contornos del multiplicador plástico acumulado, ya que este parámetro está directamente relacionado con la magnitud de las deformaciones irreversibles (Figura 4b). Los resultados numéricos muestran que, inmediatamente después de la excavación, se genera alrededor del microtúnel una zona plástica difusa con forma aproximadamente ovalada y alargada en dirección horizontal. Las regiones con mayores valores del multiplicador plástico corresponden a zonas donde se esperan mayores efectos mecánicos sobre la deformabilidad y la permeabilidad de la roca. La configuración obtenida es coherente con las observaciones realizadas en microtúneles previos con la misma orientación, mostrando una extensión mayor en dirección horizontal que vertical (Armand *et al*., 2014; Bumbieler *et al*., 2015).



(a) (b)

Figura 4. Extensión de la zona dañada por excavación (ZDE) paralela al esfuerzo horizontal mayor: (a) red de fracturas inducidas alrededor de un microtúnel (Bumbieler et al., 2015); (b) configuración de la ZDE obtenida a partir de la distribución calculada de los incrementos del multiplicador plástico.

5.2. PRESIÓN DE POROS

La evolución de la presión de poros en la formación COx fue monitorizada durante el experimento ALC1605 y comparada con los resultados del modelo THM 3D. La Figura 5 presenta la evolución temporal de la presión de poros medida y simulada en los sensores ALC1622_PRE_02 y ALC1626_PRE_03, localizados en la misma sección transversal, a 17 m de la pared de la galería GAN.

Inmediatamente después de la excavación, los datos experimentales muestran una respuesta contrastada según la orientación de los sensores. El sensor ALC1622_PRE_02 situado en dirección paralela a la estratificación (dirección horizontal) registra un exceso de presión de poros, mientras que el sensor ALC1626_PRE_03 orientado perpendicularmente a la estratificación (dirección vertical) presenta una caída de presión. Durante la fase posterior de espera, la presión de poros se disipa progresivamente en el sensor horizontal, mientras que en el sensor vertical se observa una recuperación gradual. Este comportamiento anisótropo es coherente con observaciones realizadas en experimentos previos de microtúneles en el MHM-URL (Armand *et al*., 2014; Bumbieler *et al*., 2021; 2024).

El modelo numérico reproduce adecuadamente la respuesta del sensor horizontal, capturando las principales fases del experimento: el pico de presión inmediatamente después de la excavación, la disipación durante la fase de transición y la posterior presurización inducida por el calentamiento. En cambio, aunque el modelo reproduce la tendencia decreciente observada en el sensor vertical tras la excavación, la magnitud de la caída de presión obtenida numéricamente es significativamente menor que la registrada experimentalmente. Discrepancias similares para sensores perpendiculares al plano de estratificación han sido reportadas en estudios previos (Mánica *et al*., 2021; De Lesquen *et al*., 2024; Bumbieler *et al*., 2021), lo que sugiere que los mecanismos que controlan este comportamiento aún no se comprenden completamente y requieren investigaciones adicionales. No obstante, durante la fase inicial de calentamiento el modelo reproduce adecuadamente el patrón general de aumento del exceso de la presión de poros observado en los datos experimentales, aunque tiende a subestimar ligeramente la disipación registrada durante el último año del periodo de calentamiento.

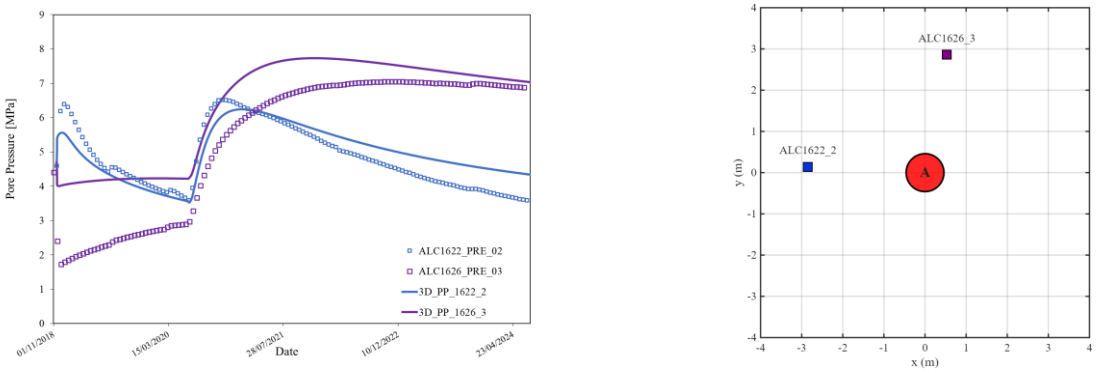


Figura 5. Evolución temporal de la presión de poro en los sensores ALC1622_PRE_02 y ALC1626_PRE_03 localizados en la misma sección (a 17 m de la galería GAN). Las mediciones experimentales (puntos) se comparan con los resultados del modelo numérico (líneas).

6. RESPUESTA TERMO-MECÁNICA DE LA CAMISA DE ACERO

La Figura 6 presenta la variación del diámetro de la camisa de acero en la sección vertical situada a 19 m de la galería GAN. Los datos experimentales muestran una tendencia progresiva de ovalización, caracterizada por convergencia vertical (reducción del diámetro) y divergencia horizontal (aumento del diámetro). Este comportamiento difiere del observado en microtúneles sin material de relleno en el espacio anular, donde generalmente se registra convergencia horizontal y divergencia vertical (Bumbieler *et al*., 2021). Esta inversión del patrón de deformación se atribuye a la menor rigidez del macizo rocoso fracturado en dirección horizontal y al efecto de confinamiento ejercido por el material de relleno (MREA), que modifica la respuesta deformacional de la excavación.

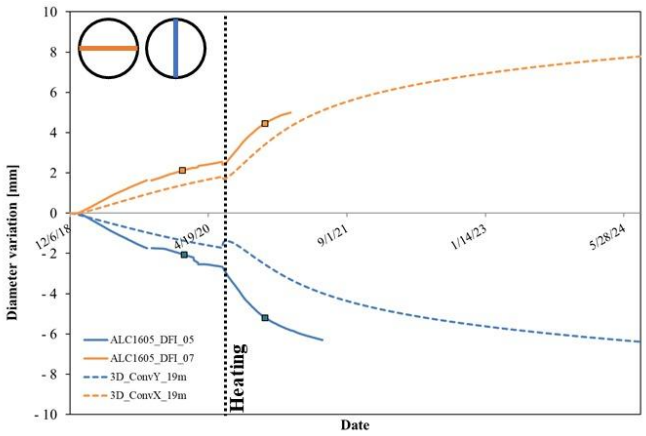


Figura 6. Variación del diámetro de la camisa en la sección vertical situada a x = 19 m de la galería GAN. Las mediciones experimentales (líneas continuas) se comparan con los resultados del modelo numérico (líneas discontinuas).

Con el inicio de la fase de calentamiento se observa un aumento en la tasa de ovalización, especialmente durante los primeros años. El modelo numérico reproduce adecuadamente la tendencia general observada, aunque subestima ligeramente la magnitud total de las deformaciones medidas en la camisa de acero.

7. CONCLUSIONES

Se ha analizado la respuesta termo-hidro-mecánica de una roca arcillosa anisótropa alrededor de un residuo radiactivo exotérmico. En este contexto, se ha desarrollado y validado un modelo numérico tridimensional completamente acoplado termo–hidro–mecánicamente (THM) de un ensayo de calentamiento a escala real. El análisis se basa en la simulación de un experimento representativo de un contenedor emplazado en un microtúnel horizontal de 0.92 m de diámetro a 465 m de profundidad. El modelo incorpora de forma explícita la anisotropía THM de la roca huésped, tanto paralela como perpendicular a la estratificación, e integra la respuesta acoplada de la formación COx, el material de relleno MREA y el revestimiento de acero.

El modelo reproduce adecuadamente la evolución temporal de las variables termo-hidro-mecánicas medidas: temperatura, presión de agua y convergencia del microtúnel. Esta buena concordancia permite considerar que el modelo numérico captura correctamente los mecanismos fundamentales que gobiernan la respuesta de la roca arcillosa. En particular, se evidencia:

- La propagación anisótropa del calor, asociada a la estratificación de la formación.
- La presurización hidráulica inducida por el calentamiento. Las presiones de agua aumentan inicialmente varios MPa debido a la expansión del agua, del mineral y de la matriz rocosa, seguida de una fase de disipación asociada al establecimiento de un flujo hacia el exterior de la zona presurizada, controlado por la anisotropía de la roca.
- La respuesta anisótropa de la roca alrededor del microtúnel, resultado de la anisotropía de los campos termo-hidráulicos y de los parámetros mecánicos.

La respuesta termo-hidro-mecánica de la roca controla dos aspectos clave para el desempeño del sistema de confinamiento de los residuos:

- La deformación del revestimiento alrededor del contenedor, que experimenta una ovalización controlada por la dirección de la tensión principal.
- La configuración de la zona dañada por excavación (ZDE), caracterizada por una mayor permeabilidad. La ZDE se obtiene a partir de la distribución espacial del multiplicador plástico calculada por el modelo, que muestra una geometría alargada en dirección horizontal, coherente con las observaciones experimentales y con la anisotropía mecánica de la formación COx.

En términos generales, los resultados evidencian que la consideración del acoplamiento termo–hidro–mecánico completo, de la anisotropía intrínseca de las rocas arcillosas y de una representación tridimensional del problema resulta esencial para reproducir de forma fiable su respuesta frente a cargas térmicas asociadas a residuos radiactivos exotérmicos.

REFERENCIAS

Armand, G., Leveau, F., Nussbaum, C., de La Vaissière, R., Noiret, A., Jaeggi, D. (2014). Geometry and properties of the excavation-induced fractures at the Meuse/Haute-Marne URL drifts. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 47: 21-41.

Armand, G., Bumbieler, F., Conil, N., de La Vaissière, R., Bosgiraud, J.-M., Vu, M.-N., 2017a. Main outcomes from in situ thermo-hydro-mechanical experiments programme to demonstrate feasibility of radioactive high-level waste disposal in the Callovo–Oxfordian claystone. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 9(3), 415–427. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.03.004

Armand, G., Conil, N., Talandier, J., Seyedi, D.M., 2017b. Fundamental aspects of the hydromechanical behaviour of Callovo–Oxfordian claystone: From experimental studies to model calibration and validation. *Computers and Geotechnics* 85, 277–286. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.06.003.

Bumbieler, F, Necib, S, Morel, J, Crusset, D, & Armand, G. "Mechanical and SCC Behavior of an API5L Steel Casing Within the Context of Deep Geological Repositories for Radioactive Waste." Proceedings of the ASME 2015 Pressure Vessels and Piping Conference. Volume 3: Design and Analysis. Boston, Massachusetts, USA. July 19-23, 2015. V003T03A015. ASME. https://doi.org/10.1115/PVP2015-45234

Bumbieler, F., Plúa, C., Vu, M., Armand, G. (2024). Assessment of a full-scale in-situ heater experiment based on the French high-level waste disposal cell concept conducted in the Callovo-Oxfordian claystone. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 153.

Bumbieler, F., Plúa, C., Tourchi, S., Vu, M., Vaunat, J., Gens, A., Armand, G. (2021). Feasibility of constructing a full-scale radioactive high-level waste disposal cell and characterization of its thermo-hydro-mechanical behavior. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 137.

De Lesquen, C., Vu, M.-N., Simo, E., Tatomir, A., Leon Vargas, P., Besuelle, P., Dal Pont, S., Raude, S., El Tabbal, G., Dizier, A., Seetharam, S., Narkuniene, A., Collin, F., Song, H., Rawat, A., Gens, A., Song, F. (2024). Modelling report on the effect of temperature on clay host rocks behavior (Deliverable 7.6 of Horizon 2020 Project EURAD). Technical Report.

Gens, A., Vaunat, J., Garitte, B., Wileveau, Y. (2007). In situ behaviour of a stiff layered clay subject to thermal loading: observations and interpretation. *Géotechnique* 57(2), 207–228. https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.2.207

Mánica, M., Gens, A., Vaunat, J., Ruiz, D. (2017). A time-dependent anisotropic model for argillaceous rocks: Application to an underground excavation in Callovo-Oxfordian claystone. *Computers and Geotechnics*, Vol. 85: 341-350. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.11.004

Mánica, M., Gens, A., Vaunat, J., Ruiz, D.F. (2016). A cross-anisotropic formulation for elasto-plastic models. *Géotechnique Letters*, Vol. 6 (2): 156-162. https://doi.org/10.1680/jgele.15.00182

Olivella, S., Carrera, J., Gens, A., Alonso, E.E. (1994). Non-isothermal multiphase flow of brine and gas through saline media. *Transport in Porous Media*, Vol. 15: 271-293.

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J., Alonso, E.E. (1996). Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. *Engineering Computations*, Vol. 13 (7): 87-112.

Perzyna, P. (1966). Fundamental problems in viscoplasticity. *Adv. Appl. Mech*. 9, 243–377.

Seyedi, D.M., Armand, G., Noiret, A. (2017). "Transverse Action": A model benchmark exercise for numerical analysis of the Callovo-Oxfordian claystone hydromechanical response to excavation operations. *Computers and Geotechnics*, Vol. 85: 287-305. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2016.08.008

Tourchi, S., Vaunat, J., Gens, A., Bumbieler, F., Vu, M.-N., Armand, G. (2021). A full-scale in-situ heating test in Callovo-Oxfordian claystone: observations, analysis and interpretation. *Computers and Geotechnics* 133, 104045. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104045

EVALUACIÓN GEOMECÁNICA INTEGRAL Y OPTIMIZACIÓN DE REVESTIMIENTOS PARA EL ALMACENAMIENTO ENERGÉTICO EN MINERÍA PROFUNDA (A-CAES)

Falko SCHMIDT[(1)*], Javier MENÉNDEZ[(2)] y Jorge CASTRO[(3)]

[(1)] Geomecánica y Consultoría S.L.
*falko@geomecanica.es

[(2)] Departamento de Tecnología Minería, Topografía y Estructuras
Universidad de León

[(3)] Grupo de Geotecnia
Universidad de Cantabria

RESUMEN

La transición energética global demanda sistemas de almacenamiento masivo. La Cuenca Carbonífera Central Asturiana (ACCB) ofrece una oportunidad única para la reconversión de pozos mineros profundos en sistemas de Almacenamiento Adiabático de Aire Comprimido (A-CAES). Este trabajo presenta una metodología de evaluación geomecánica avanzada utilizando modelos de diferencias finitas (FLAC3D) y acoplamiento termodinámico. Se analiza la estabilidad del macizo y los sostenimientos frente a cargas cíclicas de presión (hasta 70 bar) y temperatura. La investigación demuestra que la operación de A-CAES a alta presión requiere una redefinición estructural de las galerías existentes. Se detalla la optimización del revestimiento, concluyendo que la circularización de las secciones es imperativa para mitigar los momentos flectores y las tensiones de tracción en los riñones y solera de la sección original en herradura.

ABSTRACT

The global energy transition demands large-scale energy storage systems. The Asturian Central Coal Basin (ACCB) presents a unique opportunity for repurposing deep mine shafts into Adiabatic Compressed Air Energy Storage (A-CAES) systems. This paper presents an advanced geomechanical evaluation methodology utilizing three-dimensional finite difference modeling (FLAC3D) and thermodynamic coupling. The stability of both the rock mass and the support systems is analyzed under cyclic pressure (up to 70 bar) and temperature loads. The research demonstrates that A-CAES systems require a fundamental structural redefinition of existing galleries. The study focuses on lining optimization, concluding that the circularization of tunnel sections is imperative to mitigate bending moments and tensile stress concentrations in the haunches and invert of the original horseshoe geometry.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Mecánica de rocas (Rock mechanics), Revestimientos cíclicos (Cyclic linings), Almacenamiento energético (Energy storage).*

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años, el suministro global de electricidad renovable ha crecido rápidamente. Las regulaciones ambientales y los precios de las emisiones de CO2 han precipitado el cierre de numerosas explotaciones mineras de carbón, estimándose que existen más de un millón de minas abandonadas en todo el mundo (Bae, 2004). La naturaleza intermitente de las energías renovables variables (VRE), como la eólica y la solar fotovoltaica, exige el despliegue de sistemas de almacenamiento de energía (ESS) flexibles para equilibrar la oferta y la demanda eléctrica (Winde *et al.*, 2016; Gallo *et al.*, 2016). En este contexto, las minas cerradas presentan una oportunidad estratégica para ser reutilizadas como reservorios subterráneos en sistemas de almacenamiento por bombeo (UPSH) o aire comprimido (CAES) (Matos *et al.*, 2019; Xie *et al.*, 2020).

Los sistemas convencionales de aire comprimido de tipo diabático (D-CAES) utilizan cámaras de combustión de gas natural para elevar la temperatura del aire antes de la expansión, como se observa en las plantas de Huntorf (Alemania) (Crotogino *et al.*, 2001; Succar y Williams, 2008) y McIntosh (EE. UU.) (He *et al.*, 2017; Nakhamkin *et al.*, 1992). No obstante, con el fin de evitar el uso de combustibles fósiles y reducir las emisiones de CO2, se han propuesto sistemas adiabáticos (A-CAES). Estos sistemas integran almacenamiento de energía térmica (TES) para recuperar el calor del proceso de compresión, estimándose eficiencias de ciclo completo superiores al 70-75% (Ibrahim *et al.*, 2008; Schoenung *et al.*, 1996; Cheung *et al.*, 2012).

Los reservorios de aire comprimido en plantas CAES están sometidos a presiones elevadas y ciclos de carga variables (diarios u horarios), lo que hace esencial analizar el efecto de estas solicitaciones mecánicas cíclicas sobre la estabilidad del sistema (Shidahara *et al.*, 2000; Kim *et al.*, 2012; Perazzelli y Anagnostou, 2016; Carranza-Torres *et al.*, 2017). Mientras que las formaciones salinas son emplazamientos adecuados por su baja permeabilidad (Khaledi *et al.*, 2016a), las investigaciones en macizos rocosos estratificados son menos frecuentes (Rutqvist et al., 2012; Khaledi *et al.*, 2016b). Se ha demostrado que el ciclado de presión induce fatiga geomecánica e iniciación de grietas, pudiendo generar deformaciones significativas, especialmente en rocas de baja competencia (Perazzelli *et al.*, 2014).

Este trabajo analiza la estabilidad de minas de carbón cerradas en el noroeste de España como sistemas de almacenamiento A-CAES mediante modelización numérica tridimensional (FLAC3D) (Itasca, 2009). Siguiendo las recomendaciones de la ISRM (ISRM, 1981) y los criterios de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 2002), se estudia la viabilidad técnica considerando la respuesta del macizo rocoso y del revestimiento de hormigón frente a 10.000 ciclos de operación (vida útil).

2. CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO Y ESTADO TENSIONAL

Para este estudio se han considerado las formaciones carboníferas de la Cuenca Central Asturiana, caracterizadas por una alternancia de areniscas y pizarras con buzamientos de hasta 60º, Ver Figuras 1, derecha y 3a. La estabilidad del almacenamiento depende críticamente de la relación entre la presión interna del aire (P_{int}) y el confinamiento litostático (σ).

Se han definido dos modelos litológicos basados en el criterio de Mohr-Coulomb:

- Macizo de Areniscas: Comportamiento competente, GSI > 60, módulo de elasticidad elevado (15.5 GPa).
- Macizo de Pizarras: Menor competencia, GSI < 45, alta deformabilidad (E = 6.4 GPa) y presencia de planos de foliación que inducen asimetría en la respuesta geomecánica.

La profundidad de diseño se establece por encima de los 300-400 m. A profundidades menores, el esfuerzo principal menor (σ_3) es insuficiente para contrarrestar la presión interna, aumentando el riesgo de fracturación neumática y pérdida de estanqueidad por apertura de juntas.

Las propiedades de las rocas fueron determinadas mediante ensayos de laboratorio siguiendo los métodos recomendados por la International Society for Rock Mechanics (ISRM, 1981). Los ensayos se realizaron sobre 40 muestras de testigo en el Laboratorio de Mecánica de la Universidad de Oviedo. Se llevaron a cabo ensayos de compresión simple, ensayos brasileños de tracción, ensayos de corte directo en discontinuidades y ensayos de compresión triaxial para determinar las propiedades de la roca intacta.

Los parámetros de Hoek-Brown para el macizo rocoso se obtuvieron aplicando las Ecuaciones (1), (2) y (3), considerando el GSI y el factor de perturbación (D), que tiene en cuenta el grado de alteración sufrido por el macizo rocoso durante la fase de excavación, especialmente debido a los daños por voladura. Se han

considerado factores de perturbación de 0 y 0,8 para lutita y arenisca, y carbón, respectivamente.

$$m_b = m_i exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (1)$$

$$s = exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left[exp\left(\frac{-GSI}{15}\right) - exp\left(\frac{-20}{3}\right)\right] \quad (3)$$

Las propiedades del macizo rocoso, como el módulo de deformación (Emass) y la resistencia a tracción uniaxial (σtmass), se obtuvieron aplicando las Ecuaciones (4) y (5), respectivamente. Finalmente, se ha empleado el criterio de rotura de Hoek-Brown para obtener los parámetros equivalentes de resistencia de Mohr-Coulomb (cohesión y ángulo de fricción).

$$E_{mass} = E_i\left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + exp^{((60+15D-GSI)/11)}}\right) \quad (4)$$

$$\sigma_{tmass} = \frac{-s\,\sigma_{ci}}{m_b} \quad (5)$$

La Tabla 1 muestra las propiedades de la roca intacta (peso unitario, resistencia a compresión uniaxial intacta, módulo de Young intacto y constante mi de la roca intacta), el índice de resistencia geológica (GSI) y las constantes de Hoek-Brown (mb, s y a) para lutita, arenisca y carbón.

Tabla 1. Propiedades de la roca intacta, GSI y constantes Hoek-Brown.

Parámetro	Pizarras	Areniscas	Carbón
Densidad, γ (kN m^{-3})	22.68	25.87	15.00
Módulo de Young, E_i (MPa)	21000	43650	32900
Resis. comp. uniaxial intacta, σ_{ci} (MPa)	35	150.8	8.0
Constante de la roca intacta (m_i)	9.2	15.4	8.0
GSI	35	50	51
m_b	0.903	2.582	0.433
s	0.00073	0.00386	0.00059
a	0.5159	0.5057	0.5053

Las propiedades geotécnicas del macizo rocoso, del revestimiento de hormigón y de la capa de sellado se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Propiedades del macizo rocoso, anillo de hormigón y capa de sellado.

Litología	Módulo de Young (MPa)	Coef. de Poisson	Tensile (MPa)	Cohesion (MPa)	Ángulo de rozamiento (°)
Pizarras	2381	0.27	0.028	0.67	37.7
Arenisca	13409	0.25	0.226	2.02	52.7
Carbón	3200	0.32	0.010	0.25	20.0
Hormigón	23000	0.27	2	5.00	40.0
Capa de sellado	2900	0.22	130	1.5	30.0

La linealización del criterio no-lineal de Hoek-Brown para obtener los parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb (cohesión c y ángulo de fricción φ) se ha realizado en el rango de tensiones normales correspondiente a las condiciones de carga del reservorio $\sigma_3^{mín} < \sigma_3 < \sigma_3^{máx}$). El límite inferior se asocia a la descompresión por la presión interna del aire (7 MPa) y el superior al estado tensional litostático in situ según el nivel de profundidad analizado. Esta aproximación lineal se justifica por dos motivos esenciales: primero, optimiza la convergencia y estabilidad numérica del algoritmo constitutivo en FLAC3D bajo condiciones de contorno altamente dinámicas; segundo, permite aislar y evaluar de forma explícita la degradación de la cohesión aparente del macizo en las inmediaciones del hastial, facilitando el diseño estructural del revestimiento frente a esfuerzos cortantes.

3. MODELIZACIÓN NUMÉRICA Y CICLADO TERMO-MECÁNICO

Para evaluar la viabilidad de las minas de carbón como sistemas A-CAES, se ha desarrollado un modelo numérico avanzado utilizando el software de diferencias finitas (Itasca, 2009). A diferencia de un análisis geotécnico convencional, este estudio requiere un enfoque acoplado que considere tanto la respuesta mecánica del macizo ante presiones de 70 bar como las fluctuaciones térmicas derivadas de los ciclos de compresión y expansión del aire.

El proceso de modelización se estructuró en dos fases principales. En la primera, se utilizó un modelo termodinámico desarrollado en MATLAB para simular el comportamiento del aire como gas real, obteniendo las variaciones de temperatura y presión en función del tiempo para un ciclo tipo de 24 horas. Estos datos se integraron como condiciones de contorno térmicas y mecánicas en el código geomecánico.

En la segunda fase, se construyó el modelo tridimensional que representa la infraestructura minera a cuatro niveles de profundidad distintos. La geometría y el mallado para los 4 niveles se muestran en la Figura 3, donde se observa la discretización del macizo rocoso y el detalle de la sección de la galería. Se aplicaron condiciones de contorno de desplazamiento nulo en las caras laterales y la base del modelo, mientras que en la cara superior se aplicó una carga equivalente a la montera de roca correspondiente a cada nivel para simular el estado de tensiones in situ de forma realista.

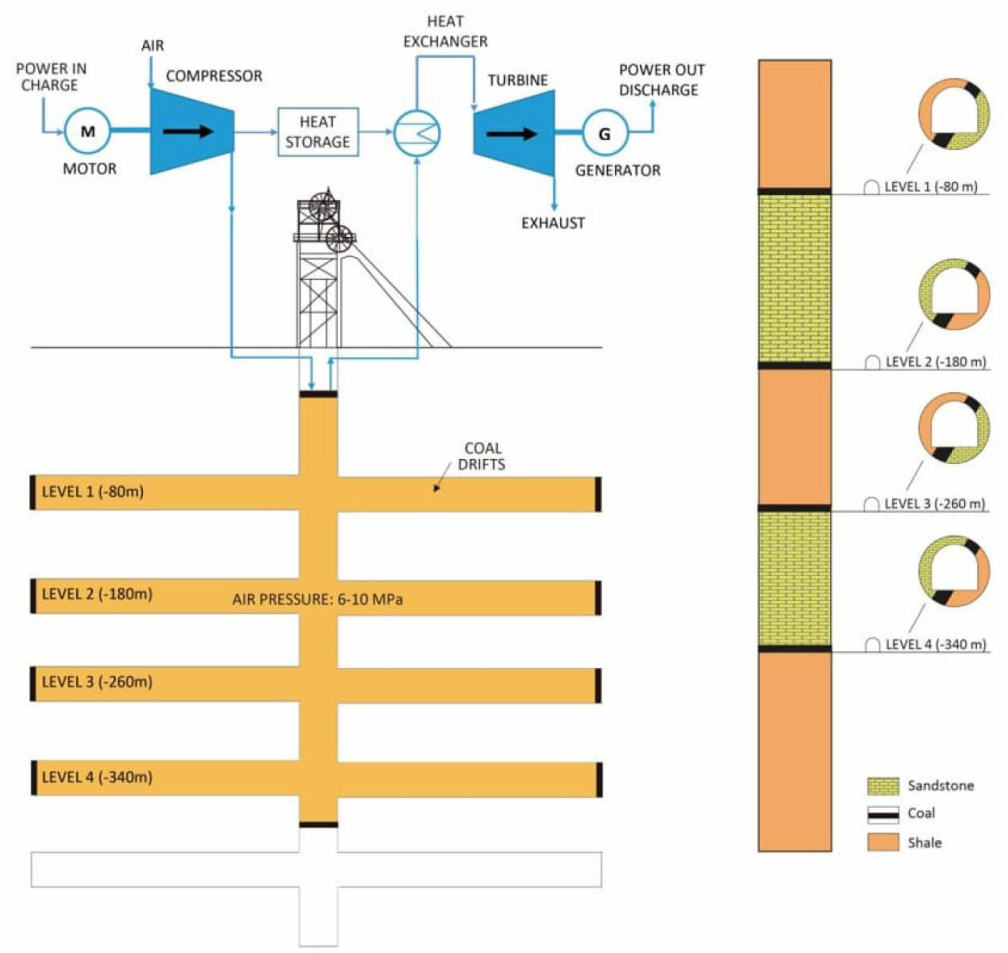


Figura 1. Esquema de una planta adiabática usando una mina abandonada con diferentes niveles y columna estratigráfica de la zona de estudio para los modelos.

La Figura 1 presenta el esquema general de la planta A-CAES y la disposición de los niveles de estudio en el pozo minero, facilitando la comprensión del flujo de aire entre los reservorios y la planta en superficie. Por su parte, en la Figura 2 se detalla la geometría inicial de las galerías en herradura, subrayando las dimensiones típicas del sostenimiento minero preexistente que servirá de base para el nuevo revestimiento estructural.

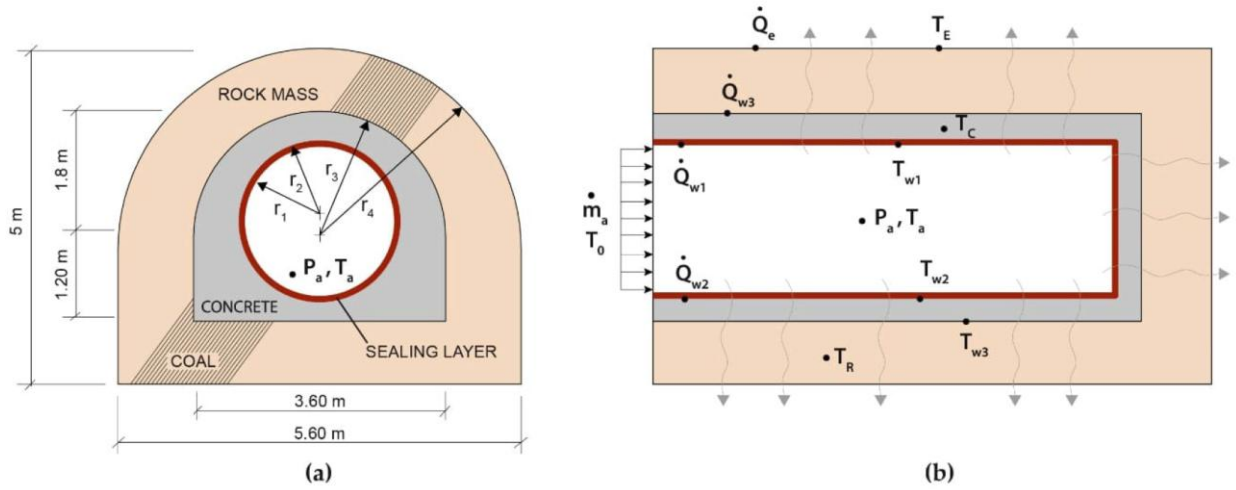


Figura 2. (a) esquema de una galería de herradura usada como almacén de aire comprimido; (a) sección transversal (b) perfil longitudinal.

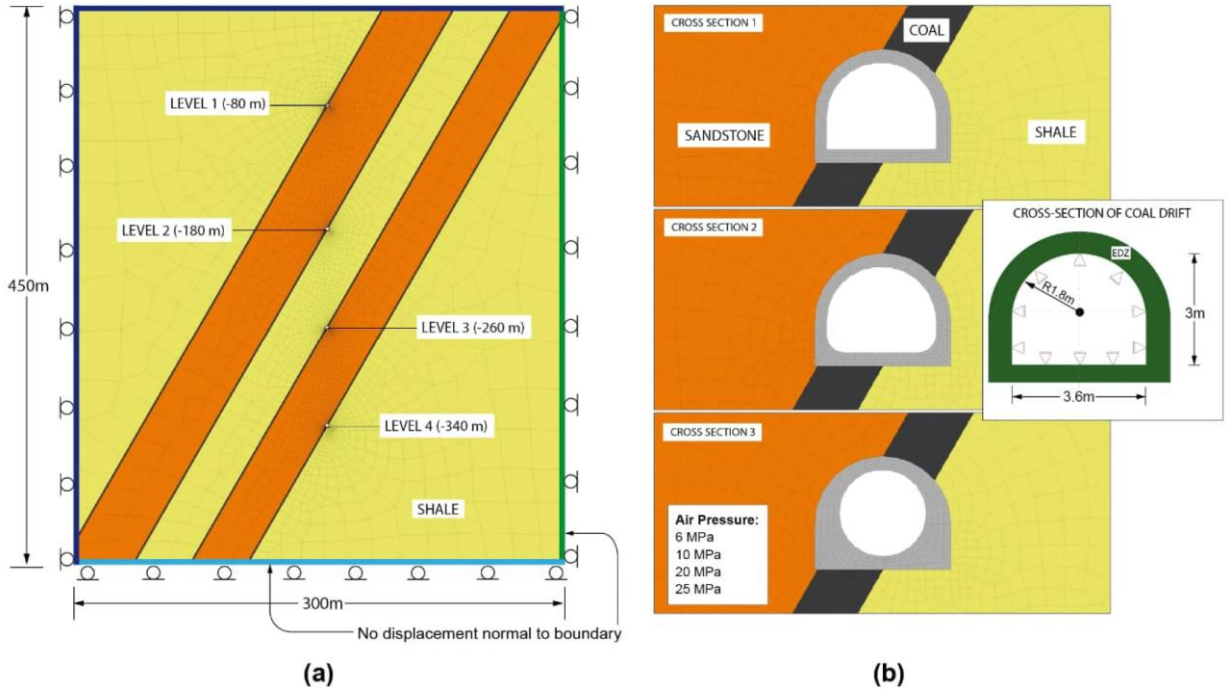


Figura 3. Esquema del modelo numérico (a) con 4 niveles y capas de alternando (b) diferentes tipos de revestimiento.

El modelo numérico incorpora el efecto del ciclado mediante un enfoque mixto. Se simulan de forma explícita y acoplada los primeros ciclos termo-mecánicos (carga/descarga de presión y flujo térmico) hasta constatar que las trayectorias tensionales e hidrotérmicas en el hormigón y el macizo alcanzan un lazo de respuesta repetitivo y estable (estado de shakedown). Posteriormente, la simulación a largo plazo (hasta los 10.000 ciclos de diseño) evalúa la acumulación de deformaciones plásticas residuales y la degradación por fatiga mediante la aplicación de las envolventes tensionales máximas y mínimas obtenidas, garantizando la representatividad matemática sin comprometer la convergencia numérica.

4. PROBLEMÁTICA DE LA SECCIÓN EN HERRADURA

La sección transversal en herradura es la geometría predominante en la Cuenca Carbonífera Central Asturiana, diseñada históricamente para optimizar el transporte y resistir cargas gravitatorias. Sin embargo, los resultados de la modelización numérica demuestran que esta configuración es estructuralmente ineficiente para actuar como reservorio de aire comprimido a 70 bar.

Al aplicar la presión interna, la solera plana de la galería tiende a abombarse hacia el exterior al carecer de curvatura, comportándose mecánicamente como una viga empotrada sometida a flexión. Este fenómeno genera momentos flectores elevados que inducen tensiones de tracción en el centro de la solera que superan los 9,5 MPa, muy por encima de la resistencia del hormigón. Simultáneamente, se observa una severa concentración de esfuerzos en los riñones (unión entre hastial y solera), tal como se ilustra en la Figura 4a, donde los vectores de desplazamiento indican una tendencia a la "apertura" de la sección.

La Figura 5a muestra la distribución de tensiones de tracción en el revestimiento original. Se aprecia que las zonas en color rojo (máxima tracción) coinciden con los puntos críticos identificados, lo que derivaría en una red de fisuras longitudinales. Bajo un régimen de carga cíclica, estas fisuras comprometerían la estanqueidad neumática y facilitarían la degradación del macizo rocoso circundante por fatiga geomecánica, invalidando la seguridad operativa del sistema.

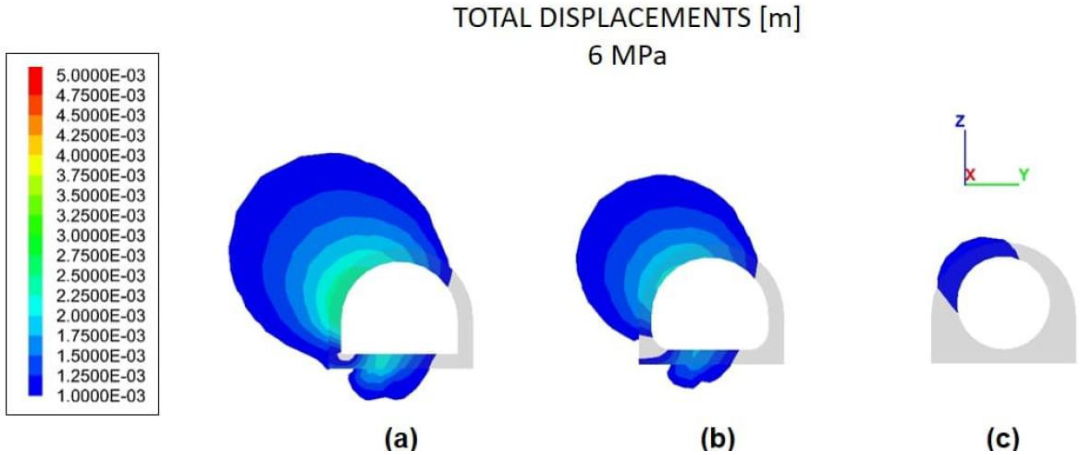


Figura 4. Deformaciones totales [m]; (a) herradura, (b) herradura optimizada, (c) circular.

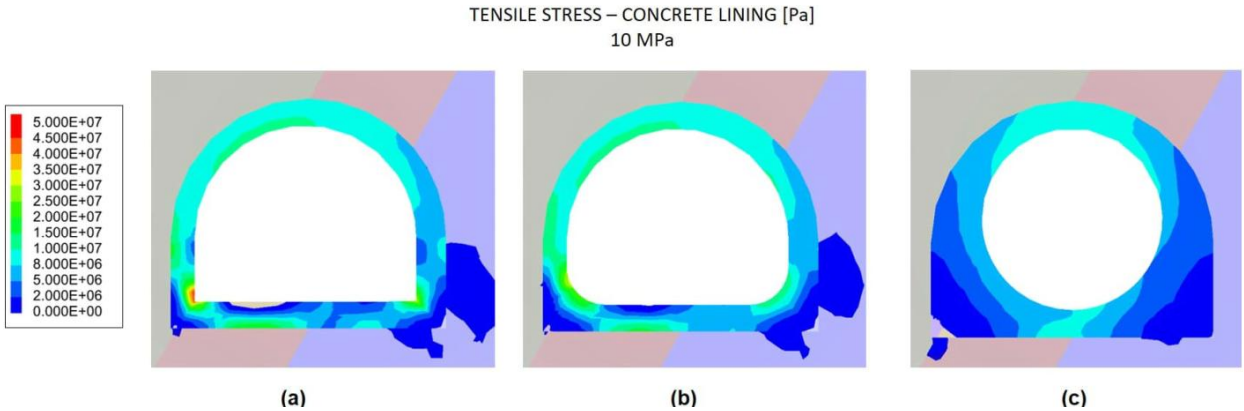


Figura 5. Tracciones en el revestimiento [Pa]; (a) herradura, (b) herradura optimizada, (c) circular.

5. PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN: REVESTIMIENTO CIRCULAR

Para garantizar la integridad del almacenamiento, es imperativo transformar la sección de herradura en una sección circular. Esta geometría permite que el revestimiento trabaje bajo un régimen de tensión circunferencial (hoop stress), optimizando la capacidad resistente del hormigón y el acero.

5.1 Diseño Constructivo: Túnel dentro de Túnel

La solución propuesta no requiere una nueva excavación, lo que evitaría dañar el macizo rocoso virgen (EDZ). El proceso consiste en:

- Regularización: Empleo de hormigón de relleno (*backfill*) para suavizar las esquinas de la herradura original, ver Figura 4b y 5b.
- Ejecución del Anillo Estructural: Colocación de un revestimiento circular de hormigón armado de 40 cm de espesor constante, ver Figura 4c y 5c.
- Capa Sellante: Instalación de una membrana polimérica o metálica interior para asegurar la estanqueidad neumática absoluta.

Un aspecto crítico en el diseño de reservorios a alta presión es la monitorización y control de posibles huelgos o despegues (gaps) en la interfaz entre el revestimiento de hormigón y el macizo rocoso. La aparición de un espacio libre invalidaría la solución propuesta, ya que permitiría la acumulación de aire a presión detrás del anillo estructural, induciendo esfuerzos de tracción no controlados y fenómenos de levantamiento (uplift). Para mitigar este riesgo, el modelo asume un contacto continuo perfecto gracias a la regularización previa con hormigón de relleno (backfill). En la práctica constructiva, este aspecto se controlará rigurosamente mediante: a) la ejecución de inyecciones de contacto sistemáticas a alta presión tras el fraguado del anillo estructural para sellar cualquier vacío, y b) la instalación de instrumentación específica (células de presión de interfaz y extensómetros de varilla) para verificar la transferencia efectiva de cargas entre el soporte y la roca.

5.2 RESULTADOS DEL MODELO OPTIMIZADO

La comparación numérica entre ambas geometrías arroja resultados concluyentes:

- Reducción de Tracciones: En la sección circular, las tensiones de tracción se distribuyen uniformemente a lo largo del perímetro, reduciendo los picos en un 70% respecto a la herradura.
- Estabilización Cíclica: Tras 10 ciclos de operación, el sistema alcanza un estado de "shakedown" elástico, donde las deformaciones residuales se estabilizan, garantizando una vida útil prolongada.
- Comportamiento en Pizarras: En entornos de pizarra, la sección circular compensa mejor la anisotropía del terreno, evitando deformaciones asimétricas que podrían descalzar el revestimiento.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La investigación realizada permite establecer las bases técnicas para la transformación de infraestructuras mineras profundas en reservorios de almacenamiento energético de alta presión. De los análisis de modelización numérica y termodinámica se extraen las siguientes conclusiones principales:

- Influencia del confinamiento litostático: La viabilidad técnica del sistema A-CAES está condicionada por la profundidad. Se establece una cota mínima operativa de 450-500 m para asegurar que el esfuerzo principal menor (σ_3) del macizo sea superior a la presión interna de diseño (7 MPa). Un confinamiento adecuado actúa como soporte pasivo natural, manteniendo el revestimiento en un estado de pre-compresión que minimiza el riesgo de fracturación neumática.
- Imperativo de circularización: La geometría en herradura es estructuralmente inviable para soportar presiones internas cíclicas elevadas. Los momentos flectores en la solera y las concentraciones de tracción en los riñones superan la capacidad resistente del hormigón. La transición a una sección circular es obligatoria, ya que optimiza el estado tensional mediante el desarrollo de tensiones circunferenciales (hoop stress), garantizando la integridad del sello.
- Criterio de ubicación litológica: Existe una clara disparidad en la respuesta geomecánica según el tipo de roca. Se recomienda priorizar la ubicación de las galerías de presión en niveles de arenisca masiva (GSI > 60). Los macizos de pizarra presentan una deformabilidad excesiva y una respuesta asimétrica que puede comprometer la adherencia del revestimiento y facilitar fugas de aire.
- Diseño ante carga cíclica: El dimensionamiento de los elementos de sostenimiento y revestimiento no debe basarse únicamente en criterios estáticos convencionales. Es fundamental considerar el efecto de la fatiga termo-mecánica derivada de las oscilaciones diarias de presión y temperatura. El uso de modelos de diferencias finitas (FLAC3D) ha demostrado ser una herramienta robusta para predecir el comportamiento del sistema a largo plazo (10.000 ciclos).

REFERENCIAS

Bae, C.-H. C. (2004). *Urban Sprawl in Western Europe and the United States*. Routledge, Abingdon, 344 pp.

Carranza-Torres, C.; Fosnacht, D.; Hudak, G. (2017). Geomechanical analysis of the stability conditions of shallow cavities for compressed air energy storage (CAES) applications. *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources*, 3: 131–174.

Cheung, B.; Cao, N.; Carriveau, R.; Ting, D.S.-K. (2012). Distensible air accumulators as a means of adiabatic underwater compressed air energy storage. *International Journal of Environmental Studies*, 69: 566–577.

Crotogino, F.; Mohmeyer, K.-U.; Scharf, R. (2001). Huntorf CAES: More than 20 years of successful operation. Proceedings, Orlando, Florida, USA.

Gallo, A.B.; Simões-Moreira, J.R.; Costa, H.; Santos, M.M.; Moutinho dos Santos, E. (2016). Energy storage in the energy transition context: a technology review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 65: 800–822.

He, W.; Luo, X.; Evans, D.; Busby, J.; Garvey, S.; Parkes, D.; Wang, J. (2017). Exergy storage of compressed air in cavern and cavern volume estimation of the large-scale compressed air energy storage system. *Applied Energy*, 208: 745–757.

Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In: *Proceedings of the NARMS-TAC Conference*, Toronto, Vol. 1, pp. 267–273.

Ibrahim, H.; Ilinca, A.; Perron, J. (2008). Energy storage systems—characteristics and comparisons. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 12: 1221–1250.

ISRM (1981). *Rock characterization, testing and monitoring*. ISRM Suggested Methods, Pergamon Press, Oxford.

Itasca (2009). *FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*, Version 4.0. Itasca Consulting Group, Minneapolis, 438 pp.

Khaledi, K.; Mahmoudi, E.; Datcheva, M.; Schanz, T. (2016a). Stability and serviceability of underground energy storage caverns in rock salt subjected to mechanical cyclic loading. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 86: 115–131.

Khaledi, K.; Mahmoudi, E.; Datcheva, M.; Schanz, T. (2016b). Analysis of compressed air storage caverns in rock salt considering thermomechanical cyclic loading. *Environmental Earth Sciences*, 75: 1149.

Kim, H.; Park, D.; Ryu, D.; Song, W. (2012). Parametric sensitivity analysis of ground uplift above pressurized underground rock caverns. *Engineering Geology*, 135: 60–65.

Matos, C.R.; Carneiro, J.F.; Silva, P.P. (2019). Overview of large-scale underground energy storage technologies for integration of renewable energies and criteria for reservoir identification. *Journal of Energy Storage*, 21: 241–258.

Nakhamkin, M.; Andersson, L.; Swensen, E.; Howard, J.; Meyer, R.; Schainker, R. (1992). AEC 110 MW CAES plant: status of project. *Journal of Engineering for Gas Turbines and Power*, 114: 695–700.

Perazzelli, P.; Anagnostou, G. (2016). Design issues for compressed air energy storage in sealed underground cavities. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8: 314–328.

Perazzelli, P.; Anagnostou, G.; Amberg, J. (2014). Uplift analysis for CAES tunnels. In: *Proceedings of the 14th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Kyoto, CRC Press, pp. 1691–1696.

Rutqvist, J.; Kim, H.-M.; Ryu, D.-W.; Synn, J.-H.; Song, W.-K. (2012). Modeling of coupled thermodynamic and geomechanical performance of underground compressed air energy storage in lined rock caverns. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 52: 71–81.

Schoenung, S.M.; Eyer, J.M.; Iannucci, J.J.; Horgan, S.A. (1996). Energy storage for a competitive power market. *Annual Review of Energy and the Environment*, 21: 347–370.

Shidahara, T.; Oyama, T.; Nakagawa, K.; Kaneko, K.; Nozaki, A. (2000). Geotechnical evaluation of a conglomerate for compressed air energy storage: the influence of the sedimentary cycle and filling minerals in the rock matrix. *Engineering Geology*, 56: 125–135.

Succar, S.; Williams, R.H. (2008). *Compressed air energy storage: theory, resources, and applications for wind power*. Princeton Environmental Institute Report, Princeton, p. 8.

Winde, F.; Kaiser, F.; Erasmus, E. (2016). Exploring the use of deep level gold mines in South Africa for underground pumped hydroelectric energy storage schemes. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 78: 668–682.

Xie, H.; Zhao, J.W.; Zhou, H.W.; Ren, S.H.; Zhang, R.X. (2020). Secondary utilizations and perspectives of mined underground space. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 96: 103129.

TEMA 11

CIMENTACIONES Y ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

EFECTO ÉMBOLO DURANTE EL IZADO DEL ÚTIL DE PERFORACIÓN EN PILOTES: CUANTIFICACIÓN Y CONSECUENCIAS

Enrique ASANZA IZQUIERDO[(1)*], Carlos LAINA GÓMEZ[(1)], Dani TARRAGÓ MUNTÉ[(2)], Miguel Ángel PINDADO[(3)] y Albert LÓPEZ ASENSIO[(4)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*enrique.asanza@cedex.es

[(2)] International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE) y Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

[(3)] Autoridad Portuaria de Barcelona

[(4)] Arnold Peter Møller Terminals (APMT)

RESUMEN

Toda perforación para ejecutar un pilote en un terreno con el nivel freático somero exige, salvo que se emplee una barrena continua con hormigonado por su eje, mantenerla permanentemente llena de agua o lodo para que contrarreste la presión exterior, en principio, hidrostática. Conviene, incluso, cierta sobreelevación, pues cada maniobra de izado del útil de perforación deprime la presión de la columna, pudiendo llegar a aparecer gradientes ascendentes que debiliten el terreno excavado, con riesgo de sifonamiento cuando la holgura anular es reducida y la velocidad de ascensión es elevada. Aunque la norma UNE 1536:2011 da pautas para minimizar este fenómeno (llamado "efecto émbolo"), no constan referencias que cuantifiquen dicha succión, siendo muy escasas las experiencias sobre sus consecuencias. Este trabajo primeramente estudia este fenómeno conceptualmente para perforaciones al amparo de camisas metálicas, así como para las sostenidas por lodos. A continuación, repasa los criterios al respecto recogidos en normas y guías de buena práctica y resume críticamente la única referencia bibliográfica encontrada sobre la pérdida de resistencia en el fuste de los pilotes cuando se desatienden las buenas prácticas para paliar el "efecto émbolo". Finalmente, se describe la prueba ad hoc propuesta por el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX y la UPC-CIMNE para una obra de aumento de calado de un muelle del Puerto de Barcelona. Se empleó un piezómetro de medida continua autónomo sumergido en el fondo de una perforación amparada en una camisa de acero de ϕ_{int}=1500 mm excavada con un cazo de ϕ_{ext}=1440 mm. Se midió la succión producida para diferentes velocidades de izado (8, 15, 20, 25 y 60 m/min), tanto para el caso de cazo lleno, como para cazo vacío. Se comprobó que en condiciones de trabajo severas pueden generarse transitorios con succiones de más de 2 m de columna de agua.

ABSTRACT

Shaft drilling for constructing piles on sites with shallow groundwater levels, unless a CFA with central concrete pumping is used, requires the borehole to remain permanently filled up with water or supporting mud, so that its head counterbalances the pore pressure, presumably hydrostatic. Keeping the water head even well above is strongly recommended, as each lifting operation of the drilling tool reduces the water head, which might lead to upward hydraulic gradients within the vicinity of the excavation, putting it at risk of piping when the annular clearance is small and the lifting speed is high. Although UNE 1536:2011 provides guidelines to

mitigate this phenomenon (the so-called "piston effect"), no references quantifying the suction generated have been found, while case studies addressing its consequences are extremely scarce. This paper firstly presents a framework of such phenomenon for shafts supported by either temporary steel casing or those stabilized with support mud. Secondly, it provides an insight into related standards and good-practice guidelines and reviews the only paper found that addresses the loss of pile resistance when good practice to minimize the "piston effect" fails. Finally, an ad hoc field test proposed by the CEDEX Geotechnical Laboratory and UPC-CIMNE, carried out for a berth-deepening project at a quay wall in the Port of Barcelona, is described. A stand-alone piezometer was placed at the bottom of a pile borehole supported by a steel casing with ϕ_{int}=1500 mm, excavated using a bucket with ϕ_{ext}=1440 mm. Water head reduction (suctions) was measured at a range of lifting speed (8, 15, 20, 25, and 60 m/min), both with the bucket empty and filled with soil. Drops of water head below 2 m were observed under severe working conditions.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Pilotes perforados (Drilled shafts); Efecto émbolo (Piston effect); Succión transitoria (Transient suction).*

1. INTRODUCCIÓN Y CONTEXTO

La estabilidad hidráulica del fondo de excavación durante toda la fase perforación para la ejecución de pilotes constituye una condición básica para asegurar el proceso constructivo, la calidad y el recubrimiento de hormigón y, sobre todo, la capacidad resistente que ofrezca el terreno a este elemento de cimentación. Cuando el nivel freático (NF) de la zona a pilotar es somero, la perforación no sólo ha de valerse en un elemento que impida el desmoronamiento del esqueleto sólido, sino que además ha de permanecer permanentemente sumergida a fin de neutralizar las presiones intersticiales del terreno.

Aparte de la perforación mediante barrena continua y hormigonado por su eje, el pilotaje se suele resolver mediante uno de los dos procedimientos siguientes: uno convencional, mediante lodos tixotrópicos; y otro quizá algo más infrecuente en la actualidad, al amparo de una "camisa" recuperable. Lo habitual en este segundo caso consiste en emplear el útil de perforación auxiliado de tramos de tubería recuperables en avance, ensamblados con bulones tronco-cónicos con juntas tóricas, más otra junta perimetral. La hinca de la "camisa" se realiza con una entubadora hidráulica, que ejerce una fuerza vertical combinada con pequeños giros en ambos sentidos. Aunque la camisa garantiza la estabilidad de las paredes, su interior ha de estar permanentemente lleno de agua a fin de impedir el sifonamiento sistemático del entorno de terreno que se va excavando.

Como durante el izado del útil puede generarse una depresión o succión transitoria en el fluido situado bajo el cazo o la hélice (presiones inferiores a la presión hidrostática), fenómeno conocido como "efecto émbolo", especialmente si la holgura anular entre ambos elementos es reducida y la velocidad de ascensión es elevada, conviene mantener permanentemente la columna de agua en el interior de la camisa a una cota superior a la natural del entorno. La norma UNE 1536:2011, establece 1 m.c.a. como valor mínimo y que ha de mantenerse hasta finalizar el hormigonado del pilote. El efecto émbolo apenas tiene repercusión cuando la punta del pilote quede empotrada en un sustrato no sifonable y muy rígido (arcillas muy duras y rocas), por cuanto la resistencia por fuste, se degrade o no el suelo que atraviese, apenas colabora.

En las obras portuarias habitualmente concurren condiciones que pueden agravar el efecto émbolo, a saber: nivel freático somero y oscilante (mareas); presencia de suelos con pocos finos (rellenos hidráulicos, arenas de playa), que son sifonables; alternancia con capas mucho más permeables, naturales o no (banquetas y trasdoses), en cuyo contacto, como se verá, pueden concentrarse gradientes muy elevados; presencia de grandes espesores cuaternarios sin posibilidad de empotramiento firme (pilotes flotantes); plazos y "ventanas" de ejecución muy estrictos por la interferencia con la incesante actividad portuaria (que invita a velocidades de izado elevadas).

El trabajo que se presenta surgió a resultas de un proyecto de aumento de ~1m de calado de un muelle de cajones del Puerto de Barcelona, concesionado a la empresa APMT, promotora del proyecto. El proyectista (GPO) lo resolvió como un refuerzo mediante pilotes de hormigón de ϕ=1500mm que atraviesan las celdas delanteras y en las traseras, si bien existen otras secciones, con disposición de pilotes diferentes y de

ϕ=1200mm. Hasta donde conocen los autores de este artículo y los responsables del Departamento de Proyectos y Obras de Puertos del Estado, se trata de una solución inédita hasta ahora. Por esta razón Puertos del Estado, en virtud del encargo de Asistencia Técnica permanente al CEDEX, solicitó al Laboratorio de Geotecnia (LG) un pronunciamiento sobre este proyecto que, habiendo sido promovida por el concesionario, afecta a una infraestructura de titularidad estatal. La Autoridad Portuaria de Barcelona, por su parte, cuenta habitualmente con el asesoramiento geotécnico del CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería) en colaboración con la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC). De este modo, el LG-CEDEX y el CIMNE-UPC han venido trabajando en equipo como asesores institucionales desde la recepción del borrador del proyecto inicial en el año 2023. Por su parte, el promotor APMT ha contado con la empresa SENER para labores de Dirección de Obra.

Como condicionante previo al inicio de las obras, se acordó la realización de pruebas de pilotaje para la validación del procedimiento y de la calidad de ejecución. Se han valorado como viables las dos modalidades de procedimiento constructivo: mediante lodos y mediante "camisa" recuperable. Además de otros detalles de ejecución, los asesores institucionales hicieron hincapié en la necesidad de mantener en el interior de la perforación una columna de agua (o lodo) con suficiente holgura respecto del nivel del mar, sin que pudiera establecerse un criterio con suficiente base experimental. Como al parecer tal cota comprometía en cierto grado la ejecución, se decidió realizar una prueba *ad hoc*. La Figura 1 muestra el emplazamiento del pilote de prueba y su situación relativa respecto de la disposición real de los pilotes de refuerzo en los cajones.

2. EL EFECTO ÉMBOLO

2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

Como generalmente se permite poca holgura entre el diámetro exterior del útil de perforación y el del interior de la camisa de sostenimiento (si hay), es inevitable que en cada maniobra de izado descienda la presión en la columna agua (o lodo si es el caso) que se encuentra por debajo del útil. Desde un punto de vista hidráulico, este fenómeno puede interpretarse mediante las ecuaciones de continuidad y de Bernoulli. Durante el izado, el útil desplaza un caudal determinado de fluido que debe ascender a través del espacio anular existente entre el útil y la camisa. Como el caudal evacuado debe ser igual al desplazado por el útil, una menor holgura implica una menor sección de paso y, por tanto, mayores velocidades de circulación en dicho espacio anular. Según el principio de Bernoulli, este incremento de velocidad lleva asociado un descenso de la presión estática, lo que favorece la aparición de depresiones transitorias bajo el útil. Se comprende, por tanto, que este régimen transitorio será tanto más intenso cuanto mayor sea la velocidad de izado del útil y menor sea la holgura entre diámetros. La viscosidad del fluido, aunque en menor medida, también influye. El ensayo con cono de Marsh da una medida indirecta, al computar en segundos el tiempo que tarda en vaciarse dicho dispositivo: 28 s el agua y 35~50 s el lodo. El "efecto émbolo" lo detectan los maquinistas cuando al maniobrar perciben la pérdida de capacidad de respuesta (poco "reprís") al tratar infructuosamente de acelerar el izado del cazo o hélice desde el fondo de la excavación: dicen que el terreno "hace ventosa", expresión que pudo oírse durante la prueba que se describirá. En algunas publicaciones, especialmente anglosajonas se emplean términos equivalentes a "succión" o "efecto pistón".

2.2. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS DEL FENÓMENO

Existen diversos documentos técnicos que advierten del riesgo de sifonamiento (o levantamiento del fondo) y cualitativamente de sus implicaciones. En la Revista de Obras Públicas ya se pueden encontrar referencias a este fenómeno en los años 60. Cabe destacar, entre otros el de Oliveros Rives (1962) y el de Presa Santos y Eraso Romero (1969). El clásico "Geotecnia y Cimientos" de Jimenez Salas *et al.* (1980) hace igualmente alusión a ello (caps. 3.1.2.2 y 8.1.21, tomo III). También hay que destacar un documento más reciente, el "NHI 18-024 - *Drilled shafts manual*" de la FHWA (2018), que describe la inestabilidad del fondo por bajadas de presión durante el izado del útil de perforación y aporta medidas correctoras; la norma UNE-EN 1536:2011 de AENOR (2016) "Ejecución de trabajos geotécnicos especiales; pilotes perforados", cita el "efecto émbolo" e indica igualmente pautas para mitigarlo. Adviértase que sucede un fenómeno muy parecido cuando se realiza un ensayo SPT en un sondeo en cuyo interior la presión del agua es inferior a la de su entorno.

2.3. SOSTENIMIENTO CON LODOS VS CON CAMISA

Cuando se emplean lodos es práctica obligada mantener su nivel entre 1,5 m y 2 m por encima del nivel freático

exterior para contrarrestar con holgura las presiones externas. Es más, es frecuente auxiliarse de un primer tramo de tubería recuperable en la embocadura, alimentada por una zanja/alberca perimetral o sistema equivalente para garantizar que la sobreelevación del lodo se mantenga. En el caso de los lodos bentoníticos, una vez lograda una presión algo superior en el interior, se inicia un flujo radial hacia el exterior de la excavación que progresa poco, pues la arcilla queda pronto ocluida en los intersticios de la pared; las propiedades tixotrópicas del lodo contribuyen a formar en las paredes una película continua a modo de barrera elástica ("el cake") que dificulta el flujo en ambos sentidos, previsiblemente con mayor resistencia hacia el exterior, conforme al sentido de los gradientes.

En caso de construir los pilotes con la ayuda de una camisa recuperable, ésta suple al lodo en su acción de contrarrestar la presión en el perímetro, pero no en el fondo de excavación, de modo que en este caso se requiere igualmente una columna de fluido, también holgadamente superior.

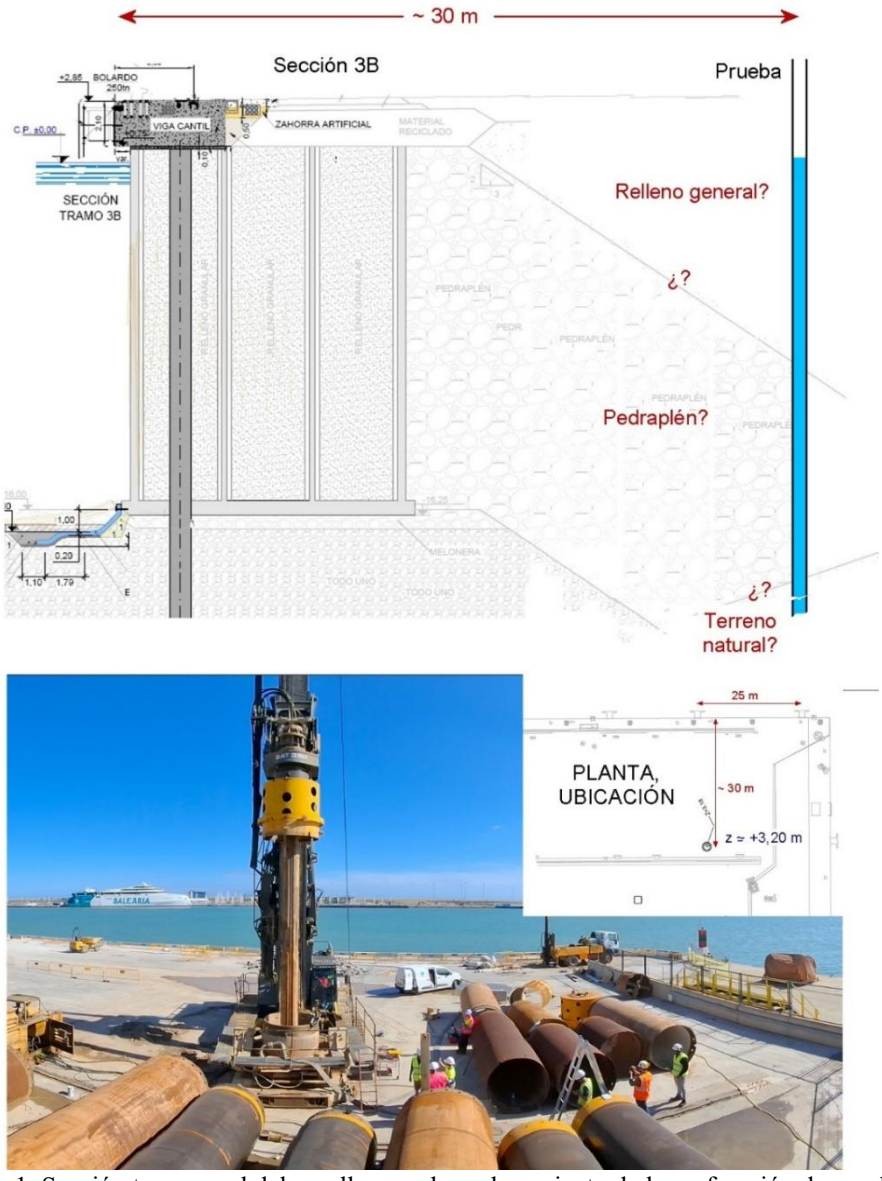


Figura 1. Sección transversal del muelle con el emplazamiento de la perforación de prueba y la perspectiva de la prueba.

Por otra parte, cuando se emplean lodos, el "cake" en las paredes y en el fondo permite, ante oscilaciones de la presión en la columna de fluido, una leve deformación radial del sistema terreno/lodo, mientras que con camisa de acero la deformación radial es nula. En consecuencia, la rigidez radial tan diferente en uno y otro caso condiciona la interacción del sistema cuando el cazo se mueve rápidamente. De hecho, en la columna de lodo se puede desarrollar el efecto Poisson (estrechamiento radial y alargamiento longitudinal), que atenúa las variaciones transitorias de presión (Figura 2, izq.). Así, es previsible que, a igualdad de velocidad de izado y de relación de diámetros, la bajada de presión sea mayor cuando se usen camisas de acero, aun cuando el fluido sea menos viscoso. Por otra parte, en una perforación con camisa toda la respuesta al desnivel piezométrico

que genera el izado del útil de perforación se concentra en el fondo: un flujo ascendente de cierta intensidad. En una excavación con lodos, por el contrario, los gradientes son mucho menores, casi nulos, porque el "cake" dificulta mucho el flujo; son más repartidos y con orientaciones no muy desfavorables (la orientación ascendente es la más peligrosa, causante del sifonamiento de los suelos). La Figura 2 (der.) ilustra esta idea.

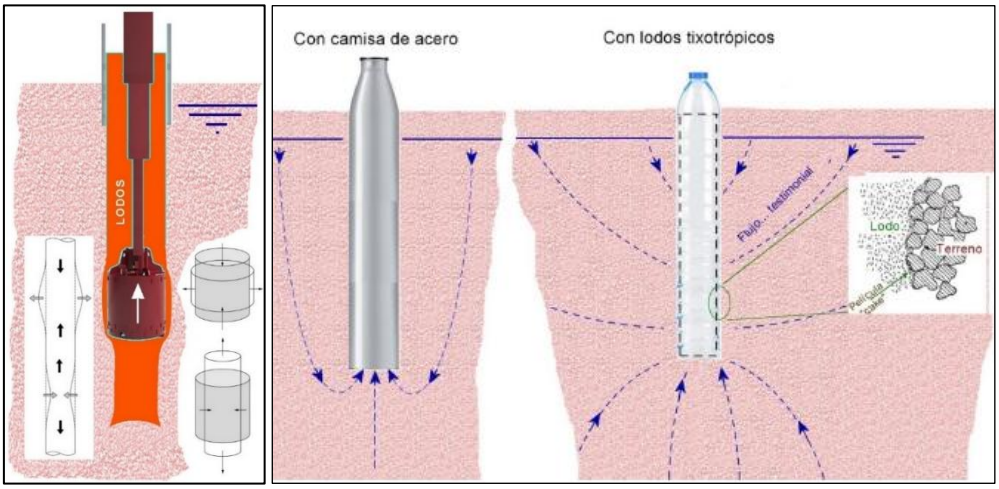


Figura 2. Efecto Poisson (izq.); Diferencia conceptual entre perforación con camisa rígida y perforación con lodos (der.)

2.4. PENETRACIÓN DE LA CAMISA EN EL FONDO DE LA EXCAVACIÓN

En una excavación sostenida por una pantalla en un terreno con un nivel freático superficial, cuanto más profundo sea el empotramiento de la pantalla, más largas serán las líneas de corriente, y por ende, menores los gradientes y mayor el factor de seguridad frente a sifonamiento. Ese caso es perfectamente extrapolable a lo que sucede en el fondo de la excavación de un pilote: cuanto más en avance se halle la camisa respecto del útil de perforación, menor será el valor del gradiente ascensional inestabilizador. La única salvedad es que mientras en una pantalla el desnivel piezométrico es constante, en el fondo de la excavación de un pilote las maniobras de perforación generan flujos oscilatorios. Conviene, pues, como cautela, mantener la camisa con un razonable avance respecto del útil de perforación. En el apartado siguiente se evalúa el caso teóricamente pésimo.

2.5. INTERCEPTACIÓN DE UNA CAPA MÁS PERMEABLE

La Figura 3 ilustra las líneas de flujo que se generan en diferentes avances de la perforación cuando existe otro mucho más permeable bajo el terreno que se está atravesando. La situación, a efectos de flujos ascendentes, se agrava a medida que la perforación se aproxima al terreno más permeable, siendo pésima inmediatamente antes de que la camisa intercepte el nivel permeable. Como se ve, si el gradiente que se genera en ese momento se aproxima al crítico (el que causa el sifonamiento: i_{crit}~1), puede debilitar al suelo circundante del terreno superior. El valor del gradiente en ese momento viene dado por:

$$i = H_P / L \qquad (1)$$

siendo H_p la succión generada por el izado del útil, respecto de la hidrostática del terreno y L el empotramiento o avance de la camisa respecto de la perforación.

En ausencia de una sobreelevación de permanente (H_0) de salvaguarda en el interior de la camisa, se puede alcanzar el gradiente crítico con facilidad si no se adoptan las medidas que establecen la norma y las guías de buena práctica antedichas. Si finalmente sifonara localmente durante la maniobra de extracción del cazo lleno, se producirían arrastres de arena desde el exterior y, quizá desde el interior del cazo, con la consiguiente pérdida de rendimiento en la labor de extracción de suelo. La alternancia de capas de diferente permeabilidad, esperable en zonas deltaicas y portuarias, es bastante desfavorable.

Si se impone una alimentación de agua por la boca de la camisa que garantice una sobreelevación (H_0) de la lámina en su interior, entonces el gradiente pésimo que se establece (justo antes de interceptar la capa más permeable) es menor o, incluso, negativo: $i = (H_p - H_0) / L$. Es deseable que sea negativo (flujo descendente), es decir, mantener una sobreelevación de guarda (H_0) holgadamente superior a la succión (H_P) máxima esperable durante el izado. Ya se ha indicado que, como no se encontraron referencias de su medida en la literatura técnica, el LG-CEDEX y la UPC-CIMNE propusieron una prueba para su medida.

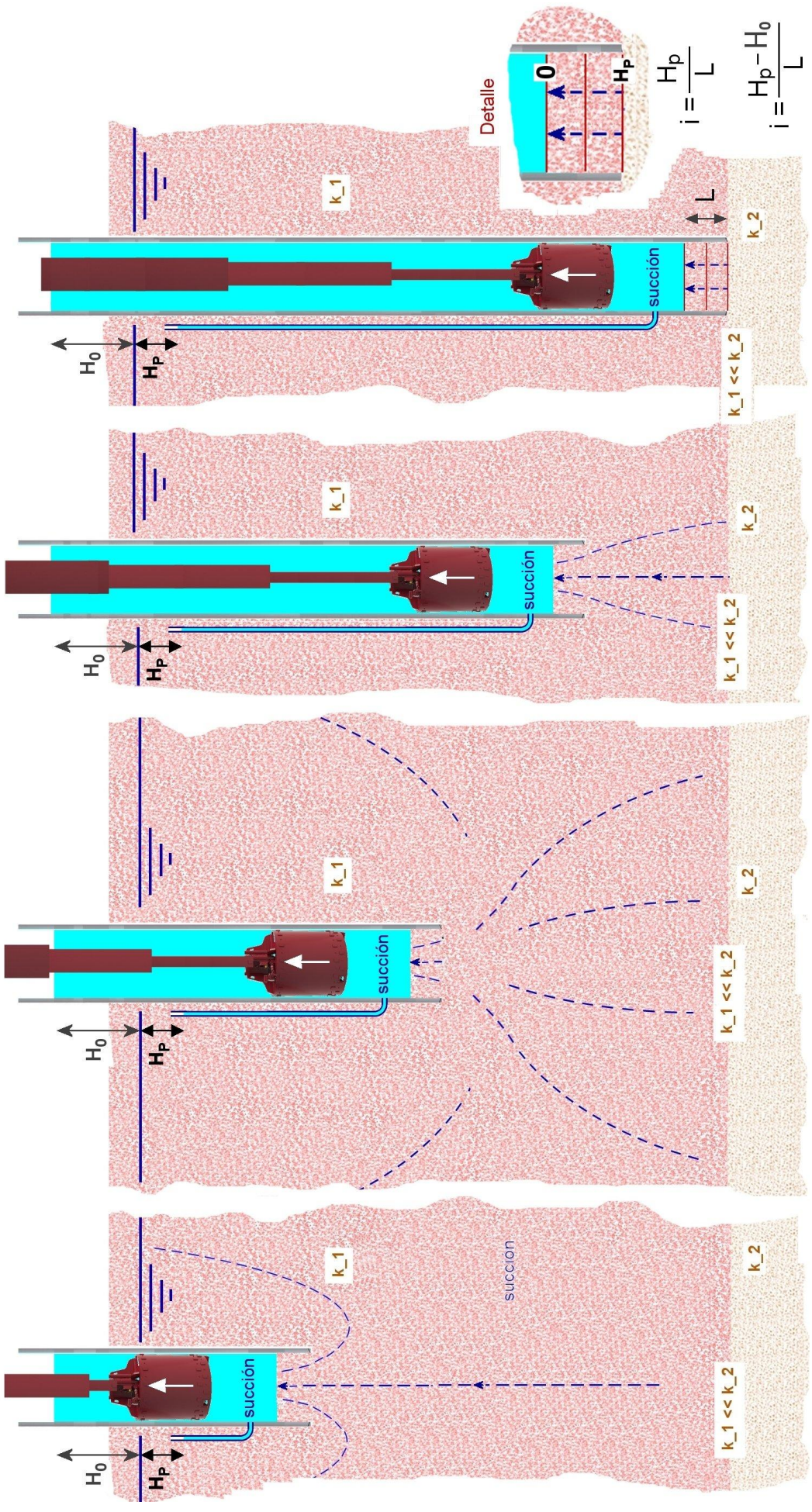


Figura 3. Redes transitorias de filtración hacia el fondo de la excavación generados por la elevación del cazo; la situación pésima se da cuando se intercepta un nivel más permeable.

3. IMPLCACIONES EN LA RESISTENCIA FINAL DE TERRENO. EXPERIENCIAS

Se ha encontrado sólo una referencia experimental al respecto: el artículo "*Detecting piston effect on drilled shafts side resistance using instrumented pile load tests*" de Yahia Akl y Elsayed Mossaad (2021). Aunque no se midió la succión generada al desatender (intencionadamente) las buenas prácticas para a minimizar el efecto émbolo, sí consta la cuantificación de sus consecuencias: la pérdida de resistencia del terreno donde quedó empotrado el pilote. Por su gran interés, se resume y se analiza con sentido crítico a continuación.

El artículo presenta la ejecución de dos pilotes de ϕ=1 m y 25 m de profundidad en arenas densas con el nivel freático somero. Se empleó un sostenimiento mixto: camisas recuperables en el tramo superior y lodos en el inferior. Ambos pilotes se instrumentaron intensamente y se sometieron a pruebas de carga, empleando anclajes radiales como reacción. Uno (pilote A) se construyó siguiendo las mejores prácticas para evitar la aparición de succiones (limitación de la velocidad izado, cazo de perforación de ϕ=0,80 m y tubo pasante para compensación de presiones de lodo); en tanto que en el otro pilote (el B) no se limitó la velocidad (que fue bastante alta) y se usó un cazo de ϕ=0,90 m. La Figura 4 muestra el modo de ejecución de ambos y el perfil tipo del terreno.

Los datos de la instrumentación permitieron discriminar la resistencia por fuste por tramos y la resistencia por punta, evidenciando una notable pérdida de resistencia en el pilote B respecto del pilote A, que llevó aparejado un asiento 2,5 veces superior para la misma carga (Figura 5). Adviértase que los pilotes se sometieron a un nivel de carga de 8,4 MN, lo que equivale a una tensión media de aproximadamente 10 MPa (considerando un área de sección de 0,78 m²), valor muy superior a los topes estructurales máximos recomendados por las guías españolas (<4 - 6 MPa).

Se puede emplear el coeficiente Beta (β) para evaluar en este experimento la pérdida de resistencia unitaria de suelos granulares en el fuste. Dicho parámetro cuantifica la fracción de la tensión efectiva vertical que se transforma en tensión tangencial movilizada en la interfaz del fuste. El análisis de estos resultados con dicho coeficiente pone de manifiesto que el fuste del pilote B desarrolló menos de la mitad de resistencia (β ~0,15-0,25) que el pilote A (β ~0,4-0,6, propio de suelos densos). Los autores de ese artículo, además, sostienen que durante las maniobras del cazo las paredes sufren una degradación (histéresis) por los ciclos de carga/descarga de cortantes. Lo que parece evidente es que, si se desatienden las buenas prácticas antedichas, la resistencia movilizable por fuste es bastante menor a lo que las formulaciones deparan. Los autores del artículo refuerzan sus argumentos con una base de datos de 65 ensayos de pilotes construidos con buenas prácticas en depósitos arenosos.

4. PRUEBA PARA DETERMINAR LA SUCCIÓN GENERADA POR EL IZADO

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

Se perforó con una pilotadora Liebherr LB35 (Figuras 1 y 6), con barra telescópica Kelly y un cazo de ϕ_{ext}=1440 mm. Como el sostenimiento se realizó con tramos de camisa de acero recuperable de ϕ_{ext}=1500 mm, resultó una holgura anular muy reducida (30 mm). La velocidad de izado máxima teórica del equipo es de unos 72 m/min, aunque en obra apenas pudo rebasar los 60 m/min. Esta coexistencia de escasa holgura, gran rigidez del sistema y la posibilidad de izado a gran velocidad hacía especialmente probable la aparición de succiones significativas durante la maniobra de extracción del terreno. Esa es la razón por la que los asesores institucionales insistieron en que se mantuviera la columna de agua en el interior con una sobreelevación bastante superior al mínimo (+1 m.c.a.) consignado en la UNE 1536:2011. Por pura intuición ingenieril, ésta se fijó preliminarmente a la cota de la explanada (+3,2 m), siempre medida antes de insertar la barra Kelly y el cazo. La prueba de medida de la succión se planificó con diversas velocidades de izado (v = 8, 15, 20, 25 y ~60 m/min, la máxima posible), y preliminarmente, con el cazo vacío. Al dar por válida la prueba antedicha, se procedió a repetirla simulando las condiciones más desfavorables: con el cazo con suelo y con todas sus holguras interiores selladas con trapos, para impedir, precisamente, la pérdida de suelo arrastrado por las fuerzas de succión durante el izado. La Figura 6 muestra la máquina pilotadora, así como el dispositivo de medida, un piezómetro autónomo de medida continua, que se amarró a una jaula de protección y se sumergió al fondo de la perforación con varillas roscadas (a la cota -24 m aproximadamente). El varillaje se mantuvo junto al perímetro para minimizar la interferencia con el movimiento del cazo, que siempre se mantuvo 2 m de seguridad por encima.

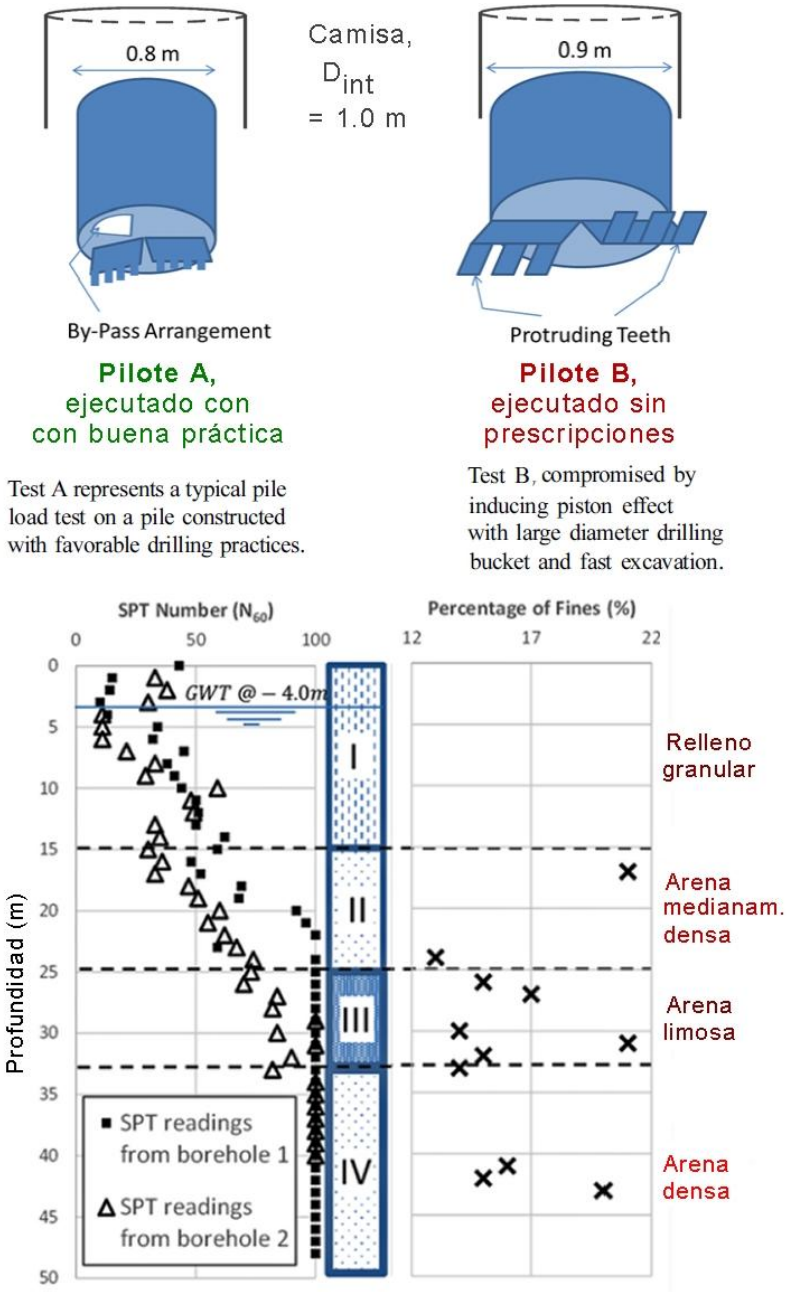


Figura 4. Condiciones de los 2 pilotes ensayados y perfil del terreno (Akl y Mossaad, 2021).

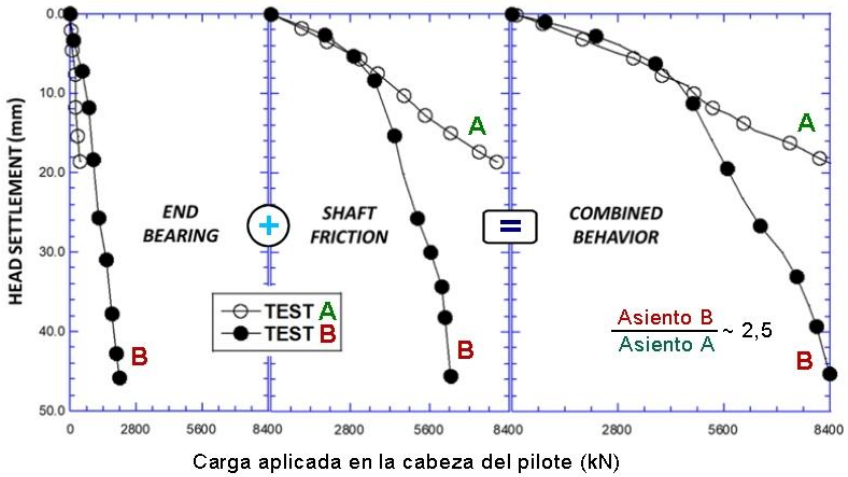


Figura 5. Resultados de las pruebas de carga de los dos pilotes (Akl y Mossaad, 2021).



Figura 6. Máquina pilotadora LB 35 usada en la prueba del Puerto de Barcelona y piezómetro autónomo en la jaula.

4.2. PIEZÓMETRO DE MEDIDA DE CONTINUA; PRUEBA EN LABORATORIO

El piezómetro es sumergible hasta 50 m y es capaz de tomar hasta 2 lecturas/seg con errores inferiores a unos pocos cm de columna de agua (RBRvirtuoso³, RBR Ltd.). Es totalmente autónomo, ya que en su interior se aloja, además del sensor, una batería con autonomía de varios meses y una memoria de gran capacidad, que a posteriori descarga los registros medidos en la campaña en un software específico, siempre referidos a una fecha y hora exacta (con precisión de hasta 0,5 s). Está configurado externamente como un cilindro de ϕ_{ext}=52 mm y L=45 cm (Figura 7) con un ojal en su extremo para poder ser lastrado con cable. Previamente a su empleo en la obra, se realizó una prueba a escala 1:10 en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para verificar su precisión y la capacidad de registrar transitorios de presión. El perímetro del dispositivo se envolvió con geotextil hasta alcanzar un diámetro próximo al de la tubería de prueba, desempeñando así una doble función: la de elemento perturbador (cazo) y la propia (medidor). Se comprobó su validez tras analizar los registros de varias series de "tirones a pulso" de la cuerda de la que pendía desde el fondo de la tubería.



Figura 7. Piezómetro autónomo de medida continua; prueba en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

4.3. MEDIDAS *IN SITU* DE PRESIÓN EN EL MUELLE CONCESIONADO A APMT

La Figura 8 (sup) muestra la respuesta tipo del piezómetro (inmóvil en el fondo) con todas maniobras necesarias del cazo, siendo la bajada de columna de agua (fase 5º) la del verdadero interés, que es fruto del izado total (~30m) del cazo. El pico, identificado con (*) en la gráfica se corresponde al momento en que el cazo emerge por la boca. La Figura 8 (inf) muestra cuatro repeticiones sucesivas del izado a velocidad v=25 m/min, resultando succiones (bajadas de presión respecto de la hidrostática) de casi 2 m. Hay que destacar la repetitividad de los resultados. Se confirma que el valor de compromiso que sugirieron los asesores institucionales (+3,2 m) goza de un cierto factor de seguridad para velocidades moderadas (v~25 m/min).

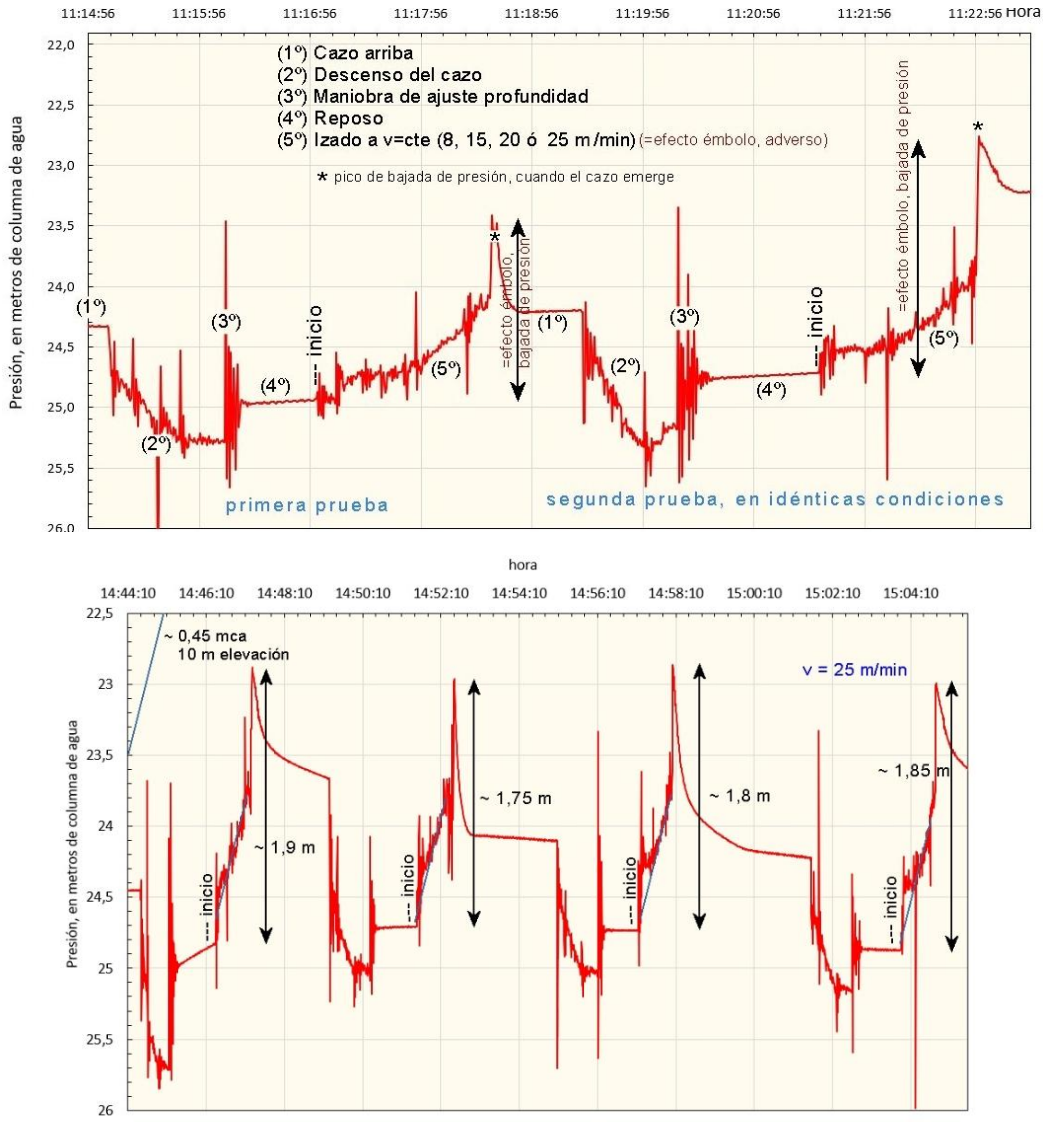


Figura 8. (arriba) Registro-tipo de la variación de la presión de agua en el fondo de la perforación durante la prueba, en el izado del cazo (dos ciclos); (abajo) izado del cazo lleno a v= 25 m/min hasta extraerlo de la camisa (cuatro ciclos).

5. CONCLUSIONES

El "efecto émbolo", que adolece de poca investigación, puede generar succiones que debiliten la resistencia del terreno. La alternancia de suelos de permeabilidades muy dispares también agrava la situación. Esta experimentación ha logrado una cierta cuantificación de la sobreelevación de resguardo requerida cuando se perfora con camisa, técnica que parece algo más desfavorable que si se emplea el sostenimiento con lodos.

REFERENCIAS

AENOR (2016). *UNE EN 1536:2011. Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Pilotes perforados*. Asociación Española de Normalización y Certificación.

Akl, S. A. Y. y Mossaad, M. E. (2021). Detecting Piston Effect on Drilled Shafts Side Resistance Using Instrumented Pile Load Tests. *KSCE Journal of Civil Engineering,* Vol. 25(3), pp. 822-832.

FHWA (2018). *NHI 18-024. Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Federal Highway Administration.

Jimenez Salas, J. A. *et al.* (1980). *Geotecnia y cimientos III. Primera parte.* Editorial Rueda.

Oliveros, F. (1962). Causas de fracaso de algunas cimentaciones especiales. *Revista de Obras Públicas*, Vol. 1(2966), pp. 383-395.

Presa, J. L. y Eraso, A. (1969). Consideraciones sobre los muros pantalla discontinuos y mixtos. Sistemas de recalce mecánico. Sujeción de los empujes horizontales con anclajes o forjados. *Revista de Obras Públicas*, Vol. 1(3052), pp. 617-634.

UN RECORRIDO HISTÓRICO SOBRE LA DISTRIBUCIÓN DE LA TENSIÓN VERTICAL BAJO UNA CIMENTACIÓN FLEXIBLE RECTANGULAR

Manuel BETETA ARENAS[(1)*]

[(1)] Departamento de Geotecnia y Cimentaciones
Acciona Ingeniería
*manuel.beteta.arenas@acciona.com

RESUMEN

En el diseño de cimentaciones superficiales la forma rectangular es la más habitual. Conocer cómo se distribuye la tensión vertical en el terreno cuando se tiene un área rectangular cargada uniformemente ha sido siempre una de las cuestiones que ha preocupado a los ingenieros geotécnicos. Sin embargo, la solución, lejos de ser evidente, llevó muchos años resolverla.

ABSTRACT

In the design of shallow foundations, the rectangular layout is by far the most common. Understanding how vertical stress is distributed in the ground beneath a uniformly loaded rectangular area has long been a central concern for geotechnical engineers. Yet the solution — far from straightforward— took many years to be fully established.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Cimentación (Foundation), Tensiones (Stresses).*

1. INTRODUCCIÓN

Los físicos y los matemáticos tuvieron un gran protagonismo en los albores de la Mecánica del Suelo. Fueron ellos los que planteaban los problemas y resolvían, pero no de modo inmediato. Detrás de las cuantiosas formulaciones que hoy en día se utilizan para dar solución a un problema geotécnico hay muchos años de trabajo, a veces incluso siglos. Los textos de geotecnia siempre han sido injustos con ellos. Es habitual encontrar ecuaciones donde ni se nombra al autor. Cada fórmula alberga detrás una historia humana.

Conocer la tensión vertical en un punto siempre ha sido crucial. Cuando Emil Winkler modelizó en 1868 la interacción entre la cimentación y el terreno mediante el denominado coeficiente de balasto, el primer cálculo al que debe enfrentarse el ingeniero es la cuantificación de dicha tensión. El método, revolucionario a mediados del siglo XIX, pero absolutamente desfasado en el XXI, todavía sigue siendo utilizado hoy en día por su enorme sencillez. Sustituir el terreno por unos muelles, generalmente equiespaciados, no deja de ser un ejercicio de dudosa rigurosidad, aunque siguen utilizándose programas de cálculo basados en este obsoleto modelo. Afortunadamente, los coeficientes de seguridad empleados absorben la distancia entre los resultados obtenidos y la realidad.

2. BOUSSINESQ RESUELVE EL CASO DE CARGA PUNTUAL (1885)

El primer paso para resolver el problema lo dio Boussinesq en 1885. Nacido el 13 de marzo de 1842 y licenciado en Física por la prestigiosa Universidad Pierre y Marie Curie, actualmente parte de la Universidad de la Sorbona, Joseph Valentin Boussinesq desarrolló su trayectoria profesional principalmente en el campo de la mecánica de fluidos. Profundizó en la teoría de las funciones potenciales y publicó varios artículos al respecto aplicándola a fluidos. El término “teoría del potencial” fue acuñado por los físicos en el siglo XIX.

Proviene porque se creía que las fuerzas fundamentales de la naturaleza se obtenían a través de unas funciones denominadas potenciales que satisfacían la ecuación de Laplace. En 1871 recibió el premio de la Academia de Ciencias de Francia por su trabajo dedicado a las aguas poco profundas. Durante los siguientes años continuó estudiando el uso de las funciones potenciales y su aplicación a otros campos, como el de la elasticidad.

Entre los ingenieros había un problema en el que se desconocía la solución: la forma en la que se transmiten las tensiones en el interior del terreno debido a una fuerza vertical aplicada en la superficie. Boussinesq comenzó a estudiar el problema y entre los años 1878 y 1883 fue publicando varios artículos con sus avances en la investigación en la longeva revista *Comptes Rendus*, que actualmente sigue editando la Academia de Ciencias de Francia. Finalmente, en 1885 logró resolver matemáticamente el problema y publicó el voluminoso libro *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. A lo largo de más de 700 páginas, y basado en sus artículos previos, el texto iba desarrollando toda la teoría desde el inicio hasta llegar a la solución de la distribución tensional en 3D, la cual es reproducida hoy en día en los libros de ingeniería geotécnica en coordenadas cilíndricas, polares y rectangulares.

El planteamiento físico elegido por Boussinesq no era evidente: el modelo consistía en un semiespacio ($z > 0$) limitado por el plano $z = 0$ y cargado con una fuerza puntual P en la superficie. Además, el medio era homogéneo, isótropo y linealmente elástico con propiedades de módulo de Young E y coeficiente de Poisson ν. Planteó los tres desplazamientos u_x, u_y y u_z producidos por la carga dependiendo de una función potencial denominada Φ. Posteriormente, había que sustituir estos desplazamientos en las ecuaciones de equilibrio de Navier (quedando en función de Φ), las cuales debían satisfacerse, y, finalmente, podían obtenerse las tensiones σ_x, σ_y y σ_z (quedando en función de Φ). La dificultad principal era encontrar dicha función potencial Φ. Además, para mayor complejidad, tenía que cumplir la ecuación de Laplace:

$$\nabla^2 \Phi = 0 \tag{1}$$

Boussinesq encontró que la función potencial era:

$$\Phi = -\frac{P}{4\pi\mu}\, ln\left(z + \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}\right) \tag{2}$$

Siendo μ uno de los coeficientes de Lamé. Esta función potencial Φ solo puede usarse para problemas en los cuales el plano $z = 0$ está libre de esfuerzos cortantes. Es una condición indispensable y uno de los supuestos de partida en el planteamiento de Boussinesq. En honor a él, desde entonces dicho semiespacio es conocido por su nombre.

Boussinesq había llegado a la conclusión que la tensión vertical σ_z en función de Φ era:

$$\sigma_z = 2\mu\left(z\frac{\partial^3 \Phi}{\partial z^3} - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2}\right) \tag{3}$$

Como conocía la función potencial Φ, concluyó que la distribución tensional σ_z bajo una carga vertical puntual seguía la expresión:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\cdot\frac{z^3}{R^5} = \frac{P}{z^2}\cdot I_B \qquad\qquad I_B = \frac{3}{2\pi}\cdot\frac{1}{(1 + ({}^{r}/_{z})^2)^{5/2}} \tag{4}$$

Como propósito didáctico se simplifica con el denominado coeficiente de influencia de Boussinesq I_B.

Geométricamente, es evidente que (Figura 1):

$$R^2 = r^2 + z^2 = x^2 + y^2 + z^2 \tag{5}$$

Una de las principales conclusiones que se obtienen es que la distribución tensional σ_z es independiente de los parámetros elásticos: módulo de Young E y coeficiente de Poisson ν (no así para el resto de las componentes σ_x y σ_y). La representación gráfica de los lugares geométricos en los que σ_z es contante dio lugar al bulbo de presión, concepto que se conoció por primera vez.

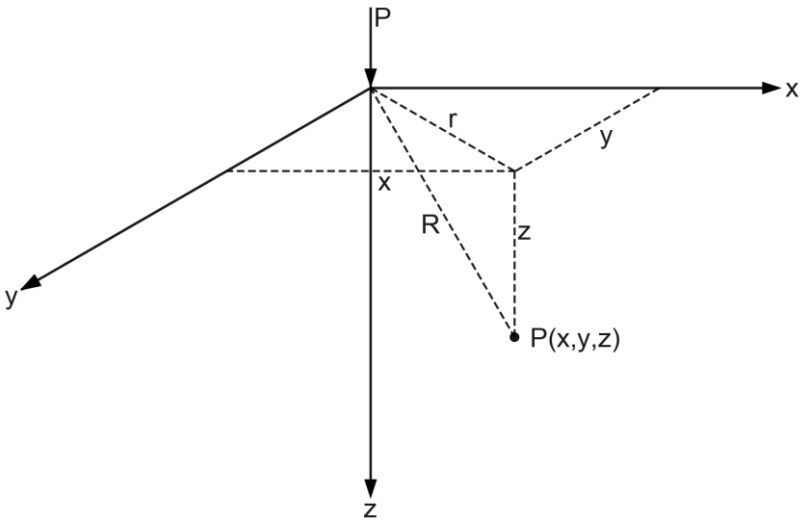


Figura 1. Definición de parámetros en carga puntual (Boussinesq).

3. LOVE DA CON LA SOLUCIÓN, PERO… (1929)

Una vez conocida cómo se distribuían las tensiones debidas a una carga puntual aplicada en la superficie de un semiespacio, si se reemplazaba la fuerza P por una carga uniforme q aplicada en un elemento diferencial de área $dx \cdot dy$ y se integraba en la superficie de un rectángulo se obtenía la distribución de tensiones de un rectángulo uniformemente cargado. El planteamiento físico del problema era sencillo, pero la dificultad estribaba en la resolución matemática, en concreto en hallar la solución de las integrales dobles del potencial logarítmico Φ definido por Boussinesq. Lo primero en resolverse fue el caso del área circular debido a la facilidad de operación que siempre tienen las coordenadas polares y cilíndricas. Sin embargo, para áreas en faja y rectangulares el problema se plantea en coordenadas cartesianas y dan lugar a unas integrales poco evidentes, resistiéndose la solución durante años. Era un problema que solo podían resolver los matemáticos.

Los primeros análisis utilizaban las funciones de Bessel, como los artículos de Lamb (1902) y Terazawa (1916), pero esos estudios no tuvieron continuidad. Hubo que esperar hasta 1929, año en que el británico Augustus Edward Hough Love utilizando la función de Green y la ecuación de Laplace lo resolvió para los casos de carga rectangular y circular en *The stress produced in a semi-infinite solid by pressure on part of the boundary*, un extenso artículo de cuarenta y cuatro páginas. Boussinesq falleció ese mismo año en febrero, y Love publicó el artículo en noviembre, por lo que Boussinesq nunca pudo ver resuelto el problema que trajo de cabeza a la comunidad matemática durante décadas.

Hijo de un cirujano, Love nació el 17 de abril de 1863. Se licenció en Matemáticas en el Saint John's College de la Universidad de Cambridge. Desarrolló gran parte de su carrera en el campo de la teoría de la elasticidad. Además de sus artículos, su obra más importante fueron los dos tomos de *A treatise on the mathematical theory of elasticity*, trabajo que fue definido como "una obra monumental de suma importancia". Su vida profesional la desarrolló dando clases en la Universidad de Oxford. Sus distinciones y premios son numerosos, destacando las medallas de la Royal Society en 1909 y la de la Sociedad Matemática de Londres en 1926. De esta última llegó a ser presidente. Love es el más eminente matemático británico de principios del siglo XX. Falleció el 5 de junio de 1940 a los setenta y siete años. Su enorme contribución a las matemáticas y física (suyos son también los números de Love y las ondas de Love) fue premiada dándole su nombre a un cráter de la Luna.

En la introducción del artículo, Love reconocía que: "La dificultad de evaluar la integral ha sido un serio obstáculo para el desarrollo de la solución formal en casos especiales". A pesar del enorme avance, el artículo de Love era excesivamente matemático y estaba dirigido a matemáticos. Facilitaba las derivadas de la función potencial, en términos de funciones más elementales, y las integrales dobles de estas, pero no concretaba la solución explícita de las tensiones σ_x, σ_y y σ_z, que era lo que el ingeniero geotécnico requería. El artículo era complejo y permaneció olvidado entre la comunidad geotécnica, a pesar de que la solución se hallaba ahí.

En 1934, Leo Jürgenson, un ingeniero civil estonio pero afincado en Boston, publicó el artículo *The application of theories of elasticity and plasticity to foundation problems* en el que recopilaba un número importante de casos, todos los que estaban resueltos hasta la fecha y que se encontraban diseminados por multitud de revistas técnicas. Pero seguía faltando el rectangular.

4. LA SIMPLIFICACIÓN DE NEWMARK (1935)

Sin duda, el ingeniero civil Nathan M. Newmark es más conocido como ingeniero estructural en condiciones complejas, como fatiga, fractura frágil, impacto, viento, resonancia y respuesta sísmica, pero también hizo algunas incursiones en la ingeniería geotécnica estudiando las tensiones y deformaciones que producían las estructuras en el terreno. Nacido en Plainfield (New Jersey) el 22 de septiembre de 1922, se graduó en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign en 1932, doctorándose dos años después. Toda su trayectoria profesional la desarrolló en esa universidad como profesor y catedrático. Se jubiló en 1976 y se convirtió en profesor emérito. Es uno de los ingenieros estadounidenses más prestigiosos de todos los tiempos, atesorando multitud de condecoraciones y reconocimientos nacionales e internacionales. Entre libros y artículos, su obra abarca doscientos títulos. Falleció el 25 de enero de 1981 con setenta años.

Newmark era consciente de la complejidad del problema, pero observó que si calculaba la distribución tensional σ_z bajo la esquina del rectángulo el problema se simplificaba enormemente. Además, con la superposición podía calcularse la tensión bajo cualquier punto en el interior del rectángulo. Su formulación la recogió en 1935 en su artículo *Simplified computations of vertical pressures in elastic foundations*. En la introducción, Newmark indicaba satisfecho que: "La integración de la fórmula de Boussinesq para el caso de carga uniformemente repartida sobre un rectángulo nunca ha sido publicada".

Partiendo de la distribución tensional de Boussinesq para carga puntual, Newmark la integró para la superficie de un rectángulo. De ningún modo la integración era evidente: tuvo que contar con la ayuda de la Engineering Experiment Station de la Universidad de Illinois, a quien agradecía su colaboración. "La integración es bastante tediosa y no se muestra aquí", escribió Newmark.

La tensión vertical σ_z bajo la esquina de un rectángulo de dimensiones B y L a una profundidad z es:

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi}\left[\frac{2BLz\ \sqrt{B^2+L^2+z^2}}{z^2(B^2+L^2+z^2)+B^2L^2}\cdot\frac{B^2+L^2+2z^2}{B^2+L^2+z^2}+sen^{-1}\left(\frac{2BLz\sqrt{B^2+L^2+z^2}}{z^2(B^2+L^2+z^2)+B^2L^2}\right)\right] \tag{6}$$

Esta expresión es la original del artículo de Newmark. Sin embargo, pasó por alto advertir explícitamente que se producía una anomalía en el denominador del arcoseno para profundidades someras (valores pequeños de z). Debería haber añadido que en los casos particulares de:

$$z^2(B^2+L^2+z^2) < B^2\,L^2 \tag{7}$$

el arcoseno debe restar y hay que sumarle π radianes, quedando:

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi}\left[\frac{2BLz\ \sqrt{B^2+L^2+z^2}}{z^2(B^2+L^2+z^2)+B^2L^2}\cdot\frac{B^2+L^2+2z^2}{B^2+L^2+z^2}+\pi-sen^{-1}\left(\frac{2BLz\sqrt{B^2+L^2+z^2}}{z^2(B^2+L^2+z^2)+B^2L^2}\right)\right] \tag{8}$$

Por este motivo, en los libros de geotecnia puede encontrarse ligeramente modificada y simplificada como:

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi}\left[\left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1+m^2n^2}\right)\left(\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1}\right)+tan^{-1}\left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2}\right)\right] \tag{9}$$

$$m = {}^{B}\!/_{Z} \qquad n = \frac{L}{Z} \tag{10}$$

Advirtiéndose que para los casos:

$$m^2+n^2+1 < m^2\,n^2 \tag{11}$$

Hay que sumar π radianes:

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi}\left[\left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1+m^2n^2}\right)\left(\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1}\right)+\pi+tan^{-1}\left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+1-m^2n^2}\right)\right] \tag{12}$$

Para probar la bondad de su ecuación, Newmark, al final del artículo demostraba que si $z = 0$, esto es, en superficie, la tensión σ_z es igual a la carga q en el centro. De igual manera, si las dimensiones del rectángulo se iban reduciendo, la tensión convergía a la fórmula de Boussinesq para carga puntual, como tenía que ser en ambos casos. En la mayoría de las situaciones es más útil la tensión vertical σ_z en el centro del rectángulo, expresión fácilmente deducible superponiendo cuatro veces la expresión anterior y teniendo en cuenta que las dimensiones B y L ahora son diferentes (más pequeñas, la mitad).

La ecuación de Newmark era compleja y tediosa de utilizar. Obtener un resultado llevaba tiempo, no hay que olvidar que eran los años de las reglas de cálculo y los libros de logaritmos. En 1936 y para facilitar los cálculos, Wilhelm Steinbrenner, un ingeniero civil austriaco que trabajaba con Karl Terzagui en el Instituto de Ingeniería del Terreno y Mecánica del Suelo de la Universidad Tecnológica de Viena, confeccionó unos ábacos para obtener de forma rápida la tensión σ_z y los publicó en *A rational method for the determination of the vertical normal stresses under foundations*. Hoy en día, con la aparición de las hojas de cálculo, todas las formulaciones son sencillas de programar, por lo que los ábacos tienen poca utilidad salvo quizás el didáctico porque puede observarse rápidamente cómo varía la tensión vertical σ_z en función de las dimensiones del rectángulo.

Lo práctico del método era un gran avance para la ingeniería geotécnica y daba respuesta a una de las cuestiones que se planteaban en el diseño de cimentaciones. Es el motivo por el que los libros de geotecnia finalizan con la formulación de Newmark. Pero lo que era práctico para los ingenieros geotécnicos no lo era para los matemáticos, que continuaban intentando deducir la ecuación general con una única fórmula, aunque fuera muy compleja, pero sin necesidad de tener que recurrir a la simplificación de las superposiciones.

5. KOROTKIN, POR FIN LA SOLUCIÓN (1938)

La formulación de la solución definitiva se dio a conocer en 1938 con el artículo de V. G. Korotkin, un ingeniero ruso que fue un pionero en el análisis de la consolidación y que escribió varios artículos sobre el tema. Partiendo del trabajo de Love, teóricamente rigurosa pero extremadamente difícil de interpretar y aplicar en la práctica, Korotkin reordenó y simplificó las expresiones de Love, proporcionando una forma compacta y operativa de la solución general. En definitiva, cerró lo que Love dejó en el aire. El artículo estaba en ruso y se incluía en un tomo que publicaba un organismo estatal de hidroenergía. Nunca fue traducido a otro idioma, pero en las bibliografías siempre es citado como *Spatial problems of an elastic-isotropic half-space*, que es la traducción literal en inglés del título. Facilitó, por fin, las tensiones σ_x, σ_y y σ_z bajo un punto de una superficie rectangular cargada uniformemente. Además, siguiendo el modelo de Love, lo completó calculando el resto de las componentes tensionales τ_{xz}, τ_{yx} y τ_{zy}. La tensión vertical σ_z a una profundidad z de un punto de coordenadas (x, y) en el interior de un rectángulo es:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi}\left\{tan^{-1}\left[\frac{(x+a)(y+b)}{z\sqrt{(x+a)^2+(y+b)^2+z^2}}\right] - tan^{-1}\left[\frac{(x+a)(y-b)}{z\sqrt{(x+a)^2+(y-b)^2+z^2}}\right]\right.$$
$$+tan^{-1}\left[\frac{(x-a)(y-b)}{z\sqrt{(x-a)^2+(y-b)^2+z^2}}\right] - tan^{-1}\left[\frac{(x-a)(y+b)}{z\sqrt{(x-a)^2+(y+b)^2+z^2}}\right]$$
$$+\frac{z(x+a)(y+b)\left[(x+a)^2+(y+b)^2+2z^2\right]}{[(x+a)^2+z^2][(y+b)^2+z^2]\sqrt{(x+a)^2+(y+b)^2+z^2}} - \frac{z(x+a)(y-b)\left[(x+a)^2+(y-b)^2+2z^2\right]}{[(x+a)^2+z^2][(y-b)^2+z^2]\sqrt{(x+a)^2+(y-b)^2+z^2}}$$
$$\left.+\frac{z(x-a)(y-b)\left[(x-a)^2+(y-b)^2+2z^2\right]}{[(x-a)^2+z^2][(y-b)^2+z^2]\sqrt{(x-a)^2+(y-b)^2+z^2}} - \frac{z(x-a)(y+b)\left[(x-a)^2+(y+b)^2+2z^2\right]}{[(x-a)^2+z^2][(y+b)^2+z^2]\sqrt{(x-a)^2+(y+b)^2+z^2}}\right\} \quad (13)$$

Siendo:

$$a = {}^{B}/_{2} \qquad b = {}^{L}/_{2} \quad (14)$$

Es fácil comprobar que introduciendo las coordenadas (x, y) de la esquina de un rectángulo, la formulación de Korotkin proporciona los mismos resultados que la de Newmark.

Haber conseguido por fin la expresión de la ecuación general de σ_z debería haber sido sin duda una revolución en la mecánica del suelo. Habían tenido que pasar un poco más de cincuenta años desde que Boussinesq marcó el camino para la solución. Desafortunadamente, debido al hermetismo soviético durante la dictadura comunista y al nulo conocimiento que se tenía del mencionado libro en Europa Occidental, la solución de Korotkin pasó totalmente desapercibida.

El ingeniero geotécnico ruso Viktor Anatolyevich Florin (1899-1960), fundador de la Escuela de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica de Leningrado, era contemporáneo de Korotkin y llegaron a trabajar juntos. En 1959, escribió un libro de geotecnia titulado «*Fundamentals of soil mechanics*». Presentado en dos tomos, el primero, *General relationship and state of stress caused by foundation loads*, recogía toda la formulación de Koritkin. Estaban escritos en ruso y los publicaba una editorial de Leningrado. Lo que en teoría debería haber sido un enorme reconocimiento internacional, solo lo fue por países de la órbita soviética. El conocimiento definitivo de la solución al problema de la ecuación general tuvo que esperar hasta que el libro de Florin fue traducido al inglés en 1972 en Estados Unidos.

6. WESTERGAARD, UNA SOLUCIÓN ALTERNATIVA (1938)

Varios ensayos demostraron que la distribución de Boussinesq en algunos casos quedaba sobreestimada. Arthur Casagrande comentó con Harold Westergaard la necesidad de una solución para las tensiones debajo de una cimentación cuando el suelo estuviera formado por alternancias de capas horizontales con grandes diferencias en sus rigideces. En este material, la distribución de tensiones por el método de Boussinesq era incorrecta. Por ejemplo, si hay un estrato más rígido entre medias de otro blando, las tensiones en el suelo blando son inferiores a las indicadas por el método de Boussinesq. Esta situación puede darse cuando una capa de arcilla blanda contiene vetas finas de arena de mayor compacidad.

Nacido el 9 de octubre de 1888 en Copenhague, Harold Malcolm Westergaard fue un ingeniero estructural danés que se graduó en 1911 en la Universidad Técnica de Dinamarca. Después de ampliar estudios por diversos lugares de Europa, finalmente recaló en Estados Unidos con una beca para la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, en donde se doctoró en 1916. Fue contratado como profesor de Mecánica Teórica y Aplicada y en 1926 nombrado profesor titular. La trayectoria profesional de Westergaard está íntimamente asociada a esta universidad.

En 1938, con motivo del sexagésimo cumpleaños de Stephen Timoshenko, el padre de la ingeniería mecánica, sus amigos más cercanos le escribieron y dedicaron un libro. El contenido consistía en artículos relacionados con la elasticidad. Westergaard participó con *A problem of elasticity suggested by a problem in soil mechanics: soft material reinforced by numerous strong horizontal sheets*, donde desarrollaba la propuesta que le había hecho Casagrande.

Westergaard modelizó un semiespacio elástico intercalado por varias capas horizontales equiespaciadas de espesor insignificante y rigidez infinita ($\nu = 0$). A efectos prácticos, el espesor de las capas rígidas es despreciable con respecto al total del resto del suelo. De esta forma, el material aparentemente heterogéneo se comporta como homogéneo e isótropo. Además, el material rígido es rugoso y, por tanto, impide que haya deformaciones horizontales tanto en las capas rígidas como en el resto del suelo. Esto es, el semiespacio es horizontalmente rígido $(\varepsilon_x = \varepsilon_y = \gamma_{xy} = 0)$ y solo permite deformaciones verticales.

Westergaard concluyó que la distribución tensional σ_z bajo una carga vertical puntual es:

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi z^2} \cdot \frac{c}{(c^2 + (r/z)^2)^{3/2}} \tag{15}$$

Siendo r la proyección horizontal de R y c una expresión que depende exclusivamente del coeficiente de Poisson ν:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \qquad\qquad c = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}} \tag{16}$$

Una observación importante es que la tensión vertical σ_z depende del coeficiente de Poisson ν, mientras que en la expresión de Boussinesq es independiente.

Para propósitos didácticos, como se verá a continuación, es mejor simplificarla con el denominado coeficiente de influencia de Westergaard I_w:

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} \cdot I_W \qquad\qquad I_W = \frac{c}{2\pi} \cdot \frac{1}{(c^2 + (r/z)^2)^{3/2}} \tag{17}$$

El hecho de que las intercalaciones horizontales tengan rigidez infinita junto con que se considera que son rugosas hacen que la masa de suelo tenga globalmente un coeficiente de Poisson nulo, o al menos muy próximo a cero. Por este motivo, cuando se utiliza el modelo de Westergaard, los coeficientes de Poisson tienen que ser muy bajos. Para el caso extremo de rigidez infinita (ν = 0), los valores que proporciona Westergaard pueden llegar a ser un 66% más bajos que los de Boussinesq. Esto se traduce en que, al ser la distribución tensional menor, los asientos obtenidos también son menores. La figura 2 compara los coeficientes de influencia de Boussinesq I_B y Westergaard I_W.

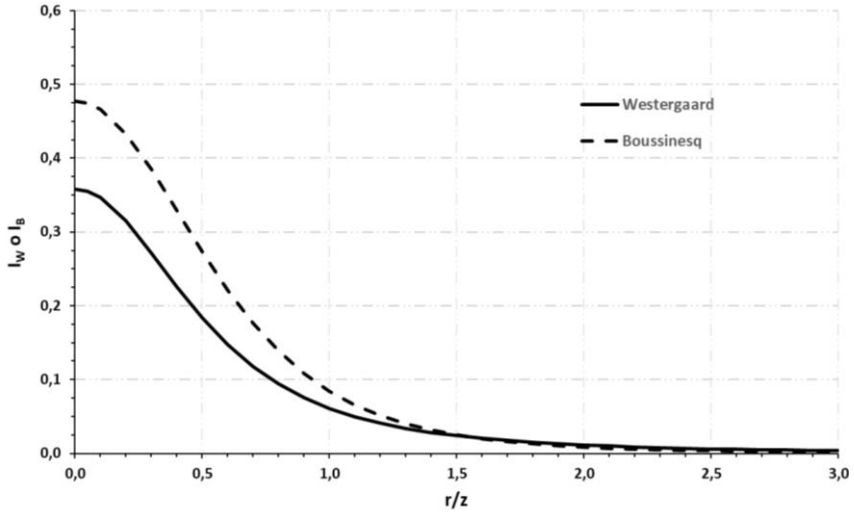


Figura 2. Coeficientes de influencia de Boussinesq y Westergaard ($\nu = 0{,}1$).

En términos prácticos, cerca del eje de carga la solución de Boussinesq arroja tensiones verticales más altas que la de Westergaard, porque la primera idealiza un medio homogéneo e isótropo, mientras que la segunda representa un medio laminado y anisótropo con restricción de la deformación lateral, lo que "aplana" el bulbo bajo la carga. A medida que aumenta la distancia lateral (r/z), ambas predicciones decrecen y se aproximan, de modo que la elección del modelo importa sobre todo en la zona cercana al eje y pierde relevancia en la periferia del campo de tensiones.

Para cálculos de asientos en depósitos sedimentarios, muchos ingenieros geotécnicos prefieren las ecuaciones de Westergaard, ya que el comportamiento de estos depósitos está mejor representado por sus supuestos iniciales que por los de Boussinesq. En definitiva, Westergaard había desarrollado su modelo pensando en las arcillas varvadas, las cuales tienen numerosas intercalaciones de pequeños niveles de arenas y limos. En función del tipo de terreno, es criterio del ingeniero decidir qué modelo utilizar. Boussinesq es más conservador, que no es algo malo para un geotécnico, pero para cálculos necesariamente más precisos, Westergaard es más realista.

Hay que tener presente sus limitaciones, por ejemplo, no es adecuado cuando las condiciones de deformación son claramente tridimensionales debido a que la hipótesis principal en la que se basa la teoría es la condición de deformación lateral nula. El modelo de Westergaard no es habitual en la naturaleza ya que supone una isotropía con respecto al módulo de Young E, pero anisotropía con respecto a los módulos de corte G. Aun así, ha sido aceptado mayoritariamente y en la actualidad su validez permanece incuestionable, pero hay que saber cuándo es de aplicación.

Westergaard también integró esta expresión para un elemento diferencial y obtuvo la distribución tensional bajo la esquina de un rectángulo uniformemente cargado:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi}\left[cot^{-1}\sqrt{c^2 \cdot \left(\frac{1}{m^2}+\frac{1}{n^2}\right)+\frac{c^4}{m^2\,n^2}}\right] \tag{18}$$

Siendo:

$$m = {}^{B}/_{z} \qquad n = {}^{L}/_{z} \tag{19}$$

7. SCHIFFMAN, LA INGENIOSA SOLUCIÓN PARA CIMENTACIÓN RÍGIDA (1961)

El espacio ocupado por un terraplén puede simplificarse convenientemente como para considerarlo una cimentación flexible rectangular. De igual manera, algunas zapatas y losas presentan una rigidez tan baja como para que puedan analizarse también con esta formulación. Sin embargo, había casos especiales de cimentación en las que el elemento era tan rígido, con respecto al suelo de apoyo, que producía distribuciones tensionales completamente diferentes. Volvía nuevamente a plantearse cómo enfocar el análisis.

En estas situaciones, los esfuerzos y desplazamientos deben calcularse considerando que el desplazamiento vertical es uniforme en toda el área cargada. El profesor Robert L. Schiffman logró resolverlo de una forma

ingeniosa: asimilando la cimentación rectangular a otra de forma elíptica. Graduado en Ingeniería Civil en 1944 por la Universidad de Cornell en Nueva York, desarrolló toda su vida profesional en la docencia. Tras pasar por varias universidades como profesor asociado, en 1966 se doctoró y fue profesor titular de Mecánica del Suelo en la Universidad de Illinois en Chicago. En 1970 ingresó en la Universidad de Colorado en Boulder y permaneció allí hasta su jubilación en 1994. Es también uno de los padres de la geotecnia computacional.

Schiffman presentó su análisis en 1961 en París en la 5ª Conferencia Internacional de Mecánica del Suelo con el artículo *Stresses and displacements produced in a semi-infinite elastic solid by a rigid elliptical footing*. La equivalencia producía pequeños errores que a efectos prácticos eran despreciables. Son más acusados cuando la elipse es muy excéntrica, es decir, si $L \gg B$, o cuando el suelo es muy incomprensible $\nu \approx 0{,}5$, pero presentaba la enorme ventaja de que evitaba las siempre farragosas coordenadas cartesianas ya que la solución se formulaba en coordenadas elípticas. El análisis lo hizo con funciones potenciales y, al igual que Boussinesq, el resultado mostró que la distribución de la tensión vertical σ_z no dependía del módulo de Young E y del coeficiente de Poisson ν.

Para un rectángulo de semilados a' y b', los semiejes a y b de la cimentación elíptica equivalente son:

$$a = \frac{2a'}{\sqrt{\pi}} \qquad b = \frac{2b'}{\sqrt{\pi}} \tag{20}$$

La distribución tensional bajo el centro y a una profundidad z es:

$$\sigma_z = \frac{q}{2}\left[\frac{(1+m^2)(1+n^2\,m^2)+m^2(1+n^2\,m^2)+n^2\,m^2(1+m^2)}{[(1+n^2\,m^2)(1+m^2)]^{3/2}}\right] \tag{21}$$

$$m = {}^{z}/_{b} \qquad n^2 = {}^{b^2}/_{a^2} \tag{22}$$

En el centro de la cimentación (0,0), en las rígidas la tensión es la mitad de la carga $\sigma_z = 0{,}5 \cdot q$. En las flexibles es la carga $\sigma_z = q$. Es fácilmente comprobable con la formulación de Korotkin.

Desde entonces, esta simplificación está comúnmente aceptada. No obstante, a la mayor parte de los textos les falta indicar que se trata de una equivalencia, obviamente las cimentaciones rígidas con formas elípticas no son habituales.

8. MILOVIĆ Y LA BASE RÍGIDA EN PROFUNDIDAD (1971)

En la práctica, una masa de suelo rara vez es lo suficientemente profunda como para considerarla un medio semiinfinito. Lo habitual es que a una cierta profundidad comiencen a aparecer capas cada más rígidas. Incluso, si no aparecieran, el propio aumento del módulo de Young con la profundidad justificaría considerar una capa rígida a partir de una profundidad. Esta es la base del método de cálculo del asiento elástico de Steinbrenner cuando aparece un estrato rígido a una profundidad. Obviamente, la distribución de tensiones producida por la carga queda afectada por la presencia de dicho estrato. Sin embargo, cuando se calculan tensiones o asientos, se simplifica el cálculo y se desprecia dicha modificación de tensiones, es decir, se considera que el medio es semiinfinito.

Los primeros tratamientos del problema con base rígida a profundidad se deben a Marguerre (1931) y Biot (1935), seguidos por Sovinc (1961) y Poulos (1967), que establecieron el marco elástico de la capa de espesor finito sobre base rígida pero en formulaciones parciales o casos específicos, sin una herramienta directa para zapatas rectangulares en cualquier punto. Por ejemplo, Ivan Sovinc, profesor en la Universidad de Liubliana en Eslovenia, resolvió el problema casi definitivamente en *Stresses and displacements in a limited layer of uniform thickness, resting on a rigid base, and subjected to a uniformly distributed flexible load of rectangular shape*. Mediante series trigonométricas y coeficientes de Fourier, daba la tensión vertical (y los movimientos) en cualquier punto de coordenadas (x, y, z), pero las limitaciones estaban en que el coeficiente de Poisson era 0,5 y la cimentación la consideraba lisa, que es una condición de contorno menos realista.

El gran avance práctico vino con Burmister, quien desarrolló la teoría multicapa (1943-45) y, para base rígida, publicó en 1956 una serie de diagramas de influencia (incluida la evaluación bajo la esquina de áreas rectangulares), muy útiles pero tabulados y evaluados numéricamente con $\nu \approx 0{,}4$ lo que explica que no se adoptaran de forma general para cimentaciones rectangulares con geometrías y posiciones arbitrarias. La solución completa para capa rígida la proporcionó Dušan M. Milović, que resolvió las tensiones y

desplazamientos en cualquier punto del rectángulo para cimentación flexible (1971) y cimentación rígida (1973) en un estrato de espesor finito sobre base rígida. Por ello, cuando existe una base rígida a profundidad, la referencia más general y operativa es Milović.

Nacido en 1925 en el pequeño municipio de Nova Varoš, Dušan Milović se graduó en 1954 como ingeniero civil en la Universidad de Belgrado. En 1959 se doctoró con una tesis sobre las propiedades geotécnicas de los depósitos de loess en Yugoslavia. Fue el primer doctorado en Serbia en el campo de la mecánica de suelos. La práctica totalidad de su vida profesional la desarrolló en Serbia, excepto durante un corto periodo de tiempo, de 1966 a 1971, donde trabajó en Canadá como profesor titular de Mecánica del Suelo en la Universidad de Sherbrooke, en la provincia de Quebec. A su regreso a Serbia, trabajó también como profesor en la Universidad de Novi Sad hasta su jubilación en 1992. Falleció el 15 de agosto de 2018 en Canadá.

Milović se dedicó a la resolución de problemas teóricos y al estudio experimental del comportamiento del suelo debido a las cargas de las cimentaciones. Fue muy prolífico y dejó un legado de más de 225 artículos científicos, publicados en revistas nacionales y extranjeras y presentados en congresos. Fue miembro de numerosas sociedades nacionales y extranjeras de mecánica de suelos y cimentaciones y obtuvo varias condecoraciones en su país por su contribución científica.

Los dos artículos de Milović fueron publicados por la revista *Soil and Foundations* que editaba la Sociedad Japonesa de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones. La formulación es compleja, y excede a este artículo, porque hay que resolver dos sumatorios programándolos. Calcular manualmente la tensión era casi inabordable. Hoy en día, con rutinas en Excel es fácil. Milović comentaba en su artículo que tuvo que utilizar un voluminoso ordenador IBM 360-40, al cual tenía acceso en la Universidad de Sherbrooke. Es preciso situarse en el año 1971 para comprender que los ordenadores estaban principalmente al alcance de investigadores en las universidades, por lo que su artículo era de poca utilidad práctica y pasó desapercibido.

Los dos estudios de Milović de cimentación flexible (1971) y rígida (1973) sobre un estrato de espesor finito y base rígida quedan recogidos y ampliados en su libro *Stresses and displacements for shallow foundations* (Milović, 1992), lo que hace su consulta mucho más cómoda. El texto compila y sistematiza estas soluciones e incluye capítulos específicos sobre cimentaciones rectangulares en semiespacio elástico y en capa homogénea de espesor finito, con tablas de coeficientes y guías de aplicación.

9. CONCLUSIÓN

El análisis presentado pone de manifiesto la compleja evolución histórica en la determinación de la distribución tensional. Desde el planteamiento inicial de Boussinesq hasta la solución definitiva de Korotkin transcurrió medio siglo. La principal dificultad residía en la complejidad de las operaciones matemáticas, cuyo desarrollo fue determinante para el progreso de la ingeniería geotécnica.

REFERENCIAS

Biot, M.A. (1935). *Effect of certain discontinuities on the pressure distribution in a loaded soil*. Physics, 6 (12) (1935), pp. 367-375.

Boussinesq, J. (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Gauthier-Villars. Paris.

Burmister, D.M. (1956). *Stress and displacement characteristics of a two-layer rigid base soil system: influence diagrams and practical applications*. HRB, vol. 35, pp. 773-814.

Florin, V.A. (1959). *Fundamentals of soil mechanics, Vol. I*. Leningrad (St. Petersburg): Gosstroiizdat (in Russian).

Florin, V.A. (1972). *Fundamentals of soil mechanics, Vol. I. General relationships and state of stress caused by foundation loads*. Washington, DC: US National Technical Information Service, TT-67-51397/1, translated into English by National Science Foundation.

Jürgenson, L. (1934). *The application of theories of elasticity and plasticity to foundation problems*. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol. 21, No. 3, July 1934, p. 205-241

Korotkin V.G. (1938). *Volumetric problem for elastic-isotropic half-space*. In: Gidroenergoproekt collection of papers. Issue 4. State Joint Scientific and Technical Publishing House. Leningrad-Moscow, p. 52-85 (in Russian).

Lamb H. (1902). *On Boussinesq's problem*. Proc. Lond. Math. Soc. Vol. 34, 276-284.

Love, A. (1929). *The stress produced in a semi-infinite solid by pressure on part of the boundary*. Philosophical Transactions of the Royal Society (Series A). Vol. 228, pp. 377-420.

Marguerre K. (1931). *Pressure distribution by an elastic layer on a rigid rough layer* (in German). Ingenieur-Archiv, 2, 108-117.

Milović, D.M., Tournier, J.P. (1971). *Stresses and displacements due to rectangular load on a layer of finite thickness*. Japanese Soc. Soil Mech. Found. Eng., Soils and Foundations, Vol. 11: 1-27.

Milović, D.M., Tournier, J.P. (1973). *Stresses and displacements due to rigid rectangular foundation on a layer of finite thickness*. Japanese Soc. Soil Mech. Found. Eng., Soils and Foundations, Vol. 13: 29-43.

Milović, D.M. (1992). *Stresses and displacements for shallow foundations*. Ed. Elsevier.

Newmark N. (1935). *Simplified computations of vertical pressures in elastic foundations*. University of Illinois Engineering Experiment Stations. Circular No. 24.

Poulos, H.G. (1967). *Stresses and displacements in an elastic layer underlain by a rough rigid base*. Géotechnique, 17 (4) (1967), pp. 378-410.

Schiffman, L.R., Aggarwala, B.D. (1961). *Stresses and displacements produced in a semi-infinite elastic solid by a rigid elliptical footing*. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. París, 1961.

Sovinc, I. (1961). *Stresses and displacements in a limited layer of uniform thickness, resting on a rigid base, and subjected to a uniformly distributed flexible load of rectangular shape*. Proc. of the V Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1, pp. 823-827.

Steinbrenner, W. (1936). *A rational method for the determination of the vertical normal stresses under foundations*. Proceedings of the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, pp. 142-143.

Terazawa, K. (1916). *On the elastic equilibrium of a semi-infinite solid*. J. College Sci. Imperial Univ. Tokyo. Vol. 37, 1-64.

Westergaard, H.M. (1938). *A problem of elasticity suggested by a problem in soil mechanics: soft material reinforced by numerous strong horizontal sheets*. Contributions to the mechanics of solids dedicated to Stephen Timoshenko by his friends on the occasion of his sixtieth birthday anniversary, pp. 268-277. The Macmillan Company, New York.

Winkler, E. (1868). *Die lehre von der elastizität und festigkeit mit besonderer rücksicht auf ihre anwendung in der technik*. Prag: H. Dominicus.

NUEVO MÉTODO CONSTRUCTIVO PARA CONSTRUCCIÓN DE SÓTANOS MEDIANTE BATACHES: ÁBACOS DE DISEÑO

Miguel CANO[(1)*], José Luis PASTOR[(1)], Adrián RIQUELME[(1)], Roberto TOMÁS[(1)] y Tiago MIRANDA[(2)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil
Universidad de Alicante (UA)
*miguel.cano@ua.es

[(2)] ISISE. Departamento de Engenharia Civil
Universidade do Minho (Portugal)

RESUMEN

La construcción de sótanos empleando la técnica de excavación mediante bataches es una tipología constructiva ampliamente empleada, tanto en España como en otros países. En algunos casos este sistema de excavación viene impuesto por las dimensiones del solar, que dificultan la entrada de maquinaria específica para la construcción de un sostenimiento previo a su excavación. Otras veces, aunque la solución mediante procedimientos más seguros sea factible, no es una alternativa económicamente viable por las dimensiones de la construcción, sobre todo si se trata de un único sótano. Sin embargo, a pesar de ser una técnica ampliamente empleada, adolece tanto de normativa técnica como de estudios rigurosos que la avalen, dejando su aplicación al buen hacer de los técnicos que la ejecutan y a reglas de buenas prácticas constructivas. En este trabajo se aborda la necesidad de un análisis riguroso de esta técnica y se realiza un estudio de los parámetros geotécnicos del terreno donde se puede aplicar, así como de las prácticas constructivas comúnmente utilizadas. Asimismo, se propone un innovador método constructivo similar al empleado en los muros pantalla, el cual optimiza el uso del frente excavado, lo cual garantiza una mayor seguridad. En la investigación llevada a cabo, se realizaron más de 4000 cálculos mediante el método de elementos finitos, integrando los parámetros geotécnicos junto con la geometría de la construcción. Los resultados permitieron la elaboración de unos ábacos de diseño basados en el ajuste de superficies polinómicas para dos escenarios de proyecto: con y sin sobrecarga. Este trabajo propone el uso de estos ábacos de estabilidad en la excavación de sótanos mediante bataches en una amplia gama de tipos de suelo, así como la incorporación de un nivel de seguridad definido por el proyectista para garantizar la estabilidad temporal del frente de excavación. Asimismo, se proporcionan tablas adicionales para evaluar el factor de seguridad de los proyectos una vez conocida la geometría y los parámetros geotécnicos del suelo.

ABSTRACT

The construction of basement walls using discontinuous staged berms is a widely applied technique in Spain and in many other countries. In certain cases, this excavation method is dictated by the dimensions of the plot, which restrict the access of specialized equipment required for installing a preliminary retaining system prior to basement excavation. In other cases, although safer construction methods may be technically feasible, they are not economically viable given the scale of the project, particularly when only a single basement level is involved. Despite its widespread use, this technique is not supported by specific regulations or rigorous scientific

studies, meaning that its implementation largely depends on practitioners' expertise and established good construction practices. This study addresses the need for a rigorous analysis of this technique and examines the geotechnical parameters of the soils in which it can be applied, as well as the construction practices commonly employed. Furthermore, an innovative construction method is proposed, similar to that used for diaphragm walls, which optimizes the use of the excavated face and thereby ensures a higher level of safety. In the research conducted, more than 4,000 finite element calculations were performed, integrating the geotechnical parameters with the construction geometry. The results enabled the development of four stability design charts based on polynomial surface fitting for two project scenarios: with and without surcharge load. This work proposes the use of these stability design charts for staged bermed excavations in most standard soils, together with a designer-defined safety level to ensure temporary stability. Additionally, further charts are provided to assess the safety factor of projects once the excavation geometry and subsoil geotechnical parameters are known.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Excavación por bataches (Staged bermed excavation), Nuevo método constructivo (New construction method), Ábacos de diseño (Design stability charts).*

1. INTRODUCCIÓN

En zonas urbanas con niveles freáticos por encima del plano de cimentación, los métodos de excavación de un solar suelen basarse en la construcción de un recinto estanco que, a su vez es el elemento estructural de contención definitivo (p. ej. muros-pantalla). Sin embargo, si el nivel freático durante la fase de construcción se encuentra por debajo del plano de cimentación, también se pueden construir recintos de contención previos a la excavación, pero discontinuos, tales como pantallas de pilotes o micropilotes, ya que son más adecuados para obras con difícil acceso para maquinaria pesada. Cualquiera de estas modalidades constructivas permite un vaciado del solar con las máximas garantías de seguridad para los bienes y servicios que se sitúan en los solares colindantes y en las vías de comunicación. Esta seguridad se consigue limitando los desplazamientos de la pantalla, para lo cual se ejecutan anclajes activos y/o colocan codales a medida que se profundiza en el vaciado de la parcela.

No obstante, se pueden dar situaciones en las que se opta por un vaciado completo del solar en una sola fase y sin elementos de contención provisionales. Para ello, tanto las edificaciones como los servicios públicos colindantes están alejados del contorno del solar objeto de la actuación y además las características geotécnicas del terreno lo deben poder permitir.

Finalmente, se puede presentar una situación intermedia en la que la excavación del perímetro del solar se puede realizar en etapas y sin la ejecución de un sistema de contención previo. Este sistema está basado en la excavación alterna de tramos del frente de una berma perimetral previamente ejecutada. Muchas veces, este sistema de excavación viene impuesto por las dimensiones del solar que, dificultan la entrada de maquinaria especializada para la construcción de un sostenimiento previo a su excavación. Otras veces, aunque la solución mediante este tipo de procedimientos más complejos sea factible, no es una alternativa económicamente viable dadas las características de la construcción, sobre todo si se trata de un único sótano.

Este sistema es ampliamente utilizado tanto en Europa como en Sudamérica y en España recibe el nombre de excavación por bataches. Sin embargo, tan solo es ejecutable si el nivel freático permanece por debajo del plano de cimentación hasta la total ejecución de los muros. Además, el terreno debe presentar la suficiente cohesión como para sostenerse entre las bermas laterales, que trabajan a modo de contrafuertes, durante la etapa de excavación de cada batache (Figura 1). La mayor parte de las veces esta metodología constructiva se emplea para la ejecución de un solo sótano, aunque otras veces se ha empleado en la excavación de dos o tres sótanos. Si se trata de la construcción de dos sótanos se puede optar por la excavación mediante bataches de la sección completa o mediante un sistema más complejo basado en la creación de anillos descendentes, generalmente anclados, opción empleada habitualmente en el caso de tres sótanos. En este caso, cada uno de estos anillos se excava también en distintas etapas, dejando bermas laterales, es decir, la excavación es igualmente por bataches (Figura 1e).

En aras de una mayor productividad, la tendencia en obra es ejecutar el mayor ancho de batache posible. Este ancho incluye el elemento hormigonado más un ancho extra a ambos lados para alojar las esperas de las armaduras horizontales, pues la conexión lateral es necesaria según las normativas técnicas (p. ej. Ministerio de la Vivienda, 2008). Esta excavación extra suele ser de aproximadamente 60 cm en cada lateral y como mínimo alrededor de 20-30 cm, en el caso de que se opte por doblar las armaduras. El incremento del ancho de batache excavado debido a este hecho implica un mayor riesgo de inestabilidad del frente excavado. Por ejemplo, en circunstancias normales, si se pretende construir un panel de dos metros de ancho, lo cual parece indicado para un terreno de baja cohesión, se necesita alrededor de 3 m de ancho de excavación para ser operativo, lo cual aumenta la probabilidad de ocurrencia de inestabilidades durante la fase constructiva (Figura 1e).

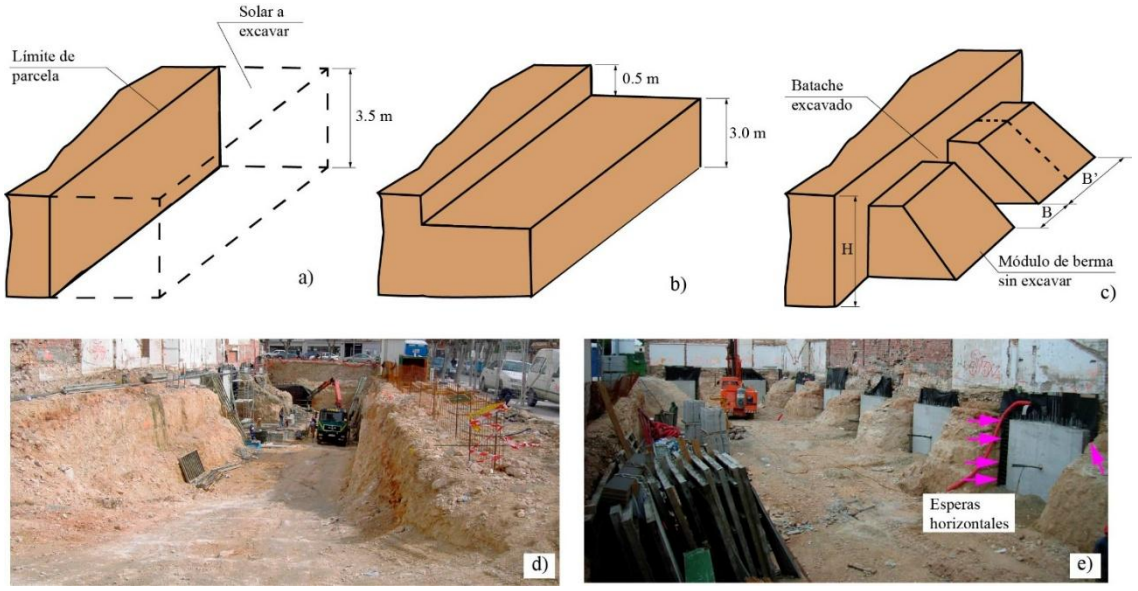


Figura 1. Esquema de las fases de excavación de un sótano mediante bataches: solar a excavar (a), excavación de la berma perimetral y el primer escalón (b) y excavación alterna de la berma (bataches) (c). Imágenes de un solar excavado en su parte central y las bermas laterales (d) y ejecución y anclaje de módulos de muro en los bataches excavados para la ejecución de anillos descendentes, donde se indica el espacio adicional excavado para alojar las esperas horizontales (e).

Por otra parte, como es habitual en cualquier obra en contacto con el terreno, las armaduras quedan sucias, con restos de tierra, sobre todo si el terreno presenta cierta humedad y el desdoblado *in situ*, si es que se opta por esta solución, genera acabados de mala calidad. Además, las juntas de hormigonado entre bataches son muy difíciles de ejecutar, tanto por su irregularidad como por la posterior excavación e intrusión de terreno entre el hormigón, comprometiendo la estanqueidad del sótano terminado.

Tal y como se ha comentado anteriormente, esta técnica constructiva está muy extendida, sin embargo, no existe ninguna normativa que la regule, ni tampoco estudios científico-técnicos que validen su empleo. En España, tan solo las derogadas Normas Tecnológicas de la Edificación, NTE, del Ministerio de la Vivienda (3), hacían referencia al ancho de excavación, aunque de forma genérica y sin criterios objetivos. En la práctica habitual, se admiten reglas sancionadas por la práctica en función del comportamiento observado por terrenos similares, según la experiencia del personal técnico.

La norma británica BS6031 (BSI British Standards, 2009) proporciona reglas y recomendaciones para los movimientos de tierra que incluyen terraplenes y excavaciones, la nivelación y la compactación, etc. En esta norma se dan directrices para el método de excavación más asimilable a lo que se entiende por excavación por bataches; "*dumpling method*", que consiste en construir una serie de muros de contención en una trinchera alrededor del perímetro del solar, sección a sección (bataches), dejando un centro llamado "*dumpling*".

Por otra parte, es cierto que existen bastante más publicaciones fruto de estudios realizados sobre el empleo de bermas como sostenimiento provisional de muros pantalla (Clough & Denby, 1977; Gomaa, 2003; Gourvenec & Powrie, 2001; Powrie, 1992). De hecho, esta metodología puede ser un método económico para la construcción de sótanos en áreas urbanas siempre que el movimiento del suelo alrededor de la excavación no sea un factor condicionante y el espacio de la excavación lo permita (Liao & Lin, 2009). Todos estos autores enfatizan la importancia de considerar el efecto tridimensional o efecto arco en los modelos numéricos de este tipo de excavaciones.

Cano et al. (2020), Millán et al. (2023) y Cano et al. (2025) han publicado recientemente trabajos sobre esta técnica. Cano et al. (2020) presentan un procedimiento para la construcción de muros de sótano con juntas de conexión, pero sin refuerzo horizontal superpuesto, y lo modelan mediante software de elementos finitos para obtener el ancho de excavación óptimo para suelos mixtos. Millán et al. (2023) estudian el uso de bermas discontinuas y presentan los resultados obtenidos, detallando las ventajas y desventajas de la metodología asociada. Por su parte, Cano et al. (2025) realizan un estudio completo para todo tipo de suelos y diversas situaciones de proyecto con una propuesta de ábacos de diseño.

Aprovechando los trabajos de Cano et al. (2020) y Cano et al. (2025), en este estudio se pretende, por una parte, describir este nuevo procedimiento constructivo para la ejecución de muros de sótano mediante bataches, incorporando ejemplos de éxito en su implementación. Procedimiento que consiste en la ejecución de una junta de conexión encofrada, de forma cóncavo-convexa en los laterales de los paneles hormigonados. De esta manera se eliminan las esperas de las armaduras horizontales y la unión de los diferentes módulos de bataches se confiere al encaje mecánico entre paneles, debido a su forma. Asimismo, al igual que sucede con la ejecución tradicional de los muros-pantalla, se ejecuta una viga de coronación en cabeza que obliga a un trabajo conjunto de los módulos. Y, por otra parte, a este método se le dota de una herramienta de cálculo basada en criterios técnicos, usando los ábacos de diseño generales para excavaciones de un sótano y las situaciones constructivas más comunes.

2. NUEVO MÉTODO CONSTRUCTIVO

Si la excavación del batache se realiza según la metodología tradicional, éste debe ser algo superior al ancho total del encofrado, con objeto de permitir la presencia de las esperas de las armaduras horizontales, quedando normalmente la armadura con restos de tierra y en ocasiones, doblados debido a la maquinaria de excavación. Por otra parte, la existencia de los sobreanchos conlleva a que los valores de excavación abierta se incrementen de forma considerable, con el consiguiente riesgo de inestabilidad del frente excavado. Por último, la posible existencia en la excavación de terrenos con cierta humedad provocará, por un lado, que las armaduras se encuentren extremadamente sucias y con una difícil puesta en obra, y por otro, que las juntas de hormigonado no se encuentren completamente limpias, siendo permeables al paso de agua una vez hormigonadas.

El procedimiento constructivo propuesto utiliza las ventajas de la técnica de construcción de los muros-pantalla en la construcción de los muros mediante bataches, con lo que se logra que la excavación tenga estrictamente el ancho del panel a hormigonar en cada fase. Por otra parte, se puede añadir un cordón hidrófilo o junta impermeable en la conexión entre los bataches, pudiendo así mejorar las condiciones de estanqueidad de los sótanos, que son poco satisfactorias en cualquiera de las técnicas habituales. Además, la propia morfología de la junta dificulta la entrada de agua al recinto. En consecuencia, con el sistema propuesto, los bataches se ejecutarán con una junta especial encofrada, de forma cóncavo-convexa en los laterales, a la que se le añade opcionalmente un cordón hidrófilo. De esta manera se eliminan las esperas de las armaduras horizontales. La unión de los diferentes módulos de bataches se confiere al contacto especial entre paneles, debido a su forma. Por otra parte, al igual que sucede con la ejecución tradicional de los muros-pantalla, se ejecuta una viga de coronación en cabeza que asegura el trabajo conjunto de los módulos (Figura 2).

El procedimiento de ejecución es similar al tradicional en cuanto a la excavación se refiere. Se excava la parte central del solar, quedando una berma perimetral a la que se le realiza la excavación de un pequeño escalón en su coronación. A continuación, se excavan de forma alterna los bataches del ancho establecido en proyecto, el cual coincide con el ancho de muro hormigonado, excepto el espacio para el encofrado lateral, el cual generará una morfología cóncava en la junta del muro. Estos bataches se deben arriostrar mediante anclajes y/o codales. En el caso de que no se anclen/acodalen todos los bataches en importante ir acometiendo por fases la viga de coronación, dejando esperas de conexión verticales con el módulo de muro que falta por ejecutar, los cuales se excavan y hormigonan en las siguientes fases. (Figura 2e).

Los módulos de muro hormigonados entre los ejecutados en la primera fase no necesitan encofrado lateral, pues se moldean dentro de la morfología cóncava del muro adyacente, generando una forma convexa, la cual sirve de conexión geométrica.

Esta nueva metodología constructiva se ha llevado a la práctica por parte del primer autor de este trabajo en tres ocasiones, todas ellas con muy buenos resultados. En las figuras 2c, d, e se muestra el aspecto general de un solar excavado con esta técnica, así como algunos detalles de su aplicación.

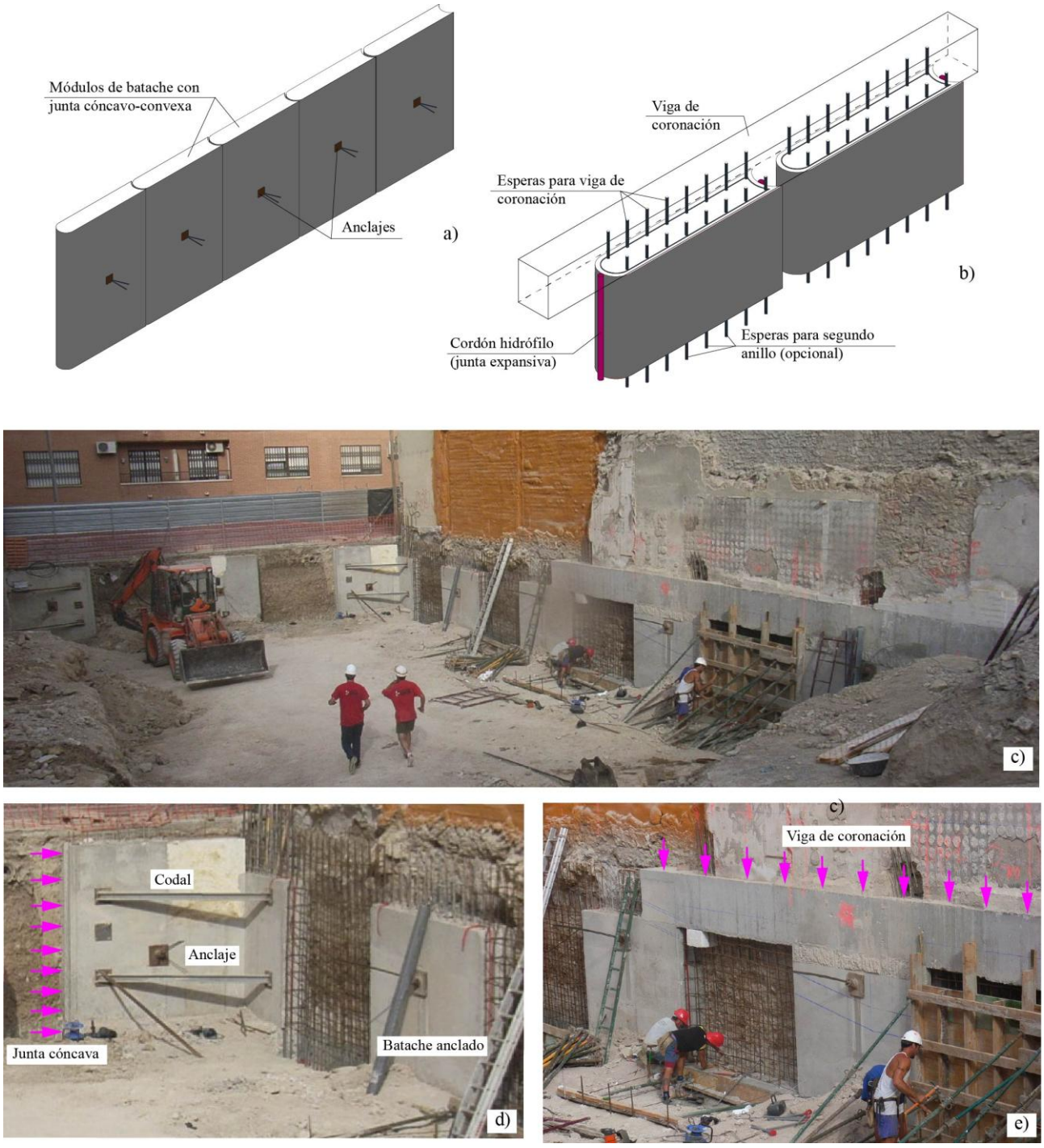


Figura 2. Esquema de la metodología constructiva propuesta en este trabajo (a y b). Nótese que los módulos de batache mostrados en (b) se han representado separados para una mejor visualización. Panorámica general de un solar excavado con esta metodología (c), detalles de bataches anclados y acodalados y visualización de la junta cóncava realizada en los módulos de hormigón de la primera fase (d) y detalle de ejecución de la viga de coronación.

3. ÁBACOS DE DISEÑO

Para confeccionar los ábacos de diseño se ha realizado un estudio paramétrico en el que variaba la geometría del problema, los parámetros del suelo y se definían las etapas de la excavación para el modelo de elementos finitos planteado.

3.1 PARÁMETROS CONSTRUCTIVOS

Para definir el proyecto de construcción o el modelo numérico propuesto en este estudio, es necesario comprender la geometría del procedimiento constructivo. Las variables requeridas incluyen el ancho y la profundidad del talud excavado, así como la morfología del talud sin excavar, que obviamente depende de las

condiciones del proyecto (p. ej. las propiedades geotécnicas del suelo y la sobrecarga sobre la excavación). Dado que se realiza un estudio paramétrico, se proponen varios anchos de excavación que van desde dos hasta seis metros, con anchos intermedios espaciados a intervalos de 0.5 metros, a saber: 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5 y 6.0 m. Estos anchos son comunes en las prácticas constructivas habituales para diversos tipos de suelo. Las excavaciones de bataches de más de seis metros son poco comunes, ya que, en tales casos, generalmente se opta por una excavación completa del solar si no hay sobrecargas en la coronación del talud. Esta evidencia está respaldada por las comprobaciones realizadas en este estudio.

Para este estudio solo se han analizado construcciones con un único nivel de sótano, que es la configuración más común para esta metodología constructiva. Asimismo, también se ha adoptado una única altura total de excavación de 3.5 m para un talud excavado estándar, que resulta de considerar una excavación de 10 cm para el hormigón de nivelación, 60 cm para el canto de la cimentación, 2.5 m para la altura libre del sótano y 30 cm para el canto del forjado. Estas dimensiones son estándar y de uso común en la construcción de sótanos.

Para los bataches sin excavar que actúan a modo de estribos, se propone un ancho igual al de la excavación a partir de 3.5 m (inclusive). Para anchos de 2.0, 2.5 y 3.0 m, el ancho sin excavar se ha tomado como el doble del excavado, es decir, 4.0, 5.0 y 6.0 m, respectivamente). Esta elección se basa en las prácticas constructivas observadas en diversos países donde se utiliza esta técnica. Además, durante esta investigación se constató que, al considerar este ancho, no existe superposición de superficies de rotura, ya que cada talud excavado falla de forma independiente y, por lo tanto, no afecta al factor de seguridad.

El procedimiento constructivo adoptado para la modelización es el siguiente: desde el límite del terreno, se excava verticalmente una sección de 0.5 m, y desde este nivel, se desciende con un talud con una inclinación de 45° hasta alcanzar una profundidad total de excavación, es decir, 3.5 m. Esta geometría difiere ligeramente de la práctica constructiva habitual, donde normalmente se deja una pequeña sección horizontal en la parte superior o al nivel de la primera excavación (0.5 m), la cual se muestra en la Figura 1. La razón de esta diferencia radica en un problema matemático de convergencia del modelo, donde se produce un pequeño fallo cerca de la transición de la sección horizontal al talud de 45°, lo que enmascara el factor de seguridad obtenido. Por otra parte, los laterales del batache excavado son verticales.

3.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Este es un análisis paramétrico aplicable a una amplia gama de suelos. Sin embargo, para adoptar parámetros geotécnicos reales y evitar cálculos innecesarios, estos parámetros se han estudiado en suelos de referencia limo-arcillosos con inclusiones de arena y/o grava procedentes de diversas zonas de la Península Ibérica (transportados y residuales). Los parámetros geotécnicos se han obtenido a partir de numerosos estudios geotécnicos realizados por los autores y de publicaciones científicas que describen estos materiales.

Muchos de los suelos en los que habitualmente se trabaja son una mezcla de partículas cohesivas y granulares. Estos suelos se denominan intermedios o mixtos y se encuentran ampliamente presentes tanto de forma natural como artificial, en construcciones de tierras (Soroush & Soltani-Jigheh, 2009; Tsotsos et al., 2010).

En suelos con bajo contenido de arcilla, la cohesión medible en ensayos triaxiales o de corte directo no suele ser elevada, aunque fenómenos como la succión capilar o la cementación contribuyen a un comportamiento mejor de lo esperado. Sin embargo, las saturaciones repentinas pueden disminuir o incluso anular este efecto favorable sobre la estabilidad, por lo que es recomendable ignorar esta mejora. El proyectista debe tomar la decisión tras considerar aspectos como la velocidad de construcción del muro y el régimen de precipitaciones.

Como se desprende de lo anterior, las propiedades geotécnicas de los suelos analizados representan una amplia gama de situaciones geotécnicas. Es decir, al elegir un rango similar de parámetros para la modelización, estos corresponderán a las combinaciones de suelos reales. Por lo tanto, para este trabajo se ha elegido una combinación de parámetros con valores de cohesión entre 5 y 50 kPa, ángulos de rozamiento entre 15° y 40°, y pesos específicos aparentes entre 17 y 21 kN/m³. En resumen, este trabajo considera una amplia variedad de combinaciones de parámetros geotécnicos (c, Φ, γ) que abarcan un amplio espectro de tipos de suelo que un ingeniero geotécnico podría encontrar en cualquier parte del mundo.

3.3 ANÁLISIS NUMÉRICO DEL BATACHE EXCAVADO

Los métodos numéricos discretizan el dominio del suelo y calculan los valores de las variables en puntos que satisfacen las condiciones de equilibrio, compatibilidad, ley constitutiva y condiciones de contorno. Mediante el uso de métodos de elementos finitos (MEF) y el método de reducción de la resistencia al corte (c-Φ

reduction), se puede obtener el factor de seguridad del mecanismo de falla más desfavorable sin definirlo previamente (Zienkiewicz et al., 1975).

El análisis de la estabilidad de la excavación parcial de la berma (batache excavado) constituye un problema tridimensional (3D) evidente. El método de elementos finitos permite analizar modelos 3D y se ha convertido en una herramienta fundamental para este tipo de análisis.

Los ábacos de diseño propuestos en este trabajo pueden utilizarse en cualquier proyecto, siendo el técnico quien debe seleccionar el factor de seguridad (F) adecuado en cada caso. Sin embargo, es importante comprender cuál sería un factor de seguridad apropiado para este tipo de sistema constructivo, ya que no existen normativas ni recomendaciones técnicas publicadas. Por este motivo, se han consultado normativas y guías técnicas para proyectos tales como taludes y muros de contención (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2014; Bond et al., 2013; Ministerio de Fomento, 2009).

Considerando la normativa consultada y teniendo en cuenta que el modelo de construcción no se ajusta estrictamente a un talud, un factor de seguridad de 1,2 puede ser adecuado, ya que la forma de la excavación genera un comportamiento resistente tridimensional que aumenta la seguridad. Sin embargo, este valor solo sería apropiado si el técnico tiene la certeza de que las condiciones geotécnicas no variarán durante la excavación (p. ej. variabilidad climática, heterogeneidad del suelo y de sus propiedades geotécnicas), de lo contrario, sería prudente establecer un factor de seguridad mayor para el proyecto. Asimismo, la presencia o ausencia de sobrecargas en la parte superior de la excavación y la calidad de las construcciones también pueden afectar el factor de seguridad.

No se consideran la presencia de nivel freático, la succión capilar ni sismo, aunque sí se tienen en cuenta las sobrecargas en la parte superior de la excavación. Sin embargo, si se desea, se puede contemplar indirectamente la saturación repentina, la succión o la sismicidad. Esto se puede lograr modificando la selección de los parámetros geotécnicos del suelo o eligiendo un factor de seguridad según las condiciones del proyecto.

En este trabajo se analizó una amplia gama de combinaciones de parámetros geotécnicos (c, Φ, γ). Estos parámetros se combinaron con los anchos de batache y con la opción de considerar o no la sobrecarga en la parte superior de la excavación. Además, fue necesario realizar verificaciones adicionales de los modelos para resolver problemas de convergencia en el cálculo, tendencias, influencia en el refinamiento de la malla, etc., lo que implicó la realización de más de 4000 modelos.

Para cada uno de los anchos de batache modelizados (2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5 y 6.0 m) se consideraron varios valores de ángulo de fricción interna (15º, 20º, 25º, 30º, 35º y 40º). Cada valor de Φ se combinó con diez valores de cohesión (5, 10, 15, 20, 25, 25, 30, 35, 40, 45 y 50 kPa) y para cada una de estas situaciones se adoptaron tres pesos específicos aparentes (17, 19 y 21 kN/m^3). Esto significa que, por cada ancho de batache, se realizaron 180 modelos para la situación sin sobrecarga y otros tantos para la situación con una sobrecarga de 36 kN/m^2. Este proceso también se repitió considerando un ancho de excavación infinito, es decir, considerando la excavación total de la berma.

Los modelos se realizaron utilizando el software PLAXIS 3D Connect edición 2020 y el modelo de Mohr-Coulomb. Pots and Zdravkovic (2001) demuestran que los modelos constitutivos elasto-plásticos perfectos, como el de Mohr-Coulomb, pueden emplearse satisfactoriamente para modelizar excavaciones en suelos de baja plasticidad.

3.4 CONFECCIÓN DE LOS ÁBACOS DE DISEÑO

Uno de los objetivos de este trabajo es dotar al personal técnico involucrado en un proyecto de excavación por batache de unos ábacos de diseño para poder evaluar su estabilidad en diferentes situaciones de proyecto. Emulando los famosos ábacos de Taylor (Taylor, 1948; Taylor, 1937), las curvas de estabilidad se representan en un espacio bidimensional con ejes de parámetros adimensionales, a saber: un eje horizontal con un número de estabilidad (N) que depende de la cohesión (c), el factor de seguridad (F), el peso específico (γ) y la altura de excavación (H) (1), y un eje vertical con otro parámetro adimensional que depende del ángulo de fricción interna (Φ) (2). Si bien se toma una altura fija, de acuerdo con las alturas utilizadas en la práctica habitual, este parámetro se introduce como una variable de entrada en los diagramas, de modo que el valor de N sea adimensional.

$$N = \frac{c}{F \cdot \gamma \cdot H} \tag{1}$$

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{F} \tag{2}$$

En cada modelo donde se obtiene un factor de seguridad mayor que la unidad (F>1), se calculan los parámetros adimensionales de las expresiones 1 y 2, y estos son todos los puntos que corresponden a cada par de valores para cada uno de los anchos de excavación seleccionados.

Este proceso se realizó para las dos situaciones de proyecto estudiadas: sin sobrecarga y con una sobrecarga de 36 kN/m². Se proponen dos tipos de diagramas de estabilidad: uno sin sobrecarga en la parte superior de la excavación y otro con sobrecarga. En cada una de estas situaciones, se trazan nueve curvas que corresponden a anchos de batache excavados de 2.0 a 6.0 m.

Estas curvas, que representan la estabilidad para cada ancho de batache se han trazado ajustando una superficie al conjunto de datos. Se utilizó una superficie polinómica lineal con grados de libertad variables. Se eligió el polinomio de 3x3, definido por la ecuación (3). El valor de R^2 muestra un ajuste excelente, y el error cuadrático medio es de 0,23. Esto significa que el error de ancho al usar esta ecuación es de alrededor de 20 cm, lo cual parece un valor aceptable.

$$B(N, tan\, \phi_d) = \sum_{i=0}^{3} \sum_{j=0}^{3} a_{ij} \cdot N_i \cdot tan\phi_{d_i} \tag{3}$$

En la segunda situación de proyecto que, incorpora el efecto de una sobrecarga de 36 kN/m^2 en la coronación de la excavación, el problema es más complejo, ya que están presentes varias fuerzas, a saber, fuerzas volumétricas (peso del terreno) y fuerzas superficiales. Por esta razón, es necesario desacoplar los resultados preparando un gráfico para cada valor del peso unitario aparente modelado (es decir, 17, 19 y 21 kN/m^3). Si no se hace esto, es difícil obtener un buen ajuste siguiendo la metodología utilizada en el escenario del proyecto anterior porque se identifican claramente tres tendencias casi paralelas para cada uno de los valores de peso unitario aparente modelizados. Esa es la razón por la que los ábacos de estabilidad propuestos se desacoplan en tres (uno para cada valor del peso específico) y se dibujan nueve curvas correspondientes a los anchos propuestos en cada uno.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Siguiendo la metodología descrita anteriormente, se obtuvieron varios ábacos para las dos situaciones de proyecto comentadas anteriormente. En la primera situación, es decir, sin considerar la sobrecarga de edificios en la parte superior de la excavación, el ábaco es único. Se calcula el valor adimensional de N en el eje x y el de tanΦ_d en el eje y, trazando una línea vertical y otra horizontal, respectivamente, a partir de los valores obtenidos, se producirá una intersección en un punto cercano a una de las nueve curvas que representan el ajuste para cada uno de los anchos estudiados, es decir, de B=2.0 m a B=6.0 m, con intervalos de 0.5 m. Esta intersección identifica el ancho más restrictivo desde el punto de vista de la seguridad (Figura 3a).

El segundo escenario del proyecto corresponde a una sobrecarga estándar de 36 kN/m². Las estructuras del edificio consideradas están compuestas por muros de mampostería portantes y forjados unidireccionales con planta baja, primer piso y azotea. Para desacoplar las cargas volumétricas y superficiales, los resultados se presentan en tres gráficos, uno para cada peso unitario aparente (es decir, 17, 19 y 21 kN/m³). El procedimiento de cálculo es el mismo que para la otra situación de proyecto analizada anteriormente (Figura 3b, c y d).

El nuevo método constructivo propuesto, probado con éxito en obra representa una mejora en la seguridad de las excavaciones mediante bataches. Por ejemplo, si se considera una situación de proyecto sin sobrecarga superficial en la coronación de la excavación, con un terreno donde c= 10 kPa, Φ=30, γ=19 kN/m^3, para obtener un módulo hormigonado de 2 m se necesita una excavación de 3 m, siendo entonces el factor de seguridad F=1.5. Sin embargo, si se emplea la nueva metodología, tan solo se debe excavar el mismo ancho del módulo a hormigonar, es decir, 2 m, obteniendo un factor de seguridad F=1.5, lo cual representa un aumento en la seguridad del 15%, aunque realmente representa un aumento del 66% sobre la condición de seguridad (F>1).

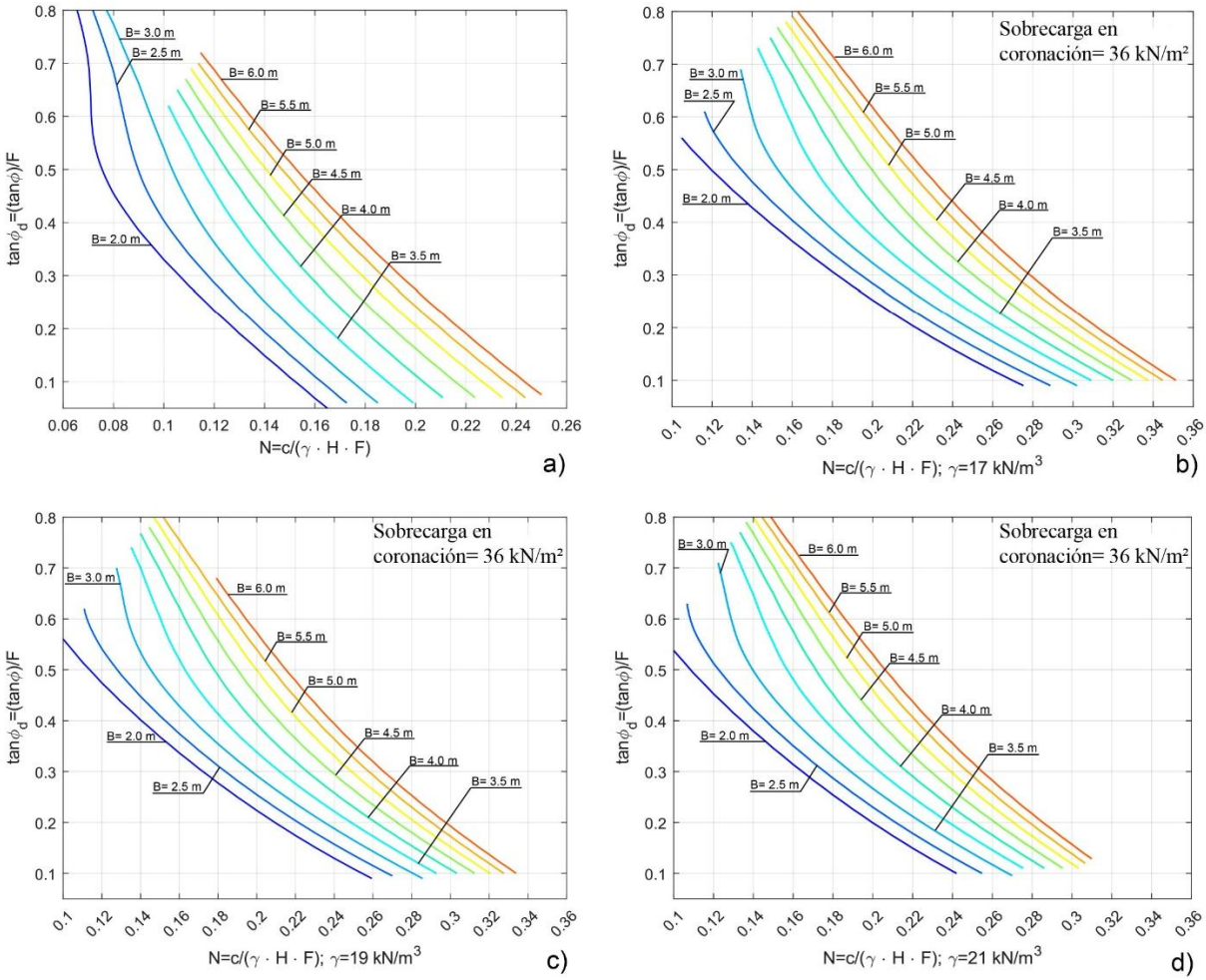


Figura 3. Ábacos de diseño para el procedimiento de construcción de muros de sótano mediante excavación con bataches. Curvas de estabilidad para calcular el ancho de batache excavado sin sobrecarga (a), y con una sobrecarga de 36 kN/m^2 para un suelo con γ=17 kN/m^3 (b), γ=19 kN/m^3 (c) y γ=21 kN/m^3 (d).

El proceso de construcción es rápido en condiciones estándar, por lo que los modelos no contemplan cambios repentinos. Estas situaciones pueden considerarse indirectamente, ya que es el técnico quien debe evaluar las condiciones del proyecto y seleccionar los parámetros representativos del suelo, así como el factor de seguridad adecuado.

5. CONCLUSIONES

El método constructivo propuesto utilizando juntas cóncavo-convexas en los paneles de muro hormigonados ha sido probado con éxito, aumentando el factor de seguridad para un mismo ancho de muro hormigonado, si se compara con el método de construcción tradicional con conexión de armaduras horizontales.

Tras más de 4000 simulaciones, considerando dos escenarios de proyecto (con y sin sobrecarga), se han definido cuatro ábacos de estabilidad, lo que permite a los ingenieros calcular el ancho de batache a excavar para un factor de seguridad seleccionado y los parámetros geotécnicos del suelo.

En los anchos de batache de menor dimensión (2.0, 2.5 y 3 m), el factor de seguridad depende de ancho de la zona no excavada. Además, el comportamiento observado para los anchos mayores modelizados (5.0 m, 5.5 m y 6.0 m) es similar, en términos de factor de seguridad y morfología de la rotura, lo que significa que el efecto de resistencia tridimensional de este sistema de excavación disminuye a partir de los cinco metros.

Las morfologías de superficie de rotura más profundas se presentan en situaciones de sobrecarga, independientemente del ancho del talud excavado, lo cual representa un mayor riesgo debido a la mayor cantidad de masa de terreno involucrada en el movimiento. Esto también ocurre sin sobrecarga en los taludes excavados más estrechos en suelos con un nivel medio de cohesión. Sin embargo, las superficies de rotura se presentan cerca del frente de excavación en suelos de baja cohesión (independientemente del ancho del talud

excavado) y para grandes anchos de excavación. Algunas de las superficies de rotura generadas en los modelos numéricos se han confirmado con las que ocurren en situaciones reales. Finalmente, cabe señalar que los ábacos de diseño pueden utilizarse en cualquier situación de proyecto, siendo el técnico involucrado el responsable de elegir el factor de seguridad (F) apropiado en cada caso para garantizar su estabilidad temporal.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido financiado por la Generalitat Valenciana (Project CIAICO/2021/335 y por la European Research Executive Agency, under the HORIZON-MSCA-2022, with Grant Agreement 101131146, project UPGRADE.

REFERENCIAS

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, (2014).

Bond, A., Schuppener, B., Scarpelli, G., & Orr, T. (2013). *Eurocode 7: Geotechnical Design. Worked examples*.

Code of practice for earthworks, (2009). https://geothecnicaldesign.ifo/bs6031-2009.html

Cano, M., Pastor, J. L., Miranda, T., & Tomás, R. (2020). Procedimiento constructivo de muros de sótano mediante bataches con juntas de conexión. Estudio del ancho óptimo de excavación en suelos mixtos. *Informes de la Construcción*, *72*(558), e344. https://doi.org/10.3989/ic.66913

Cano, M., Pastor, J. L., Riquelme, A., & Tomás, R. (2025). Design stability charts for construction procedure of basement walls using staged bermed excavation: a parametric study. *Canadian Geotechnical Journal*, *62*, 1-19. https://doi.org/10.1139/cgj-2023-0535

Clough, G. W., & Denby, G. M. (1977). Stabilizing berm design for temporary walls in clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, *103*(2), 75-90.

Gomaa, Y. (2003). *Berms for stablizing earth retaining structures. Master thesis.* Cairo University].

Gourvenec, S., & Powrie, W. (2001). Three-dimensional finite element analysis of embeded retaining walls supported by discontinuous earth berms. *Canadian Geotechnical Journal*, *37*, 1062-1077. https://doi.org/10.1139/cgj-37-5-1062

Liao, H.-J., & Lin, C. (2009). Case studies on bermed excavation in Taipei silty soil. *Canadian Geotechnical Journal*, *46*, 889-902. https://doi.org/10.1139/T09-034

Millán, M. A., Mencías, D., & Calle, A. (2023). *Numerical analysis of discontinuous berm-supported shallow excavations for building construction* IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci, XXII Conference of PhD Students and Young Scientists 28/06/2022 - 01/07/2022 Online.

Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, (2009).

Potts, D. M., Zdravković, L. (2001). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Volume two - Application* (T. T. Publishing, Ed.). Thomas Telford Publishing. https://doi.org/10.1680/feaigea.27831

Powrie, W., Davies, J.N., Britto, A.M. (1992). *A cantilever retaining wall supported by a berm during temporary works activities* ICE conference on retaining structures, Robinson College, Cambridge.

Soroush, A., & Soltani-Jigheh, H. (2009). Pre- and post-cyclic behavior of mixed clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal*, *46*(2), 115-128. https://doi.org/10.1139/t08-109

Taylor, D. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics: John Wile and Sons*. John Wiley and Sons, Inc.

Taylor, D. W. (1937). Stability of earth slopes. *J. Boston Soc. Civil Engineers*, *24*(3), 197-247.

Tsotsos, S., Karaoulanis, F. E., & Chatzigogos, T. (2010). A New Concept on the Compressibility of Mixed Soils: Experimental and Numerical Approach. *Geotechnical and Geological Engineering*, *28*(2), 199-207. https://doi.org/10.1007/s10706-009-9283-y

Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., & Lewis, R. W. (1975). Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. *Géotechnique*, *25*(4), 671-689. https://doi.org/10.1680/geot.1975.25.4.671

TECNOLOGÍAS INNOVADORAS DE PILOTES (3TER®, INSER®) FRENTE A PILOTES CFA CONVENCIONALES: ESTIMACIONES DE RESISTENCIA FRENTE AL HUNDIMIENTO EN UN CONTEXTO GEOTÉCNICO REAL EN PORTUGAL

Joel COSTA[(1)]* y David GONZÁLEZ[(2)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Iberia
Keller Cimentaciones, S.L.U. Sucursal em Portugal
*joel.costa@keller.com

[(2)] Product Line Manager. Heavy Foundations
Keller Cimentaciones, S.L.U.

RESUMEN

En los últimos años, la aplicación de pilotes ejecutados con tecnologías innovadoras en proyectos de ingeniería ha experimentado un crecimiento considerable en distintas regiones del mundo. Este artículo presenta un análisis comparativo de las estimaciones de resistencia frente al hundimiento entre pilotes realizados con tecnologías desarrolladas por KELLER (3TER®, INSER®) y pilotes CFA convencionales, tomando como referencia un contexto geotécnico real en Portugal y evaluando la viabilidad constructiva de cada solución en ese mismo contexto. En KELLER, las innovaciones en los procesos constructivos se han acompañado de programas certificados de pruebas de carga estática, que permiten obtener parámetros de resistencia fiables y seguros. Estos parámetros se emplean en las estimaciones de capacidad de carga mediante métodos semi-empíricos definidos en la norma francesa NF P94-262, que regula la aplicación del Eurocódigo 7 a cimentaciones profundas en Francia. Las estimaciones obtenidas se han adaptado al marco normativo del Eurocódigo 7 vigente en Portugal (NP EN 1997-1), con el objetivo de garantizar la aplicabilidad práctica en el contexto portugués.

ABSTRACT

In recent years, there has been a significant increase in the use of piles constructed with innovative technologies in civil engineering projects across various regions of the world. This paper presents a comparative study of bearing capacity estimates between piles developed with innovative technologies by KELLER (3TER®, INSER®) and conventional CFA piles, considering a real geotechnical scenario in Portugal and taking into account the construction feasibility of each solution within that specific context. At KELLER, these constructive innovations have been supported by certified static load testing programs, enabling the determination of reliable and safe resistance parameters. These parameters are used in bearing capacity estimates based on semi-empirical methods defined in the French standard NF P94-262, which governs the application of Eurocode 7 to deep foundations in France. The resulting estimates were framed within the Eurocode 7 currently in force in Portugal (NP EN 1997-1), aiming the practical applicability of the results in Portugal.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Pilotes (Piles), Tecnologías (Technologies), Hundimiento (Bearing Capacity).*

1. INTRODUCCIÓN

La tecnología de pilotes CFA fue introducida en Europa a partir de la década de 1960, consolidándose progresivamente como una solución de referencia en cimentaciones profundas por su rapidez de ejecución, su reducido impacto ambiental, su reducido impacto en entornos urbanos y su adaptabilidad a distintos contextos geotécnicos. En Portugal, esta técnica se encuentra plenamente implantada desde finales del siglo XX y constituye actualmente una solución convencional en todo tipo de proyectos.

Sin embargo, los pilotes CFA tradicionales presentan ciertas limitaciones, relacionadas principalmente con el control del proceso de hormigonado, por lo que, desde finales del siglo XX y comienzos del siglo XXI, en la industria se han desarrollado soluciones tecnológicas que incrementan la fiabilidad del proceso.

La empresa Keller cuenta con un centro de fabricación y desarrollo continuo de maquinaria (localizado en Renchen, Alemania) a partir del cual ha sido posible realizar diversos desarrollos de maquinarias para la ejecución de pilotes.

Los objetivos fundamentales de estos desarrollos se centran en la búsqueda de elementos con mayor capacidad de carga, y sistemas de ejecución y control que permitan asegurar la máxima calidad posible. Por otro lado, y no menos importante, el incremento de los rendimientos de ejecución ha sido otro de los objetivos primordiales, para poder responder a las necesidades cada vez más exigentes de los proyectos y obras de pilotes.

En este artículo nos enfocaremos en dos de los desarrollos tecnológicos de Keller: los pilotes 3TER®, que corresponden a una evolución de las barrenas de los equipos de pilotes CFA, equipándolas con un tubo giratorio telescópico, y los pilotes INSER® (evolución más reciente), que se realizan mediante herramientas de perforación por desplazamiento, sin extracción de material (*Full Displacement Piles* – FDP / *Full Displacement Auger* – FDA).

En los apartados siguientes se presentan descripciones sintéticas de los tipos de pilotes 3TER® e INSER®, seguidas de un análisis comparativo con los pilotes CFA convencionales. Dicho análisis se orienta a la estimación de la resistencia frente al hundimiento en un determinado contexto geotécnico real en Portugal, enmarcado conforme a las disposiciones del Eurocódigo 7 vigente a nivel nacional (NP EN 1997-1).

2. PILOTES TIPO 3TER®

Keller ha elaborado un pliego de condiciones específico para este tipo de pilotes, denominado *"Cahier des charges Pieux Tarière type 3 à Events Rotatifs 3TER®"*, el cual describe el modo de ejecución, los controles y los métodos de diseño.

Este pliego de condiciones ha sido revisado y validado por la Universidad Gustave Eiffel (antiguo LCPC) y por el Cerema (organismo público francés de referencia), lo que garantiza su comportamiento mediante ensayos experimentales y permite su utilización en el marco de la norma NF P94-262 con parámetros específicos de diseño justificados.

El pilote 3TER® pertenece a la categoría de "*pieux forés à la tarière creuse"* (pilotes perforados mediante barrena hueca) Tipo 3, que en la NF P94-262 se definen como pilotes perforados a barrena hueca con hormigonado simultáneo, equipado con un dispositivo de hormigonado específico, diferenciándose del Tipo 2 (CFA convencional) por la utilización de ese dispositivo.

En el caso de los pilotes 3TER®, se utiliza un equipo específicamente diseñado y fabricado por la empresa Keller. Estos pilotes se realizan mediante una barrena de eje hueco que penetra en el terreno por rotación y se extrae posteriormente mientras, de forma simultánea, se inyecta hormigón a través del eje hueco de la barrena. La innovación se sitúa en la parte inferior de la barrena, que está equipada con un tubo "tremie" rotativo telescópico que permanece sumergido al menos 80 cm por debajo del nivel del hormigón. El hormigón se inyecta a baja presión, lateralmente, a través de dos orificios rotativos, que permiten un hormigonado inmediato desde la salida del tubo "tremie" y en cuanto sube el varillaje.

Estos dos orificios permanecen permanentemente sumergidos en el hormigón fresco, lo que garantiza una mejor calidad de hormigonado, en comparación con el CFA convencional, ya que permite obtener continuidad y obliga a que el primer hormigón potencialmente contaminado ascienda hasta la cabeza del pilote para que posteriormente sea evacuado (Figura 1).

El tubo de hormigonado es continuo en toda la altura de la barrena y se acciona mediante un cilindro situado en la parte superior de la mesa de rotación (Figura 2).

Este sistema permite garantizar con precisión la posición del tubo en todas las condiciones de ejecución de la perforación y del hormigonado, y en particular su salida completa en más de 80 cm durante toda la fase de hormigonado. Con el objetivo de mejorar la calidad del hormigonado del pilote, el tubo telescópico está sincronizado con la rotación de la barrena, lo que permite asegurar una perfecta homogeneidad del hormigonado durante su ejecución. La rotación de los orificios de inyección constituye asimismo un medio para mejorar el contacto suelo-hormigón a lo largo del fuste y la capacidad portante en la punta del pilote 3TER®.

Otra característica de la herramienta 3TER® en comparación con la barrena convencional es que aumenta la capacidad de perforación a través de horizontes de suelos duros, gracias a la posibilidad de añadir dientes de espiga (tipo "Rockbit") colocados en el extremo del tubo de inmersión en comparación con una barrena convencional. El tubo se bloquea dentro de la barrena de manera que permite aprovechar plenamente el par de la mesa giratoria durante la perforación. Combinado con el uso de las potentes barrenas del 3TER®, que producen un par de al menos 24 t.m, esto mejora enormemente la calidad del proceso de perforación, sobre todo al limitar el riesgo de sobreperforación.

La estanqueidad del tubo de hormigonado se garantiza durante la perforación mediante el sistema de acoplamiento bicónico del tubo telescópico dentro de la barrena. De este modo, se evitan los tapones de hormigón que se producen al inicio del hormigonado debido a la presencia de agua en la herramienta.

Por último, la rigidez de la barrena es mucho mayor que la de una barrena convencional y limita así las desviaciones de los pilotes.

En términos de control, el procedimiento de ejecución de este tipo de pilote cuenta con los últimos avances en sistemas de adquisición de datos de perforación y hormigonado, incluyendo:

- Visualización de las curvas de los parámetros en la cabina del perforador en tiempo real en una pantalla (Figura 3).
- Transmisión instantánea de los datos al ordenador.
- Recuperación inmediata de los datos en puerta USB para su distribución y control.

Estos avances tecnológicos facilitan los controles y aumentan la reactividad de las medidas compensatorias en caso de detección de anomalías.

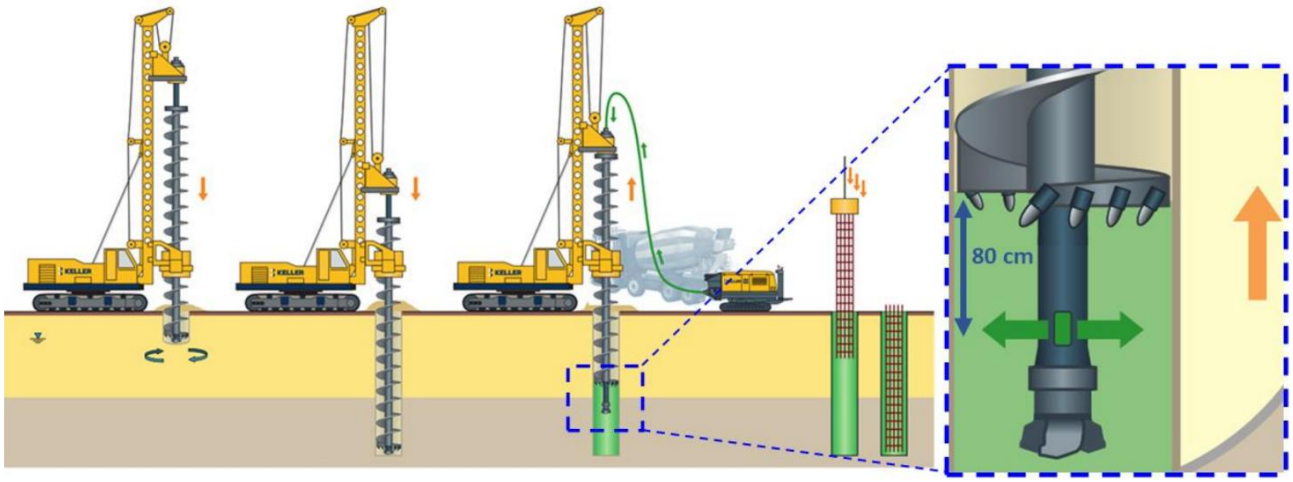


Figura 1. Procedimiento de ejecución de pilotes tipo 3TER®.



Figura 2. Mecanismo de operación del tubo “tremie” rotativo telescópico en las diferentes fases del proceso.



Figura 3. Reporte de parámetros de perforación, incluyendo la posición del tubo telescópico.

Entre los aspectos técnicos más relevantes de los pilotes tipo 3TER®, se destacan los siguientes:

- La incorporación del tubo rotativo telescópico, en la barrena hueca, permite obtener la calidad de un hormigonado convencional con tubo “tremie”, combinado con hormigonado a presión.
- Se han realizado más de 20 pruebas de carga estática oficiales, en diferentes contextos geotécnicos, para definir los parámetros de diseño y resultados esperados.
- Con base a estas pruebas, el documento de especificaciones técnicas, elaborado por Keller, ha sido revisado y validado por la Universidad Gustave Eiffel (antiguo LCPC) y por el Cerema (organismo público francés de referencia), lo que permite su utilización en el marco de la norma NF P94-262 con parámetros específicos de diseño justificados.
- Los pilotes tipo 3TER® pueden construirse con diámetros de entre 430 mm y 1220 mm, y hasta profundidades de aproximadamente 30 m.

Por otro lado, en la Figura 4 se muestra un esquema con un resumen de las ventajas constructivas introducidas por el pilote tipo 3TER®.

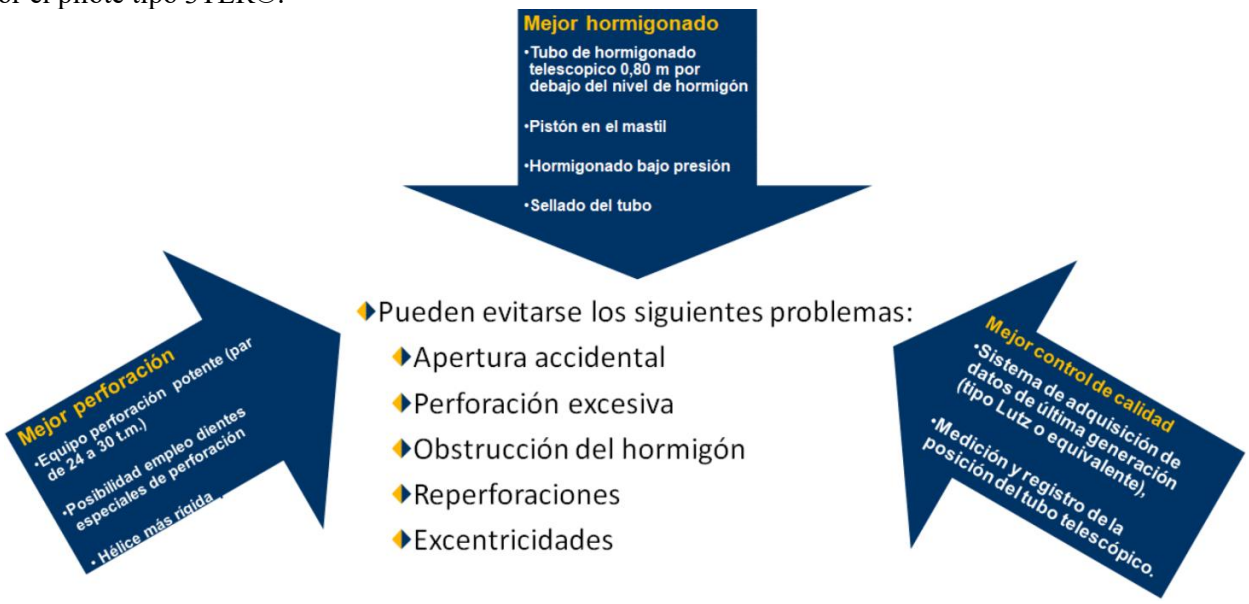


Figura 4. Resumen de las ventajas constructivas aportadas por el sistema de los pilotes 3TER®.

3. PILOTES TIPO INSER®

Keller ha elaborado un pliego de condiciones específico para este tipo de pilotes, denominado *"Cahier des charges Pieux INSER®"*, el cual describe el modo de ejecución, los controles y los métodos de diseño.

Este pliego de condiciones ha sido revisado y validado por la Universidad Gustave Eiffel (antiguo LCPC) y por el Cerema (organismo público francés de referencia), lo que garantiza su comportamiento mediante ensayos experimentales y permite su utilización en el marco de la norma NF P94-262 con parámetros específicos de diseño justificados.

Los pilotes INSER® están dentro de la clase de *"pieux vissés moulés"* (pilotes de desplazamiento helicoidal moldeado in situ, también conocidos como *"Full Displacement Piles"* – FDP o *"Full Displacement Auger"* – FDA) y pertenecen a la categoría de pilotes de desplazamiento (*"pieux à refoulement"*), según la NF P94-262, al ejecutarse sin extracción de suelo y mediante desplazamiento lateral del terreno, lo que se traduce en una mejora del confinamiento y de la capacidad portante en comparación con los pilotes perforados.

Para ejecutar los pilotes INSER® se utiliza una herramienta específicamente diseñada y fabricada por la empresa Keller.

El procedimiento del pilote INSER® consiste en introducir en el terreno, mediante rotación y empuje, una herramienta helicoidal de doble hélice fijada en el extremo de un tubo de prolongación. Esta herramienta de desplazamiento del suelo está compuesta por una parte central lisa, a partir de la cual se desarrollan dos partes troncocónicas equipadas con palas helicoidales de paso inverso.

El extremo de la herramienta INSER® está provisto de un pasador fijo cuya punta sobresale del diámetro nominal de la herramienta, con el fin de realizar un estriado que mejora las características mecánicas de la interfaz suelo-pilote.

La capacidad de desplazamiento del pilote tipo INSER® es también óptima en comparación con otros procedimientos de pilotes similares, ya que el desplazamiento del suelo se produce tanto durante la penetración como durante la extracción de la herramienta (Figura 5):

- Durante la penetración de la herramienta, el suelo que asciende por la hélice inferior es desplazado por la parte central lisa y la parte troncocónica inferior.
- Por el contrario, durante la extracción, el sentido de rotación se mantiene y el suelo arrastrado por las palas es desplazado esta vez por la parte troncocónica superior y la parte central.

El hormigonado del pilote se realiza durante la fase de extracción de la herramienta, bombeando el hormigón a través del interior del tubo de prolongación y del núcleo de la herramienta de desplazamiento (Figura 6).

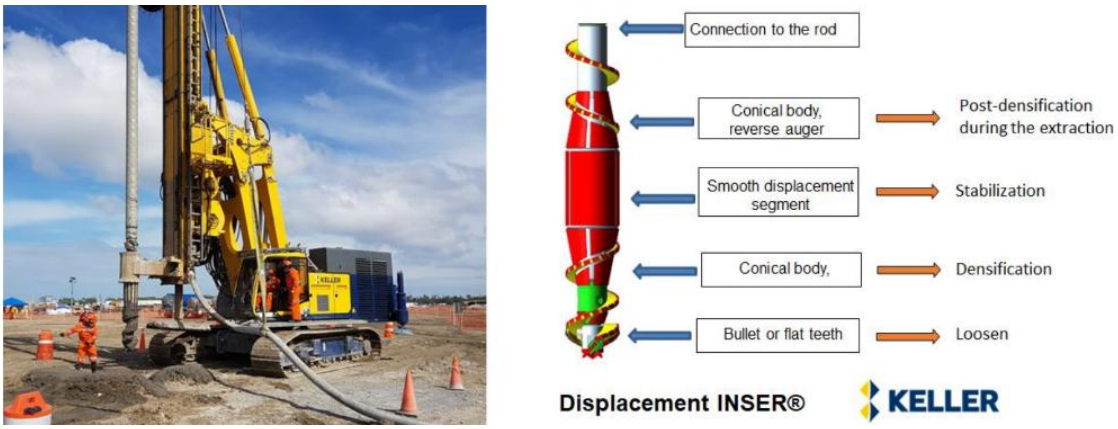


Figura 5. Equipo base y herramienta helicoidal de desplazamiento de pilotes INSER®.

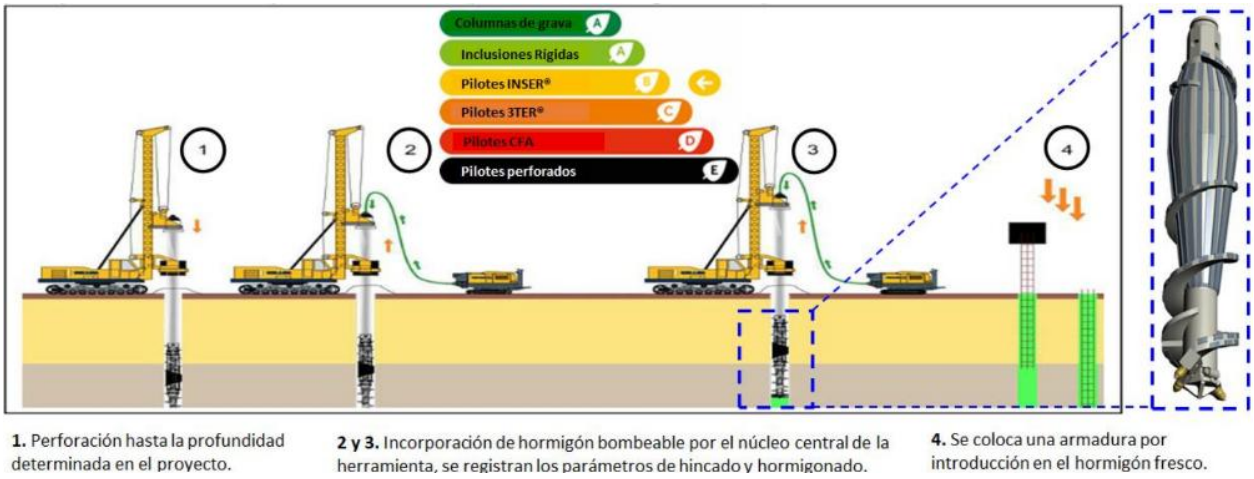


Figura 6. Procedimiento de ejecución de pilotes INSER®.

Las principales particularidades de los pilotes tipo INSER®, son las siguientes:

- En el procedimiento de ejecución se contempla la realización de una ranura fina (menos de 5 cm) mediante un pasador fijo de forma uniforme en toda la altura del fuste del pilote. Su único objetivo es mejorar las características mecánicas en la interfaz pilote/suelo sin aumentar el diámetro a considerar para el cálculo de la resistencia límite del pilote.
- Los diámetros exteriores de toda la longitud y de la punta son homogéneos, por lo que es posible garantizar un diámetro nominal homogéneo en todo el fuste del pilote y en la punta.
- La parte inferior de la herramienta se sella durante la fase de perforación mediante un tapón perdido o una aleta equipada con una fresa o puntas, para facilitar el anclaje en horizontes de terrenos duros. Sin embargo, tal como en cualquier otro sistema de pilote de desplazamiento, la capacidad de perforar estratos más compactos o duros es más limitada, en comparación con los sistemas de pilotes de perforación con extracción.
- Se han realizado más de 30 pruebas de carga estática oficiales, en diferentes contextos geotécnicos, para definir los parámetros de diseño y resultados esperados.
- Con base a estas pruebas, el documento de especificaciones técnicas, elaborado por Keller, ha sido revisado y validado por la Universidad Gustave Eiffel (antiguo LCPC) y por el Cerema (organismo público francés de referencia), lo que permite su utilización en el marco de la norma NF P94-262 con parámetros específicos de diseño justificados.
- El procedimiento de ejecución cuenta con sistemas de registro de parámetros y visualización automáticos, para los procesos de perforación y hormigonado, en tiempo real. Todos estos datos se transmiten en directo mediante conexión a Internet y pueden guardarse en una memoria USB. También es posible realizar una impresión de estos parámetros de perforación y hormigonado in situ. Este sistema permite detectar posibles anomalías en una fase temprana y aplicar las medidas correctoras adecuadas.
- Los pilotes tipo INSER® pueden construirse con diámetros de entre 300 mm y 620 mm, y hasta profundidades de aproximadamente 25 m.

4. CONTEXTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Para el objetivo del presente artículo, se ha escogido un terreno real, en Portugal, con un contexto geológico-geotécnico en el que se observan características favorables a la aplicabilidad de los pilotes tipo 3TER® e INSER® y a la potencialización de sus ventajas técnicas. Naturalmente, diferentes contextos geotécnicos tendrán diferentes grados de ventaja y de aplicabilidad para estas tipologías de pilotes.

Se trata de un terreno en la ciudad de Rio Maior, que se sitúa, aproximadamente, 85 km al norte de Lisboa.



Figura 7. Ubicación geográfica del terreno escogido (imagen Google Earth).

Según la Carta Geológica de Portugal, el terreno está clasificado como *"Depósitos de Praias Antigas e de Terraços (Q)"* (Depósitos de Playas Antiguas y de Terrazas). El modelo de suelo a considerado, toma como referencia la zonificación geotécnica del terreno y las capas de suelo de uno de los sondeos realizados, según lo que se presenta en la Figura 8.

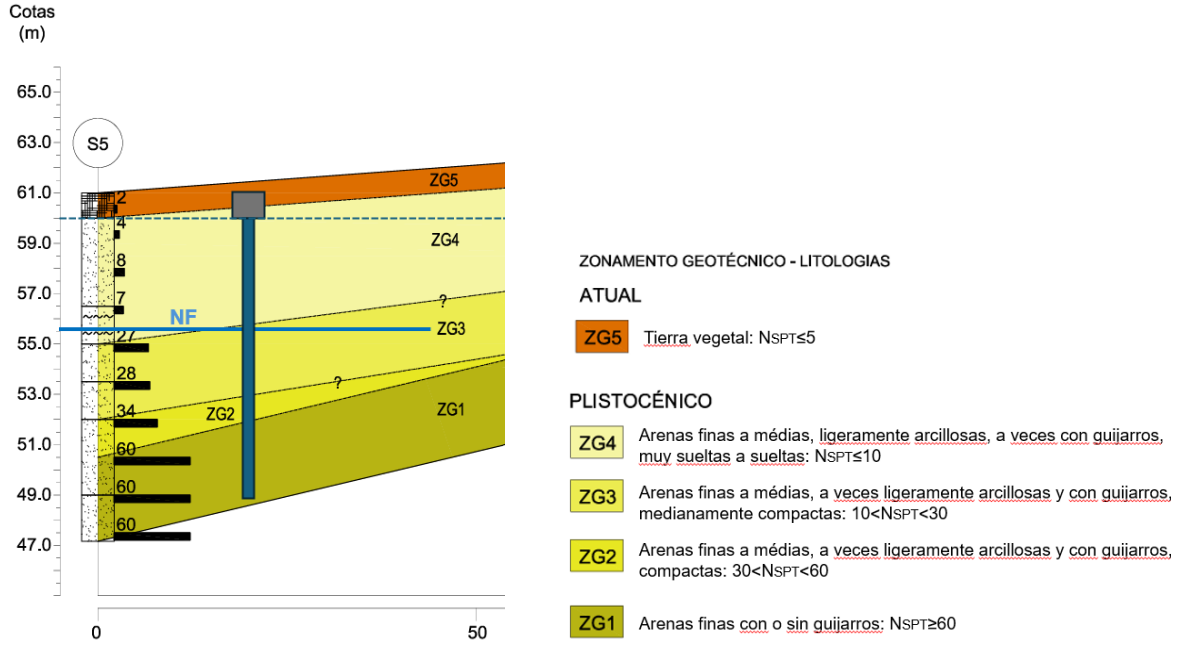


Figura 8. Modelo geotécnico considerado para la estimación de resistencias frente al hundimiento de pilotes.

5. ESTIMACIONES DE LA CAPACIDAD RESISTENTE FRENTE AL HUNDIMIENTO

5.1. ABORDAJE GENERAL

Según el apartado 7.6.2.3(3) de la norma NP EN 1997-1, el valor de cálculo de la capacidad resistente frente al hundimiento de un pilote, con base en ensayos de suelo, debe ser calculado a través de la ecuación (1).

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} \tag{1}$$

Para las estimaciones en causa, se utilizó el método alternativo que calcula la capacidad resistente en la punta ($q_{b;k}$) y a la capacidad resistente lateral ($q_{s;i;k}$) en las varias capas de suelo, por unidad de superficie, tal como se describe en el apartado 7.6.2.3(8) de la NP EN 1997-1 (denominado de *"méthode du modèle de terrain"* en la NF P94-262). El cálculo se realiza según las ecuaciones (2), considerando el apartado NA.2.3 l) NA-7.6.2.3(8) del Anejo Nacional NA portugués, que establece un coeficiente de modelo $\gamma_{R;d}$ de 1,5.

$$R_{b;k} = A_b \,.\, q_{b;k} \quad e \quad R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} \,.\, q_{s;i;k}$$
$$R_{c;d} = R_{b;k}/(\gamma_b \,.\, \gamma_{R;d}) \; + R_{s;k}/(\gamma_s \,.\, \gamma_{R;d}) \tag{2}$$

La norma NP EN 1997-1 no establece métodos semi-empíricos específicos para estimar los valores de $q_{b;k}$ y $q_{s;i;k}$ a partir de ensayos de suelo, dejando las opciones en abierto. Para este efecto, tal como es práctica común en Portugal, se han seguido las prescripciones de la norma francesa NF P94-262, en donde se establecen los últimos desarrollos del plan de investigación nacional francés de ensayos de carga estática en diferentes tipos de pilotes y diferentes tipos de suelo. En esta norma francesa no existe un método semi-empírico con base directamente en resultados de ensayos SPT (datos disponibles para el terreno en causa), por lo que los resultados de los SPT disponibles han sido correlacionados con valores de q_c del ensayo CPT, para viabilizar el uso del método penetrométrico de la norma NF P94-262, complementado con los parámetros definidos en los documentos de especificaciones técnicas de los pilotes 3TER® e INSER®, aprobados para utilización en el marco de la referida norma.

Por otro lado, los coeficientes parciales γ_b y γ_s están establecidos en la norma NP EN 1997-1 y en el respectivo Anejo Nacional NA portugués, para tres categorías de pilotes: hincados, instalados con extracción de terreno, e instalados con barrena continua. Para las estimaciones realizadas se ha considerado que los pilotes CFA y 3TER® entran en la categoría de barrena continua, y que los pilotes INSER® entran en la categoría de hincados.

Según la NP EN 1997-1, en Portugal hay que seguir el Abordaje de Cálculo 1 – Combinaciones 1 y 2, tanto para las combinaciones de acciones como para la minoración de resistencias. Por ese motivo, en las estimaciones realizadas se obtuvieron los valores de cálculo de la capacidad resistente frente al hundimiento de cada situación de pilote, para ambas combinaciones (AC1-C1 y AC1-C2).

5.2. ANÁLISIS COMPARATIVO

Para este análisis se han establecido, como referencia de base, los valores de cálculo de las capacidades resistentes frente al hundimiento ($R_{c;d}$) de pilotes tipo CFA convencionales, con diámetros de 420 mm, 520 mm y 620 mm, y con el tradicional criterio de penetración de 3 diámetros en la capa ZG1 ($N_{SPT} > 60$) – ver Tabla 1.

Tabla 1. Valores $R_{c;d}$ de referencia para pilotes tipo CFA convencionales.

Tipo de pilote	Diámetro (mm)	L,útil (m)	$R_{c;d}$ AC1-C1 (kN)	$R_{c;d}$ AC1-C2 (kN)
CFA	420	10,8	1539	1177
	520	11,1	2146	1640
	620	11,4	2845	2174

En las Tablas 2 y 3 se presentan las estimaciones de cálculo $R_{c;d}$ para pilotes tipo 3TER® e INSER®, respectivamente, con variaciones de longitud y diámetro. Las variaciones de longitud se han hecho en intervalos de 50 cm, teniendo siempre en cuenta la viabilidad constructiva de cada tipo de pilote frente a las características de las capas de terreno atravesadas, para cada longitud. Por otro lado, las variaciones de diámetro tienen en cuenta las dimensiones ajustadas a la tipología de pilote en causa, limitándose a un máximo 620 mm apenas para efectos del análisis comparativo que se presenta en este artículo.

Para cada tipo de pilote innovador, se han identificado (Tablas 2 y 3) las combinaciones optimas de diámetro y longitud en las que se obtuvieron valores de $R_{c;d}$ superiores a los valores indicados en la Tabla 1, para cada configuración de diámetro y longitud de pilotes tipo CFA de referencia. Para esta identificación se ha introducido un código de colores que relaciona las combinaciones optimas con la respectiva configuración CFA de referencia (base).

Tabla 2. Valores $R_{c;d}$ para pilotes tipo 3TER® con variaciones de longitud y diámetro.

Tipo de pilote	Diámetro (mm)	L,útil (m)	$R_{c;d}$ AC1-C1 (kN)	$R_{c;d}$ AC1-C2 (kN)
3TER®	430	10,5	2385	1820
		10,0	2295	1751
		9,5	2062	1574
		9,0	1845	1408
		8,5	1588	1212
		8,0	1371	1047
	520	10,5	3218	2455
		10,0	3109	2371
		9,5	2758	2103
		9,0	2493	1902
		8,5	2136	1630
		8,0	1838	1403
	620	10,5	4279	3263
		10,0	3908	2980
		9,5	3381	2579
		9,0	3062	2335
		8,5	2748	2096
		8,0	2429	1853

Tabla 3. Valores $R_{c;d}$ para pilotes tipo INSER® con variaciones de longitud y diámetro.

Tipo de pilote	Diámetro (mm)	L,útil (m)	$R_{c;d}$ AC1-C1 (kN)	$R_{c;d}$ AC1-C2 (kN)
INSER®	340	9,5	1718	1322
		9,0	1549	1191
		8,5	1352	1040
		8,0	1183	910
	420	9,5	2358	1814
		9,0	2120	1631
		8,5	1841	1416
		8,0	1603	1233
	520	9,5	3284	2526
		9,0	2945	2266
		8,5	2543	1956
		8,0	2205	1696
	620	9,5	4350	3346
		9,0	3894	2995
		8,5	3346	2574
		8,0	2891	2224

En la Tabla 4 se presenta el resumen de combinaciones válidas, de longitud y diámetro, para cada tipo de pilote innovador, con medición de los porcentajes de optimización en los parámetros: longitud de perforación y volumen de hormigón; en comparación con la respectiva configuración CFA de referencia (base).

Tabla 4. Resumen de combinaciones válidas de longitud y diámetro y optimizaciones obtenidas con los pilotes tipo 3TER® e INSER®.

Tipo de pilote de referencia	Diámetro (mm)	L,útil (m)	Tipo de pilote innovador	Diámetro (mm)	L,útil (m)	Optimización de perforación	Optimización de hormigón
CFA	420	10,8	3TER®	430	8,5	21%	18%
			INSER®	420	8,0	26%	26%
				340	9,0	17%	45%
CFA	520	11,1	3TER®	520	9,0	19%	19%
				430	10,0	10%	38%
			INSER®	520	8,0	28%	28%
				420	9,5	14%	44%
CFA	620	11,4	3TER®	620	9,0	21%	21%
				520	10,0	12%	38%
			INSER®	620	8,0	30%	30%
				520	9,0	21%	44%

6. CONCLUSIONES

En la industria de las cimentaciones profundas, se han establecido procesos de innovación constante que han permitido el desarrollo de nuevas técnicas viables de pilotes, con evoluciones relevantes y positivas a nivel de producción, diseño, control, calidad, impacto ambiental y comercialización.

Para aprovechar las ventajas de los pilotes innovadores, ya disponibles en el mercado, es fundamental que la industria elabore especificaciones técnicas rigurosas y aprobadas por entidades competentes, para que su uso sea viable en el marco de las normas constructivas y de diseño de cada país.

En el caso de Portugal, la norma NP EN 1997-1 no establece metodologías semi-empíricas específicas para estimar los valores de las resistencias unitarias $q_{b;k}$ y $q_{s;i;k}$, por lo que, para ese efecto, es necesario recurrir a normas internacionales bien establecidas e igualmente integradas en el ámbito del Eurocódigo 7, como lo es la NF P94-262.

Los pilotes tipo 3TER® e INSER® configuran evoluciones importantes con relación a los pilotes tipo CFA convencionales, y son perfectamente aplicables en el contexto geotécnico real del terreno escogido para el análisis comparativo realizado.

Con este análisis, en este contexto geotécnico concreto, se constató un potencial de optimización de longitud de perforación de 10 a 21% y de 14 a 20%, respectivamente para los pilotes tipo 3TER® e INSER®, en comparación con los pilotes CFA convencionales. Por otro lado, se constató un potencial de optimización de volumen de hormigón de 18 a 38% y de 26 a 45%, respectivamente para los pilotes tipo 3TER® e INSER®, en comparación con los pilotes CFA convencionales.

REFERENCIAS

NP EN 1997-1 (2004). *Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais*. IPQ, Lisboa, Portugal.

NF P94-262 (2012). *Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes*. AFNOR, Paris, France.

Keller Fondations Spéciales (2020). *Cahier des charges – Pieux tarière type 3 à Events Rotatifs 3TER®*. Keller, Duttlenheim, France.

Keller Fondations Spéciales (2023). *Cahier des charges – Pieux INSER®*. Keller, Duttlenheim, France.

ESTUDIO DE LA CIMENTACION DE UN TERRAPLÉN DE CARRETERA SOBRE UN VERTEDERO DE RESIDUOS MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ARCOS CONCÉNTRICOS

Alberto FERNÁNDEZ EUSEBIO[(1)*] y Eduardo CARRASCOSA SÁNCHEZ[(1)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*alberto.fernandez@cedex.es

RESUMEN

Dentro del proyecto "Reforma del enlace de la autovía del sur A-4 con la SE-20 p.k. 0" que está desarrollando la Dirección General de Carreteras del Estado es necesario construir unos ramales de enlace en terraplén sobre un antiguo vertedero formado por una mezcla heterogénea de residuos urbanos, de construcción y demolición y otros. Debido a diversos condicionantes, sobre todo al espesor de la capa de residuos, su profundidad y la presencia de un nivel freático somero que es difícil deprimir, no es posible retirar los residuos y por lo tanto hay que apoyar los terraplenes sobre el vertedero. Tras analizar diversas opciones de tratamiento se ha recomendado la realización de terraplenes pilotados. Para el diseño de este tratamiento se ha utilizado el método de arcos concéntricos, desarrollada en el libro "Design Guidelines. Basal Reinforced Piled Embankments" publicado por CRC Press/Balkeme en 2016 y cuyos autores son Suzanne J.M van Eekelen y Marijin H.A. Brugman. En el presente artículo se describen los resultados de la aplicación de esa metodología al caso particular del proyecto indicado. Concretamente se establecen las características de los pilotes y su distribución, del geosintético de reparto de cargas y de la configuración del espesor y características geotécnicas de los diferentes materiales de relleno que conforman la sección tipo de los terraplenes.

ABSTRACT

The project "Renovation of the A-4 Southern Highway interchange with the SE-20 km 0", being developed by the Directorate General of Highways of the Spanish central government, it is necessary to construct some ramps. These ramps are on embankments over an old landfill composed of a heterogeneous mixture of urban, construction, and demolition waste, among other materials. Due to various constraints, primarily the thickness and depth of the waste layer and the presence of a shallow water table that is difficult to depress, it is not possible to remove the waste and therefore it is necessary to build the embankments directly on the landfill. After analysing various treatment options, the construction of piled embankments has been recommended. The design of this treatment has been based on the concentric arch method, developed in the book "Design Guidelines. Basal Reinforced Piled Embankments," published by CRC Press/Balkeme in 2016, and authored by Suzanne J.M. van Eekelen and Marijin H.A. Brugman. This article describes the results of applying this methodology to the specific case of the project in question. Specifically, it establishes the characteristics and distribution of the piles, the load-distributing geosynthetic, and the thickness and geotechnical characteristics of the different fill materials that make up the typical cross-section of the embankments.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Terraplén (Embankment), Pilote (Pile), Geosintético (Geosynthetic).*

1. INTRODUCCIÓN

Dentro del proyecto "Reforma del enlace de la autovía del sur A-4 con la SE-20 p.k. 0" que está desarrollando la Dirección General de Carreteras del Estado es necesario construir unos ramales de enlace en terraplén sobre un antiguo vertedero. Los terraplenes tienen una altura máxima de unos 3,8 m mientras que el vertedero tiene un espesor medio de 5,5 m, estando su nivel inferior a unos 7-8 m de profundidad respecto de la superficie del terreno. Sobre el vertedero existe una capa de sellado de 0,5-2 m de espesor. Por debajo del vertedero existe un nivel de gravas de unos 3 m de espesor promedio y por debajo de estas margas. La profundidad del nivel freático (N.F.) varía estacionalmente, estando en su posición más somera a unos 3,9 m. En la Figura 1 se muestra un perfil transversal geotécnico esquemático representativo de la problemática.

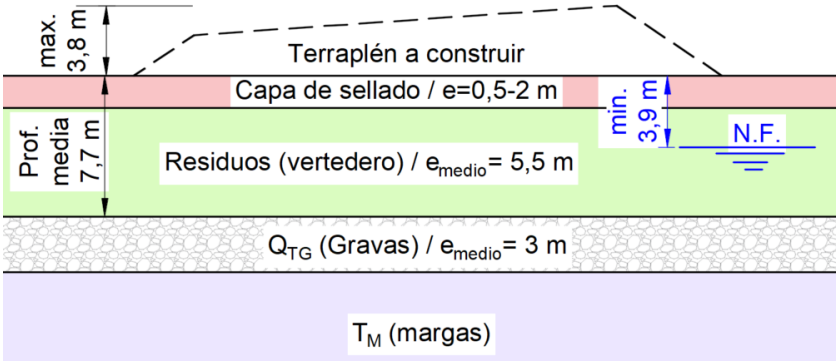


Figura 1. Perfil transversal geotécnico esquemático.

El vertedero se caracteriza por tener una composición muy heterogénea. Se observa la presencia de materia orgánica, restos de construcción y demolición (RCD), maderas, restos de neumáticos, plásticos, etc. Estos restos se encuentran envueltos en una matriz de arcillas y arenas. En la Figura 2 se muestra el aspecto de estos materiales en dos de las calicatas realizadas para su investigación.



Figura 2. Aspecto de los residuos extraídos en calicatas.

En el presente artículo se analiza la problemática, se indican los criterios mínimos que debe cumplir el tratamiento del terreno o solución constructiva para cimentar el terraplén y se describe una aplicación de esos criterios que se concreta en una solución desarrollada a nivel de detalle en sus aspectos básicos. Todo ello teniendo en cuenta los condicionantes existentes que, en este caso, además de los puramente geotécnicos, incluyen la proximidad de las obras al aeropuerto de Sevilla, que limita el gálibo vertical de la maquinaria de trabajo a un máximo de 18 m y la necesidad de que el terraplén y, por lo tanto, los ramales de enlace que se apoyan sobre él, tengan deformaciones postconstructivas reducidas que minimicen las necesidades de mantenimiento de su firme. A este respecto debe tenerse en cuenta que los ramales formarán parte de un enlace de la Red de Carreteras del Estado donde se esperan elevados volúmenes de tráfico, lo que implica que cualquier interrupción del servicio, para labores de mantenimiento o reparación, tendrían costes elevados, tanto para los usuarios como para la administración.

2. POSIBLES ALTERNATIVAS DE ACTUACIÓN

Dada la naturaleza de los materiales que constituyen en vertedero es previsible que presenten una degradación con el tiempo que induzca movimientos sobre cualquier obra de tierras o estructura que se apoye directamente sobre ellos. Por lo tanto, será preciso realizar algún tipo de actuación para garantizar un correcto comportamiento a medio y largo plazo de las infraestructuras que se proyecten sobre esa zona. Se indican continuación diferentes opciones de actuación y su conveniencia:

- Excavación de los residuos y sustitución por materiales adecuados. Está opción se descarta por los siguientes motivos: la elevada profundidad del saneo necesaria, la situación del nivel freático, que aparecería siempre sobre la base de los residuos y que resultaría muy difícil de deprimir por bombeo, por la elevada permeabilidad y gran extensión del nivel de gravas, y por el elevado coste de la gestión de los residuos que se extraerían.
- Compactación dinámica. Se descarta debido, principalmente, a que no impide que puedan producirse asientos diferidos por la degradación de la materia orgánica con el tiempo.
- También se descartan otras opciones como la vibración profunda, precargas, jet-grouting, columnas de gravas o incluso la ejecución de una estructura, por su elevado coste (caso de la estructura) o por su inefectividad en el caso particular que nos ocupa.
- Terraplén apoyado sobre algún tipo de inclusión rígida como columnas de módulo controlado (CMC) o pilotes. Esta opción es la que se considera más conveniente.

3. CRITERIOS GENERALES DE ACTUACIÓN REQUERIDOS

Se considera que la mejor opción para la construcción de los ramales de enlace es la ejecución de terraplenes apoyados sobre algún tipo de inclusión rígida considerando para el diseño de esta, y de los geosintéticos que la deben a acompañar, las siguientes hipótesis básicas de diseño:

- El material de relleno del vertedero (residuos) no aportará ninguna capacidad portante, a medio o largo plazo, para la cimentación del terraplén.
- Las inclusiones rígidas deberán soportar los efectos parásitos debidos al rozamiento negativo por asiento de los residuos.
- El galibo de la maquinaria de ejecución de las inclusiones debe ser compatible con el máximo permitido por la autoridad aeroportuaria que es de 18 m.
- Para el diseño del tratamiento se seguirán criterios aceptados internacionalmente para la cimentación de terraplenes sobre inclusiones rígidas, como el desarrollado en la publicación “Design Guidelines. Basal Reinforced Piled Embankments” publicada por CRC Press/Balkeme en 2016 y cuyos autores son Suzanne J.M van Eekelen y Marijin H.A. Brugman.

La publicación anterior, que en adelante se denominará “Guía de Diseño” o simplemente “Guía”, se basa en el modelo de Arcos Concéntricos (Van Eekelen et al. 2013). Este modelo realiza un reparto de las acciones verticales debidas al peso del terraplén y la sobrecarga de tráfico por medio de arcos concéntricos trazados entre las cabezas de las inclusiones rígidas, permitiendo definir qué parte de la carga vertical llega directamente a esas cabezas (A), qué parte a través del geosintético (B), y finalmente, qué parte de la carga recae directamente sobre el terreno de apoyo del terraplén (C), ver Figura 3. En este caso la parte (C) se considera nula. Este reparto de carga permite conocer las tensiones y deformaciones a las que se verá sometido el geosintético, dispuesto horizontalmente, que puentea las cabezas de las inclusiones y, por lo tanto, su dimensionamiento.

Para que la Guía sea de aplicación se definen en ella una seria de criterios geométricos, de características de los materiales y de ejecución que deben cumplirse.

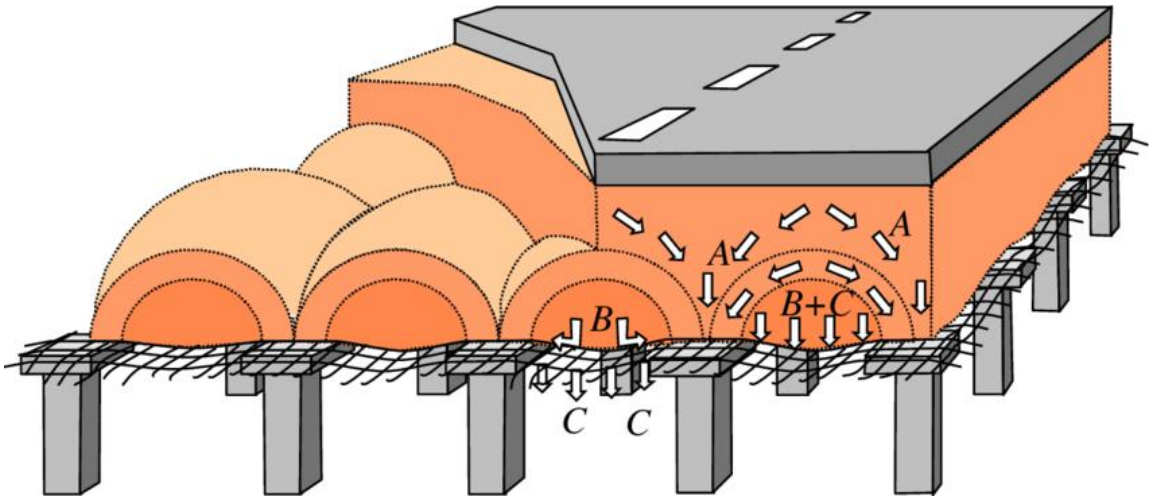


Figura 3. Mecanismo de distribución de cargas según la Guía de Diseño.

Para el diseño de los pilotes, la Guía recomienda que se considere que se verán sometidos a las acciones verticales existentes sobre su área de influencia, que depende básicamente de tamaño de la malla de inclusiones, despreciando la contribución del terreno de apoyo.

La Guía indica que puede emplearse cualquier tipo de inclusión rígida estableciendo únicamente que su módulo de reacción vertical en relación con la del terreno sea superior a 10. Por otra parte, el dimensionamiento estructural de las inclusiones rígidas debe hacerse según la normativa específica que resulte de aplicación. Esta cuestión no se incluye, por lo tanto, en la Guía.

Dentro de las diferentes tipologías de inclusiones rígidas, y dados los condicionantes geotécnicos y de gálibo existentes, podrían resultar de aplicación "a priori" las siguientes: columnas de módulo controlado (CMC), pilotes ejecutados con barrena continua y pilotes prefabricados hincados. Dentro de estas tres tipologías de inclusiones se considera que la más adecuada en este caso es la de pilotes prefabricados hincados. Las ventajas de esta tipología son las siguientes:

- Durante su ejecución no se extrae material, por lo que la gestión de residuos resultará más sencilla que en el caso de un pilote perforado.
- La continuidad y resistencia estructural de la inclusión puede garantizarse en mejor medida que en las otras dos tipologías.
- Los pilotes pueden hincarse por tramos de longitud reducida, por lo que la restricción de gálibo existente puede cumplirse con mayor facilidad.
- Es relativamente sencillo hacer pruebas de carga dinámicas en los pilotes por lo que la longitud de estos puede optimizarse en mayor medida que en las otras tipologías (así lo prevén las diferentes normas de diseño, por ejemplo, el Eurocódigo 7).
- Se pueden conseguir grandes rendimientos en la ejecución.

Unos de los inconvenientes de los pilotes hincados es que es posible que durante su hinca, y al atravesar el espesor de residuos, se produzca un rechazo prematuro en algunos pilotes, por impactar sobre algún elemento rígido de grandes dimensiones. En esos casos será necesario realizar un preforo, o bien repetir con otro pilote, de forma adyacente. También es previsible que al llegar al nivel de gravas (formación Q_{TG}) se produzca un rechazo de la hinca en una cierta proporción del total de los pilotes a ejecutar. Si esto ocurriese habrá que comprobar si el pilote dispone de la suficiente capacidad portante apoyado en punta en las gravas. Para dilucidar esta cuestión será necesario realizar una campaña de ensayos de carga estática y de análisis de la hinca (AHP) de los pilotes previamente a la ejecución.

4. SOLUCIÓN CONSTRUCTIVA PROPUESTA

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

El tratamiento propuesto consiste en un terraplén pilotado apoyado sobre una malla de pilotes prefabricados hincados. En los bordes de la zona de vertedero se dispondrían tramos de transición del tratamiento, de forma que se vaya reduciendo gradualmente su intensidad, con objeto de evitar asientos diferenciales bruscos entre la zona tratada y la sin tratar. En la Figura 4 se incluye una sección transversal tipo genérica del tratamiento propuesto.

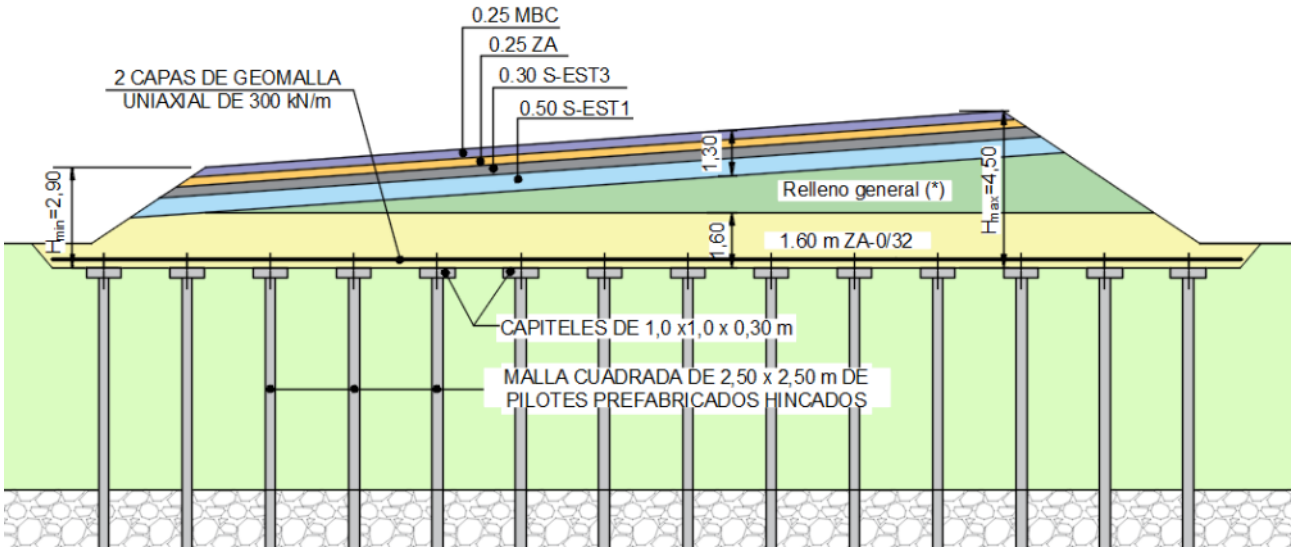


Figura 4. Sección transversal tipo genérica del tratamiento propuesto.

- Este tratamiento se ha dimensionado para alturas "H" de la rasante sobre el nivel de superior de los capiteles situados sobre los pilotes comprendidas entre 2,9 y 4,5 m ($2{,}9 \leq H \leq 4{,}5$). La secuencia constructiva y elementos que compone el tratamiento son los siguientes:
- Excavación del terreno y extensión de una capa de material granular para formar la plataforma de trabajo desde la cual se realizará la hinca de los pilotes.
- Realización de la hinca de los pilotes. Los pilotes serán verticales y de hormigón armado, con sección de al menos 30 x 30 cm y resistencia a compresión característica de al menos 50 MPa. Se dispondrán según una malla cuadrada de 2,5 x 2,5 m sobre la superficie en planta que delimite un talud con inclinación 3H:2V trazado desde el borde exterior de las bermas. La longitud de los pilotes se establecerá mediante pruebas de carga estáticas y dinámicas de Análisis de la Hinca (AHP) de forma que se garantice que disponen de la resistencia al hundimiento necesaria para las cargas de servicio previstas.
- En la cabeza de cada pilote se dispondrá un capitel de hormigón armado de al menos 0,30 m de altura y 1,0 x 1,0 m de dimensión en planta, conectado estructuralmente al pilote. Para que la geomalla que se coloque sobre los capiteles no se rasgue en el contacto con ellos se recomienda que estos tengan una superficie lisa y sin protuberancias relevantes y también unas aristas superiores redondeadas y lisas. También podría optarse por disponer un capuchón de geotextil no tejido de polipropileno (PP) de 300 gr/m2 sobre cada capitel, o bien disponer de una capa de arena de 5 cm de espesor sobre los capiteles y el sobre el relleno de suelos tolerables dispuesto entre capiteles, descrito en el siguiente párrafo, cubriendo por tanto toda la extensión de la geomalla.
- Entre los capiteles, y en el espesor de 0,30 m de estos, se colocará un relleno de suelos tolerables, o de mejor calidad, que no contengan elementos gruesos (Dmax < 50mm) ni punzantes que pudieran dañar a la geomalla que posteriormente se colocará sobre ellos. Esos materiales se compactarán ligeramente.
- Sobre el nivel superior de los capiteles se colocará una geomalla uniaxial, con resistencia a corto plazo de al menos 300 kN/m y módulo de deformación al 3% y 120 años superior a 3500 kN/m ($J_{120,3\%} \geq 3500$ kN/m), que se extenderá en sentido transversal a la traza de los ramales.
- Sobre la geomalla transversal indicada, se colocarán 20 cm de zahorra tipo ZA-0/32 que se compactará con medios ligeros para evitar dañar la geomalla.

- Sobre la capa de zahorra indicada se colocará un segundo nivel de geomalla, con las mismas características que las indicadas antes, pero extendida en sentido longitudinal.
- Sobre el segundo nivel de geomalla se colocará un espesor de al menos 1,40 m de ZA-0/32 compactada al 100% de la densidad máxima del ensayo Próctor Modificado (PM). De esta forma la capa de material de reparto (o colchón de reparto) "h" que se dispondrá, contada desde el nivel superior de los capiteles, será de al menos 1,60 m ($h \geq 1,6$). Esta dimensión es la indicada como mínima a disponer en la Guía para una separación entre pilotes de 2,5 m y un capitel de 1,0 x 1,0 m.
- El material de relleno del terraplén situado por encima del colchón de reparto será un suelo seleccionado o bien uno adecuado si este último tiene un ángulo de rozamiento interno residual de al menos 30º. Este material se compactará al 100% del PM.

4.2. ACCIONES Y CARGAS DE DISEÑO

Se han realizado los cálculos correspondientes para las alturas H de 2,9 y 4,5 m, denominadas en adelante "Hmin" y "Hmax" respectivamente. Como acciones de diseño se han considerado las siguientes:

- Peso propio del terraplén, firme y explanada que han resultado de 59,0 y 91,2 kPa para Hmin y Hmax
- Sobrecarga de tráfico: se ha utilizado el modelo de carga 1 (LM1) definido en el Eurocódigo 1 parte 2 (UNE-EN 1991-2:2019) compuesto por una serie de cargas concentradas (sistema Tándem TS) y cargas distribuidas (sistema UDL). A partir de estas cargas en superficie se ha obtenido una presión equivalente a nivel del plano superior de los capiteles. Esta presión es la que se obtiene como promedio en un área de 2,5 x 2,5 m, es decir, en la malla de pilotes, realizando un reparto elástico en profundidad de las cargas concentradas de los ejes tándem. El reparto en profundidad se ha realizado mediante un modelo 3D que se ha procesado con el programa Midas GTS NX. En la Figura 5 se muestra el aspecto del modelo (izda) y la curva de presión promedio en función de la profundidad (dcha). Para Hmin y Hmax resultan valores de 32,7 y 21,2 kPa respectivamente. Para tener en cuenta el efecto de la fuerza de frenado y centrífuga de la sobrecarga en superficie la Guía recomienda incrementar el valor de la carga equivalente en un 20%. De este modo las cargas de tráfico equivalentes que se consideran, a nivel de cara superior de capiteles, son de 39,2 y 25,4 kPa para Hmin y Hmax.

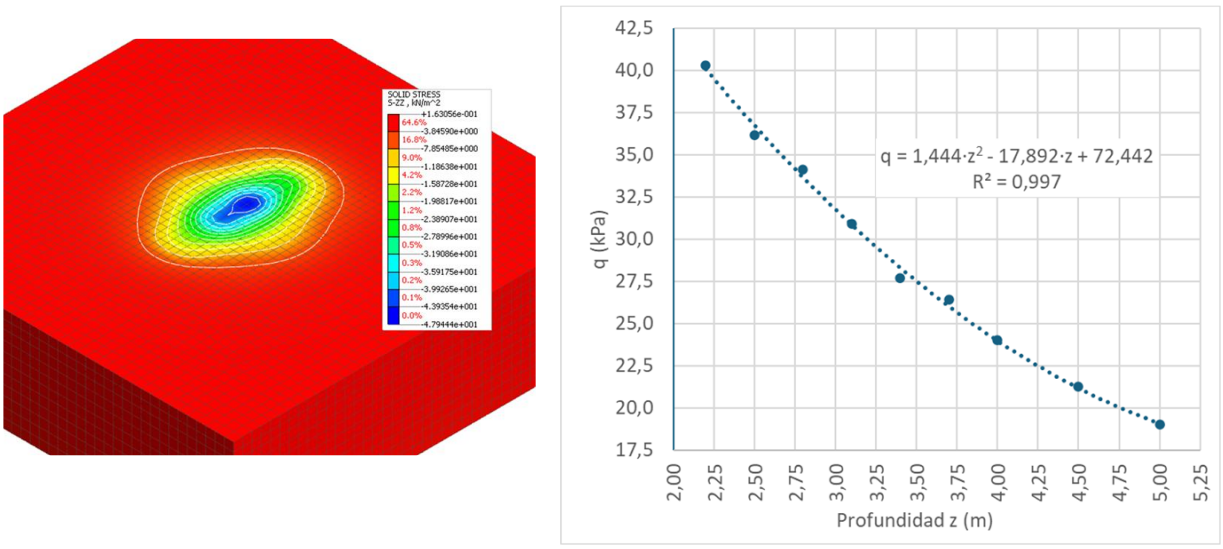


Figura 5. Distribución de la sobrecarga de tráfico en profundidad.

- Rozamiento negativo en los pilotes: se supone que a medio o largo plazo el espesor de terreno situado por encima del techo de las gravas (residuos y relleno de cobertura) se puede "colgar" del pilote por rozamiento negativo. Suponiendo que ese espesor es de 7 m, que el nivel freático se sitúa a unos 5 m de profundidad, que el peso específico de los residuos es de 17,5 kN/m^3 y que el producto $K_0 \cdot tg(\delta) = 0,30$ (razón de la presión horizontal/vertical por la tangente de rozamiento pilote residuos) se obtiene una carga de rozamiento negativo de unos 147 kN/pilote en un pilote de 0,30 x 0,30 m de sección dispuesto en malla de 2,5 x 2,5 m. La carga se redondea a 150 kN/pilote.
- Acción sísmica: para definir la acción sísmica, se ha seguido el apartado 4.1.3 del Eurocódigo (norma UNE-EN 1998-5). Se ha utilizado un método pseudo-estático simplificado, consistente en aplicar una

fuerza de inercia horizontal a la masa de suelo con de valor $F_H = 0{,}5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W$. Considerando las situación geográfica y tipo de terreno de la zona de estudio se ha adoptado $\alpha = 0{,}09$ y $S = 2$ (terreno tipo D). La acción sísmica se ha considerado para la obtención de los esfuerzos de diseño en los pilotes.

4.3. DIMENSIONAMIENTO DEL GEOSINTÉTICO

Para la cuadrícula de pilotes de 2,5 x 2,5 m la carga total a transferir a la cimentación del terraplén es la indicada en las columnas 2, 3 y 4 de la Tabla 1. Utilizando la metodología de la Guia, suponiendo que la contribución del terreno es nula (C = 0), la parte que llega directamente por efecto arco a los capiteles (A) y la que llega por deformación de la geomalla (B) es la indicada en las columnas 5 y 6 de esa misma tabla.

Tabla 1. Cargas verticales a transferir y reparto por efecto arco.

Altura de terraplén H	Peso propio terraplén (kN)	Sobrecarga (kN)	Total (kN)	Parte (A) (kN)	Parte (B) (kN)
Hmin = 2,9 m	369	245	614	434,5	179,5
Hmax = 4,5 m	570	159	729	540,7	188,3

La parte (B) indicada es la que debe transferirse al capitel mediante la deformación de la geomalla. Para la geomalla se ha impuesto la condición de que su deformación a largo plazo (120 años) no supere el 3%.

Para el dimensionamiento del geosintético se ha elegido una geomalla denominada Fortrac R 300/50-30 MDT de Huesker. Lógicamente podría haberse elegido cualquier otro geosintético que disponga de unas características similares de los existentes en el mercado. El modelo indicado tiene una resistencia uniaxial de al menos 300 kN/m, siendo su material constitutivo principal el polivinilo alcohol (PVA). En la Figura 6 se indica la evolución temporal de la deformación en la geomalla para diferentes niveles de carga establecidos como porcentaje de la resistencia a tracción a corto plazo. Para el caso que nos ocupa, fijando la deformación en un 3%, la carga de trabajo que le correspondería a 120 años sería de un 35% de la de rotura a corto plazo. De acuerdo con ello, el módulo de deformación secante del geosintético resulta $J_{120,3\%} = 0{,}35 \cdot 300 / 0{,}03 = 3500$ kN/m.

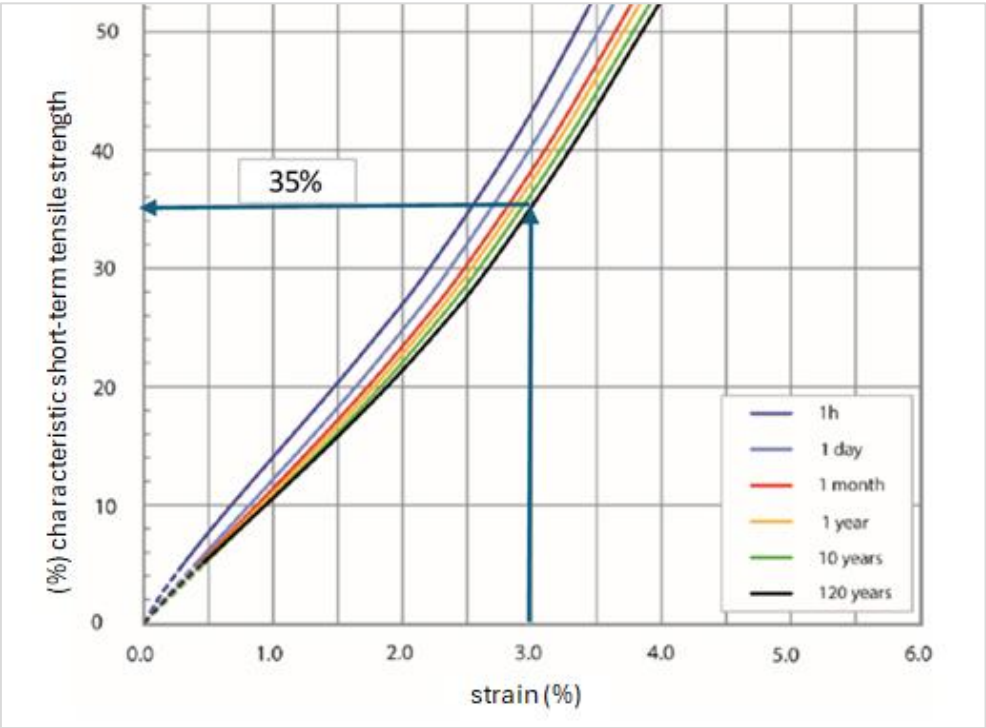


Figura 6. Deformación por fluencia de las geomallas Fortrac.

Considerando el valor $J_{120,3\%} = 3500$ kN/m y aplicando la parte (B) de la carga según la metodología de la Guía se obtienen tensiones máximas en la geomalla de unos 100 kN/m, es decir del orden de la tercera parte de las de rotura, y las deformaciones a largo plazo ligeramente inferiores al 3%, ver Tabla 2.

Tabla 2. Tensiones, deformaciones y flechas en la geomalla.

Altura de terraplén H	Componente horizontal de la tracción (kN/m)	Tracción máxima en borde capitel (kN/m)	Deformación máxima ε_{MAX} (%)	Flecha en el centro de vano de la geomalla (m)
Hmin = 2,9 m	88	99	2,8%	0,127
Hmax = 4,5 m	90	102	2,9%	0,131

4.4. DISEÑO DEL CAPITEL

El capitel debe trasmitir la parte (A) y (B) de la carga indicada en la Tabla 1 a la cabeza del pilote. La parte (A) es una carga uniformemente distribuida sobre el capitel mientras que la (B) es una carga lineal que actúa sobre las cuatro aristas superiores. De acuerdo con ello las acciones actuantes sobre el capitel, sin mayorar y para Hmax, son las indicadas en la Figura 7. El valor de q_A = 540 kN / (1,0 m x 1,0 m) = 540 kPa y el de q_B = 188,3 / (4 x 1 m) = 47 kN/m. Las acciones indicadas en la son totalmente simétricas. En la realidad esto no será así por lo que estima necesario que la unión pilote capitel sea capaz de transmitir los momentos flectores que se deriven de una cierta excentricidad de la carga. Se ha previsto que esa excentricidad sea de al menos 5 cm (e ≥ 5 cm).

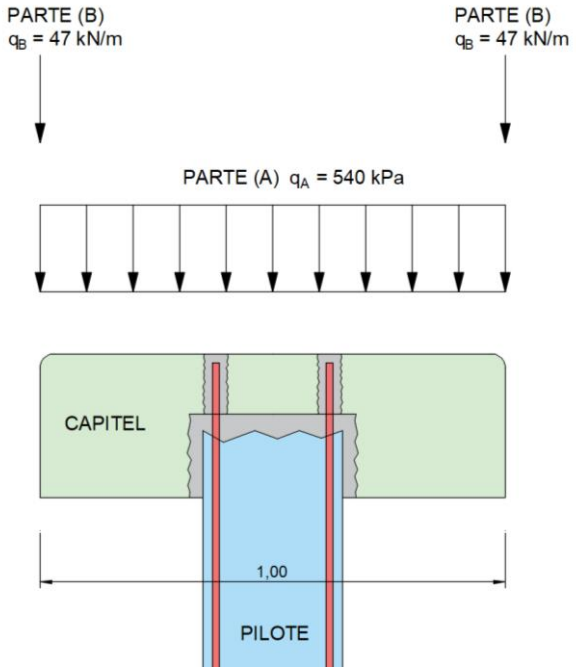


Figura 7. Acciones actuantes sobre la cabeza del capitel (sin excentricidad).

4.5. DIMENSIONAMIENTO DE LOS PILOTES

4.5.1. RESISTENCIA AL HUNDIMIENTO

De acuerdo con lo establecido en la UNE-EN-1997-1:2016 (en adelante Eurocódigo 7 o EC7) se debe comprobar que los valores de diseño de las acciones (Fc;d) son inferiores a la resistencia al hundimiento del pilote (Rc;d), es decir (Fc;d ≤ Rc;d). En la Tabla 3 se indican los valores característicos (Fc;k) que se obtienen en base a lo establecido en apartados anteriores. También se indican los valores de diseño (Fc;d), obtenidos aplicando un coeficiente parcial de mayoración de acciones de 1,35.

Tabla 3. Acciones a considerar en pilotes.

Altura de terraplén H (m)	Valores característicos Fc;k			Valor de diseño Fc;d
	Peso terraplén (kN)	Sobrecarga (kN)	Rozamiento negativo (kN)	Resultante combinación transitoria (kN)
Hmin = 2,9	369	245	150	1031
Hmax = 4,5	570	159	150	1187

Para la determinación de seguridad al hundimiento y, con ello, la longitud de los pilotes, se propone proceder de la siguiente manera:

- Realización de una campaña geotécnica, complementaria a las realizadas antes, basada en la realización de sondeos y penetraciones dinámicas tipo DPSH. La finalidad de esta campaña es determinar con mayor precisión la profundidad y espesor del nivel de gravas y su resistencia a la penetración. En base a los resultados de la campaña se realizará una zonificación de la superficie de aplicación de tratamiento diferenciando las zonas con menor y mayor espesor de gravas y resistencia a la penetración.
- En cada una de esas zonas, y previamente a la ejecución de pilotes de producción, se realizarán pruebas de carga estática (según ASTM D1143) y dinámicas del tipo Analizador de Hinca de Pilotes (AHP) (ASTM D4945). Las pruebas estáticas servirán para calibrar los parámetros de las AHP.
- Se propone que la longitud que se establezca para los pilotes deberá proporcionar una capacidad de portante última superior al valor de Fc,d multiplicado por el coeficiente de minoración de la resistencia del pilote $(\xi_6 \cdot \gamma_t)$[i], cuyo valor es $1{,}25 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}15 = 1{,}222$, más el valor del rozamiento negativo[ii]. De acuerdo con lo anterior, para Hmax, la carga de la prueba de carga sería de al menos $1187 \cdot 1{,}222 + 150 = 1600$ kN ($Q_{PRUEBA} \geq 1600$ kN).
- Una vez establecida la longitud de pilote en cada zona (según las características del nivel de gravas) se realizarán pruebas de carga AHP adicionales en los pilotes de producción. Se propone que el número de estas pruebas será de al menos el 2% del número de pilotes que se ejecuten. En los restantes pilotes de producción se harán ensayos de integridad estructural (ASTM D5882) y medida del rechazo (número de golpes para penetrar 20 cm).
- En función de los resultados de las pruebas de carga y de las longitudes de pilote podrá requerirse la realización de preforos y la hinca de los pilotes por tramos con sus correspondientes juntas de conexión.

4.5.2. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DEL PILOTE

Deberá comprobarse que la sección de hormigón armado del pilote y las juntas de conexión entre tramos, si las hubiere, soportan los esfuerzos axiles (N), momentos (M) y cortantes (V) que les soliciten. Para estimar esos esfuerzos se han realizado dos tipos de modelos numéricos de elementos finitos, ambos bidimensionales y en deformación plana, con el programa RS2 de Rocscience. Estos modelos se han denominado modelo Tipo 1 y modelo Tipo 2.

En el Tipo 1 se tienen en cuenta las diferentes fases constructivas (campo tensional gravitatorio inicial en el terreno, instalación de los pilotes y de la geomalla, levantamiento del terraplén por tongadas y aplicación de la sobrecarga de tráfico). El modelo constitutivo del terreno es elastoplástico de tipo Mohr-Coulomb y el de los pilotes y geomalla de tipo de elástico con sus correspondientes rigidez EI y EA en el caso del pilote y EA en la geomalla. Su principal objetivo es determinar los esfuerzos flectores y cortantes que se producen en los bordes del terraplén. En el Tipo 2 el modelo constitutivo del terreno y de los pilotes es elástico. Se trata de un modelo pseudo estático en que se introduce una aceleración sísmica horizontal que distorsiona el terreno horizontalmente e induce esfuerzos en los pilotes. La acción considerada es el sismo horizontal con un valor de la aceleración de $0{,}09 \cdot g$. Su finalidad principal es determinar flectores y cortantes que introduce la acción sísmica en los pilotes En ambos tipos de modelos se han considerado variantes para tener en cuenta que los pilotes pueden tener longitudes comprendidas entre los 8 y los 16 m.

[i] Según el Anexo Nacional del EC7 el valor es $\gamma_t = 1{,}15$ (ver Tabla A.6) y el de $\xi_6 = 0{,}85 \cdot 1{,}25$ (ver Tabla A.11), este último aplicable en el caso en el que se utilicen ensayos dinámicos de impacto con contraste de señal y el número de ensayos de ese tipo sea superior o igual a 20 ($n \geq 20$).

[ii] El valor del rozamiento negativo se incluye dos veces según indica el EC7, para tener en cuenta la contribución "positiva" durante la prueba de carga del tramo del pilote que luego, a medio o largo plazo, se colgará del pilote.

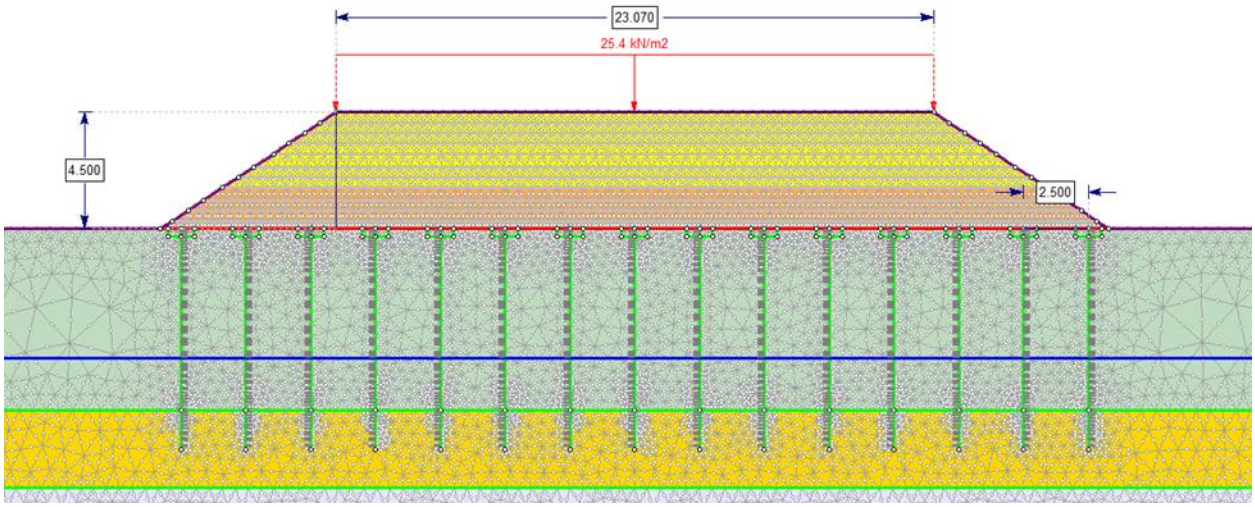


Figura 8. Vista del modelo numérico Tipo 1 en la última fase constructiva (aplicación de sobrecarga).

4.6. AUSCULTACIÓN

Con el fin de controlar si la evolución de asientos en el terraplén, y de deformaciones en las geomallas, se ajusta a lo esperable se propone la instalación de líneas continuas de asiento (LCA) con medida automatizada y que tengan una precisión inferior a los 2 mm. Los resultados se subirán automáticamente a internet, con la frecuencia que se establezca en cada momento (construcción y posterior fase de explotación), para su consulta y análisis por usuarios autorizados.

5. CONCLUSIONES

En esta presentación se hacen una serie de recomendaciones para apoyar el terraplén de unos ramales de enlace sobre vertedero de residuos muy heterogéneos y con posibilidad de degradarse con el tiempo. Tras analizar los condicionantes geotécnicos y constructivos existentes se opta por una solución de terraplén pilotado con su correspondiente plataforma de reparto de cargas. Para el diseño de esa solución se propone seguir una metodología probada y aceptada internacionalmente. Concretamente se propone seguir lo indicado en el libro "Design Guidelines. Basal Reinforced Piled Embankments" publicado por CRC Press/Balkeme en 2016 y cuyos autores son Suzanne J.M van Eekelen y Marijin H.A. Brugman. En base a esa metodología se realizan los cálculos y dimensionamiento correspondientes para definir las principales características de los elementos básicos que componen la solución: pilotes hincados, geomallas con resistencia a tracción superior a 300 kN/m, capiteles y las capas de los diferentes tipos de relleno que intervienen en la sección tipo.

AGRADECIMIENTOS

Queremos dar las gracias a Dª. Patricia Amo Sanz, del Departamento Técnico de Huesker, por el asesoramiento y apoyo prestado durante elaboración del informe técnico en base al cual se ha redactado esta presentación.

REFERENCIAS

EBGEO (2011) Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements. German Geotechnical Society. ISBN 978-3-433-02983-1

Girout, R., Blanc, M., Thorel, L., Dias, D., (2014). Piled embankment on soft soil reinforced with geosynthetic. In: proceedings of 7th International Conference of Physical Modelling in Geotechnics (ICPMG 2014). DOI: 10.1201/b16200-120.

Van Eekelen, S.J.M. (2015). Basal Reinforced Piled Embankments. PhD thesis Technical University of Delft, Netherlands. ISBN 978-94-6203-825-7 (print), ISBN 978-94-6203-826-4 (electronic version). Downloadable at: www.piledembankments.com.

Van Eekelen, S.J.M., (2016). The 2016-update of the Dutch Design Guideline for Basal Reinforced Piled Embankments, Procedia Engineering, Volume 143, 2016, pp 582-589, doi: 10.1016/j.proeng.2016.06.077.

EFECTO DE LA EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL DE METRO SOBRE EL COMPORTAMIENTO RESISTENTE DE UN PILOTE SOMETIDO A CARGA AXIAL

Eliana GRATEROL[(1)], José GUTIÉRREZ-CH[(1)*], Salvador SENENT[(1)] y Rafael JIMENEZ[(1)]

[(1)] Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
*jg.gutierrez@upm.es

RESUMEN

La interacción entre excavaciones subterráneas y cimentaciones profundas constituye un aspecto crítico en la ingeniería geotécnica urbana. En este trabajo se investiga el efecto de la excavación de un túnel de metro sobre el comportamiento resistente de un pilote sometido a carga axial. Para ello se desarrolla un modelo numérico tridimensional que reproducen las fases constructivas del túnel y el proceso de carga del pilote, permitiendo evaluar la variación de la carga axial movilizada y de la resistencia por punta y por fuste del pilote durante el proceso constructivo de un túnel, así como la respuesta de los asientos registrados en cabeza del pilote. Se analizan distintos escenarios geométricos con el fin de identificar los parámetros que más influyen en la respuesta del pilote durante la excavación. Los resultados numéricos sugieren que la excavación del túnel induce una notable redistribución axial, particularmente cuando la punta se ubica más próxima a la clave del túnel. En estas condiciones se registran pérdidas significativas (a veces temporales), de la resistencia por punta, compensadas por un incremento de la resistencia por fuste en los tramos superiores del pilote. Asimismo, la alineación del pilote con el eje del túnel intensifica estos efectos, mientras que los pilotes situados a mayor distancia del eje central experimentan una perturbación sensiblemente menor.

ABSTRACT

The interaction between underground excavations and deep foundations constitutes a critical issue in urban geotechnical engineering. This study investigates the effect of metro tunnel excavation on the load-bearing behavior of a pile subjected to axial loading. To this end, a three-dimensional numerical model is developed to reproduce the tunnel construction stages and the pile loading process, enabling the evaluation of variations in mobilized axial load, end-bearing resistance, and shaft resistance during tunnel excavation, as well as the settlement response measured at the pile head. Different geometric scenarios are analyzed to identify the parameters that most significantly influence pile response during excavation. The numerical results suggest that tunnel excavation induces a significant axial load redistribution, particularly when the pile base is located closer to the tunnel crown. Under these conditions, substantial (and even temporary) reductions in end-bearing resistance are observed, compensated by an increase in shaft resistance along the upper segments of the pile. Furthermore, alignment of the pile with the tunnel axis intensifies these effects, whereas piles located farther from the tunnel centerline experience a less pronounced disturbance.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Túneles (Tunnelling), Pilotes (Piles), Modelos numéricos (Numerical modelling).*

1. INTRODUCCIÓN

El crecimiento poblacional ha traído consigo la expansión de los sistemas de transporte subterráneo en ciudades densamente urbanizadas; en consecuencia, se ha incrementado la interacción entre nuevas excavaciones y cimentaciones existentes (Boldini *et al.,* 2018). De manera particular, la construcción de túneles de metro puede alterar significativamente el estado tensional y deformacional del terreno circundante, generando redistribuciones de esfuerzos y asentamientos que podrían afectar a cimentaciones profundas como pilotes (Franza *et al.,* 2021). Casos documentados en proyectos emblemáticos como el edificio "La Equitativa" durante la construcción del túnel de la Línea 1 del Metro de Sevilla (Interempresas, 2021) reportaron pérdidas de confinamiento lateral y movimientos del suelo que modificaron la respuesta estructural de las cimentaciones existentes.

Desde el punto de vista geotécnico, el efecto de la excavación de un túnel sobre un pilote sometido a carga axial depende de múltiples factores: la distancia relativa túnel–pilote, la profundidad y longitud del pilote, el diámetro del túnel, las propiedades resistentes del suelo, entre otros. Por ejemplo, Chen *et al.* (2023) muestran, a través de modelos numéricos con el Método de Diferencias Finitas (MDF), como un túnel que intercepta directamente el eje del pilote de cimentación puede generar asentamientos aproximadamente el doble de los producidos cuando el túnel se construye lateralmente respecto al pilote. De manera similar, Mohamad *et al.* (2022), a partir de un ensayo a escala real sobre el efecto de la excavación de un túnel en cimentaciones de pilotes en Paris, observaron que, de los tres pilotes instrumentados, el pilote P1, que se situaba justo sobre el eje del túnel, experimentó la mayor reducción de su capacidad resistente. En contraste, el pilote P2 de igual longitud al P1 pero situado al lado derecho del túnel, apenas sufrió cambios en su capacidad resistente. Asimismo, Khoo *et al.* (2025), empleando simulaciones numéricas con el Método de Elementos Finitos (MEF) y datos de campo, destacaron que los mayores asientos sobre la cabeza del pilote se producen cuando el frente de la excavación se encuentra a una distancia comprendida entre 1 a 1.5 veces el diámetro del túnel (D). Además, señalaron que dicho efecto sobre los asientos del pilote se estabiliza cuando el frente del túnel se sitúa a distancias superiores a 4D.

En este contexto, resulta fundamental conocer el desempeño en servicio de edificaciones existentes durante la construcción de infraestructuras subterráneas, así como establecer criterios de diseño y medidas de mitigación que minimicen los riesgos asociados a la interacción túnel–cimentación profunda. En esa línea, el presente trabajo plantea una "prueba de concepto" y se analiza, mediante modelos numéricos, el efecto que la excavación de un túnel de línea de metro puede tener sobre un pilote cargado axialmente; en particular, sobre las cargas axiales movilizadas a lo largo del pilote, así como sobre sus componentes de resistencia por punta y por fuste. Además, se estudia la respuesta del pilote bajo diversas configuraciones geométricas, considerando su posición relativa respecto al eje central del túnel y su longitud.

2. CONFIGURACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

En esta sección se describen los aspectos relevantes del modelo numérico, así como las principales hipótesis adoptadas durante el proceso de simulación. Los modelos se desarrollaron con el MDF a través del programa comercial FLAC3D (Itasca Consulting Group Inc., 2025).

2.1. GEOMETRÍA Y MALLADO

La geometría y mallado del modelo se presentan en la Figura 1. Por simplicidad se asume un túnel circular de diámetro interior $D = 6.2$ m revestido con un sostenimiento de espesor de 0.25 m y con un recubrimiento sobre clave de 20 m (valores similares a los empleados en la línea 5 de metro de Milán, Boldini *et al.* (2018)). El pilote tiene de diámetro D_p =0.6 m y una longitud de L_p =10 m. En la configuración inicial, el eje vertical del pilote está centrado respecto al eje del túnel, lo que permite analizar una condición simétrica representativa y anular la influencia de otras variables geométricas. Además, se restringen los movimientos horizontales y verticales en la base del modelo, mientras que en los límites laterales se impiden los desplazamientos normales a cada plano, permitiendo los desplazamientos tangenciales. La superficie del terreno se considera libre de restricciones.

2.2. MODELO CONSTITUTIVO DEL TERRENO

El comportamiento del terreno se representa mediante el modelo constitutivo *Hardening-Plastic Soil* de FLAC (Itasca Consulting Group Inc., 2025). Este modelo elastoplástico avanzado permite reproducir de

forma más realista la respuesta no lineal y dependiente del nivel de tensiones del terreno, superando las limitaciones del modelo elástico perfectamente plástico tipo Mohr–Coulomb.

Las propiedades adoptadas en el modelo, así como su distribución estratigráfica, se presentan en la Tabla 1. Estas propiedades son representativas de lo que podría ser un perfil geotécnico típico de la zona norte de la ciudad de Madrid. La condición de sobreconsolidación del terreno se ha incorporado mediante la razón de sobreconsolidación (OCR, por sus siglas en inglés, *Over Consolidation Ratio*).

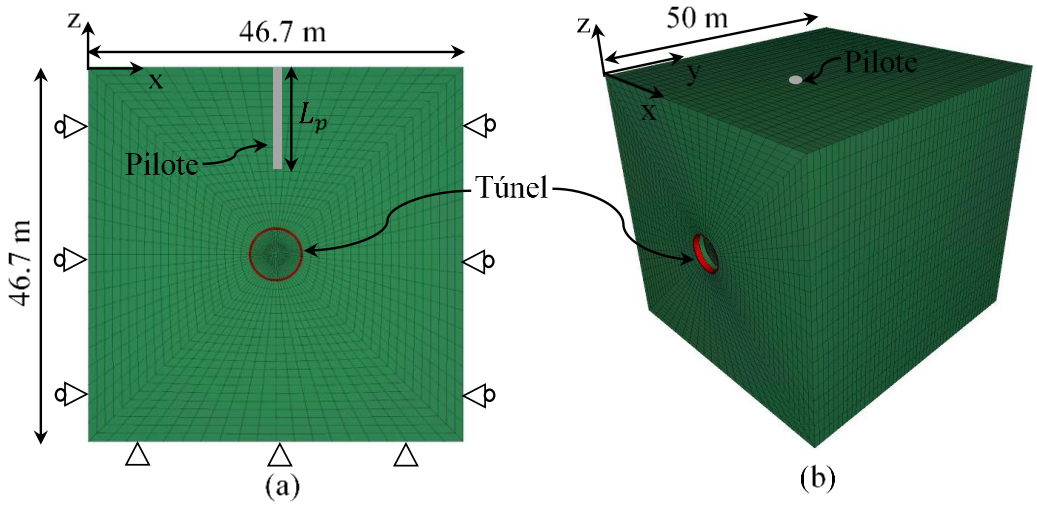


Figura 1. Geometría y mallado del modelo numérico: (a) vista 2D (L_p representa la longitud del pilote), (b) vista 3D.

Tabla 1. Propiedades del terreno.

Profundidad (m)	**Tipo de suelo**	**Densidad (kg/m^3)**	**E_{50ref} (MPa)**	**E_{oed}^{ref} (MPa)**	**E_u^{ref} (MPa)**	**Coeficiente de Poisson**	**Cohesión (kPa)**	**Ángulo de fricción (º)**
0 a -9.35	Arena de miga	2000	55	55	165	0.3	7.5	35
-9.35 a -16.35	Arena tosquiza	2050	80	80	240	0.3	12	33
-16.35 a -46.7	Tosco Arenoso	2080	100	100	300	0.3	20	32.5

2.3. MODELO DEL PILOTE

El pilote se modela como elemento estructural tipo *Pile* para su comportamiento por fuste. Por su parte, la respuesta en punta se modela mediante un elemento estructural tipo *Cable* (Itasca Consulting Group Inc., 2025). Las propiedades mecánicas adoptadas para el pilote se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2. Propiedades empleadas para simular el pilote.

Densidad,ρ_p (kg/m^3)	2500
Módulo de Young, E_p (GPa)	30
Coeficiente de Poisson, ν_p	0.25
Rigidez normal del pilote, $k_{n,p}$ (GPa)	1
Rigidez al corte del pilote, $k_{s,p}$ (GPa)	1
Rigidez normal del cable, $k_{n,c}$ (GPa)	10
Resistencia unitaria por fuste máxima del pilote, $\tau_{max,p}$ (kPa)	100

La relación de rigidez normal y de corte del pilote se adoptó como $k_{n,p}/k_{s,p} = 1$. Esta elección se basa en recomendaciones de Malkowski (2015), quien indica que valores comprendidos entre 1 y 10 son adecuados para la modelización numérica de este tipo de interacción. En cuanto a la interacción pilote-terreno, se

adoptaron los siguientes parámetros para los enlaces de acoplamiento del elemento estructural: (i) ángulo de rozamiento nulo; (ii) resistencia al corte definida mediante una cohesión equivalente ($c_s = \tau_{max,p} \cdot P$), donde $\tau_{max,p}$ es la resistencia unitaria máxima al fuste del pilote y P el perímetro del pilote; y (iii) una resistencia normal elevada ($c_n = 1$ GPa) con el fin de evitar la separación numérica entre el pilote y el terreno durante el cálculo. Esta formulación permite que la transferencia de carga axial esté gobernada por la resistencia al corte prescrita, reproduciendo adecuadamente el mecanismo de interacción pilote-terreno considerado en el estudio.

2.4. SECUENCIA DE SIMULACIÓN

El proceso de cálculo se desarrolla en etapas sucesivas que reproducen la secuencia constructiva:

Fase 1. Estado inicial: En primer lugar, se genera el estado tensional inicial del terreno mediante la aplicación de la gravedad.

Fase 2. Instalación y puesta en carga del pilote: Se activa el elemento estructural que representa el pilote. Luego, se aplica en su cabeza una carga axial de servicio de 1 MN, introducida de manera gradual hasta alcanzar el equilibrio estático del sistema. Esto permite obtener el estado deformacional y tensional del conjunto suelo–pilote previo a la excavación del túnel.

Fase 3. Construcción del túnel: El proceso constructivo del túnel se realiza de forma secuencial con avances de 1m. Para cada pase de avance:

(a) Se activa el revestimiento correspondiente al tramo excavado previamente.

(b) Se desactiva el volumen de suelo correspondiente al avance.

(c) Se aplica una presión de confinamiento de 100 kPa en el frente de excavación y la superficie radial excavada, representativa del soporte proporcionado (por ejemplo, por una tuneladora).

(d) El modelo se resuelve hasta alcanzar el equilibrio mecánico antes de proceder al siguiente avance.

3. RESULTADOSRESPUESTA DE LA CARGA AXIAL

La Figura 2 muestra la evolución de la fuerza axial movilizada en los distintos elementos que componen el pilote durante la excavación del túnel (*i.e.*, durante cada pase de avance de 1 m). En dicha figura, el término "avance" hace referencia a la longitud excavada desde el borde del modelo, situándose el pilote, tal y como se muestra en la Figura 1, a una distancia de 25 m de dicho borde. El pilote se ha discretizado en diez elementos estructurales, encontrándose el Elemento 1 próximo a la cabeza y el Elemento 10 próximo a la punta.

Sin embargo, entre aproximadamente 5 y 12 m de avance se aprecia una ganancia de fuerza axial movilizada en casi todos los elementos (más marcada en los intermedios e inferiores). Dado que la carga aplicada en cabeza se mantiene constante (1 MN), este incremento no implica un aumento de la carga total actuante, sino una redistribución interna de esfuerzos. En esta etapa inicial de la excavación, puede existir una reducción progresiva del confinamiento inducida por la aproximación del frente. Como consecuencia, una menor fracción de la carga es transferida al terreno en esos niveles, permitiendo que una mayor proporción de la carga axial se transmita hacia zonas más profundas del pilote. Posteriormente, cuando el frente se aproxima a la vertical del pilote (aprox. entre 12 y 30 m de avance), se observa una reducción más notable de la fuerza axial movilizada en los elementos intermedios e inferiores (6, 8 y 10). La disminución es más acusada en el Elemento 12, lo que indica una reducción temporal de capacidad portante por punta asociada a la relajación del terreno y a los desplazamientos inducidos por la excavación. En contraste, el Elemento 1 presenta variaciones mucho más moderadas, evidenciando que la cabeza del pilote mantiene mayor estabilidad debido a la restricción estructural y a la menor influencia directa de la zona de plastificación alrededor del túnel.

Finalmente, a medida que el frente supera la posición del pilote (más allá de 30 m de avance), se aprecia una recuperación progresiva de la fuerza axial en todos los elementos, alcanzando valores cercanos o ligeramente superiores a los iniciales. Este comportamiento sugiere un proceso de redistribución de esfuerzos y una reactivación parcial de la fricción lateral una vez que el campo de tensiones se reequilibra tras el paso del túnel. El incremento final en algunos elementos superiores e intermedios indica que el pilote experimenta un reajuste en el mecanismo resistente, con mayor movilización de fuste para compensar la pérdida temporal de apoyo en punta del pilote (ver la Figura 2).

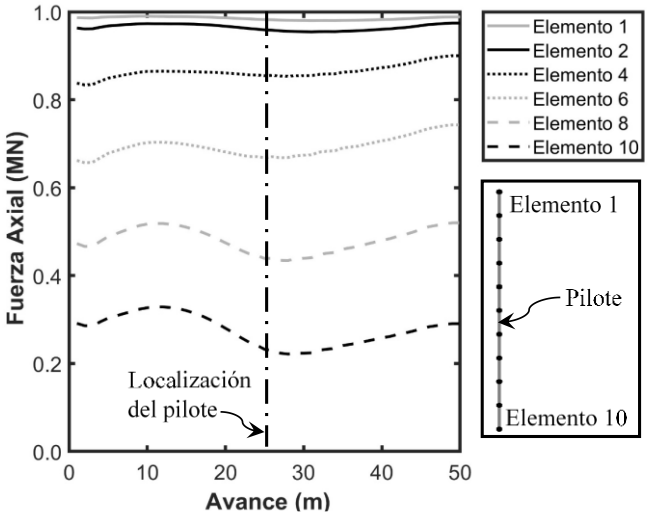


Figura 2. Evolución de la fuerza axial movilizada a lo largo del pilote durante la excavación del túnel.

3.2. RESPUESTA DE LA RESISTENCIA POR PUNTA Y POR FUSTE DEL PILOTE

La evolución de la resistencia por punta y por fuste movilizada a lo largo del pilote durante la excavación del túnel se muestra en la Figura 3. En una primera fase, cuando el frente de excavación avanza entre 5 y 12 m, se produce un aumento progresivo de la resistencia por punta, acompañado de una disminución de la resistencia por fuste movilizada en los tramos superior y medio del pilote (Elementos 1, 2, 4 y 6). En contraste, en la parte inferior (Elementos 8 y 10) la resistencia movilizada por fuste permanece prácticamente constante. Tal como se mencionó en el apartado anterior, este comportamiento puede atribuirse a una pérdida incipiente de confinamiento lateral en los niveles superiores del terreno, causada por la redistribución de tensiones inducida por la aproximación del frente de excavación. La reducción de fricción en los tramos superiores provoca que menos carga se transfiera al terreno en esos niveles, de manera que una mayor proporción de la carga aplicada en cabeza se transmite hacia los tramos inferiores, explicando así la ganancia de fuerza axial movilizada observada en los elementos más profundos (ver la Figura 2) y una mayor movilización de la resistencia por punta. Esta fase representa una redistribución inicial de carga previa a que el frente se sitúe directamente bajo el pilote.

En una segunda fase, aproximadamente entre 12 y 30 m de avance de la excavación, la influencia del frente se intensifica a medida que se aproxima al eje del pilote. Durante este intervalo, se registra una disminución significativa de la resistencia por punta, lo que sugiere una reducción del confinamiento vertical en la base del pilote debido al alivio tensional inducido por la excavación. Como respuesta a esta pérdida de capacidad en punta, la resistencia por fuste aumenta nuevamente en la mayoría de los elementos, evidenciando una mayor transferencia de carga desde el pilote hacia el terreno a lo largo del fuste (ver la Figura 3). Esta mayor movilización de fricción se refleja en la disminución progresiva de la fuerza axial en dichos tramos, indicando que parte de la carga aplicada en cabeza se disipa localmente antes de alcanzar la punta. La excepción es el Elemento 4, cuya resistencia por fuste se mantiene prácticamente estable, con una ligera disminución hacia los 30 m de avance (ver la Figura 3). Este comportamiento sugiere la existencia de un equilibrio transitorio entre dos efectos contrapuestos: por un lado, el incremento de deformaciones relativas suelo–pilote que favorece la movilización de fricción; por otro, la relajación tensional asociada a la proximidad máxima del frente. Este resultado pone de manifiesto que la respuesta no es uniforme a lo largo del fuste, sino que depende de la posición relativa respecto al túnel y del estado tensional local.

Finalmente, tras el paso del frente bajo el pilote (avance > 30 m), el sistema evoluciona hacia un nuevo estado tensional. Se observa una recuperación de la resistencia por punta, aunque sin alcanzar necesariamente el valor máximo inicial lo que indica una readaptación del bulbo de tensiones en la base del pilote bajo un nuevo campo tensional. Paralelamente, la mayoría de los elementos muestran una pérdida generalizada de resistencia por fuste respecto a la fase anterior, coherente con el alivio permanente de tensiones verticales y horizontales provocado por la excavación y la consiguiente reconfiguración del estado de esfuerzos en el macizo (ver la Figura 3). Como consecuencia, la distribución de la fuerza axial tiende a suavizarse (ver la Figura 2): los tramos superiores y medios muestran una ligera recuperación de carga axial respecto a la fase crítica, mientras que los tramos intermedios e inferiores ajustan su contribución en función del nuevo equilibrio entre fricción lateral y resistencia de punta. Una excepción notable es el Elemento 10, próximo a

la base, cuya resistencia por fuste continúa incrementándose hasta el final del proceso, en coherencia con la reactivación de la punta y la concentración de esfuerzos en la zona inferior del pilote.

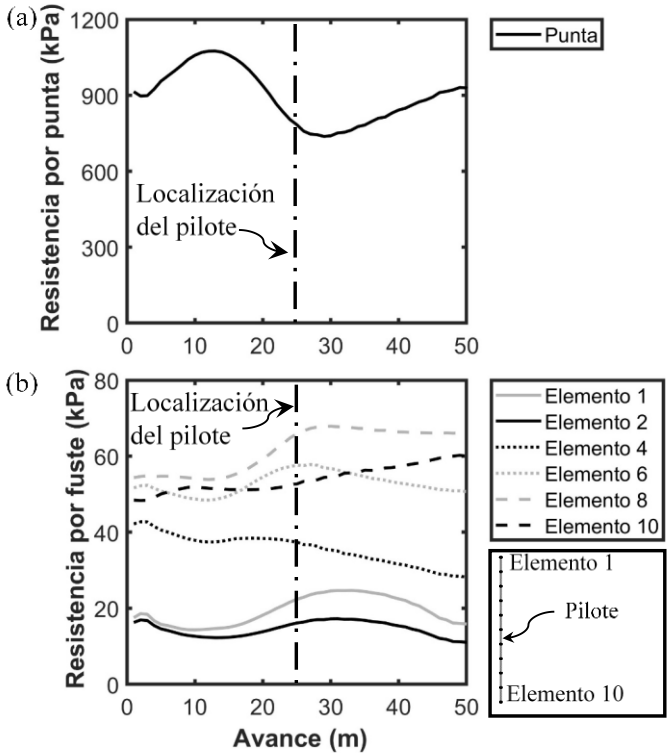


Figura 3. Evolución de la resistencia por punta y por fuste a lo largo del pilote durante la excavación del túnel.

3.3. EFECTO DE LA POSICIÓN DEL PILOTE RELATIVA AL EJE CENTRAL DEL TÚNEL

Con el fin de evaluar el efecto de la excavación del túnel sobre el comportamiento del pilote teniendo en cuenta la posición de éste, se analizaron dos configuraciones: Pilote A centrado respecto al eje del túnel y pilote B desplazado 5 m lateralmente (ver la Figura 4). La longitud y diámetro de ambos pilotes son las mismas descritas en la Sección 1. Los resultados de la evolución de la resistencia por punta y por fuste de ambos pilotes se presenta en la Figura 5.

En términos de resistencia total por punta (ver la Figura 5a), ambos pilotes experimentan variaciones significativas asociadas al frente de excavación con una tendencia similar a la descrita en la Sección 1.3.2. Comparativamente, se observa que el Pilote A presenta una mayor movilización de resistencia por punta que el Pilote B, evidenciando que la alineación con el eje del túnel amplifica el efecto que la excavación del túnel provoca sobre la resistencia movilizada bajo la punta del pilote.

En cuanto a la resistencia por fuste (ver la Figura 5b), si bien la evolución global con el avance del túnel es comparable en ambos casos, la magnitud y distribución de la fricción movilizada presentan diferencias claras en función de la posición relativa del pilote respecto al eje de excavación. En el modelo con el Pilote A, los elementos ubicados en la zona media y profunda (Elementos 4 y 10) movilizan resistencias inferiores a las registradas en esos mismos niveles para el Pilote B. En contraste, en el tramo superior del pilote se observa una mayor movilización de fricción en el Pilote A respecto al Pilote B. Este comportamiento sugiere una redistribución axial de cargas inducida por la excavación más intensa cuando el pilote se encuentra alineado con el eje del túnel (Pilote A). La mayor descarga y relajación de tensiones en el entorno profundo del Pilote A reducen la fricción disponible en esos niveles, forzando una transferencia de carga hacia los estratos superiores, donde se incrementa la resistencia por fuste movilizada y aumentando la movilización de resistencia hacia la punta del pilote. En cambio, el Pilote B, al estar desplazado lateralmente 5 m, experimenta una perturbación menos marcada del estado tensional, conservando en mayor medida la resistencia por fuste en profundidad y requiriendo una menor redistribución hacia los tramos superiores.

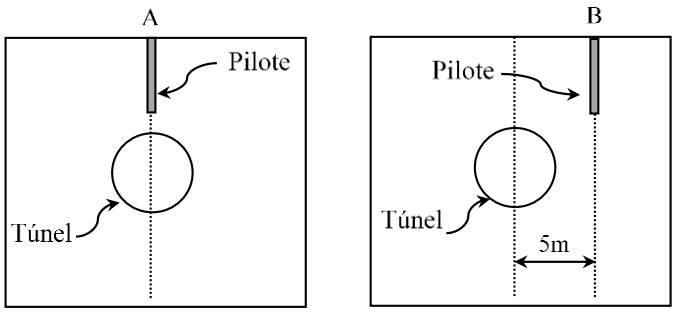


Figura 4. Esquema de los modelos analizados para evaluar la interacción túnel–pilote: Pilote A centrado respecto al eje del túnel y pilote B desplazado 5 m lateralmente.

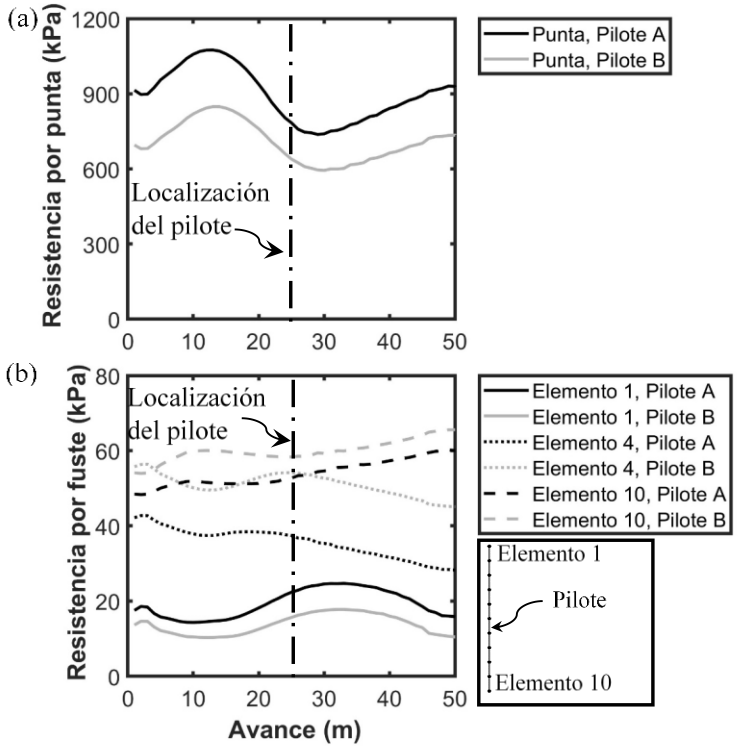


Figura 5. Efecto de la posición del pilote relativa al eje central del túnel.

3.4. EFECTO DE LA LONGITUD DEL PILOTE

En esta sección se presenta el efecto de la excavación del túnel sobre pilotes de diferente longitud situados sobre el eje central del túnel. En particular, se analizaron dos configuraciones: Pilote A de longitud $L_{p,A} = 10$ m (distancia del pilote al túnel 10 m) y Pilote C de longitud $L_{p,C} = 15$ m (distancia del pilote al túnel 5 m) (ver la Figura 6). El diámetro de ambos pilotes es el mismo cuyo valor se presentó en la Sección 1.

Los resultados numéricos obtenidos se muestran en la Figura 7. Se observa que la excavación induce una redistribución de esfuerzos en la punta de ambos pilotes, pero con mecanismos distintos. En el pilote A, cuya punta se sitúa 10 m por encima de la clave del túnel, se observa una reducción y posterior recuperación parcial de la resistencia de punta conforme el frente de excavación se aproxima y sobrepasa la sección. No obstante, la contribución en punta nunca se anula, lo que indica que, pese a la redistribución tensional y a la relajación del terreno, se mantiene un nivel de confinamiento suficiente para seguir movilizando resistencia por punta. En cambio, en el pilote C, cuya punta queda más próxima al túnel (5m por encima de la clave), la excavación genera una relajación mucho más intensa en la zona inferior del pilote. Esto se traduce en una pérdida progresiva de la resistencia de punta, alcanzando valores prácticamente nulos cuando el frente se sitúa aproximadamente entre 25 y 30 m de avance, evidenciando una descompresión significativa del terreno en la base del pilote (ver la Figura 7b).

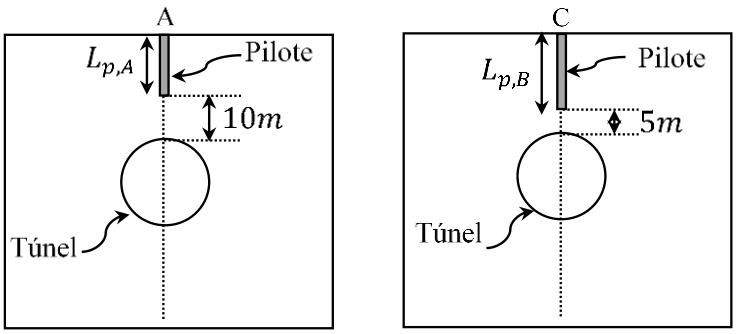


Figura 6. Esquema de los modelos analizados para evaluar la interacción entre un túnel y pilotes de diferente longitud: Pilote A, de longitud $L_{p,A} = 10$ m y Pilote B de longitud $L_{p,C} = 15$ m.

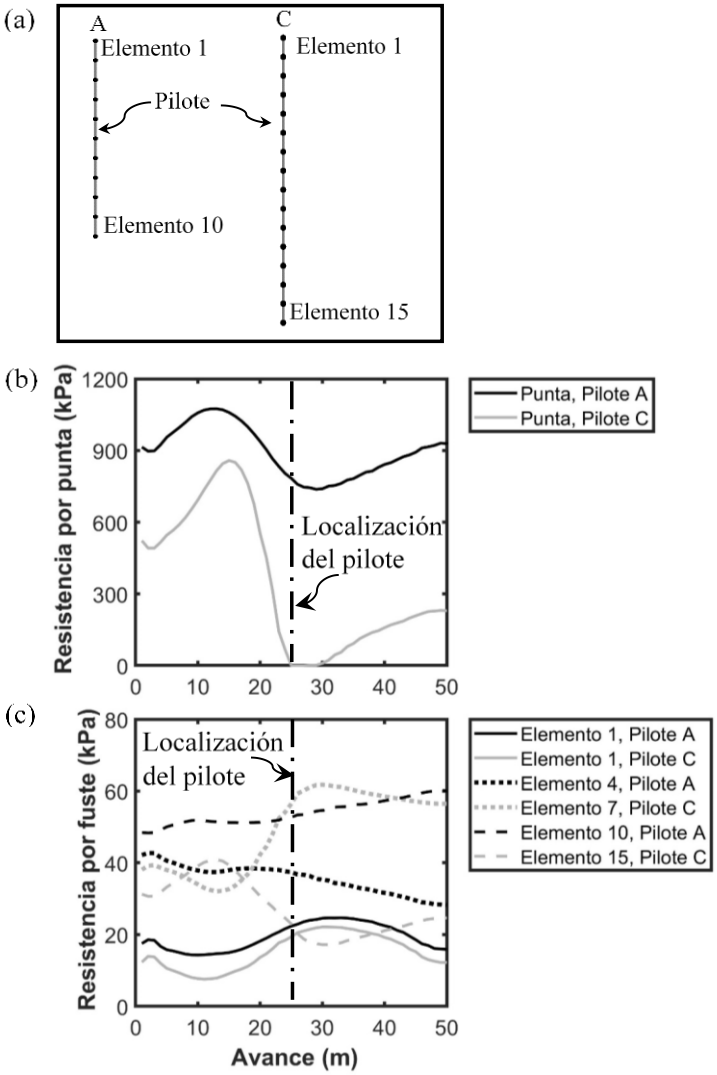


Figura 7. Efecto de la longitud del pilote relativa al eje central del túnel: (a) número de elementos en cada pilote, (b) resistencia por punta, (c) resistencia por fuste.

En cuanto a la resistencia por fuste, ambos modelos reflejan una clara redistribución de cargas a lo largo del pilote como consecuencia de la variación del estado tensional inducida por el túnel. En el Pilote C, la pérdida casi total de la resistencia por punta durante el paso del frente implica una mayor transferencia de carga al fuste; en particular, se observa una disminución de la resistencia por fuste hacia la parte inferior del pilote (Elemento 15) y un aumento de la misma hacia el tramo medio del pilote (Elemento 7) (ver la Figura 7c). Por su parte, el Pilote A presenta variaciones más moderadas y una respuesta global más estable, coherente con que la resistencia por punta sigue contribuyendo a la capacidad portante del pilote (ver la Figura 7). En conjunto, los resultados ponen de manifiesto que no solo la longitud del pilote, sino especialmente la posición relativa de la punta respecto a la zona de máxima relajación inducida por la excavación, controla la pérdida temporal o permanente de la capacidad axial del pilote.

3.5. COMPORTAMIENTO DE LOS ASIENTOS DEL PILOTE

Finalmente, la Figura 8 presenta la respuesta del asiento normalizado (es decir, el asiento registrado en cabeza del pilote normalizado por su diámetro, δ/D_p) versus el avance de la excavación del túnel, considerando los siguientes casos: (i) el pilote A según se ha descrito en la Sección 1; (ii) el pilote B situado a 5 metros del eje del túnel (ver la Figura 4); y, (iii) el pilote C centrado respecto al eje del túnel pero de mayor longitud (15 m, ver la Figura 6).

Como puede observarse, los resultados numéricos sugieren que δ/D_p evoluciona progresivamente con el avance del frente de excavación, concentrándose la mayor tasa de deformación cuando el frente se aproxima y sobrepasa la ubicación del pilote. Se aprecia, asimismo, que los pilotes centrados respecto al eje del túnel presentan mayores asentamientos que el pilote ubicado a 5 m lateralmente, confirmando la forma habitual de la cubeta de asientos inducida por la excavación de un túnel, donde el mayor asiento se produce en el eje del túnel. En contraste, el incremento de longitud de 10 m a 15 m no produce variaciones significativas en el asiento cuando ambos pilotes se encuentran centrados (ver la Figura 8). Este comportamiento se explica porque la punta de todos los pilotes apoya en el mismo estrato arenoso, de modo que el aumento de longitud no implica un cambio en las condiciones de apoyo ni en la rigidez del estrato de punta. En consecuencia, la respuesta está gobernada principalmente por la movilización de fricción lateral y por el arrastre inducido por la deformación del terreno circundante, más que por un efecto de rigidez en la punta del pilote.

Adicionalmente y de manera similar a un túnel ejecutado en condiciones de campo libre, los resultados muestran que, en todos los casos analizados, los asentamientos en cabeza de pilote tienden a estabilizarse cuando el frente de excavación alcanza aproximadamente tres a cuatro veces el diámetro del túnel. Más allá de esta distancia, el avance adicional produce un incremento marginal en el asiento, lo que sugiere que los mecanismos principales de interacción suelo-estructura ya se han movilizado. Además, los asentamientos normalizados no superan el 1% del diámetro del pilote en ninguno de los casos considerados (ver la Figura 8). Este valor es generalmente considerado bajo en términos de servicio para pilotes cargados axialmente, aunque el riesgo asociado depende más de los criterios de tolerancia estructural y los asentamientos diferenciales que del desplazamiento absoluto en sí.

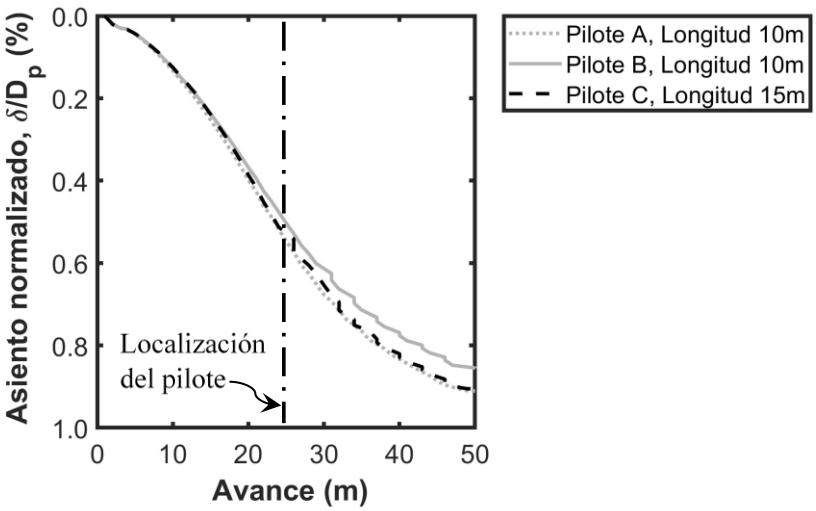


Figura 8. Respuesta del asiento normalizado vs el paso de avance del túnel.

Finalmente, los resultados sugieren que, bajo las condiciones analizadas, la ubicación relativa del pilote respecto al eje del túnel tiene mayor incidencia en el asentamiento que un incremento moderado en la longitud del pilote.

4. CONCLUSIONES

El presente trabajo analizó, mediante modelos numéricos tridimensionales, el efecto de la excavación de un túnel de metro sobre el comportamiento de un pilote individual sometido a carga axial. A partir de los resultados obtenidos, pueden destacarse las siguientes conclusiones:

- La excavación del túnel induce una redistribución axial progresiva de esfuerzos a lo largo del pilote, controlada por la posición relativa del frente de excavación. Durante la aproximación del frente se

producen fases sucesivas de descarga y recarga entre la resistencia por fuste y la resistencia por punta.

- Cuando la punta del pilote se sitúa próxima a la zona de relajación inducida por el túnel, se observan reducciones significativas (e incluso pérdidas temporales) de la resistencia por punta. Esta pérdida se compensa parcialmente mediante una mayor movilización de la resistencia por fuste, especialmente en los tramos superiores del pilote.
- La posición relativa del pilote respecto al eje del túnel resulta un parámetro clave. Los pilotes alineados con el eje experimentan una redistribución axial más intensa y mayores variaciones en la resistencia movilizada, mientras que los pilotes desplazados lateralmente presentan perturbaciones significativamente menores.
- La proximidad de la punta del pilote a la clave del túnel controla la pérdida de capacidad en punta, siendo más pronunciada cuando la base del pilote se encuentra dentro de la zona de mayor relajación tensional inducida por la excavación.
- Los asentamientos en la cabeza del pilote se producen principalmente cuando el frente de excavación se aproxima a su posición, estabilizándose cuando el frente supera aproximadamente 3–4 diámetros del túnel. En los casos analizados, los asentamientos normalizados permanecen por debajo del 1% del diámetro del pilote.

En conjunto, los resultados evidencian que la alineación con el eje del túnel y la posición relativa de la punta respecto a la zona de relajación del terreno constituyen los factores geométricos que controlan la interacción túnel–pilote. Estos resultados contribuyen a mejorar la comprensión del comportamiento de cimentaciones profundas durante la construcción de túneles urbanos.

AGRADECIMIENTOS

Queremos mostrar nuestro agradecimiento al Ministerio de Ciencia e Innovación de España por haber financiado parcialmente esta investigación en el marco del proyecto PID2024-161402OB-I00.

REFERENCIAS

Boldini, D., Losacco, N., Bertolin, S., Amorisi, A. (2018). *Finite Element modelling of tunnelling-induced displacements on framed structures*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 80: 222-231.

Chen, X., Zhang, X., Zhou, X., Ou, X., Liu, J., Liu, H., Yu, W. (2023). *Vertical mechanical response of axial loaded pile to tunneling-induced pile exposure*. Computers and Geotechnics, Vol. 159: 105416.

Franza, A., Zheng, C., Marshall, A.M., Jimenez, R. (2021). *Investigation of soil–pile–structure interaction induced by vertical loads and tunnelling*. Computers and Geotechnics, Vol. 139: 104386.

Interempresas (2021). *Metro de Sevilla: desde su gestación hasta su pretendida sustitución por red de tranvías*. Accedido: 2025-10-16.

Itasca Consulting Group Inc. (2025). *FLAC, Version 9.0. User's Manual*. (Minneapolis, Minnesota).

Khoo, C., Mohamad, H., Mohamad, A.A., Thansirichaisree, P., Ghazali, M.F., Mohd M.Y. (2025). *Effects of advancing tunnel on a loaded pile: Numerical analysis and field measurements*. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 17(10): 6145-6158.

Malkowski, P. (2015). *Behaviour of joints in sandstones during the shear test*. Acta Geodynamica et Geomaterialia, Vol. 12(4): 399–410.

Mohamad, W., Bourgeois, E., Kouby, A.L., Szymkiewicz, F., Michalski, A., Branque, D., Berthoz, N., Soyez, L., Kreziak, C., 2022. F*ull scale study of pile response to EPBS tunnelling on a Grand Paris Express site*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 124:104492.

REDUCCIÓN DEL RIESGO MEDIANTE ESTRUCTURAS DE REVESTIMIENTO MODULARES, FLEXIBLES Y EFICIENTES

Roberto LUIS-FONSECA[(1)*], Mohammad HEIDARZADEH [(2)], Daniel ROJAS[(1)], Felix NOWAK[(1)], Helene ITTNER[(1)] y Julio PRIETO[(1)]

[(1)] Geobrugg AG
*roberto.luis@geobrugg.com

[(2)] Universidad de Bath

RESUMEN

Las zonas costeras, riberas y barrancos son altamente vulnerables a la socavación, lo que pone en riesgo infraestructuras y ecosistemas. El artículo presenta un sistema innovador de protección compuesto por módulos monolíticos con un exoesqueleto de malla de acero inoxidable tipo EN 1.4462 (AIS 318) de alta resistencia. Estos módulos, interconectados entre sí, ofrecen gran durabilidad y capacidad mecánica en ambientes agresivos. La investigación combina modelado físico, modelado numérico y ensayos de campo: Pruebas de laboratorio hidráulicas controladas demostraron la capacidad del sistema para disipar energía, adaptarse a diferentes velocidades de flujo, manejar sedimentos y resistir esfuerzos cortantes. Ensayos en la Universidad de Bath caracterizaron el run-up y el coeficiente de reflexión de las olas. Simulaciones con IH2VOF en Cantabria evaluaron el rendimiento bajo condiciones extremas de oleaje y descarga, optimizando parámetros de diseño y confirmando la resistencia estructural del sistema. Un proyecto piloto en un emplazamiento del Pacífico (caso de estudio) mostró reducciones significativas de socavación y mejoras en la estabilidad estructural a lo largo del tiempo.

ABSTRACT

Coastal areas, riverbanks, and ravines are highly vulnerable to scouring, which puts infrastructures and ecosystems at risk. The article features an innovative protection system composed of monolithic modules with a high-strength type EN 1.4462 (AISI 318) stainless steel mesh exoskeleton. These interconnected modules offer high durability and mechanical capability in aggressive environments. The research combines physical modelling, numerical modelling, and field trials: Controlled hydraulic tests demonstrated the system's ability to dissipate energy, adapt to different flow rates, handle sediment, and resist shear stresses. Laboratory scale trials at the University of Bath characterised the run-up and reflection coefficient of waves. Simulations with IH2VOF in Cantabria evaluated the performance under extreme wave and discharge conditions, optimizing design parameters and confirming the structural strength of the system. A pilot project at a Pacific site (case study) showed significant scour reductions and improvements in structural stability over time.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Protección contra socavación (scouring protection), Control de erosión costera (coastal erosion control), Mallas romboidales de acero inox (rhomboidal stainless steel mesh).*

1. INTRODUCCIÓN

La erosión costera es un proceso natural que provoca la disminución de playas y el retroceso de dunas y acantilados, dando forma al litoral mediante la acción combinada de olas, corrientes y viento. En zonas rocosas, se manifiesta mediante la excavación y debilitamiento de los acantilados, favorecido por la infiltración de agua de lluvia que termina ocasionando su colapso. En costas formadas por sedimentos blandos —como arenas o gravas— el equilibrio depende del aporte de material proveniente de bancos de arena, otras playas o acantilados erosionados, frente a la cantidad de sedimento que se pierde. Actualmente, muchas costas sedimentarias sufren erosión debido a la escasez de sedimentos costeros: las reservas generadas durante la última glaciación están prácticamente agotadas. A este fenómeno natural se suma la creciente influencia humana en el litoral: la urbanización, las actividades económicas, las obras de ingeniería costera, la regulación de cuencas mediante presas, el dragado, la extracción de áridos, entre otras intervenciones, intensifican la erosión existente e incluso generan retrocesos en zonas previamente estables (Eurosion, 2004). Así, la erosión costera resulta de la interacción de factores naturales y antropogénicos que operan a múltiples escalas. Según el Intergubernamental Panel on Climate Change (IPCC), el ascenso del nivel del mar asociado al cambio climático agravará el problema a nivel global, transformando de manera significativa las costas y las zonas litorales bajas. Se prevé que el nivel del mar aumente de aquí a 2100 entre 0,2 m y 1,0 m (fig. 1) en función del escenario (*RCP Representative Concentration Pathway*), aunque algunos científicos creen que estos valores son conservadores (Conley, 2024).

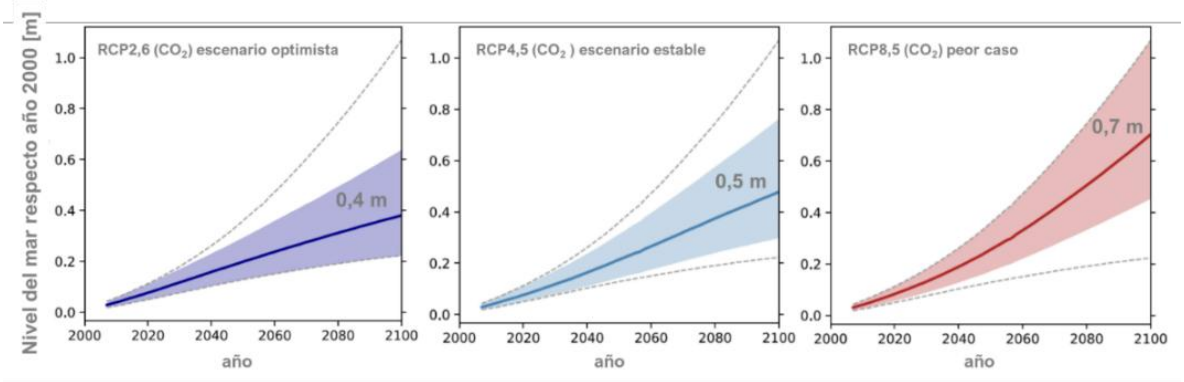


Figura 1. Incremento del nivel del mar a 2100 para diversos escenarios (Conley, 2024).

2. DAÑOS Y VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad de las zonas costeras ante el cambio climático se circunscribe esencialmente a playas y costas bajas del entorno de estuarios, y deltas. En estas zonas corresponde básicamente a tres tipos de situaciones o características: a) presencia de estructuras o bienes con valores monetarios de mercado que representen un "capital sujeto a daños"; b) existencia de elementos naturales sin valor de mercado pero que son la base de actividades económicas y que podrían verse perjudicadas; c) existencia de unidades naturales valiosas no necesariamente ligadas a actividades productivas, pero con riesgo de deterioro. El primer grupo corresponde a las áreas potencialmente anegables de forma permanente o intermitente en las cuales se podría ver afectado tanto el valor del terreno (cultivos, edificios o infraestructuras). En el segundo grupo se encuentran las playas confinadas que podrían ver reducida su extensión o incluso desaparecer totalmente. El tercer grupo incluye ciertos humedales y zonas supra o intermareales que podrían desaparecer por elevación del nivel del mar. Menor es la vulnerabilidad de los campos de dunas asociados a playas, aunque en algunos casos también podrían ver reducida su extensión o desaparecer como consecuencia de un ascenso del nivel medio del mar (Climate ADAPT, 2019).

3. PRINCIPALES SOLUCIONES PARA CONTROLAR LA EROSIÓN COSTERA

A continuación, en la Tabla 1 se resumen algunas de las principales soluciones tradicionales comparándolas con la TECCO® cell (TC), mencionando sus principales aspectos positivos y negativos, usando como leyenda un simple semáforo.

Tabla 1. Efectividad de algunas soluciones convencionales (alta 🚦, moderada 🚦 y baja 🚦).

Identificación	Emisiones GEI	Coste de Mantenimiento	Disipación de energía	Riesgo sobrepaso	Control de oleaje y erosión
 escolleras (RA)	🔴	🔴	🔴	🔴	🔴
 tetrápodos	🔴	🔴	🔴	🔴	🔴
 losas de hormigón	🔴	🔴	🟢	🟡	🟢
 entibados de madera	🟡	🔴	🔴	🔴	🔴
 gaviones	🟡	🔴	🟢	🟡	🟡
 TECCO® cell (TC)	🟢	🟢	🟢	🟡	🟢

De la Tabla 1 se puede intuir, que tanto las soluciones de escolleras (RA), como las que usan tetrápodos son ineficientes, alto coste económico y ambiental, con riesgo de movimiento (grandes desplazamientos) y poco control de sobrepaso, sin llegar a solucionar la disipación de energía. Sin embargo, las losas de hormigón, aunque son caras (económica y ambientalmente), son resistentes a las olas y disipan bien la energía. Por su parte, las soluciones de madera son presuntamente NBS (Nature-Based Solutions), aunque su coste ambiental es posiblemente moderado, son muy débiles en todos los demás aspectos. Los gaviones, aunque pueden tener un comportamiento hidráulico aceptable (disipación de energía), acusan problemas de durabilidad y sostenibilidad, en su caso el coste ambiental es muy elevado. La solución monolítica TC con malla inoxidable de acero alta resistencia, representa un paso de avance no solo en la dirección del comportamiento hidráulico, de la resistencia, el control de la socavación, la durabilidad y la sostenibilidad. Aunque la solución con gaviones, guarda cierta similitud con la TC a nivel hidráulico, es cierto que, desde el punto de vista estructural, los gaviones presentan muchos inconvenientes que la literatura internacional describe (Pilarczyk, 1998) y que manifiestamente impiden su empleo como protección costera. La estructura de los gaviones (fig. 2) resulta ligera a la par que dispersa, y por ello cuando se coloca en taludes, la parte inferior se somete a compresión ❶, a tales niveles que ocurre el pandeo ❷ en los módulos cercanos al pie del talud, lo cual propicia el deslizamiento ❸ y en el peor de los casos, el salto o desplazamiento ❹ de una o más unidades.

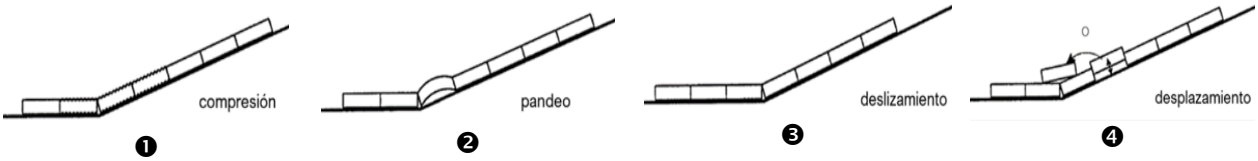


Figura 2. Mecanismos de fallo en los gaviones (Pilarczyk, 1998).

En función de impacto ambiental, las soluciones de defensa costera también se pueden clasificar. Por lo general hay tres grupos, las soluciones grises, las verdes (NBS) y las híbridas (Tabla 2).

Tabla 2. Clasificación de las defensas costeras (Heidarzadeh et al. 2024).

Aspecto	Grises (escolleras y hormigón)	Híbridas	Verdes (NBS)
Utilización	malecones, espigones, rompeolas, escolleras	escollera vegetadas, sacos de arena, geotubos, diques de marisma	*nourishment* (recuperación), marismas y mangle, dragado y revegetación
Positivo	durabilidad, resistencia, poco mantenimiento	funcionalidad, coste económico y ambiental balanceado	coste económico y ambiental presuntamente razonable
Negativo	coste económico y ambiental, acceso a la costa	estética discutible, acceso a la costa	Espacio, mantenimiento, durabilidad y funcionalidades

De acuerdo con la Tabla 2, la TECCO® cell debía estar en un paso intermedio, entre las defensas híbridas y las soluciones verdes (NBS), en tanto en cuanto el impacto ambiental es muy bajo, ya que se fabrica con acero inoxidable dúplex austenítico-ferrítico (EN-1.4462) de alta resistencia, cuya huella de CO_2 es de orden del 25% respecto al hormigón, además en múltiples ocasiones, se puede utilizar como material de relleno árido local, que por demás en peso representa aproximadamente el 98% del conjunto.

4. SOLICITACIONES QUE SE GENERAN SOBRE EL TALUD LITORAL

En las regiones costeras bajas, los diques marinos diseñados con el objetivo de gestionar la erosión de la costa y prevenir las inundaciones del mar (Murphy et al. 2002), suelen ser las estructuras de defensa costera más comunes e importantes. La rotura de las olas sobre el talud litoral es uno de los problemas más importantes a investigar por los ingenieros especializados en fenómenos costeros. Es bien sabido que los tipos de rotura en los taludes o diques marinos incluyen: derrame, de hundimiento y sobretensión. La rotura violenta de una ola arbolada (*plunging breaker*) es el fenómeno de ruptura de olas más dramático en el que la ola se enrosca y la energía de la ola se disipa en una distancia y tiempo cortos, lo que resulta en una alta presión de impacto en el talud. Según se puede apreciar en la figura 3, por lo general el punto de impacto sobre el talud litoral de inclinación α se produce a una altura Z_A ligeramente por debajo del nivel de agua en calma d. Esta fuerza de impacto es cuasi concentrada, sigue la forma de una campana de Gauss estrecha, que la convierte en una presión debido a que actúa en un área, esta presión alcanza un valor máximo en el momento del impacto y se amortigua en el tiempo.

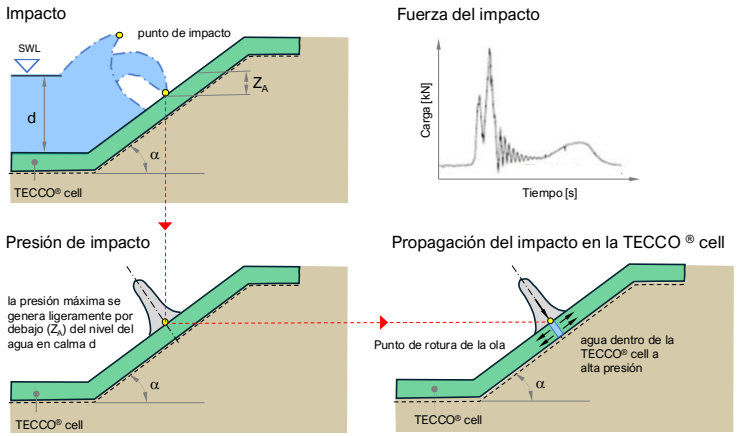


Figura 3. Fuerza, presión de impacto y propagación típica.

La determinación de esta presión máxima instantánea (P_{max}) usada en modelos empíricos de *run-up* e impactos sobre estructuras costeras, se puede realizar a partir de la expresión (TAW, 2002 y EurOtop, 2018):

$$P_{max} = C_p \cdot \rho \cdot g \cdot (1{,}65) \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi \, . \, H_s \qquad (1)$$

donde:

C_p coeficiente de presión o impulso, representa la intensidad relativa del impacto respecto a la presión hidrostática:1-2 (impactos suaves), 3-10 (rompientes fuertes) hasta 15 para vuelco(*flip-through*)

$\rho \cdot g$ peso específico del agua $\approx 1000 \cdot 9{,}81 = 9810$ N/ m^3 (densidad · gravedad)

1,65	coeficiente empírico (1,6 - 1,7) usado en varios modelos de *run-up* (R_2%) para ajustar la transición entre ola incidente y la ola de impacto sobre estructura vertical o subvertical ($R \approx 1{,}65\ H_s$)
γ_b	coeficiente de batimetría o rompiente (*breaker index*): 0,6 - 0,8 no rompiente, 1,0 - 1,2 rompiente y > 1,5 impacto violento
γ_f	coeficiente de fricción / rugosidad (considera pérdidas por porosidad) 0,4 - 0,7
γ_β	coeficiente por ángulo de incidencia $\gamma_\beta = \cos\beta$ siendo β el ángulo de incidencia de la ola β = 0º impacto frontal, β =90º paralelo sin carga, 0º < β < 90º impacto oblicuo
ξ	Parámetro de rompiente de Iribarren, ξ < 0,5 rompiente derramante (suave); 0,5 < ξ < 3 rompiente fuerte (*plunging*) y ξ > 3 run-up sin rotura (*surging*)
H_s	altura significativa de ola

5. ENSAYOS DE LABORATORIO UNIVERSIDAD DE BATH, UK

Se han realizado estudios comparativos mediante ensayos en tres fases (8, 32 y 48 ensayos) con olas regulares e irregulares durante 2023 y 2024 desarrollados en la Universidad de Bath (Heidarzadeh, et al. 2024). El objetivo de estos ensayos fue analizar la eficiencia del sistema TECCO® cell en disipación de energía de ola, reducción del *run-up* y estabilidad frente a impacto.

La **fase 1** consistió en los primeros ensayos de laboratorio (fig. 4) con modelos a escala (1:10) para comparar tres soluciones de protección costera: TC, gaviones y RA. En esta etapa se realizaron 8 ensayos usando olas periódicas y solitarias, midiendo tanto la absorción y dispersión de energía como el *run-up*. Se analizaron configuraciones con diferentes D_{50} de roca, pendientes, profundidades de agua y condiciones de oleaje. Los resultados macaron las pautas de las fases siguientes, ya se intuía que la TC absorbía mejor las olas, generaba menos salpicaduras, logrando además un *run-up* menor que las otras soluciones.



Figura 4. Montaje y equipamiento del laboratorio. A) Canal de olas de 10 m de longitud y los dos sensores de ola (WG1 y WG2). B) Modelo de TC. C) Accionado por pistones de paletas para generación de olas solitarias.

En la **fase 2**, de los 32 ensayos se ejecutaron 8 con olas solitarias y el resto (24) con olas periódicas. Según el parámetro de empinamiento de ola y el número de Iribarren, todos los tipos de rompiente están entre (0,5 < ξ < 3,3) plunging (desplomado). El empinamiento de las olas basado en la teoría de ondas de Stokes concluye que $[H_0/L_0]_{max}$ es aproximadamente 1:7 (cresta ~ 120°), en valores de laboratorio que no superan el máximo (0,04 - 0,08) que caracteriza una gama importante de situaciones, por ejemplo, el valor medio de la costa holandesa es alrededor de 0,04 (Bosboom et al. 2025). Para todos los experimentos las TC mostraron mayor rendimiento es decir un *run-up* menor. Los ensayos hidráulicos sometieron tanto la solución TC como la escollera convencional (RA) a olas solitarias, representativas de condiciones de tormenta, y a olas periódicas con periodos de 0,65; 0,8 y 1,0 segundos. Los resultados demostraron que la TC presentó un desempeño claramente superior en la reducción del *run-up,* con mejoras del 22 % bajo olas solitarias y del 20 % bajo ondas periódicas, además de registrar oscilaciones frontales menores (–14 % respecto a RA). Este comportamiento se explica por la alta flexibilidad y resistencia de la malla de acero, que facilita la absorción y disipación de energía, reduciendo la reflexión. En contraste, la geometría de la RA favorece *run-up* y generando salpicaduras que pueden inducir socavación e inestabilidad. Finalmente, la porosidad de la TC actúa como un mecanismo adicional de disipación, contribuyendo significativamente a mitigar el impacto del oleaje.

En la **fase 3** (48 ensayos) se corroboró que las TC frente a olas irregulares logra una reducción de *run-up* en el orden entre el 9 y el 15% respecto al RA (figs. 5, 6 y 7). La TC además de ser más estable, muestra una mejor absorción de olas, menos dispersión y salpicaduras. En contraposición con las TC, el RA mostró una mayor turbulencia delante que devendría en un incremento de la tasa de socavación. Superando de manera consistente a las RA incluso en condiciones límite y con olas solitarias.



Figura 5. Ensayos a RA, frente a olas solitarias.



Figura 6. Ensayos a TC ante olas solitarias.

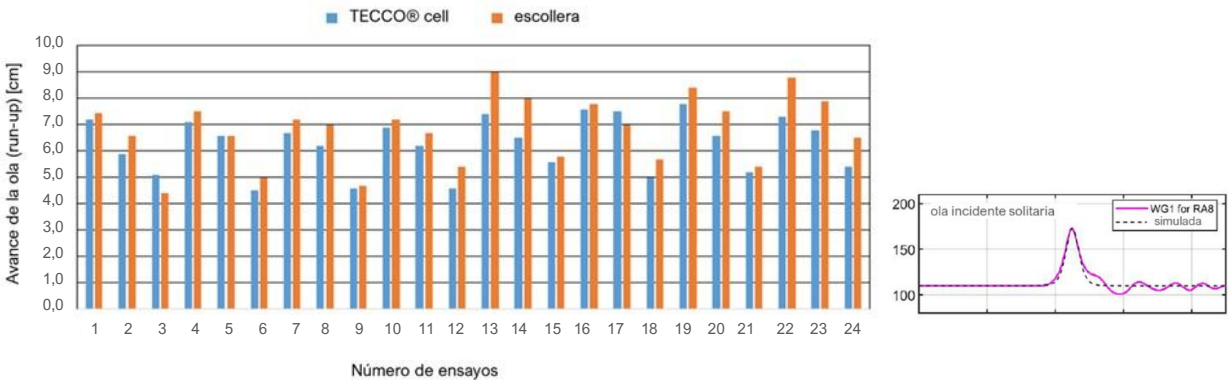


Figura 7. Resultados de la fase 3 (48 ensayos) con olas incidentes solitarias (Heidarzadeh et al. 2024).

6. SIMULACIÓN NUMÉRICA CON IH2VOF EN IH CANTABRIA

La definición de las secciones transversales (Tabla 3) para la simulación estuvo compuesta por 4 geometrías diferentes y 3 taludes α diferentes de cada sección transversal de protección costera, lo que produce una combinación de 12 secciones transversales diferentes, 9 de ellas son representativas de los sistemas de protección contra la erosión costera TC y 3 de ellas con casos de referencia (sin protección). Tamaño máximo del material de relleno con D_{n50} = 0,15 m y porosidad = 0,25 (Tomás et al. 2024).

Tabla 3. Geometría de la simulación con IH2VOF.

Talud	Espesor: 0,00 m	Espesor: 0,50 m	Espesor: 0,75 m	Espesor: 1,50 m
1:03				
1:05				
1:10				

A continuación, un ejemplo de las simulaciones ejecutadas con olas regulares para altura significativa (H_s) 5m, período (T) 8,5 s, talud 1:3 y ruptura según número de Iribarren ξ_{op} desplomado (plunging), para espesores de TC de 0,00 m y 1,50 m según figura 8.

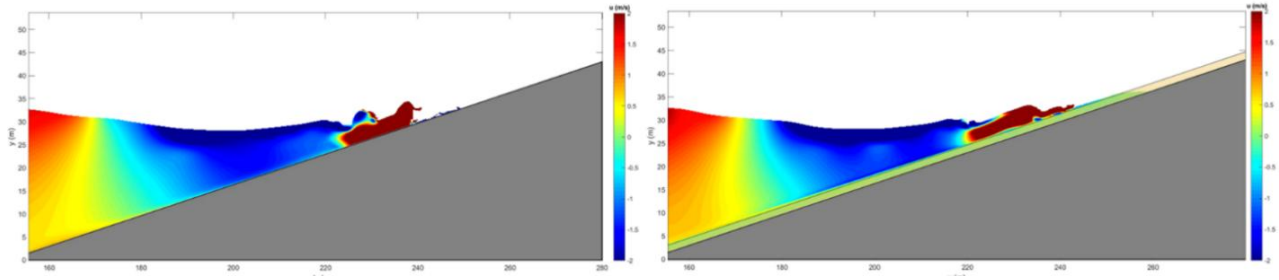


Figura 8. Simulación con IH2VOF (Tomás, 2024).

La figura 9 muestra la reducción del *run-up* respecto a la configuración de referencia sin elemento poroso. Se muestra que en muchos de los casos el comportamiento es similar para de espesores de módulo de 0,50 m y 0,75 m, siendo 0,75 m ligeramente más efectivo. Por otra parte, la figura 10 muestra la reducción del coeficiente de reflexión k_r (en %) con respecto a la configuración de referencia (0,00 m). Se observa que en muchos de los casos el coeficiente de reflexión entre las simulaciones de TC con espesores de 0,50 m y 0,75 m es insignificante debido a la configuración de la cuadrícula de la malla en el modelo numérico IH2VOF.

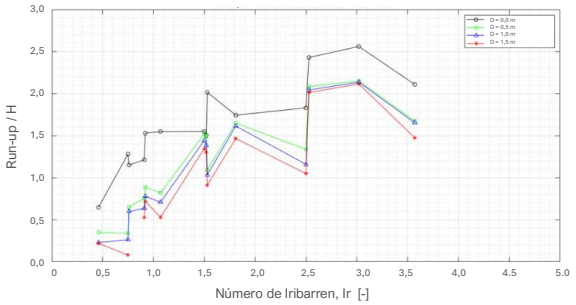


Figura 9. Resultados comparativos de *run-up* (Tomás, 2024)

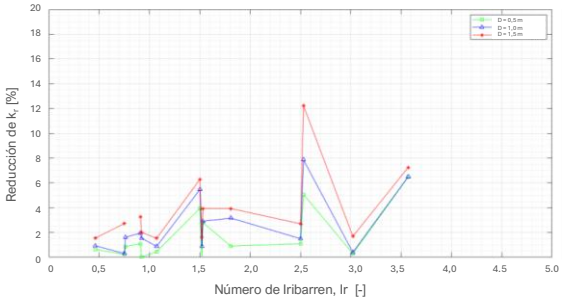


Figura 10. Comportamiento del coeficiente de reflexión, absorción de energía (Tomás, 2024)

El estudio confirma que el sistema TC, modelizado como un elemento poroso de espesor variable, reduce de forma significativa la energía del oleaje y mejora la protección del talud frente a los principales mecanismos asociados a la erosión costera. El modelo IH2VOF reproduce de forma consistente fenómenos clave —coeficiente de reflexión, *run-up*, presiones y velocidades— y muestra una excelente coherencia con formulaciones de referencia de la literatura. Esto valida su uso como herramienta para el diseño preliminar de soluciones costeras. El sistema TC muestra un desempeño hidráulico y estructural notable frente al oleaje. En primer lugar, reduce de forma significativa el coeficiente de reflexión, aumentando la disipación energética, con mejoras más marcadas al incrementar el espesor del módulo. Asimismo, disminuye sustancialmente el *run-up,* siendo la configuración de 1,50 m la más efectiva, especialmente bajo regímenes de rompiente *spilling* y *plunging*. El sistema también atenúa las presiones dinámicas transmitidas al talud, favoreciendo su estabilidad y prolongando la vida útil de la protección. Además, la TC reduce las velocidades tangenciales máximas y mínimas, mitigando riesgos de deslizamiento y arrastre del material de relleno, con un efecto disipativo más claro en espesores mayores. El rendimiento del sistema depende fuertemente del número de Iribarren, dado que la eficiencia del elemento poroso aumenta en modos de rotura más energéticos. Finalmente, el estudio establece un marco preliminar de pre-dimensionamiento basado en parámetros adimensionales como velocidad tangencial, presión y la relación H/ΔD, sirviendo como base para el desarrollo de futuras metodologías de diseño.

7. DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR

Para la determinación de espesor crítico t_{crit} del módulo TC de malla de alta resistencia, frente a olas irregulares (fig. 11) se emplean las expresiones (2 y 3) (Pilarczyk, 2011), que relaciona de forma proporcional dicho espesor con la altura significativa de ola H_s y la inclinación de talud litoral α, siendo inversamente proporcional a la relación de vacíos Δ.

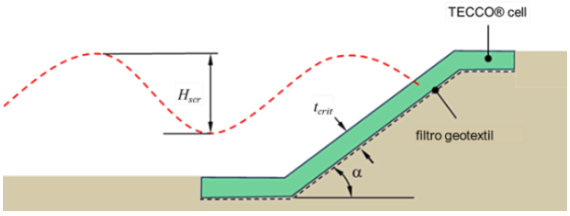


Figura 11. Espesor de recubrimiento crítico T_{crit}

En el caso de taludes con pendiente por debajo 1:3 predominan las solicitaciones a supresión (*uplift*), y para determinar el espesor critico desde el punto de vista hidráulico, se emplea la expresión:

$$t_{crit} = \frac{H_s}{\Delta} \cdot \frac{(\tan \alpha)^{1/3}}{4} \qquad (2)$$

——Mientras en taludes de mayor pendiente a la citada (1:3), las solicitaciones críticas están relacionadas

con el deslizamiento (*sliding*), siendo la expresión utilizada para evaluar el espeso crítico del módulo:

$$t_{crit} = \frac{H_s}{\Delta} \cdot \frac{\tan \alpha}{2} \tag{3}$$

siendo: t_{crit}: espesor [m], α: ángulo talud [º] y H_s: altura ola significativa [m].

A continuación (fig. 12) se muestra un ábaco que permite la determinación del espesor crítico para la TC para pendientes del talud entre 10 y 100%, y valores de H_s, para el particular caso de una relación de vacíos del 20%. El procedimiento de dimensionamiento estructural parte del cálculo de la tensión de flexión, que se genera en el momento de la longitud de socavación máxima L_T se basa en una expresión que relaciona la distribución de las tensiones longitudinales con el momento de flexión interno, que actúa sobre la sección transversal. Para realizar el análisis, se puede suponer que el módulo TC se comporta como una viga no homogénea empotrada en un extremo y en voladizo en el otro (fig. 13).

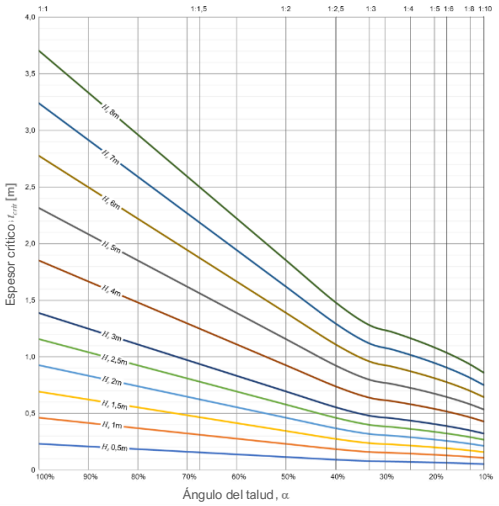


Figura 12. Espesor crítico t_{crit} de la TC en función de la pendiente del talud α y de la altura significativa de la ola H_s, para un 20% de relación de vacíos

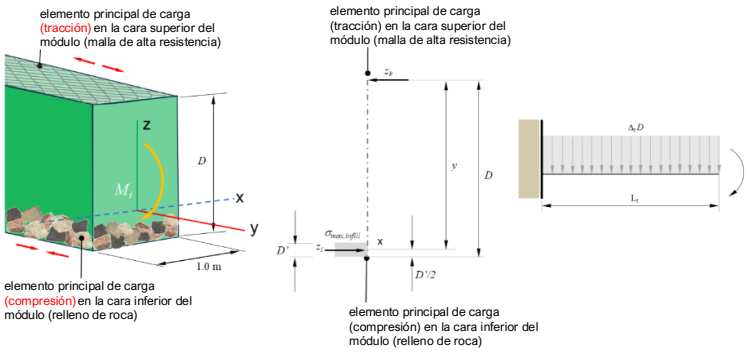


Figura 13. Diagrama base de dimensionamiento estructural

Conocido el valor de la resistencia a compresión simple del material de relleno, se puede determinar la posición de eje neutro en la sección transversal y con ello determinar la resistencia la tracción directa mínima necesaria en la cara superior del paramento flexible (malla de alambre de acero de alta resistencia) para controlar la socavación. El dimensionamiento de la protección además de conseguir el balance energético debe evitar que, para determinada granulometría de los bloques de relleno, las deformaciones o reacomodos ocasionados en el esqueleto mineral, debidas a la acción recurrente del agua, remuevan el material de relleno y provoquen una ruptura del concepto de sostenibilidad de la protección.

8. CASO DE ESTUDIO. RITOQUE CHILE

Las playas de Chile muestran un proceso acelerado de erosión debido principalmente al oleaje energético y al aumento en la frecuencia e intensidad de eventos extremos. A estos factores se suman otros condicionantes como la megasequía prolongada, los cambios meteorológicos de escala global, procesos geofísicos asociados a terremotos y la presión antropogénica sobre el territorio costero. En la playa de Ritoque, el retroceso documentado desde 1987 hasta 2022 ha generado impactos directos sobre la infraestructura ferroviaria cercana. De los 200 metros de protección mediante escolleras existentes, unos 50 m presentaban daños severos y movimientos de rocas que dejaron expuesto el perfil de playa. En 2024 se ejecutó un proyecto piloto, el cual logró estabilizar la zona y proteger la línea férrea. Sin embargo, los eventos de 2024 y 2025 ocasionaron socavaciones en la berma superior de las escolleras, incrementando nuevamente la vulnerabilidad frente al oleaje. Por ello se recomienda implementar de manera urgente al menos 30 metros adicionales de protección, sin perjuicio de que otros 150 m continúan en estado de riesgo. Para analizar la variabilidad de la línea de costa en la playa de Ritoque, se empleó la herramienta de código abierto CoastSat (Vos et al. 2019), desarrollada en Python. Esta plataforma permite extraer series temporales de la posición del borde costero utilizando imágenes satelitales de *Landsat* y *Sentinel-2* mediante *Google Earth Engine*. El método identifica la línea de costa

aplicando el índice MNDWI, que distingue agua y arena a partir de la intensidad de píxeles en las bandas verde e infrarrojo de onda corta. Cada línea es delimitada seleccionando el umbral óptimo en dichas intensidades, generando así una detección sistemática del cambio costero. El estudio comparativo evidencia un retroceso en la playa Punta Piedra de aproximadamente 1,5 m/año. En las figuras 14 a 16, se puede representar el comportamiento de la estructura en el tiempo. No se observan alteraciones, modificaciones ni daños en el sistema TC (figs. 15 y 16). Se logra visualizar que para los eventos de junio de 2024 el pie de la estructura fue progradado, situación normal posterior a un evento extremo (Luis-Fonseca et al. 2025).



Figura 14. Condición inicial 2023.



Figura 15. Final de obra (junio 2024)



Figura 16. Revisión (enero 2025).

Durante los eventos de junio de 2024, con oleaje de hasta 6,9 m proveniente de distintas direcciones (NW–SW), el sistema TC mostró un comportamiento altamente estable. La interacción entre el oleaje y la estructura no generó socavación ni erosión, ni en el cuerpo del sistema ni en sus bordes (fig.17). La disipación de energía a través de las celdas y la tensión de la malla de acero inoxidable evitó daños, y el geotextil permaneció intacto, garantizando que el sedimento no se filtrara incluso bajo condiciones de rotura de ola. En conjunto, el sistema mantuvo su funcionalidad y estabilidad sin alteraciones desde su instalación.



Figura 17. Estado tras evento diciembre 2025.



Figura 18. Estado de las zonas limítrofes a la TC resueltas con escolleras, tras el evento de enero de 2025.

En relación con la respuesta del enrocado existente a la acción del oleaje, se observan en la figura 18, importantes estados de erosión en la berma superior, provocando hundimientos y socavones del terreno, desestabilizaciones de las rocas y un inminente fallo de la protección costera en el corto plazo. La exposición del perfil del terreno al oleaje generará mayor filtración del material fino y provocará movimientos de las unidades de roca dejando la zona vulnerable ante la amenaza de los eventos extremos como las marejadas de alta y baja frecuencia y posterior inoperatividad de las líneas férreas, debido al sobrepaso de oleaje y erosión del material (Luis-Fonseca et al. 2025).

9. CONCLUSIONES

Los resultados integrados de la modelación física, numérica y la validación en campo permiten concluir que el sistema modular TECCO® cell (TC) constituye una solución eficaz, sostenible y estructuralmente robusta para la protección frente a la erosión costera y procesos de socavación. Los ensayos de laboratorio, las simulaciones con IH2VOF y la aplicación piloto en condiciones reales convergen en una serie de hallazgos relevantes.

En primer lugar, el sistema demuestra una elevada eficiencia hidráulica, evidenciada en la reducción sistemática del *run-up*, de la reflexión del oleaje y de la turbulencia frontal en comparación con soluciones tradicionales como escolleras y gaviones. Esta mejora se atribuye a la naturaleza porosa y al comportamiento monolítico de la estructura, que favorecen la disipación progresiva de la energía incidente. En particular, las simulaciones numéricas muestran que incrementos en el espesor del elemento poroso, especialmente hasta 1,50 m, producen reducciones adicionales en *run-up* y coeficiente de reflexión.

En segundo lugar, la TC contribuye a una disminución significativa de las presiones dinámicas sobre el talud y de las velocidades tangenciales en la interfaz agua-estructura. Estos efectos atenúan los mecanismos de deslizamiento y levantamiento identificados en la literatura como críticos en estructuras porosas o de relleno suelto, lo cual se traduce en un aumento de la estabilidad global. El desempeño hidráulico resulta especialmente favorable en regímenes de rotura de tipo *spilling* y *plunging*, donde la disipación de energía por porosidad adquiere mayor relevancia. Adicionalmente, el proyecto piloto en Chile confirma la resiliencia estructural del sistema en condiciones reales de oleaje extremo. A pesar de eventos con alturas superiores a 6 m, no se observaron fenómenos de socavación, desplazamientos del material de relleno ni daños en el geotextil ni en la malla de acero exterior. En contraste, las zonas adyacentes protegidas con escolleras mostraron degradación significativa, evidenciando la vulnerabilidad de soluciones convencionales en escenarios de alta energía.

Desde una perspectiva ambiental, el uso de acero inoxidable dúplex de larga durabilidad y la posibilidad de utilizar árido local como relleno resultan en una reducción sustancial de la huella de carbono en comparación con estructuras de hormigón o escolleras tradicionales, lo que posiciona la solución entre los sistemas híbridos y las soluciones basadas en la naturaleza (*NBS*). En conjunto, los resultados obtenidos demuestran que la TC ofrece una combinación excepcional de eficacia hidráulica, estabilidad estructural, adaptabilidad, y sostenibilidad ambiental.

REFERENCIAS

Climate ADAPT (2019) *Erosion. Proyecto Corimat Coastal Risks Management- Atlantic Stakeholders network*. (FEDER)

Coastal Engineering. Taylor and Francis. London and New York

Conley, D. (2024) *Needs for Coastal Erosion Controls*. Coastal Processes Research Group. Coastal Marine Applied Research. School of Biological and Marine Sciences. University of Plymouth

EUROSION Portal (2004). *A European initiative for sustainable coastal erosion management*. http://www.eurosion.org/

Heidarzadeh, M., Sheibani, M., & Luis-Fonseca, R. (2024). *Coastal Storm Risk Reduction Using Steel Mesh Revetments. Field Application and Preliminary Physical Experiments*. Pure Appl. Geophysics. https://doi.org/10.1061/9780784404119.118

Luis-Fonseca, R., Rojas, D. Diaz, E. y Martínez, E. (2025). *Empleo de módulos de malla de acero de alta resistencia como medida racional y eficiente de protección costera*. XI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Barcelona

Murphy, J., Schüttrumpf, H. y Lewis, T. (2002). W*ave run-up and overtopping of sea dikes: results from new model studies*. Int. Symposium Ocean Wave Meas. Analysis 1575-1584.

Pilarczyk, K.W. (1998) *Design of Alternative Revetments. Coastal Engineering*

Pilarczyk, K.W. (2011). *Development in design and application of geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and x*

TAW, 2002: *Technical Report Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes*

Tomás, A. (2024*) Numerical assessment towards the design of Geobrugg coastal erosion protection system.* IH Cantabria. Santander

Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. y Zanuttigh, B. (2018). EurOtop-*Manual on wave overtopping of sea defences and related structures: An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application.* https://www.overtopping-manual.com

Vos, K., Splinter, K., Harley, M., Simmons, J. & Turner, I. (2019) *CoastSat: A Google Earth Engine-enabled Python toolkit to extract shorelines from publicly available satellite imagery.* Australia state of the environment 2021 – DCCEEW.

USO DE MICROPILOTES PARA ALCANZAR EL EMPOTRAMIENTO NECESARIO EN PANTALLAS EJECUTADAS EN TERRENOS DUROS Y ROCOSOS

Sergio MARTÍNEZ ALFARO[(1)]* y Román MARTÍN MARTÍN[(2)]

[(1)] IG, CIMENTER S.L.
Alicante, Spain
presupuesto@cimenter.es

[(2)] ICCP, INGECIBER S.A.
Madrid, Spain

RESUMEN

Las pantallas continuas son una solución habitual para excavaciones profundas urbanas, pero en determinados entornos geológicos la presencia de niveles duros o rocosos a profundidad media impide alcanzar el empotramiento requerido. En la costa urbana de Alicante (SE de España) es frecuente encontrar alternancias de niveles cementados y margas/limos, o bien una capa delgada de roca muy competente, que limita la profundidad ejecutable de la pantalla y puede comprometer su estabilidad y servicio. Este trabajo presenta y valida una metodología constructiva y de cálculo basada en la ejecución de micropilotes en el interior de la pantalla, actuando como empotramiento adicional y transfiriendo esfuerzos a estratos más profundos. Se desarrollan modelos numéricos 3D con elementos finitos que reproducen la secuencia constructiva, la interacción suelo-estructura y la zona de transición hormigón-acero del micropilote. Se adopta un único nivel de pretensado de anclaje (300 kN) y se realiza un primer análisis incremental de sobrecarga para identificar el orden de fallo de los elementos estructurales. Posteriormente, y como novedad respecto a trabajos previos, el estudio paramétrico se formula aplicando una sobrecarga uniforme de 5 kPa tras finalizar el proceso constructivo y evaluando la estabilidad global mediante el método de reducción de la resistencia a cortante (Shear Strength Reduction, SSR). Se comparan (i) reducciones de cohesión en margas y limos (10, 5, 1, 0.5, 0.1 y 0.05 kPa), (ii) configuraciones con tres, dos, un y ningún micropilote y (iii) las mismas configuraciones sin anclaje. El modelo global y la comparación con mediciones de obra se mantienen, mostrando una buena coherencia entre predicción y auscultación y confirmando la robustez de la solución con micropilotes para excavaciones profundas condicionadas por roca somera.

ABSTRACT

Diaphragm walls are widely used for deep urban excavations, but in some geological settings a hardpan/rock layer at intermediate depth prevents achieving the embedment required for structural stability. Along the urban coastline of Alicante (SE Spain), alternating cemented horizons and marls/silts, or thin but very strong rock layers, often limit the attainable wall toe level and may compromise safety and serviceability. This paper presents and validates an effective methodology in which micropiles are drilled inside the diaphragm wall to provide additional embedment and to transfer stresses to deeper competent strata. Three-dimensional finite element models are developed to reproduce the construction sequence, soil-structure interaction, and the reinforced-concrete-to-steel transition zone that governs peak demands. A single anchor pre-tension level (300 kN) is considered, and an initial progressive surcharge

analysis is performed to identify the sequence of structural component failures. As a key update with respect to the previous contribution, the parametric study is now formulated by first completing the construction stages, then applying a uniform 5 kPa surcharge, and finally assessing global stability through the shear strength reduction (SSR) method. Comparative models investigate (i) the influence of reduced cohesion in marls and silts (10, 5, 1, 0.5, 0.1 and 0.05 kPa), (ii) the effect of using three, two, one or no micropiles, and (iii) the same set of configurations without ground anchors. The global model and the comparison against field monitoring data remain unchanged, showing good agreement and supporting the robustness of the micropile-assisted embedment solution for rock-constrained excavations.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Micropilotes (Micropiles); Pantallas (Diaphragm walls); Reducción de resistencia (Shear strength reduction)*

1. INTRODUCCIÓN

Las pantallas continuas son una solución habitual para excavaciones profundas urbanas, aportando rigidez al sistema de contención y, cuando procede, control del nivel freático. Sin embargo, en algunos entornos geológicos aparece un nivel muy competente a profundidad media (costra cementada o roca) cuyo corte con equipos convencionales puede resultar lento, incierto o directamente inviable. En estas condiciones, finalizar la pantalla en dicho nivel puede dejar un empotramiento insuficiente respecto a la profundidad de excavación, incrementando la rotación de la puntera, las solicitaciones a flexión y el riesgo de inestabilidad global.

En los últimos años, en varios proyectos de la costa urbana de Alicante se ha adoptado una alternativa constructiva eficaz: ejecutar la pantalla hasta el primer nivel competente alcanzable y, posteriormente, perforar micropilotes en el interior del espesor de la pantalla para extender el empotramiento efectivo y transferir esfuerzos a estratos competentes más profundos. Este trabajo actualiza la contribución previa manteniendo el modelo global y la comparación con auscultación, pero (i) considerando un único nivel de pretensado de anclaje de 350 kN, y (ii) reformulando el estudio paramétrico como un problema de estabilidad evaluado mediante el método de reducción de la resistencia a cortante (Shear Strength Reduction, SSR) tras aplicar una sobrecarga de servicio.

2. PRINCIPIOS DE LA SOLUCIÓN

La solución se basa en transformar la zona de puntera de la pantalla en un sistema estructural compuesto. La pantalla de hormigón armado transmite esfuerzos a los micropilotes a través de una zona de transición, tras la cual el camino de carga continúa principalmente por el tubo de acero y la lechada hacia niveles más profundos y competentes. En función del proyecto, el sistema puede combinarse con anclajes o arriostramientos para limitar desplazamientos en coronación.

Los factores geométricos e hidrogeológicos que condicionan el diseño son: (i) cota y continuidad del nivel duro/rocoso donde se detiene la pantalla; (ii) profundidad y secuencia de excavación; y (iii) presencia de agua, que afecta a la técnica de perforación, necesidad de entubación y constructibilidad.

3. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

Una caracterización geotécnica detallada es esencial. En particular, resulta clave disponer de parámetros resistentes representativos para margas y limos, y de una definición fiable de la profundidad y continuidad del nivel duro/rocoso, para fijar la longitud de hormigón de la pantalla y la extensión requerida de los micropilotes.

Desde el punto de vista constructivo, la disposición de vainas de PVC en el interior de la jaula de armadura permite iniciar la perforación del micropilote directamente en la zona de recubrimiento inferior y alcanzar rápidamente la puntera, reduciendo la perforación de hormigón y minimizando el riesgo de fisuración. Asimismo, es crítico un procedimiento de limpieza del taladro que garantice la correcta colocación del tubo y una inyección homogénea de la lechada. Principales etapas constructivas:

- Panel de pantalla: excavación con lodos, colocación de la armadura con vainas de PVC y hormigonado.
- Perforación del micropilote: entrada por la vaina, perforación en hormigón y en el nivel duro/roca, y

maniobras de limpieza.

- Colocación del tubo e inyección: introducción de la armadura tubular e inyección de lechada de cemento a la presión requerida.

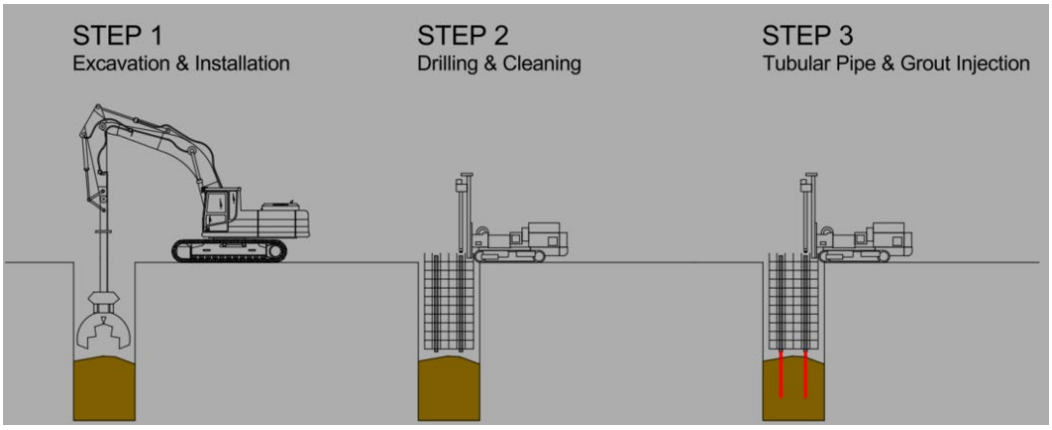


Figura 1. Etapas constructivas

4. MODELIZACIÓN NUMÉRICA

Se realizaron análisis numéricos 3D mediante elementos finitos (EF) para evaluar el papel de los micropilotes como empotramiento adicional en pantallas en excavaciones condicionadas por terreno duro o roca somera. Se descartó un enfoque 2D por no cumplirse condiciones de deformación plana en la zona de puntera cuando los micropilotes están separados y el mecanismo es espacial. Por ello se desarrollaron dos modelos 3D complementarios: (i) un modelo detallado de panel para capturar la interacción local y la respuesta no lineal, y (ii) un modelo global de la excavación para evaluar patrones de deformación y reparto de esfuerzos a lo largo del recinto.

4.1. MODELO DETALLADO (PANEL)

El modelo detallado representa un panel de pantalla de 2,88 m de ancho (0,45 m de espesor y 10 m de altura), reforzado con micropilotes embebidos en la pantalla y en el estrato competente subyacente. Se simulan las fases constructivas, incluyendo etapas de excavación y la instalación del anclaje. Los materiales principales (suelo, hormigón y acero) se representan con comportamiento no lineal y se emplean interfaces de contacto que permiten separación y fricción.

Como en el estudio anterior, se realiza un análisis incremental de sobrecarga para identificar el orden de fallo de los elementos estructurales. En las configuraciones evaluadas, el anclaje gobierna el inicio del fallo a altos niveles de sobrecarga; una vez plastificado, se incrementa la demanda en la puntera y aumentan rápidamente los esfuerzos en los micropilotes. Para el pretensado adoptado de 350 kN, el mecanismo global mantiene un carácter progresivo gracias a la respuesta dúctil del acero de los micropilotes.

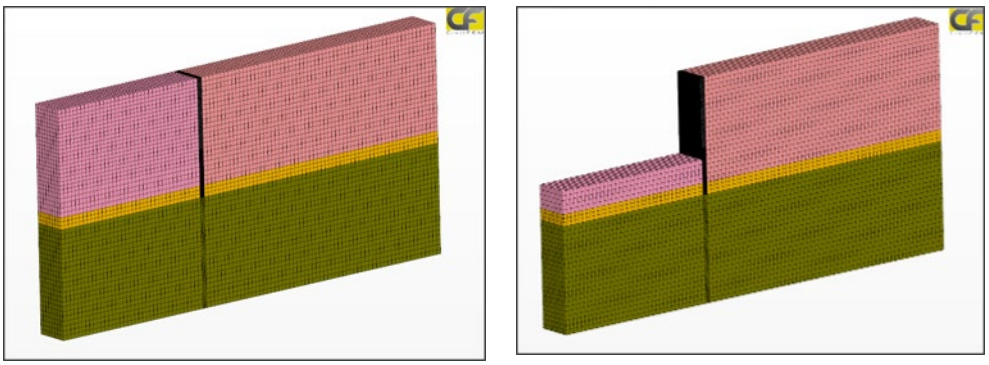


Figura 2. Fases 0 y 7 del proceso de excavación

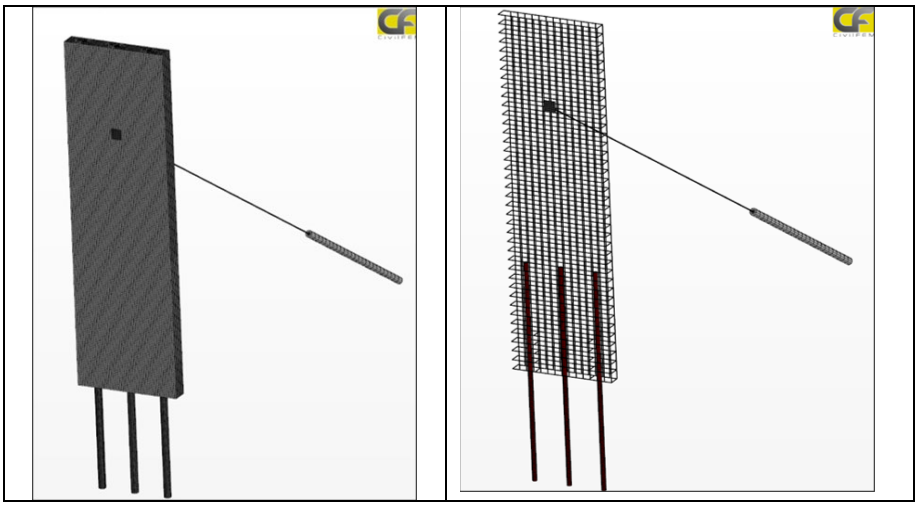


Figura 3. Detalles de un panel, su armadura, los micropilotes y el anclaje

Además se ha realizado un modelo alternativo con un puntal sustituyendo al anclaje

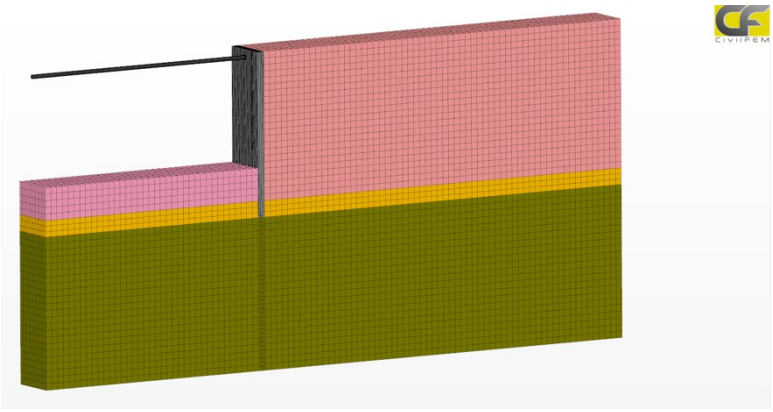


Figura 4. Modelo alternativo con un puntal en sustitución del anclaje

4.2. MODELO GLOBAL

El modelo global representa la geometría completa de la excavación y está orientado a capturar la respuesta del sistema en su conjunto, más que el detalle local de un panel. Las pantallas se modelan con elementos tipo lámina, los micropilotes con elementos tipo barra, los anclajes con elementos tipo cable y el terreno con sólidos 3D. Este marco permite extraer esfuerzos internos y momentos flectores para verificaciones estructurales de acuerdo con la práctica de proyecto.

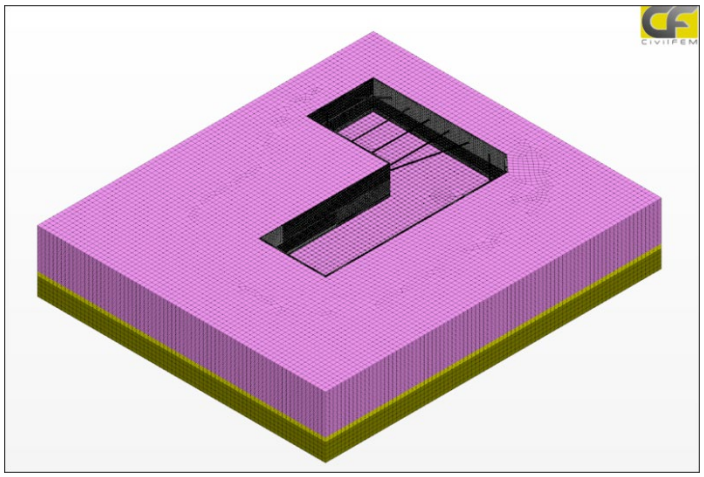


Figura 5. Modelo en la última fase de excavación

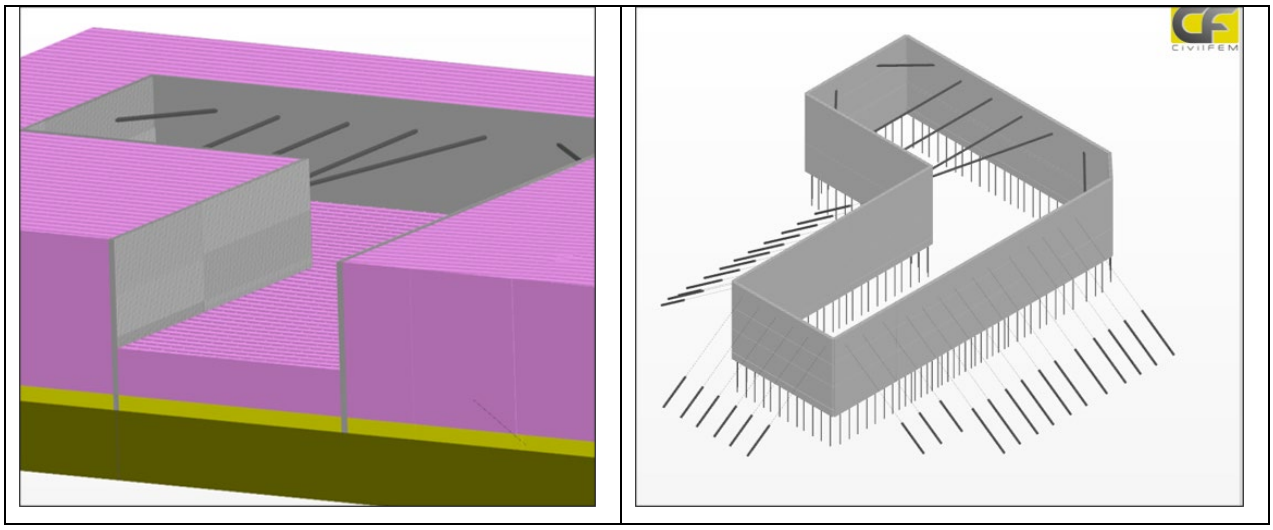


Figura 6. Muros pantalla, micropilotes y anclajes en el modelo genera

5. SIMULACIONES Y CASOS DE ESTUDIO

El programa numérico incluye: (i) simulación del proceso constructivo por fases (excavación e instalación de sostenimientos); (ii) un primer análisis incremental de sobrecarga para explorar la secuencia de fallo de componentes; y (iii) un estudio paramétrico de estabilidad basado en el método de reducción de la resistencia a cortante (SSRM).

Hipótesis y variaciones consideradas en este trabajo:

Análisis incremental de sobrecarga: mismo planteamiento que el estudio anterior, para identificar el primer elemento que falla.

- Estudio paramétrico SSRM: tras resolver el proceso constructivo completo, se aplica una sobrecarga uniforme de 5 kPa y se calcula la estabilidad global mediante SSR. Este estudio se aplicará a lo siguientes casos:
  - Variación de cohesión en margas y limos: 10 KPa, 1, KPa, 100 Pa y 10 Pa.
  - Comparativa por número de micropilotes: 3, 2, 1 y 0 micropilotes.
- Comparativa sin anclaje: se realizará el proceso de excavación comparando resultados entre dos modelos con y sin micropilotes pero sin el anclaje

Los resultados de estabilidad se comparan entre variaciones de parámetros, proporcionando una base consistente para cuantificar la influencia de la incertidumbre en cohesión y de la configuración estructural (número de micropilotes y presencia/ausencia de anclaje)

6. ANALISIS INCREMENTAL DE SOBRECARGA

Tras el proceso de excavación se realizó un análisis incremental de sobrecarga en el trasdós hasta el colapso para identificar el modo de fallo y explorar la secuencia de fallo de componentes.

El mecanismo de fallo se inició con la plastificación de los anclajes, seguida por una deformación plástica significativa y el desplazamiento de la cuña pasiva del terreno, lo que finalmente condujo al fallo por flexión de los micropilotes. El colapso del modelo se produjo para niveles de sobrecarga comprendidos entre 75 y 80 kPa.

La evolución de las deformaciones plásticas equivalentes se presenta en tres etapas representativas del proceso de colapso: (i) antes de la plastificación del anclaje, para una sobrecarga de 50 kPa; (ii) en el inicio de la platificación del anclaje, correspondiente a una sobrecarga de aproximadamente 65 kPa; y (iii) inmediatamente antes del colapso global, para una sobrecarga del orden de 80 kPa.

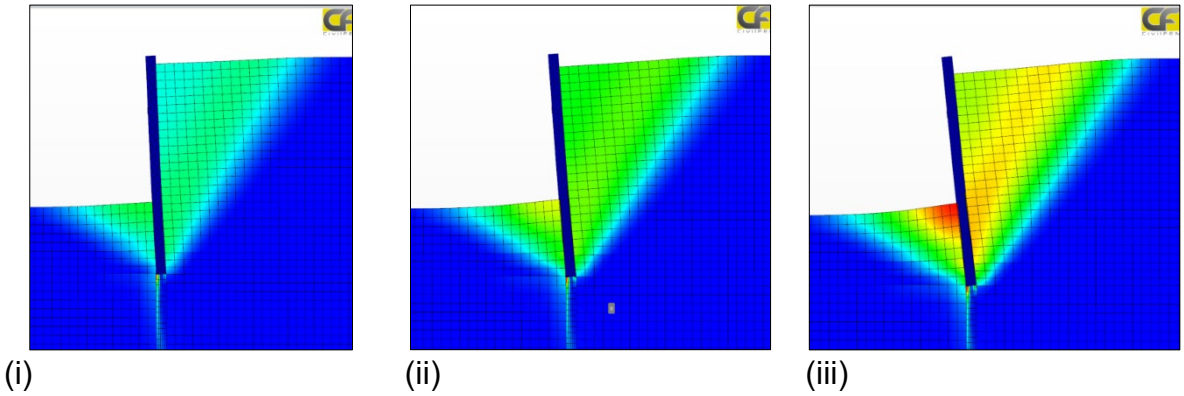


Figura 7. Evaluación de las deformaciones plásticas equivalentes

Se presenta igualmente la distribución de tensiones equivalentes de Von Mises para las mismas etapas analizadas. Con anterioridad a la fluencia de los anclajes, las tensiones desarrolladas en los micropilotes permanecen en niveles relativamente reducidos. A partir del inicio de la fluencia de los anclajes, dichas tensiones experimentan un incremento súbito, lo que da lugar a un proceso de daño progresivo que culmina en el colapso de la pantalla de contención como consecuencia del fallo de los micropilotes.

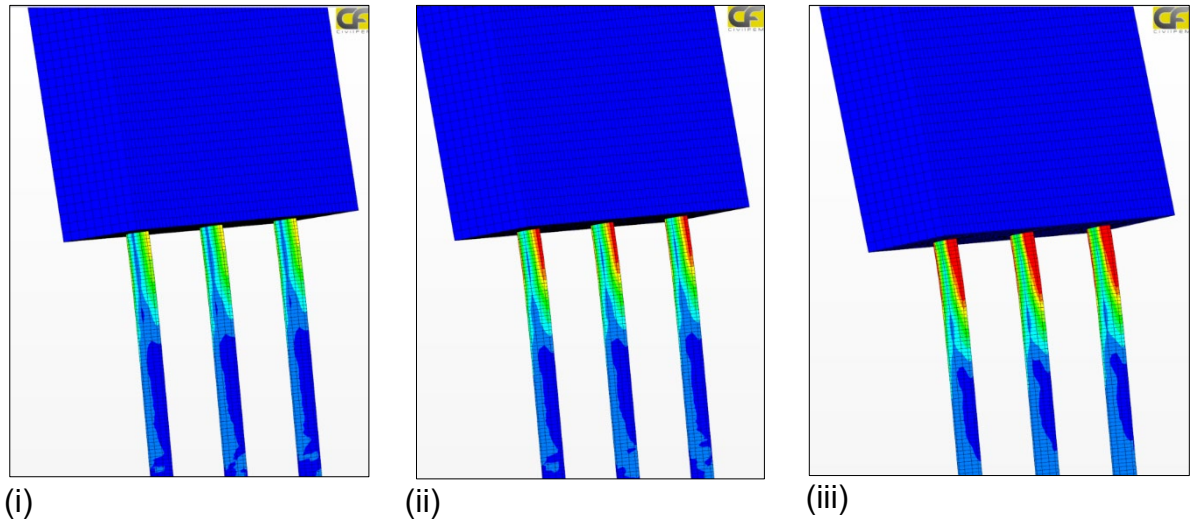


Figura 8. Distribución de tensiones equivalentes de Von Mises

La respuesta plástica de los micropilotes aporta una ductilidad significativa al sistema, evitando un colapso de carácter frágil inmediatamente después de la rotura de los anclajes y permitiendo el desarrollo de un mecanismo de fallo más gradual.

En el estado último, los niveles de fisuración del muro pantalla se mantuvieron relativamente bajos, mientras que las tensiones en las armaduras quedaron limitadas a valores del orden de 181 MPa, tal y como se ilustra en los resultados mostrados a continuación.

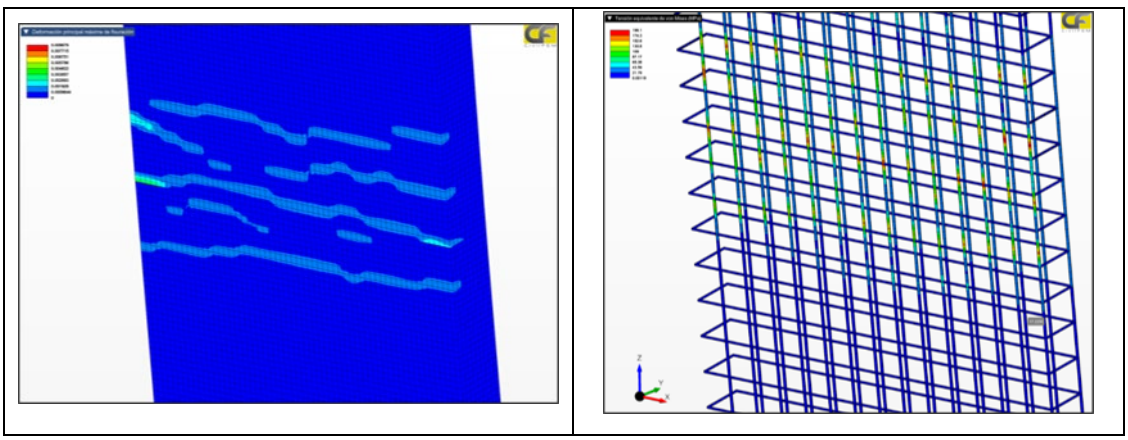


Figura 9. Tensiones en las armaduras

Ya que el primer elemento estructural en plastificar e iniciar el fallo estructural es el anclaje, se ha realizado un estudio comparativo para diferentes cargas de anclaje, desde 200 hasta 350 kN, observándose en todos ellos un comportamiento similar, como se muestra en la siguiente gráfica:

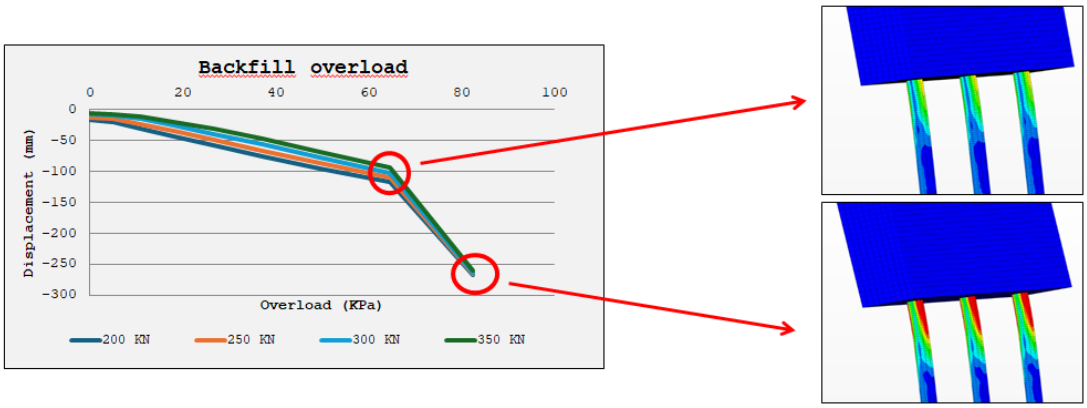


Figura 10. Estudio comparativo para diferentes cargas de anclajes

7. ESTUDIO DE ESTABILIDAD MEDIANTE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE (SSR)

En la metodología actualizada, la estabilidad global se evalúa mediante el método de reducción de la resistencia a cortante una vez completada la secuencia constructiva. El procedimiento SSR reduce los parámetros resistentes del suelo (c y tan φ) mediante un factor hasta provocar no convergencia numérica o un patrón claro de desplazamientos descontrolados; dicho factor se interpreta como coeficiente de seguridad del estado analizado.

Todos los modelos comparativos se analizan bajo la misma condición de carga: finalizadas la excavación y la instalación de sostenimientos, se aplica el método SSR para cada modelo.

7.1. ESTUDIO COMPARATIVO PARA DIFERENTES VALORES DE COHESIÓN DEL ESTADO ROCOSO

Para este estudio se han mantenido las propiedades de los rellenos, realizándose una variación de cohesión en margas y limos con los siguientes valores: 10 kPa, 1 kPa, 100 Pa y 10 Pa.

Al igual que en el estudio anterior de variación de la carga de pretensado del anclaje, en todos los modelos el mecanismo de fallo es similar, iniciándose la plastificación del anclaje, lo que incrementa la carga sobre los micropilotes; tras su plastificación, existe un cambio de pendiente en la curva del factor de seguridad vs. desplazamiento hasta el colapso de la pantalla. En la siguiente gráfica se muestran desplazamientos de la cabeza de la pantalla frente al factor de seguridad.

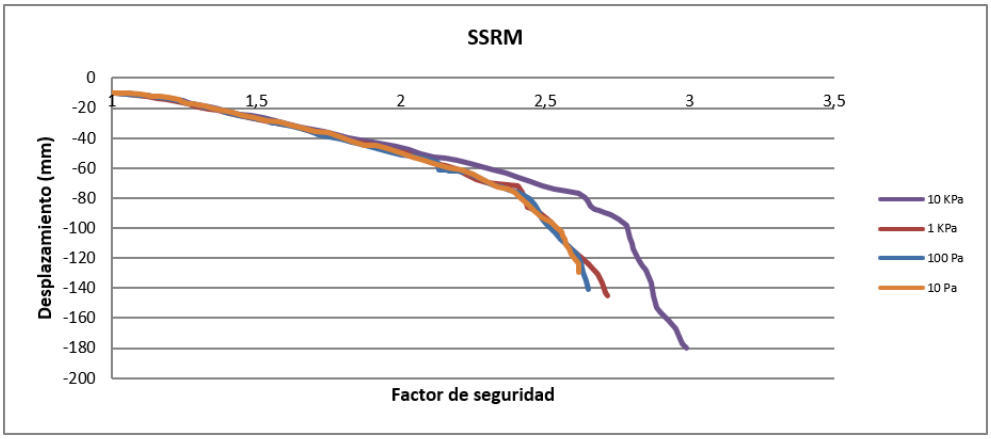


Figura 11. Evolución del desplazamiento de la cabeza de la pantalla frente al factor de seguridad

Como se puede observar, las curvas tienen una clara forma bilineal con el punto de inflexión marcado por la plastificación del anclaje. Esto ocurre para un factor aproximado de 2,4 para los casos de 10, 100 y 1 kPa cuyo

comportamiento únicamente difiere ligeramente en el momento del colapso. Por el contrario, para 10 kPa, se observa un mejor comportamiento, con una plastificación del anclaje en torno a un factor de 2,6-2,7 y un fallo para un factor cercano al 3.

7.2. ESTUDIO COMPARATIVO PARA DIFERENTE NÚMERO DE MICROPILOTES

Este estudio se ha realizado bajo la hipótesis de la existencia de uno, dos y tres micropilotes, junto con un modelo sin ningún micropilote.

Durante el proceso de excavación, no se observa un comportamiento muy diferente entre los cuatro modelos debido al efecto del anclaje y del último metro de la pantalla que está empotrado en el estrado de limos de 1 metro de potencia y una cohesión alta de 10 kPa. A continuación se representa el giro del pie de la pantalla para los 4 modelos, donde se puede observar un comportamiento similar para los 3 modelos con micropilotes pero un mayor giro para el modelo sin ellos:

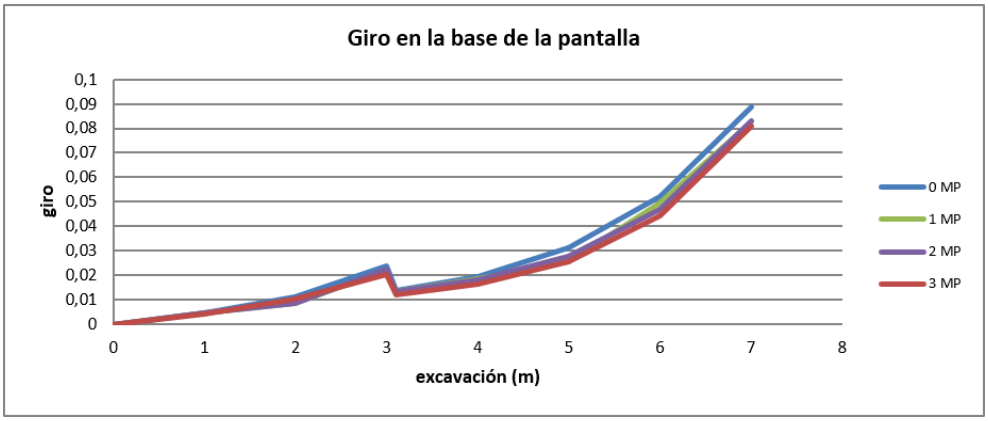


Figura 12. Giro del pie de la pantalla para los 4 modelos

Al realizar el proceso de estabilidad por el método SSR, el comportamiento ya es muy diferente, disparándose los desplazamientos en el modelo sin micropilotes para un factor de 2,1 y con una curva parabólica, mientras que para uno y dos micropilotes el incremento sigue una curva más lineal. Para 3 micropilotes, los desplazamientos están más limitados, estando por debajo de 2 cm para un factor de 2,5.

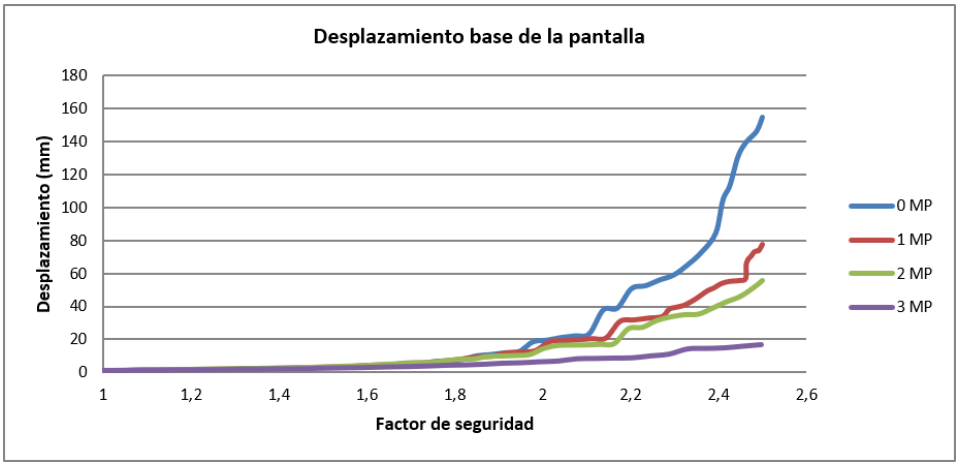


Figura 13. Desplazamiento de la base de la pantalla y factor de seguridad

8. ESTUDIO COMPARATIVO SIN ANCLAJE

En todos los modelos anteriores se ha observado que el efecto del anclaje en la parte superior y el metro de limos de cohesión elevada de 10 kPa ejercen un efecto elevado y un comportamiento biapoyado de la pantalla que tapa la influencia de los micropilotes principalmente durante el proceso de excavación. Para poder evaluar de forma más clara el efecto de los micropilotes, se realizó un último estudio donde se compararon los modelos anteriores con y sin micropilotes, pero sin la existencia del anclaje. Este modelo tiene un comportamiento de ménsula concentrando el cortante y el momento flector en la base y sobre los anclajes.

En las siguientes gráficas se representan los desplazamientos a lo largo de la pantalla de los dos modelos. En el modelo sin micropilotes, para la fase de excavación de 4 metros, los desplazamientos se disparan a 10 cm, aumentando a 50 cm para 5 metros y a 1,5 metros aproximadamente con una excavación de 7 metros. Por el contrario, con los 3 micropilotes, la pantalla tiene unos desplazamientos mucho más reducidos, alcanzando los 32 cm tras los 7 metros de excavación.

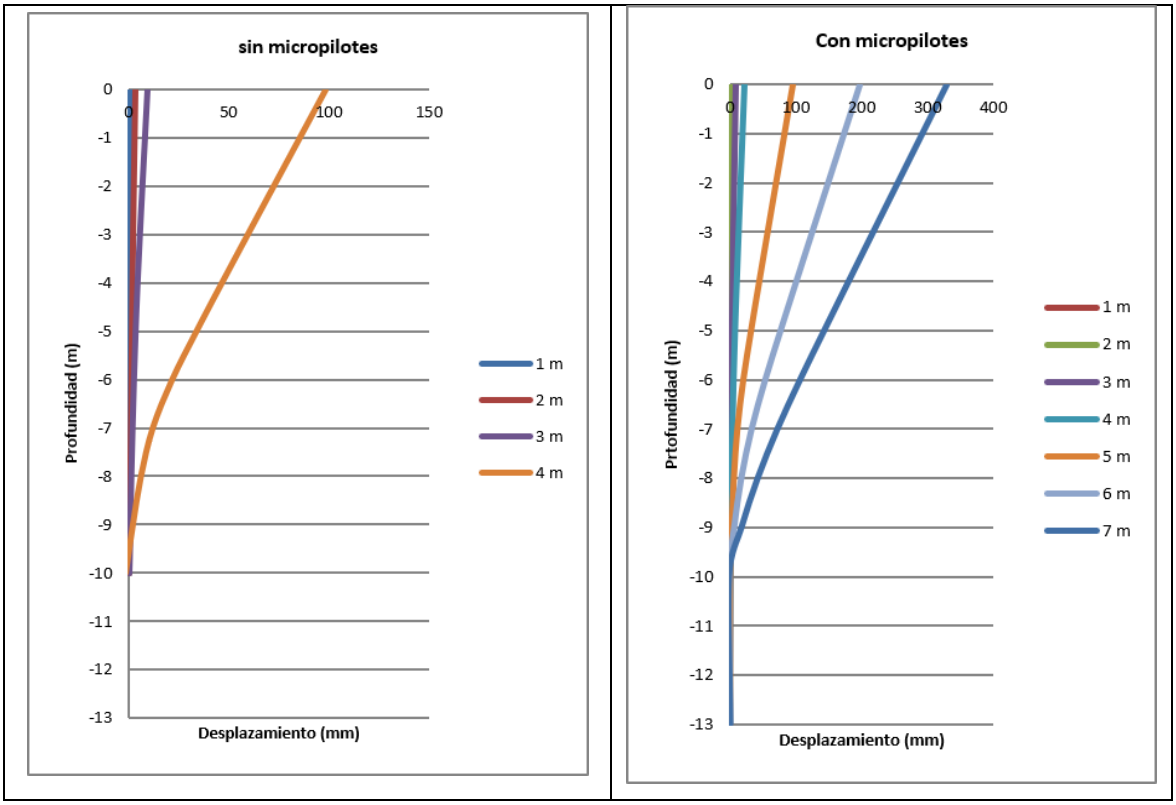


Figura 14. Desplazamientos a lo largo de la pantalla sin y con micropilotes

Para una mejor comparación, en la siguiente gráfica se representa el desplazamiento de la cabeza de la pantalla frente a los metros de excavación para los dos modelos:

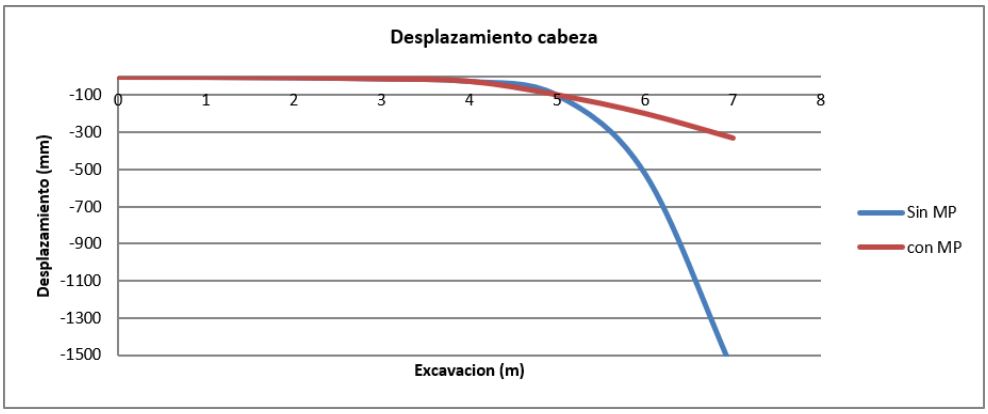


Figura 15. Desplazamientos de la cabeza de la pantalla vs metros de excavación para ambos modelos

9. COMPARACIÓN CON MEDICIONES EN OBRA

Los perfiles de desplazamiento calculados a lo largo de la altura de la pantalla para sucesivas profundidades de excavación reproducen, en términos generales, la forma y el orden de magnitud de los registros, lo que apoya el uso de la modelización como herramienta de calibración y de comparación entre alternativas.

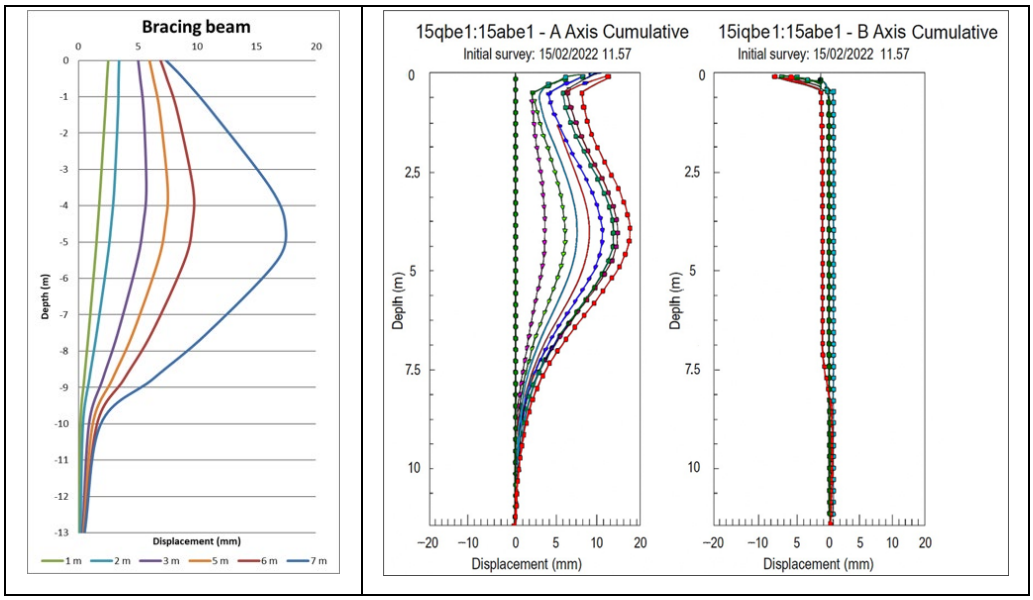


Figura 16. Comparación entre el modelo y medidas en obra

10. VENTAJAS DE LA SOLUCIÓN CON MICROPILOTES

El método evita el empleo de equipos especializados de corte en roca para pantalla y reduce la incertidumbre asociada a penetraciones lentas en roca muy competente. Al ejecutarse los micropilotes dentro de la pantalla, su programación puede organizarse con interferencias limitadas con la excavación, y con baja vibración y ruido en entornos urbanos.

En el contexto de Alicante, donde la resistencia y calidad de la roca pueden ser elevadas y puede existir nivel freático, alternativas basadas en pilotes perforados con cazo/corona y entubación pueden implicar bajos rendimientos y sobrecostes. El empotramiento mediante micropilotes proporciona una alternativa competitiva y robusta.

11. CONCLUSIONES

Los micropilotes perforados en el interior de pantallas continuas constituyen un mecanismo eficaz de empotramiento adicional cuando niveles de roca o costras duras limitan la penetración convencional. Las simulaciones 3D confirman que, para niveles altos de sobrecarga, el anclaje tiende a gobernar el inicio del fallo, mientras que los micropilotes aportan ductilidad y retrasan el colapso al sostener las demandas en puntera tras la plastificación del anclaje.

Las tendencias comparativas obtenidas son coherentes con el comportamiento esperado: la disminución de cohesión en margas y limos reduce el margen de estabilidad, y la reducción del número de micropilotes aumenta la rotación de puntera y la extensión de la cuña pasiva movilizada, disminuyendo la estabilidad SSR. Las configuraciones sin anclaje presentan los menores coeficientes de seguridad y las mayores deformaciones, poniendo de manifiesto la sinergia entre anclaje/arriostramiento y refuerzo de puntera. Al reformular el estudio paramétrico mediante una sobrecarga de 5 kPa y un análisis de estabilidad SSR post-constructivo, la influencia de la incertidumbre de cohesión y de la configuración estructural se compara dentro de un marco consistente. Los resultados respaldan la robustez de la solución con micropilotes, especialmente cuando se combina con anclaje (o arriostramiento) para controlar deformaciones.

REFERENCIAS

Caro Perdigón, P. (2016). Criterios para la selección de equipos en la perforación de pilotes. Revista Obras Urbanas, 59.

Gonet, A., Stryczek, S. y Fyda, M. (2015). A review of pile machines and their selection criteria. AGH Drilling, Oil, Gas, 32, 469–478.

Zhang, L. (2004). Drilled shafts in rock: Analysis and design. Taylor & Francis.

EXCAVACIÓN Y CIMENTACIÓN DE LA NUEVA SEDE DEL MUPAC EN SANTANDER

Ignacio MUÑOZ SOTA[(1)*], Ignacio COSTALES CALVO[(2)], Rafael ARROYO VELASCO[(3)] y Rubén FERNÁNDEZ LÓPEZ[(4)]

[(1)] Dirección Técnica, Servicio de Geotecnia
Dragados S.A.
*imunozs@dragados.com

[(2)] ETSAV Barcelona
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

[(3)] Consultor geotécnico

[(4)] Delegación Noroeste
Dragados S.A.

RESUMEN

El Gobierno de Cantabria ha promovido la construcción de la nueva sede del Museo de Prehistoria y Arqueología de Cantabria en Santander. Este edificio cuenta con dos plantas de sótano. La primera ocupa la totalidad de la parcela, mientras que la segunda lo hace solo parcialmente. El solar presenta una topografía compleja, con un desnivel aproximado de 9 m entre esquinas opuestas. El borde oeste de la parcela coincide con un antiguo cauce de arroyo rellenado, mientras que el lindero sur se sitúa sobre el antiguo cantil del frente marítimo. Las condiciones geotécnicas son muy variables: en superficie aparecen rellenos antrópicos sin compactar, fangos y arenas de playa de muy baja resistencia. Bajo estos materiales se desarrollan suelos de alteración del sustrato rocoso, mayoritariamente cohesivos y con consistencias entre muy floja y media. El sustrato rocoso presenta una marcada heterogeneidad. Dos tercios de la parcela están constituidos por calizas de muy alta resistencia, con valores de compresión simple de hasta 96 MPa. El tercio restante corresponde a intercalaciones de limolitas y areniscas de dureza media. Las profundidades de excavación oscilan entre 17 m y 4,5 m. El nivel freático desciende hacia el mar y el antiguo arroyo, pudiendo generar hasta 12 m de columna de agua sobre el fondo de excavación. Para adaptarse a estas condiciones se emplearon distintos sistemas constructivos, como excavaciones en talud con soil nailing y principalmente pantallas continuas de hormigón empotradas en roca y excavadas con hidrofresa. Todas las pantallas se apoyan en anclajes provisionales al terreno en fase de excavación. La cimentación se resolvió mediante una losa de hormigón armado para contrarrestar la subpresión en el segundo sótano. En las cimentaciones del primer sótano se utilizan micropilotes o zapatas sobre roca caliza.

ABSTRACT

The Government of Cantabria has promoted the construction of the new headquarters of the Museum of Prehistory and Archaeology of Cantabria in Santander, a building comprising two basement levels. The first basement occupies the entire plot, while the second extends only partially. The site presents a complex topography, with an elevation difference of approximately 9 m between opposite corners. The western boundary of the plot coincides with a former infilled

stream channel, while the southern boundary lies on the former cliff of the maritime frontage. Geotechnical conditions are highly variable: at surface level, uncompacted anthropogenic fills, muds, and very low-strength beach sands are present. Beneath these materials, weathered soils derived from the rock mass are encountered, predominantly cohesive and ranging from very soft to medium consistency. The underlying rock mass exhibits significant heterogeneity. Approximately two thirds of the site consist of very high-strength limestone, with unconfined compressive strength values of up to 96 MPa, while the remaining third corresponds to interbedded siltstones and sandstones of medium strength. Excavation depths range between 17 m and 4.5 m. The groundwater level slopes towards the sea and the former stream, potentially generating a water head of up to 12 m above the excavation base. To accommodate these conditions, different construction systems were adopted, including locally sloped excavations stabilized by soil nailing and, primarily, continuous reinforced concrete diaphragm walls socketed into rock and excavated using a trench cutter. All diaphragm walls were temporarily supported by ground anchors during the excavation phase. Foundation works were resolved by means of a reinforced concrete raft foundation designed to counteract uplift pressures at the second basement level. Foundations at the first basement level were executed using micropiles or spread footings bearing directly on the limestone bedrock.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Resistencia (Strength), Hidrofresa (Trench cutter), Anclajes (Anchors).*

1. INTRODUCCIÓN

El Gobierno de Cantabria, a través de la Sociedad Regional de Educación, Cultura y Deporte (SRECD), promueve la construcción de la nueva sede del Museo de Prehistoria y Arqueología de Cantabria (MUPAC). El nuevo edificio se sitúa en una ubicación privilegiada de la ciudad de Santander, en la calle Casimiro Sainz 4 y 6 del barrio de Puerto Chico. Acorde con la zona y futuro uso, la edificación a construir tiene vocación de conformar un espacio representativo dentro del eje cultural de la ciudad.

La construcción cuenta con dos cuerpos diferenciados sobre rasante. En el primero de ellos, que es el más próximo al Paseo de Canalejas, se ubica el Edificio Administrativo y dispone de planta baja más otras siete plantas. El segundo cuerpo, que es el más próximo a la calle Juan de la Cosa, es el espacio museístico propiamente dicho. Consta de planta baja más otras 5 plantas.

En ambos edificios la planta baja queda en semisótano, en especial en el Administrativo, por el elevado desnivel existente en el solar.

Totalmente bajo rasante se construyen dos plantas de sótano. La primera de ellas ocupa toda la superficie de la parcela y servirá de espacio almacén del MUPAC. La segunda planta de sótano tiene la función principal de estacionamiento de vehículos. Esta segunda planta no ocupa toda la superficie, encontrándose retranqueada con respecto a todas las alineaciones de la parcela en diferente medida. Solamente se encuentra con la alineación externa en el tramo central de la calle Juan de la Cosa.

En este artículo se resumen las soluciones de excavación, contención y cimentación ejecutadas para la construcción bajo rasante. La relevancia de estas, en especial de la contención, radica en la compleja conjunción de unos condicionantes geométricos exigentes junto con unos condicionantes geotécnicos aún más complejos.

2. CONDICIONANTES GEOMÉTRICOS

La parcela tiene un fuerte desnivel marcado por la abrupta orografía del entorno y la proximidad al mar. El punto inferior de la parcela se ubica en la esquina de las calles Casimiro Sainz con Juan de la Cosa a la cota +7,35 m. La esquina superior de la parcela se ubica en la esquina del Paseo de Canalejas con la calle San Vicente de la Barquera a la cota +16,21 m. Es relevante reseñar que, a partir de esta esquina superior, el Paseo de Canalejas continua ladera arriba con una pendiente pronunciada. En consecuencia, el desnivel máximo de la parcela es de unos 9 m, entre esquinas diagonalmente opuestas. Este desnivel comparado con la distancia en planta supone una pendiente aproximada del 11%.

La cota de máxima excavación es la -1,02 m de manera general. Se corresponde con la cara inferior del paquete granular a disponer bajo la losa del segundo sótano. La altura de máxima excavación es de unos 17 m, mucho mayor de lo habitual en un edificio con dos plantas de sótano. Esta zona pésima se ubica en la esquina noreste.

La cota de excavación del primer sótano es la +2.89 m. Esta cota sería la representativa en el lateral de la calle Casimiro Sainz. En este lateral (oeste) y sus esquinas el retranqueo del segundo sótano es lo suficientemente amplio como para considerar que la cota de excavación se corresponde con la del primer sótano. La excavación mínima por tanto es del orden de 4,5 m.

No hay edificios medianeros, pero sí al otro lado de las calles, que no son muy anchas a excepción de la calle Casimiro Sainz. Las dos construcciones más próximas se sitúan en el inicio del Paseo Canalejas y Juan de la Cosa.

3. CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS

3.1. GEOMORFOLOGÍA DE LA ZONA

El área analizada se sitúa en una ladera de orientación sur con un marcado gradiente altimétrico, que desciende desde esquina superior de la calle Canalejas con la calle San Vicente de la Barquera (esquina noreste) hasta la calle Juan de la Cosa (lindero sur de la parcela). Esta configuración refleja un antiguo relieve escalonado.

Desde el punto de vista histórico-geomorfológico, la zona formó parte del entorno litoral de Molnedo–Puerto Chico. La antigua línea de costa, hasta mediados del siglo XIX, se ubicaba en la linde de la parcela con la calle Juan de la Cosa. Esta condición explica la presencia de paleocantiles, restos de escolleras y depósitos marinos, así como la acumulación de arenas de playa en el sector sur.

En la actualidad, el rasgo dominante es la intensa antropización. La sucesiva ocupación por actividades industriales, edificaciones e infraestructuras ha generado rellenos antrópicos de gran potencia. Estos materiales, muy heterogéneos, alteran significativamente la topografía original y se apoyan sobre niveles de arcillas de alteración, fangos orgánicos, especialmente en el sector norte, y arenas de playa, en el sector sur.

El sustrato calizo Aptiense presenta procesos de descalcificación y alteración arcillosa, con karstificación incipiente no generalizada. El sustrato Albiense tiene zonas fuertemente meteorizadas, degradas completamente a suelos arcillosos muy blandos.

La dinámica superficial, históricamente influida por el arroyo de Molnedo, está hoy condicionada por la urbanización y los colectores, que pueden generar afecciones locales. No obstante, existe una circulación clara de agua desde la cota superior (noreste) hacia la calle Casimiro Sainz y la zona sur de la parcela. También por la existencia de vaguadas secundarias que cruzan la parcela de norte a sur, camino de la antigua línea de costa y más o menos paralelas a la calle Casimiro Sainz.

3.2. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

Sin lugar a duda, la intensa investigación geotécnica realizada ha sido una de las claves principales del éxito de la actuación en una parcela con una geología tan compleja. Este trabajo, ejecutado antes del comienzo y durante la propia obra, es lo que ha permitido ir adaptando las soluciones para conseguir el objetivo marcado.

Se han realizado diversas campañas, que se describen a continuación:

- Campaña de 2001. Realizada para un proyecto previo. Aporta 11 sondeos.
- Campaña de 2021. Realizada para el estudio geotécnico de proyecto. Aporta 6 sondeos, 4 penetrómetros y 4 perfiles de tomografía eléctrica.
- Campaña de 2023. Ejecutada al inicio de la obra. Consta de 7 sondeos, 22 penetrómetros dinámicos y 7 catas.
- Campañas de 2024. Ejecutada para investigar posibles zonas problemáticas de cara a la ejecución de los anclajes e instalar auscultación de movimientos. Consta de 16 sondeos en zonas aledañas a la parcela, instalación de 3 piezómetros y 3 inclinómetros.

En resumen, para una parcela de una superficie de 3100 m^2, se han ejecutado un total de 40 sondeos, 26 penetrómetros dinámicos, 4 catas y 4 perfiles de tomografía eléctrica (ubicación en Figura 1). Además, se realizaron números ensayos de laboratorio en las muestras disponibles.

Estas cifras dan una idea de la complejidad geotécnica de la parcela y del esfuerzo de adaptación a la misma realizado.

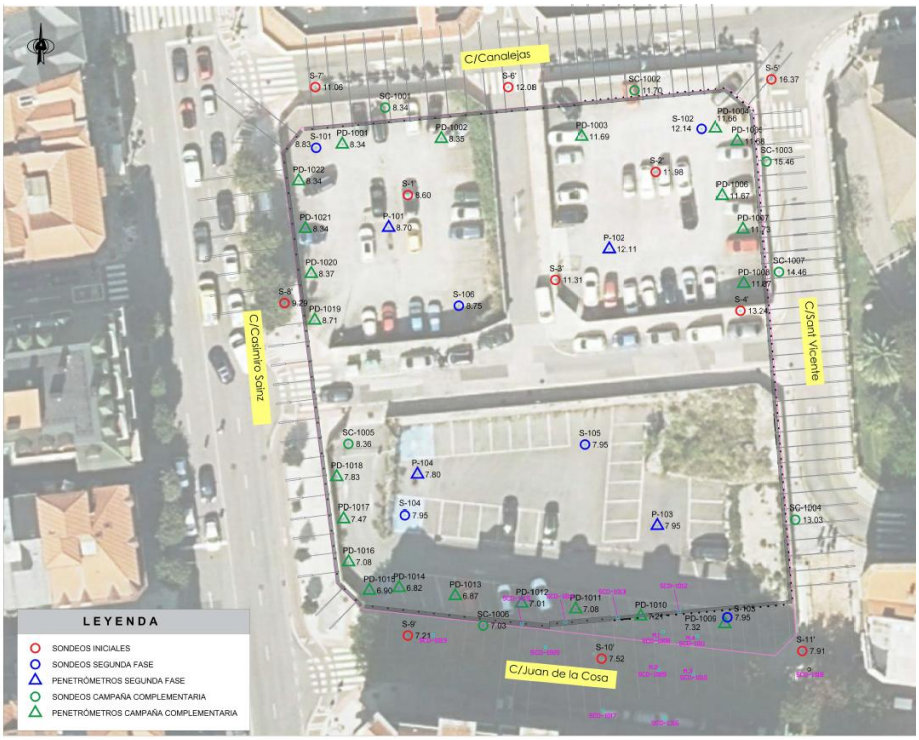


Figura 1. Planta ubicación reconocimientos.

3.3. PERFIL GEOTÉCNICO

La parte superior de la parcela está formada por una sucesión de suelos de muy escasa calidad geotécnica. Los niveles principales son los siguientes, de más somero a más profundo:

- Rellenos antrópicos. Formados por materiales heterogéneos incluyendo restos de demoliciones y escolleras. Tienen un SPT promedio de 4. El espesor oscila entre 3,4 y 8,20 m.
- Arenas de playa: Aparecen bajo los rellenos y sobre la roca caliza en la mitad sur de la parcela. El SPT promedio es de 30 golpes. El espesor máximo es de 2,5 m en los sondeos en que se han testificado, que no son todos.
- Depósitos marinos. Formados por fangos oscuros. Se han encontrado en la esquina noroeste, bajo los rellenos y sobre las arcillas de alteración del Albiense, con un espesor máximo de 3,4 m. Tienen un SPT promedio de 2.
- Arcillas de alteración del sustrato limolítico Albiense. Son arcillas más o menos arenosas. Se encuentran en el tercio norte de la parcela. Aparecen bajo los rellenos o los fangos y sobre la roca limolítica, más o menos meteorizada. Su espesor oscila entre 1,6 y 12,5 m. Los SPT son muy variables, en un rango de 5 a 55 y un golpeo medio de 10.
- Arcillas de descalcificación de las calizas del Aptiense. Se encuentran sendas cubetas localizadas sobre las calizas, una en la calle Juan de la Cosa y otra en la calle San Vicente de la Barquera, en la esquina más alta del solar. Se apoyan en las calizas del Aptiense. El SPT representativo es de 8.

Por debajo de estos suelos, aparece el substrato rocoso. Las dos formaciones rocosas que se detectan son:

- Formación Bielva (Albiense). Compuesta por una alternancia de limolitas y areniscas, predominanado las primeras. Aparecen en el tercio norte de la parcela, bajo los suelos flojos superiores. Suelen presentar un horizonte de alteración a techo, de escasa resistencia y de espesor variable. Las resistencias a compresión simple obtenidas en laboratorio tienen un valor medio de 32 MPa y un valor máximo de 48 MPa. Se catalogan como rocas de resistencia media.
- Formación Reocín (Aptiense). Se encuentra en el tercio central y sur de la parcela, es la formación predominante. Está formada por calizas grises azuladas con una resistencia a compresión simple media de 39 MPa y máxima de 96 MPa, según los ensayos realizados. En consecuencia, se trataría de una roca de dureza media a alta.

Ni en los ensayos geofísicos realizados, ni en los sondeos mecánicos, se descubrió un karst generalizado en las calizas. Solamente, en la zona central de la calle Juan de la Cosa, se apreció una cubeta de arcillas de descalcificación y posible zona de karst hacia el exterior de la parcela. Coincide con una posible zona afectada por la antigua dinámica litoral.

El nivel freático se ha medido en su punto más alto (equina noreste, en la confluencia de las calles Paseo de Canalejas y San Vicente de la Barquera) a la cota +12,3 m. Desde este punto desciende hacia el oeste y el sur hasta estabilizarse a la cota +1,8 m en la calle Juan de la Cosa (borde sur). Esta última cota está asociada a la proximidad del mar; este borde sur era la antigua línea de costa.

Los perfiles geotécnicos, en los que se marcan la cota inferior de losa de los sótanos -1 y -2 de cada uno de los laterales, son los siguientes (Figuras 2 a 5):

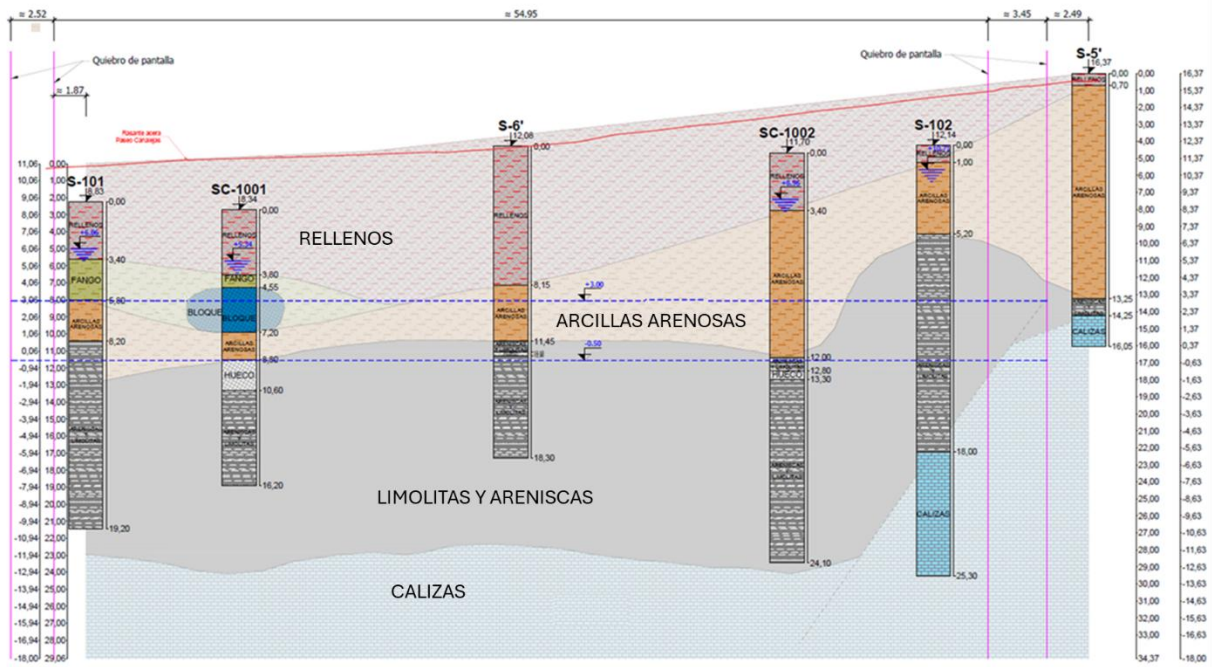


Figura 2. Perfil geotécnico c/ Paseo de Canalejas (lateral norte).

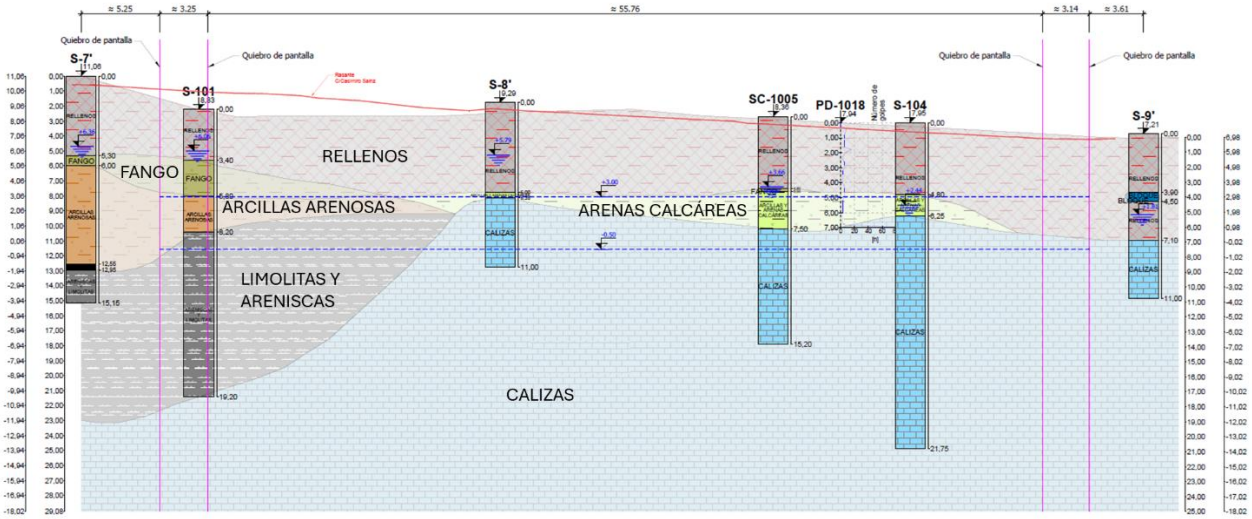


Figura 3. Perfil geotécnico c/ Casimiro Sainz (lateral oeste).

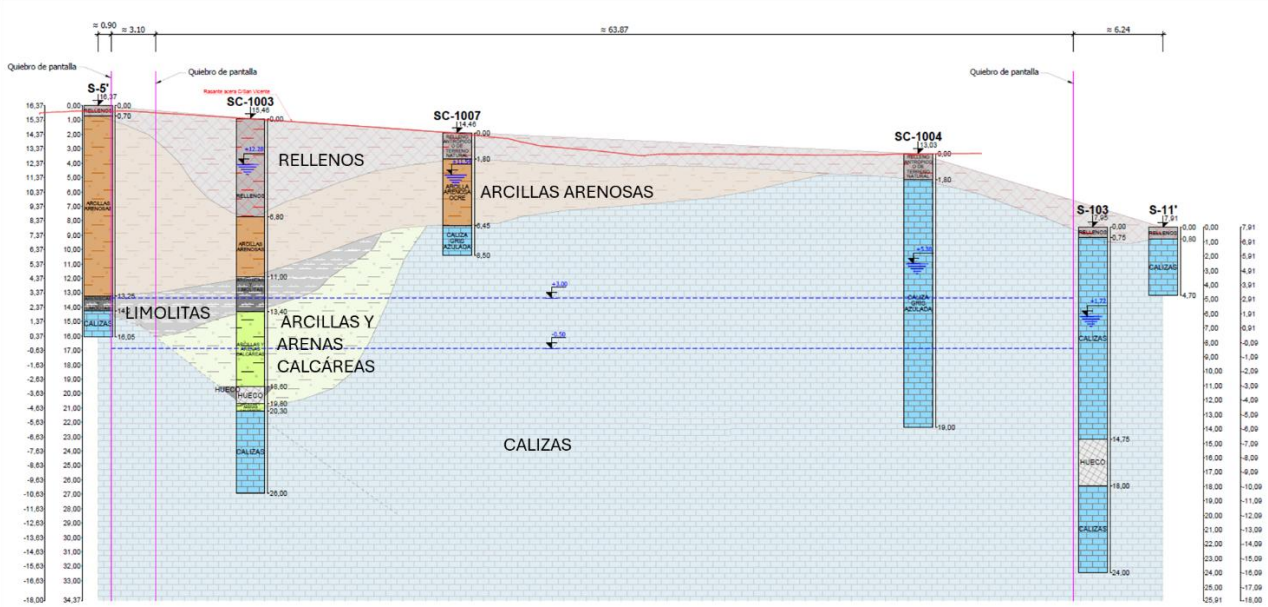


Figura 4. Perfil geotécnico c/ San Vicente de la Barquera (lateral este).

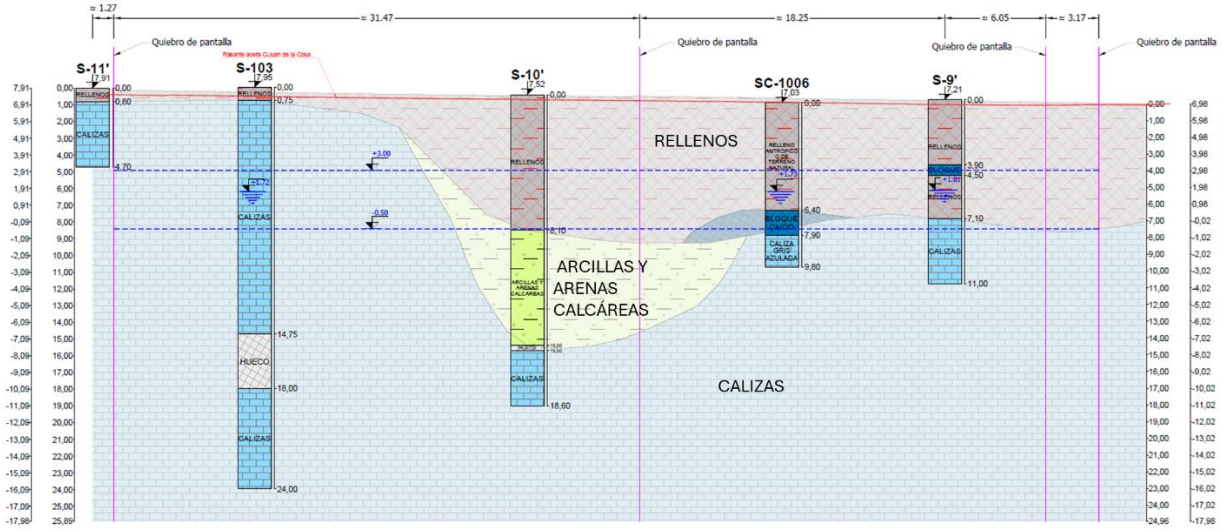


Figura 5. Perfil geotécnico c/ Juan de la Cosa (lateral sur).

4. EXCAVACIÓN Y CONTENCIÓN

4.1. DESCRIPCIÓN DE LA CONTENCIÓN

Para adaptar la contención a la variabilidad de condicionantes descrita en los apartados anteriores ha sido necesario tramificar la misma en 14 secciones distintas.

En la siguiente planta, se resume la ubicación de los distintos tramos de pantallas. Con fondo gris se representa la planta del sótano -2 (Figura 6).

La primera distinción la marca la profundidad de aparición del techo de roca. Solamente en la mitad sur del lateral de la calle San Vicente de la Barquera y la esquina con la calle Juan de la Cosa la roca afloraba varios metros por encima del fondo de excavación (tramos 4, 8 y 9 en la planta anterior). En este caso roca caliza muy sana del Aptiense, sin diaclasado que permitiese la filtración de agua y con un espesor de suelos de recubrimiento pequeño, que descendía hacia el sur. Tampoco se observaron niveles de agua colgados en los suelos cuaternarios.

En consecuencia, estos tramos se resolvieron con una pantalla de micropilotes en el tramo más al norte y con mayor espesor de suelos de recubrimiento (tramo 9) y con un soil-nailing en los tramos 8 y 4, hacia la esquina sureste.

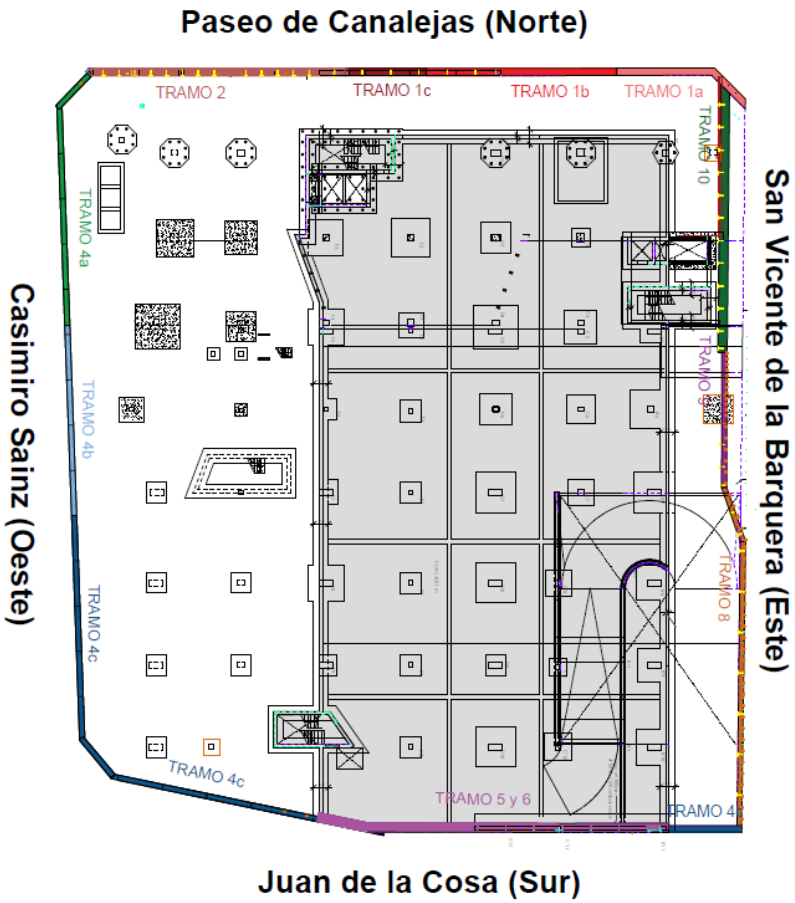


Figura 6. Planta de cimentación.

La pantalla de micropilotes estaba formada por micropilotes de 185 mm de diámetro de perforación y una armadura tubular de114 mm de diámetro y 9 mm de espesor. También se apoyaba en una fila de anclajes al terreno de 280 kN de carga máxima.

Estas contenciones son provisionales, puesto que, una vez ejecutada la excavación, se construyó un muro de contención de hormigón para garantizar la estanqueidad de los sótanos en estos tramos sin pantalla (4,8 y 9).

En el resto de la parcela, la roca aparecía por debajo del fondo de excavación. Los suelos superiores a la roca, generalmente, eran de muy escasa resistencia, como ya se ha descrito. Adicionalmente, salvo en la esquina suroeste (tramo 4 C), el nivel freático se encontraba claramente por encima del fondo de excavación.

A la vista de estas limitaciones, se deduce que era necesario ejecutar una contención previa a la excavación de alta capacidad resistente. Los empujes del terreno y del agua previsibles eran de elevada magnitud. Por otro lado, la posible afluencia de agua hacia el interior de la excavación motivaba la necesidad de que esta contención previa fuese continua, al objeto de servir de barrera hidráulica.

En consecuencia, se decidió ejecutar una pantalla continua de hormigón como solución de contención provisional y definitiva. Este elemento sirve de barrera a la entrada de agua siempre y cuando se empotre en un terreno impermeable; en este caso, el sustrato rocoso sano. Este empotramiento también permite el correcto apoyo del pie de las pantallas frente esfuerzos horizontales y verticales. Se tomó un valor mínimo de 1 m de empotramiento en roca de estas pantallas en las dos formaciones geológicas existentes.

Las pantallas continuas, además de disponer de una mayor resistencia para el mismo espesor que las pantallas de pilotes secantes, permitían minimizar el número de juntas. Eligiendo las primeras frente a la opción pilotada se mejoró la impermeabilidad y se consiguió encajar la solución en el espacio disponible por limitaciones arquitectónicas. Estas limitaciones obligaron a fijar como espesor máximo de pantalla el batache de 0,8 m. En consecuencia, se eligió el de 0,6 m como valor mínimo para evitar saltos bruscos de sección.

El problema de la elección de esta solución es la capacidad de perforación de las pantallas convencionales en la roca competente, cuestión imprescindible en el diseño. Con las pantalladoras convencionales no es posible perforar en rocas como estas, hay que tener en cuenta que la caliza llegó a obtener picos de hasta 96 MPa en

los ensayos de resistencia a compresión simple. Incluso con la ayuda del trépano y los preforos, es difícil que hubiese sido posible garantizar el empotramiento mínimo en estas calizas más duras y sólo a costa de obtener unos rendimientos pésimos con unos sobrecostes muy elevados.

Por este motivo, se acudió a la ejecución de las pantallas con hidrofresa ya que es la única maquinaria que permitía perforar en estas rocas con un rendimiento razonable. Con ello se redujeron incertidumbres y, en consecuencia, riesgos.

Adicionalmente, permitía una mejor calidad de acabado en las juntas entre módulos de pantalla lo que reduce el riesgo de filtraciones. Mejora relevante, si se tiene en cuenta que la excavación del segundo sótano llega hasta la cota -1,0 m y, por consiguiente, se sitúa bajo el nivel del mar.

Las pantallas se apoyaron en anclajes provisionales al terreno hasta la construcción de los forjados. La elección de los anclajes vino condicionada por las grandes dimensiones de la parcela y el importante desnivel entre lados de esta, lo cual dificultaba notablemente la posible disposición de arrostramientos interiores. Estos anclajes también contribuyeron para controlar eficazmente las deformaciones horizontales de las pantallas.

Este elevado desnivel también condicionaría el futuro diseño de la estructura con el objeto de soportar los fuertes empujes descompensados a que se vería sometida en fase de servicio, ya sin los anclajes.

El número de filas de anclaje por sección varía en función de la altura de tierras a contener y el nivel de agua medido en el trasdós. En la sección pésima de la esquina más elevada se dispusieron 4 filas de anclaje, disminuyendo el número de dichas filas a medida que se reducía la excavación. El número mínimo de filas de anclaje por sección es de 1 fila en la esquina suroeste. La carga máxima de los anclajes varía entre 300 y 850 kN.

El principal problema del diseño de estos anclajes era la ubicación del bulbo en terreno competente. En las pantallas de la zona de afloramiento de las calizas del Aptiense se buscaba perforarlos en la roca sana. En cambio, en la zona de las limolitas del Albiense no siempre fue posible, aceptándose la posibilidad de su ejecución en los grados de alteración III a VI, en algunos casos. La adherencia límite se adaptó a cada una de las circunstancias.

En cualquier caso, para lograr disponer los bulbos de empotramiento en estos niveles mínimamente competentes fue necesario acudir a inclinaciones de entre 35º a 55º. Esta premisa condicionó notablemente el diseño de los anclajes al disminuir la efectividad de la componente horizontal. Por otro lado, complicó el detalle de la cabeza de anclaje para poder soportar la componente vertical que transmitían.

4.2. EJECUCIÓN DE LAS PANTALLAS Y LA EXCAVACIÓN

Como ya se ha descrito, las pantallas se ejecutaron con hidrofresa. También se contó con el apoyo de una pantalladora convencional. Este último equipo era necesario para ejecutar los primeros metros de pantalla hasta conseguir una cota suficiente de lodos sobre la cota de bombeo de la hidrofresa y poder retirar algunos bolos de mayor tamaño, de los vertidos en los primeros metros de relleno.

Los trabajos de perforación y hormigonado se desarrollaron según lo previsto. Los mayores problemas de ejecución se concentraron en la zona del lateral del Paseo Canalejas por las importantes circulaciones de agua existentes hacia el interior de la parcela. Fue necesario extremar el cuidado en el manejo de los lodos de sostenimiento en ese tramo y ganar cota en algunas plataformas de trabajo.

El ritmo de ejecución de las pantallas estuvo limitado por la velocidad de avance en roca. Los ritmos obtenidos se encontraban dentro de lo previsto para rocas duras como esta. Los rendimientos de perforación en roca se situaron entre 1,0 y 2,4 m^2/h. Un poco más bajos de lo habitual, pero dentro de lo esperable, dadas las resistencias a compresión simple medidas en los ensayos. No obstante, estas reducidas cifras de rendimiento corroboran que, muy probablemente, sin el empleo de la hidrofresa no hubiese sido posible ejecutar la contención de manera exitosa.

El acabado interior de los paneles y sobre todo de las juntas entre los mismos fue excelente. En la siguiente imagen se observa el interior de la obra en fase de máxima excavación. La única filtración que se aprecia es en la perforación de la cabeza de un anclaje.



Figura 7. Fotografía de la esquina suroeste en máxima excavación.

Para observar los posibles movimientos de las pantallas, se realizó un control topográfico sistemático. También se colocaron inclinómetros en la zona del trasdós del Paseo de Canalejas, por ser el que presentaba una mayor altura de contención y las construcciones más próximas. Adicionalmente, se instrumentaron los edificios cercanos con dianas y aparatos de medición continua.

También se han instalado piezómetros en la zona del Paseo de Canalejas para controlar la evolución del freático en la zona de aguas arriba de la construcción.

Para la excavación general del importante volumen de roca caliza a extraer en el interior de la parcela no se pudieron emplear voladuras, al estar en un ámbito urbano. Se utilizaron maquinas retroexcavadoras de 30 a 36 t, equipadas con martillo picador. El rendimiento promedio de la excavación en estas calizas fue de 2,5 m^3/h, con picos mínimos de 1 m^3/h.

4.3. EJECUCIÓN DE LOS ANCLAJES

Previamente a la ejecución de los anclajes al terreno, se realizaron 9 ensayos de investigación en anclajes no reutilizables en la obra. En 5 de estos ensayos se buscaba determinar la adherencia límite lechada – terreno en los bulbos de anclaje. En concreto, 2 de estas pruebas se realizaron en calizas sanas y otras 3 en las limolitas con distinto grado de meteorización.

Los otros 4 ensayos se realizaron en la zona central del lateral de la calle Juan de la Cosa (sur) y sirvieron, además de para estimar la adherencia, para corroborar la viabilidad de anclar en ese punto. Es en esta zona próxima a la cubeta de arcillas de descalcificación detectada en los sondeos, es donde se encontraron indicios de karstificación de las calizas en el exterior del solar. En consecuencia, se realizaron nuevas prospecciones geotécnicas para delimitar la zona afectada y reubicar los anclajes, evitando las cavidades observadas. Una vez hecho este ejercicio, se ejecutaron los 4 anclajes de prueba mencionados, cuyos resultados fueron satisfactorios.

Atendiendo a los resultados de estos ensayos y a los datos geotécnicos previos, se fijaron las adherencias límite para el cálculo de los bulbos de anclaje. En los anclajes cuyo bulbo se situaba en las calizas sanas del Aptiense, la adherencia límite empleada para el diseño de los anclajes fue de 700 kPa. En los materiales del Albiense, dada su mayor grado alteración y menor resistencia, se adoptó un valor más prudente de 260 kPa, como promedio de las distintas zonas de meteorización que se podrían atravesar (grados III a VI).

Se ejecutaron 194 anclajes de sostenimiento de las pantallas. En el 5% de ellos se realizaron ensayos de adecuación, repartidos según lotes de similar carga y condición geotécnica. En el resto de los anclajes se hicieron los preceptivos ensayos de aceptación dentro del protocolo de tesado de cada uno de ellos.

Los anclajes se ejecutaron al amparo de entubación recuperable, salvo en las zonas donde se detectó roca sana.

En general, el tajo de los anclajes se desarrolló sin problemas importantes. Sólo hay que destacar que en el tercio norte de la parcela hubo que repetir 9 anclajes, un 4,5% del total. En esta ubicación, la intercalación de zonas más alteradas de los materiales limolíticos, junto con la elevada saturación de estos, dieron los únicos problemas reseñables. Estos fallos de capacidad se detectaron en los ensayos de tesado y se subsanaron repitiendo estos escasos anclajes afectados, variando ligeramente su disposición geométrica.

5. CIMENTACIÓN

En este caso, la solución de cimentación fue un poco más convencional que la excavación.

La cimentación de la zona situada sobre las calizas se resuelve con zapatas empotradas en esta roca, bien de manera directa o bien con pozos de hormigón pobre en los escasos puntos en que aparecía a mayor profundidad.

La impermeabilidad del segundo sótano se resuelve con una losa arriostrante en continuidad de las zapatas anteriores y las cimentaciones de los muros perimetrales, de tal manera que se configura un vaso estanco. Está dimensionada para soportar la subpresión.

En el primer sótano, algunos de los apoyos de la zona más próxima al lateral norte no alcanzaban la roca a una profundidad razonable. En estos casos se optó por una cimentación profunda con micropilotes que garantizara el apoyo en roca.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo quieren agradecer la colaboración y el trabajo realizado a todos las empresas y profesiones que han intervenido en estos trabajos.

En concreto: al Gobierno de Cantabria a través de la SRECD como promotor de la obra; a la UTE M. Partida Architecture and Design SLP y Q-Estudi 29 Assessorament Tècnic SL, como autores del Proyecto y Dirección Facultativa, a Best Costales-Jaén, como consultor de estructuras de la Dirección Facultativa y del Proyecto; a CBRE como Project Manager; a don Rafael Arroyo, como consultor geotécnico de la obra; a Soningeo como responsables de la investigación geotécnica y la auscultación; a las subcontratas especializadas en cimentaciones especiales Rodio-Kronsa y Miramar; una especial mención merece el personal de obra de DRAGADOS, sin cuyo trabajo no hubiese sido posible llevar a buen puerto esta tarea.

ANÁLISE INTEGRADA DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E RESULTADOS DE PROVA DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA: REFLEXOS NO PROJETO E NA ESTIMATIVA DE CUSTOS

Luis Henrique RAMBO[(1)*], Paulo José Rocha de ALBUQUERQUE[(1)], Fernando Feitosa MONTEIRO[(1)], Pedro ANTONAGLIA[(1)], José Guilherme SACILOTTO[(1)] y Leonardo Haick MATIAS[(2)]

[(1)] Departamento Geotecnia, Geomática e Mobilidade
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo (FECFAU)
Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP)
*l202359@dac.unicamp.br

[(2)] Departamento de Ciências Exatas e Tecnológicas, Curso de Engenharia Civil
Universidade Federal do Amapá (UNIFAP)

RESUMEN

Este estudo avalia o desempenho de sete métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga para estacas hélice contínua monitorada (HCM), utilizando dados reais de uma obra localizada em Macapá/AP. A pesquisa considerou diferentes cenários de dimensionamento com variações de diâmetro e profundidade das estacas, além de comparar os resultados com as cargas obtidas em provas de carga estática (PCE). O trabalho incluiu ainda a análise do impacto da adoção de diferentes fatores de segurança (FS=2,0 e FS=1,6) sobre a profundidade das estacas, o volume de concreto, a capacidade admissível (Qadm) e o custo linear por metro perfurado. Os resultados indicam que a redução do FS para 1,6 pode gerar reduções significativas de profundidade e volume de concreto, especialmente para os diâmetros de 30 cm e 70 cm, com menor sensibilidade observada nas estacas de 50 cm. No entanto, mesmo com FS reduzido, as capacidades de carga estimadas permanecem abaixo dos valores de catálogo. A pesquisa reforça a importância da calibração regional dos métodos de cálculo e do uso de PCEs para otimização técnica e econômica das fundações.

ABSTRACT

This study evaluates the performance of seven semi-empirical methods for predicting the load-bearing capacity of continuous flight auger (CFA) piles, based on real data from a construction site in Macapá/AP, Brazil. The research considered different design scenarios by varying pile diameters and depths, and compared the results with those obtained from static load tests (SLT). The analysis also assessed the impact of adopting different safety factors (FS=2.0 and FS=1.6) on pile depth, concrete volume, allowable load capacity (Qadm), and linear drilling cost per meter. Results indicate that reducing the FS to 1.6 can lead to significant reductions in depth and concrete volume, especially for 30 cm and 70 cm diameter piles, with lower sensitivity observed for 50 cm piles. However, even with the reduced FS, estimated load capacities remain below catalog values. The study highlights the importance of regional calibration of calculation methods and the use of load tests to achieve technically and economically optimized foundation designs.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Estacas hélice continua (Continuous flight auger piles), Métodos semiempíricos (Semi-empirical methods), Prova de carga estática (Static load test).*

1. INTRODUÇÃO

A engenharia geotécnica, apesar da crescente evolução ao longo dos últimos anos, ainda é cercada por incertezas que, para questões de projeto, podem resultar em aumento dos custos envolvidos durante a execução das fundações de uma obra. Tal imprecisão dos valores geotécnicos podem ser explicados por ser o solo um material heterogêneo e que, frente às suas propriedades mecânicas, é de difícil determinação a real capacidade de resistência da estrutura com a qual interage (Barbosa e Albuquerque 2018).

Estacas tipo Hélice Contínua vem sendo utilizadas nos Estados Unidos e Europa desde a década de 1970 e foram introduzidas no Brasil na década de 1980 (Sousa e Monteiro 2018). A escolha deste tipo de estaca para o exemplo de aplicação da proposta se deu em virtude de ser um tipo de fundação muito empregada em ambiente urbano, pela sua baixa interferência com a vizinhança da obra e elevada produtividade, além de possuir um dos melhores sistemas de controle de qualidade e monitoramento da execução dentre as estacas (Kuboyama e Amann 2018).

A melhor maneira para se obter a capacidade de uma fundação é por meio de prova de carga, pois trata-se de um ensaio experimental em verdadeira grandeza executado no subsolo em que serão executadas as fundações (Barbosa e Albuquerque 2018). Entretanto, os métodos empregados no dimensionamento de estacas hélice são peculiares das regiões e podem resultar em previsões de carga de ruptura bem diferentes de resultados obtidos através de prova de carga estática (PCE). As razões principais para essas diferenças podem estar nas características do terreno, na metodologia de execução da estaca hélice contínua, que pode variar de uma estaca para outra numa mesma obra, nas limitações do ensaio SPT como investigação geotécnica, no efeito do comprimento de trabalho e do diâmetro das estacas, e nas limitações dos próprios métodos semiempíricos, que devido à simplicidade não incorporam todas as variáveis influentes na capacidade de carga (Polido et al. 2016).

No Brasil, difundiu-se a prática de relacionarem diretamente medidas do ensaio de SPT com a capacidade de carga das estacas. Esses métodos constituem-se em ferramentas valiosas à engenharia de fundações. É importante reconhecer que a validade dos métodos é limitada à prática construtiva regional e às condições específcas dos casos históricos utilizados em seu estabelecimento (Sousa e Monteiro 2018).

Existem diversos métodos para a determinação da capacidade de carga do solo, sendo eles: métodos analíticos, também conhecidos como teóricos, métodos semi-empíricos e prova de carga (Santos et al. 2019). Há mais de 30 anos no Brasil são muito utilizados os chamados métodos semiempíricos para estimativa da carga de ruptura geotécnica de fundações por estacas (Mayara Justi Furlan e Kurt André Pereira Amann 2016). Segundo (Amann 2010), há hoje mais de uma dúzia de métodos de diferentes autores como Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1998) e David Cabral (1986), aplicáveis a diferentes tipos de estacas (hélice-contínua, raiz, de grande diâmetro, cravadas, Franki, etc.), e a distintos tipos de solo (residuais, sedimentares, moles, etc.).

Entre os métodos mais utilizados no Brasil, destacam-se os propostos por Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978), que baseiam suas estimativas em resultados de ensaios de sondagem à percussão (SPT) e pela abrangência aos tipos de fundações que podem ser aplicadas aos métodos.

Apesar disto, fatores como qualidade dos materiais, características singulares dos solos, metodologia executiva, características dos equipamentos utilizados, entre outros, influenciam diretamente no desempenho das fundações, gerando incertezas com relação aos métodos de cálculo de capacidade de carga tradicionalmente empregados (Cláudio Roberto e Ecidinéia Mendonça 2016).

Dito isso, a utilização de provas de carga em estacas acabou ganhando maior notoriedade e aplicabilidade na comunidade técnica e inclusive, junto a alguns clientes, considerando a possibilidade de redução de custos, aliando a uma segurança maior em sua obra, permitindo a redução do fator de segurança de 2,0 para 1,6 conforme NBR 6122:2019 (ABNT 2022) para estacas isoladas.

Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo realizar uma análise integrada da capacidade de carga vertical (compressão) de estacas hélice contínua, utilizando diversos métodos semiempíricos e confrontando os resultados com dados reais de prova de carga estática. Serão avaliadas diferentes configurações geométricas de estacas, com variações de diâmetro e profundidade, considerando seus impactos no dimensionamento, volume de concreto, metragem perfurada e custo linear. O estudo visa destacar a importância da calibração regional dos métodos, da realização de provas de carga e da atuação criteriosa de profissionais experientes na análise e no dimensionamento de fundações profundas.

2. METODOLOGIA

Foram utilizados métodos amplamente reconhecidos e aplicados no Brasil para a estimativa da capacidade de carga de estacas, todos baseados em dados de sondagens SPT. Os métodos a serem utilizados neste trabalho serão os seguintes: Método 1 - Aoki & Velloso (1975), Método 2 - Décourt & Quaresma (1978), Método 3 - Teixeira (1996), Método 4 - Alonso (1996), Método 5 - Antunes & Cabral (1996), Método 6 - Berberian (1987) e Método 7 - Monteiro (1997).

Para cada método foi feita a previsão de capacidade de carga com os componentes de atrito lateral e somado a parcela de resistência de ponta para a capacidade de carga total. Esses resultados foram divididos pelo fator de segurança da NBR 6122 (ABNT 2022), igual a 2 inicialmente, e posteriormente, foi feito um novo dimensionamento considerando a utilização dos resultados das provas de carga na obra e utilizando o FS=1,6.

O estudo propõe a comparação de diferentes cenários de dimensionamento de estacas do tipo HCM, com variações de diâmetro e profundidade para todos os pilares da obra. Através do número de estacas por pilar, diâmetro e profundidade pode-se estimar o volume de concreto em metros cúbicos consumidos nas fundações e a metragem linear perfurada total.

Para a estimativa do custo linear da perfuração já incluso os custos de perfuração, concretagem e armadura mínima, baseada nas informações do SINAPI de Santa Catarina, e no caso de diâmetros diferentes dos encontrados na tabela de composição de custos, foi feita uma interpolação.

Ainda como premissas iniciais, fatores que com certeza podem alterar a solução de uma fundação, como aterros ou cortes, assim como o efeito de grupo em estacas, combinações e esforços que não sejam as cargas axiais também não serão consideradas, sob a justificativa de facilitar o entendimento e a proposta de comparativo e assim, não envolver diretamente a relação com o projeto já elaborado por outro profissional, mantendo a ética profissional, pois não é o intuito deste estudo avaliar o trabalho já executado.

Esse critério visa facilitar a comparação entre os métodos e as configurações das estacas, desconsiderando custos com blocos ou mobilização de equipamentos.

Com base nos resultados da PCE, será feito novo dimensionamento, aplicando os FS reduzidos conforme a norma. A análise comparativa entre o dimensionamento inicial e o redimensionado permitirá quantificar ganhos técnicos e econômicos pela adoção das provas de carga na obra.

2.1. LOCAL DE ESTUDO

O presente estudo foi conduzido com base em dados obtidos de uma obra localizada no município de Macapá, indicada na figura 1, capital do estado do Amapá, situada sobre o marco zero da linha do Equador. Além de sua posição geográfica singular, Macapá apresenta condições geotécnicas ainda a serem estudadas, incluindo ainda, as condições climáticas com períodos bem determinados de chuva e sol por aproximadamente 6 meses cada.

Essas características impõem desafios relevantes ao dimensionamento de fundações rasas e profundas, especialmente quanto à aplicação de métodos semiempíricos.

Assim, a análise proposta neste trabalho visa avaliar o desempenho desses métodos frente às particularidades regionais, reforçando a necessidade de calibração local e validação por meio de provas de carga.

A obra em questão é o Centro de Radioterapia do Hospital do Coração Dr. Alberto Lima (HCAL).

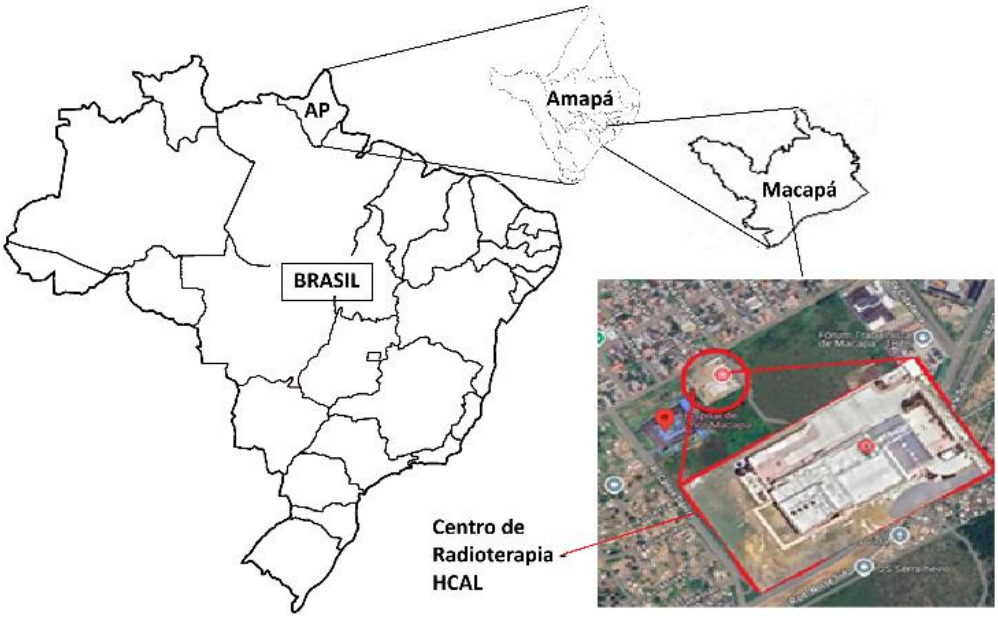


Figura 1. Localização da obra.

2.2. SONDAGEM E PLANTA DE CARGAS

A sondagem executada para a obra é do tipo S.P.T. (Standard Penetration Test), normatizada seu procedimento através da NBR 6484 (ABNT 2020). Para a obra foram executados apenas 3 furos, com o primeiro e o segundo (SP01 e SP02) atingindo 7,45 m e o terceiro (SP03) atingindo 7,30 m.

A tabela 1 apresenta um resumo dos resultados dos furos de sondagem, de forma simplificada, onde o tipo de solo não teve alteração através da classificação táctil-visual informada no relatório e o resultado do índice de penetração o Nspt é o resultado dos golpes para os 30 cm finais de cada metro perfurado.

Cabe ressaltar que não foi encontrado o nível do lençol freático em nenhum dos furos durante os serviços.

Tabela 1. Resumo dos resultados da sondagem S.P.T.

Prof. (m)	Solo	SP01	SP02	SP03
		Número de Golpes		
0-1	Silte arenoso	0	0	0
1-2	Silte arenoso	10	8	6
2-3	Silte arenoso	8	8	9
3-4	Silte arenoso	13	10	11
4-5	Silte arenoso	19	17	18
5-6	Argila Silto Arenosa	24	22	28
6-7	Argila Silto Arenosa	33	30	36
7-8	Argila Silto Arenosa	40	37	38

Para fins de cálculo das capacidades de carga, foi adicionado 5% (cinco) por cento as cargas, de modo a simular o peso próprio dos blocos de coroamento, conforme a NBR 6122 (ABNT 2022), e ainda, outro ponto relevante nas premissas é de consideração apenas das cargas axiais da estrutura, ou seja, outras combinações de esforços possíveis atuantes na estaca.

Neste estudo de caso não estará sendo definido o comprimento útil e nem o dimensionamento das armaduras.

A tabela 2 apresenta um resumo do número do pilar e carga final considerada para o cálculo.

Tabela 2. Tabela de cargas e pilares da edificação.

Núm.Pilar	Carga (kN)	Núm.Pilar	Carga (kN)	Núm.Pilar	Carga (kN)	Núm.Pilar	Carga (kN)
AP01	67,9	C011	3744,0	P014	379,9	P036	73,3
AP02	116,1	C012	3767,9	P015	420,7	P037	90,5
AP03	150,0	C013	1435,8	P016	424,7	P038	73,3
AP04	370,8	C014	1974,8	P017	367,5	P039	69,5
AP05	151,6	C015	1753,7	P018	224,9	P040	127,8
AP06	238,1	C016	888,5	P019	371,4	P041	127,3
AP07	218,5	C017	931,7	P020	579,2	P042	128,9
AP08	231,3	C018	585,5	P021	565,1	P043	128,3
AP09	215,0	C019	445,1	P022	454,5	P044	84,7
AP010	228,4	P01	242,4	P023	370,4	P045	74,2
AP011	102,4	P02	269,2	P024	204,1	PED1	31,1
AP012	111,2	P03	100,8	P025	379,4	PED2	47,5
C01	331,2	P04	104,0	P026	494,2	PED3	89,4
C02	478,1	P05	100,2	P027	511,7	PED4	89,4
C03	397,8	P06	33,4	P028	634,1	PED5	89,4
C04	328,5	P07	160,3	P029	535,9	PED6	89,4
C05	343,7	P08	189,3	P030	237,4	PED7	93,7
C06	584,4	P09	91,5	P031	263,7	PED8	126,0
C07	507,7	P010	287,2	P032	190,6	PED9	129,4
C08	1693,9	P011	207,5	P033	441,6	PED10	129,4
C09	2133,6	P012	96,6	P034	460,3	PED11	89,3
C010	1505,4	P013	252,0	P035	280,6	PED12	89,3

A figura 2 apresenta o projeto de fundações desenvolvido para a referida obra, neste caso sendo previstas 70 estacas de 30cm de diâmetro, 49 estacas de 50cm de diâmetro e mais 12 estacas de 70cm de diâmetro, todas contendo entre 8,0 m de profundidade cada. Podendo ser percebida a maior carga concentrada em parte da edificação.

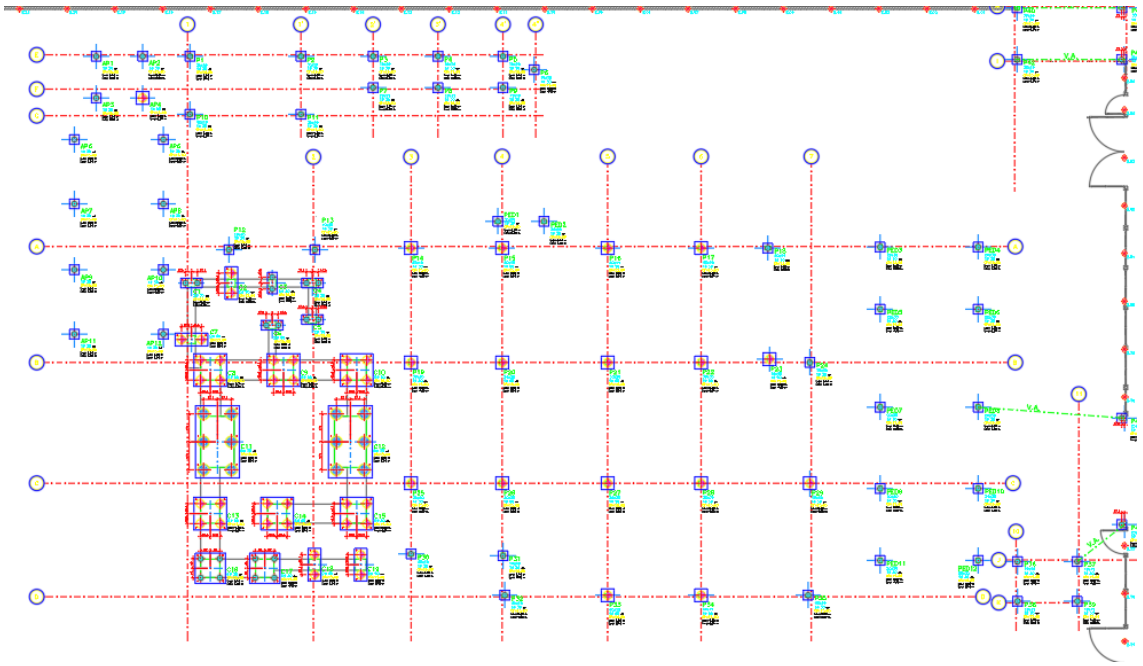


Figura 2. Projeto de fundações previsto.

2.3. MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS UTILIZADOS PARA A PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Para o devido estudo, foram aplicados 7 (sete) métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga, reconhecidos na comunidade técnica e científica da área de fundações, que são apresentados na tabela 3 a seguir.

Tabela 3. Métodos Semi-empíricos utilizados.

Carga Admissível (Q_{adm})	Fonte
$\frac{\frac{K.N_p}{F_1}.A_p + \frac{U}{F_2}.\sum_1^n(\alpha.K.N_L.\Delta_L)}{FS}$	(Aoki e Lopes 1975)
$\frac{\beta.10\left(\frac{N_l}{3}+1\right).A_L}{FS_1} + \frac{\alpha.C.N_{médioSpt}.A_p}{FS_2}$	(Decourt e Quaresma 1996)
$\frac{K_{PDBméd}.N_{pméd}}{\mathrm{FS}.FE_p}.A_p + \frac{K_{LDB}.N_L}{\mathrm{FS}.FE_L}.A_L$	(Berberian 1987)
$\frac{K_{PAC}.N_{pméd}}{\mathrm{FS}}.A_p + \frac{K_{LAC}.N_L}{\mathrm{FS}}.A_L$	(Antunes e Cabral 1996)
$\frac{K_{PM}.N_{pméd}}{\mathrm{FS}.FE_p}.A_p + \frac{K_{LM}.N_L}{\mathrm{FS}.FE_L}.A_L$	(Monteiro 1997)
$\frac{\beta \cdot N_L \cdot U \cdot L}{FS_1} + \frac{\alpha \cdot N_P \cdot A_P}{FS_2}$	(Teixeira 1996)
$\frac{\sum(U.\Delta_L.\alpha.\frac{100.Tmax}{0{,}41.h(SPT-T)-0{,}032}) + A_P.\beta.(\frac{Tmin1+Tmin2}{2})}{FS}$	(Alonso 1996)

2.4. PROVA DE CARGA

Uma prova de carga fornece os valores de carga que a estaca suporta pelo deslocamento resultante e, que, junto aos valores de deslocamentos obtidos pelo monitoramento de recalques fornecem uma análise mais completa e realística da obra (Bahia et al. 2014).

No local de estudo foram realizadas 04 (quatro) provas de carga do tipo estática, realizadas no ano de 2023, nos pilares AP02, C016A, P04 e PED05, todas de 30 cm de diâmetro e profundidades variando entre 8,0 m e 8,5 m e todas com as estacas de reação com diâmetro de 50 cm e profundidade de 10,0 m cada.

A seguir na tabela 4, é fixado um resumo dos resultados obtidos.

Tabela 4. Resumo dos recalques obtidos nas PCE's.

Carga Máxima atingida (kN)	Média do recalque total (mm)			Estaca ensaiada
	total	residual	elástico	
660	7,50	4,59	2,91	C016
660	7,50	5,70	1,90	AP02
660	4,74	3,54	1,20	P04
660	7,82	5,51	2,31	PED05

Para a estimativa da carga de ruptura, podem ser abordados os critérios como Van Der Veen (1953) e o método de rigidez do Décourt (1996), porém, para tal situações as estacas deveriam terem sido ensaiadas até a sua ruptura, do contrário, se impede de extrapolar a curva carga-recalque por não ter a visualização da ruptura nítida, portanto, a consideração a ser utitlizada é de que a PCE tenha sido feita na etapa de projeto, e, ao atingir no mínimo a 2 vezes a carga de trabalho, poderia ser reduzido o FS para 1,6 para estudo comparativo apenas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

No projeto executado constam todas as estacas com 8 metros de profundidade cada, desta forma, sendo considerado como parâmetro de comparação com os demais métodos de cálculo de capacidade de carga, e que, conforme as figuras 1 e 2 apresentam, apenas para as estacas de diâmetro iguais a 30cm e 50cm houveram 3 métodos tiveram profundidades estimadas acima das definidas em projeto.

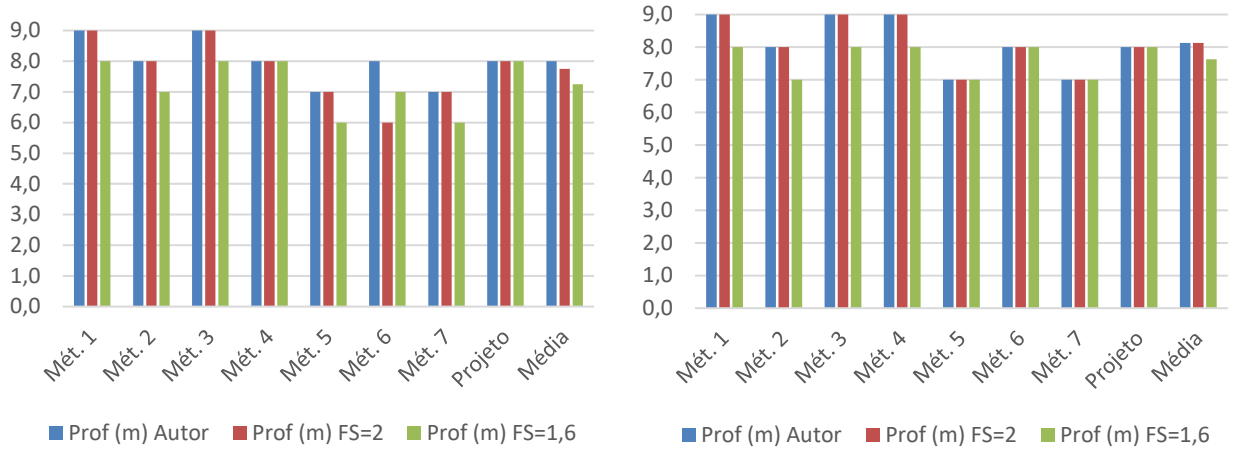


Figura 3. Profundidade x métodos semi empíricos (Ø30cm e Ø50cm).

Assim como na figura 3 anterior, a figura 4 apresenta os resultados das profundidades estimadas por métodos semiempíricos, calculadas por métodos chamadas de autores primeiramente, na sequência vem o resultado considerando o fator de segurança 2,0 da norma e posteriormente com FS=1,6 por conta da utilização dos resultados das PCEs.

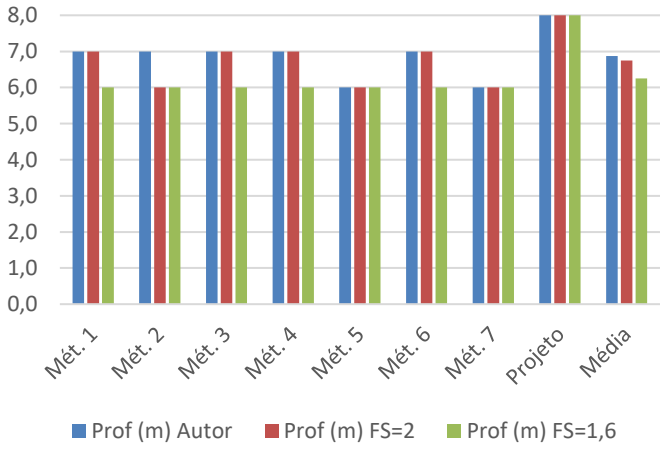


Figura 4. Profundidade x métodos semi empíricos (Ø70cm).

Da mesma forma, tendo-se as profundidades variadas em cada método, as figuras 5 e 6 apresentam os volumes de concreto das estacas em metro cúbico, considerando um sobreconsumo de 20% para cada diâmetro (Ø30cm, Ø50cm e Ø70cm) respectivamente.

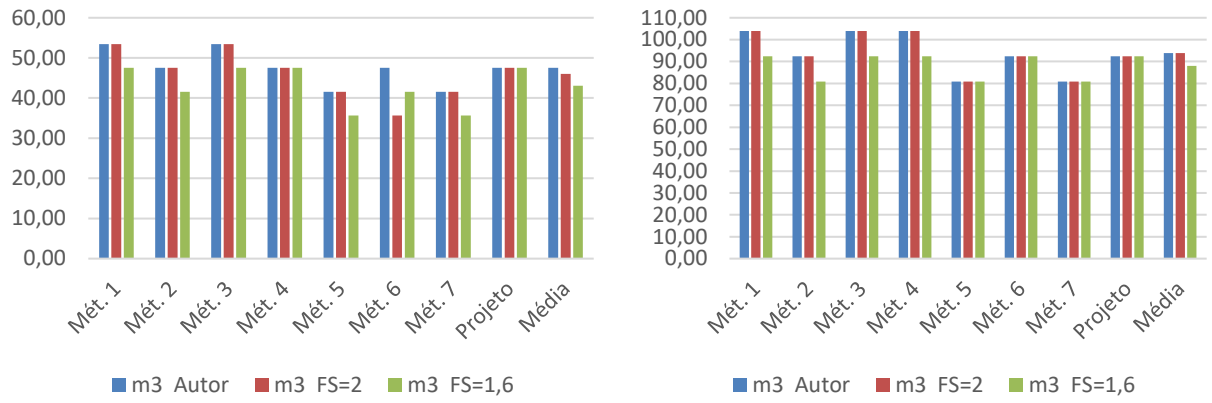


Figura 5. Volume de Concreto em m³ (Ø30cm, Ø50cm e Ø70cm).

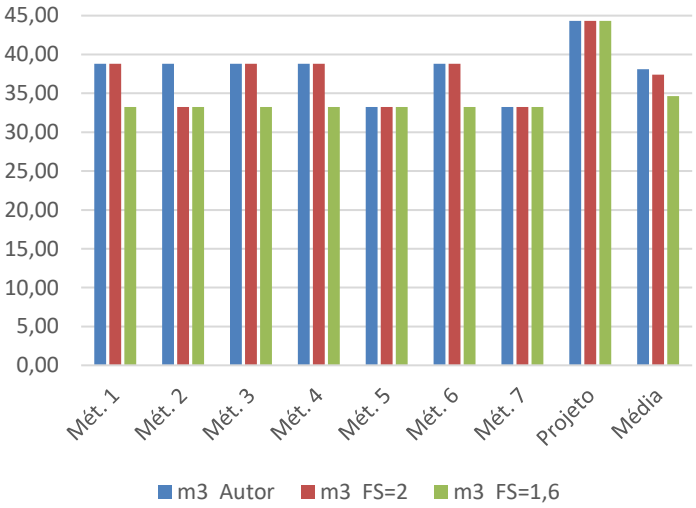


Figura 6. Volume de Concreto em m³ (Ø30cm, Ø50cm e Ø70cm).

O cálculo de capacidade de carga por 7 métodos é apresentado nas figuras 7 e 8 considerando os resultados de cada autor, por norma, FS=1,6 e a utilização da carga de catálogo para os diâmetros de (Ø30cm, Ø50cm e Ø70cm) nesta ordem, seguindo o projeto executivo original da obra.

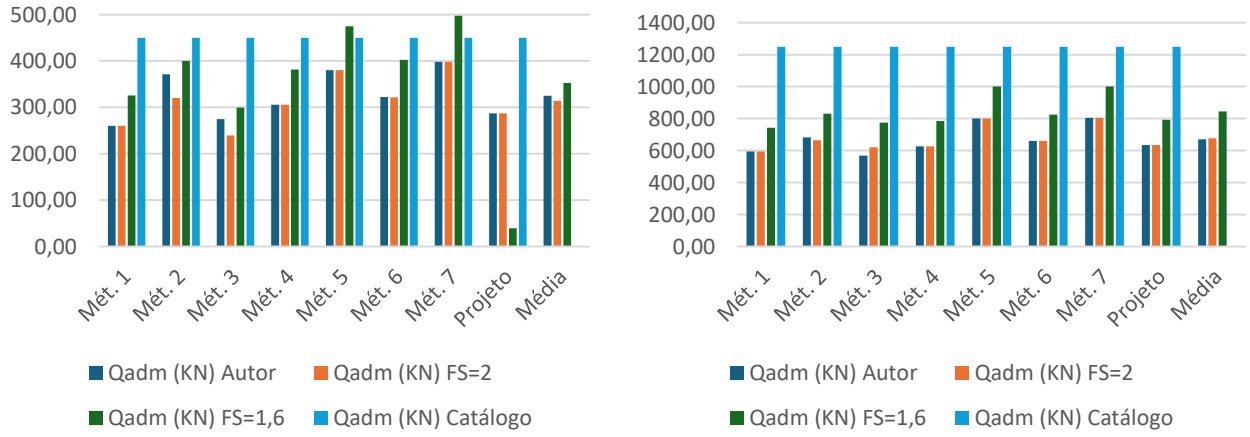


Figura 7. Capacidade de Carga (tf) (Ø30cm, Ø50cm e Ø70cm).

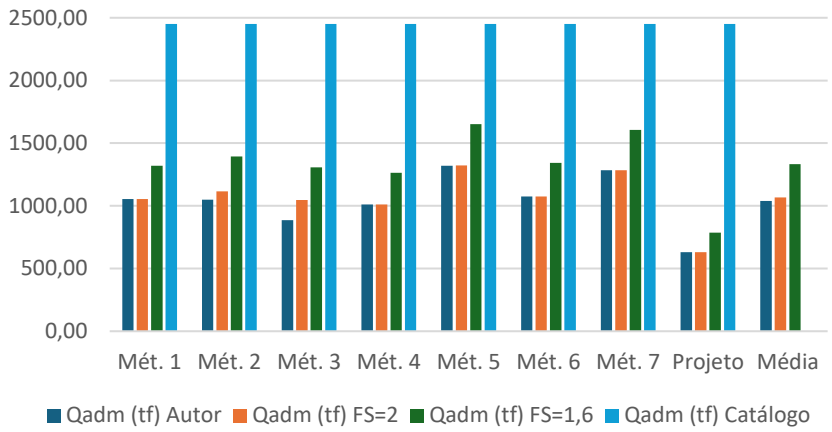


Figura 8. Capacidade de Carga (tf) (Ø30cm, Ø50cm e Ø70cm).

Portanto, o custo final, considerando a perfuração, concretagem e armadura mínima para as estacas, a figura 9 apresenta os valores em reais, comparando os custos dos métodos, projeto e a média, neste caso, considerando a utilização de 3 diâmetros (Ø30cm, Ø50cm e Ø70cm) nesta ordem, seguindo o projeto executivo original da obra.

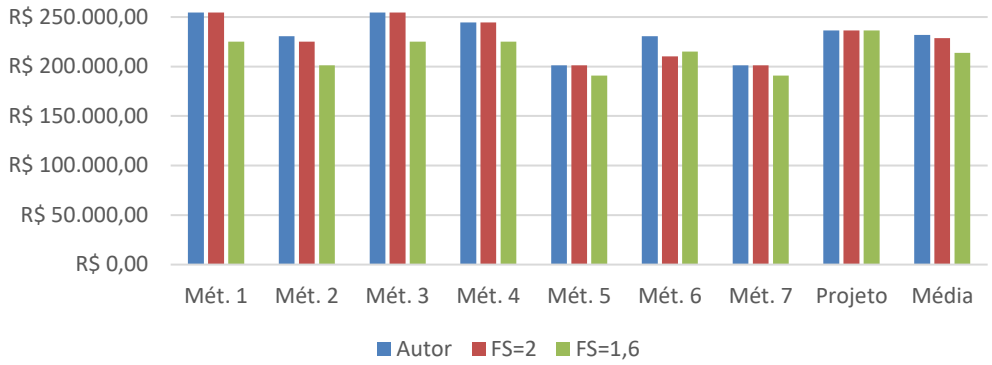


Figura 9. Custo final x métodos (Ø30cm, Ø50cm e Ø70cm).

4. CONCLUSÃO

Ao analisar primeiramente as profundidades encontradas, considerando que o projeto executivo foi elaborado para 8 metros cada estaca, para os diâmetros de 30cm e 50cm a média ficou entre os 8 metros, apenas nas estacas de Ø70cm é onde a média foi maior chegando a 9 metros. A redução da profundidade com a diminuição do FS (de 2,0 para 1,6) foi uma tendência consistente para todos os diâmetros, mas o impacto percentual foi um pouco menor para o diâmetro de 50 cm. A escolha de um FS menor (como 1,6) pode representar uma economia significativa em profundidade de execução, mas deve sempre ser analisada com base em critérios técnicos de segurança e normativos. O diâmetro de 50 cm apresentou a menor sensibilidade à variação do FS, possivelmente devido ao melhor equilíbrio entre área de ponta, atrito lateral e capacidade de carga por metro linear. Quanto aos resultados de volume de concreto pode-se concluir que quanto menor o FS, menores os volumes de concreto, acompanhando diretamente a redução de profundidade.

O diâmetro de 50 cm novamente mostrou menor sensibilidade à mudança de FS, tanto em profundidade quanto em volume. O impacto financeiro da redução de FS pode ser bem expressivo principalmente nos diâmetros menores e maiores (30 cm e 70 cm), devido à maior variação percentual no volume. Com relação a capacidade de carga, foi observado que a redução do FS resulta em aumento expressivo de Qadm em todos os diâmetros, porém, mesmo com FS=1,6, as capacidades não atingem os valores de catálogo para nenhum dos diâmetros.

Existe uma tendência clara de conservadorismo nos métodos dos autores e limitações de capacidade do solo analisado. O gap em relação ao catálogo é crescente com o aumento do diâmetro, indicando que os métodos não escalam proporcionalmente como os valores teóricos do catálogo. Em suma, primeiramente fica clara a importância da utilização das PCE, onde além da contestação da eficiência in loco, pode-se aferir qual método mais se aproxima, e, consequentemente a economia.

REFERÊNCIAS

ABNT. 2020. *ABNT NBR 6484 -Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio*. 2º ed. Abnt.

ABNT. 2022. *NBR 6122 - Projeto e execução de fundações*. 4º ed. Abnt.

Alonso, U. R. 1996. "Previsão da capacidade de carga de estacas através do ensaio SPT". *In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia* SEFE. v.1 (3): 221–32.

Amann, Kurt André Pereira. 2010. "Metodologia Semiempirica Unificada Para Previsão De Capacidade De Carga De Estacas". Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG. CD-ROM (Gramado-RS): id158.

Antunes, W. R., e C. Cabral. 1996. "Previsão da capacidade de carga de estacas". *In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia* SEFE. v.1 (3).

Aoki, Nelson, e Francisco de Rezende Lopes. 1975. "Estimating stresses and settlements due to deep foundations". Trabalho em evento presented em 5th Panamerican Conference on SMFE. *Proceedings of the 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,*.

Bahia, G. A. D., N. M. B. Mota, e P. J. R. Albuquerque. 2014. "Avaliação de Métodos de Capacidade de Carga para Análise de Comportamento das Fundações". *XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica* COBRAMSEG.

Barbosa, Yuri, e Paulo José Rocha Albuquerque. 2018. "Análise da Capacidade de Carga de Estaca Hélice Contínua Instrumentada por Meio de Métodos Semiempíricos e Computacionais". *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica COBRAMSEG*, XIX COBRAMSEG, v. 1 (1).

Berberian, D. 1987. *Engenharia de Fundações*. UNB.

Cláudio Roberto e Ecidinéia Mendonça. 2016. "Análise de Provas de Carga Estática em Estacas Hélice Contínua Monitorada". Trabalho em evento presented em VII Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens. https://doi.org/10.20906/CPS/GJ-04-0030.

Decourt, L., e A. R. Quaresma. 1996. "Capacidade de carga de estacas a partir de ensaios SPT". *In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia* SEFE. v.1 (3): 233–41.

Kuboyama, Carolina Tami, e Kurt André Pereira Amann. 2018. *Análise estatística da aplicabilidade dos métodos semiempíricos de estacas Hélice-Contínua à luz da NBR6122 e Eurocode 7*.

Mayara Justi Furlan e Kurt André Pereira Amann. 2016. "Banco de Dados On-line com Guia de Referência Rápida dos Métodos Semiempíricos de Capacidade de Carga de Estacas nos Solos Brasileiros". Trabalho em evento presented em *XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. COBRAMSEG*. https://doi.org/10.20906/CPS/CB-04-0092.

Monteiro, S. T. 1997. "Capacidade de carga de estacas a partir do SPT". *CPGEC/UFRGS* (Porto Alegre).

Polido, Uberescilas Fernandes, Rita de Cássia Morosini Berlich de Almeida, Paulo José Rocha Albuquerque, e Carla Therezinha Dalvi Borjaille Alledi. 2016. "Análise de Provas de Carga em Estacas Hélice Contínua de Comprimentos Variados em Solos Lateríticos da Formação Barreiras". *Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica* COBRAMSEG (Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil).

Santos, Rodrigo Cunha dos, Stephanny Conceição Farias do Egito Costa, e Francielio da Paixão Freitas. 2019. "II GeoBASE– II Seminário Geotécnico". *Análise da Influência da Capacidade de Carga de Solos na Estimativa Orçamentária de Fundações* 1 (1).

Sousa, Tanara Cavalcante, e Fernando Feitosa Monteiro. 2018. *Análise de Métodos Semi-Empíricos para o Cálculo da Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua Monitorada em Obras de Fortaleza*.

Teixeira, A. H. 1996. "Projeto e Execução de Fundações". *In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia* SEFE. v.1 (3): 33–50.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS CRITERIOS DE INTERPRETACIÓN DE PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICAS A COMPRESIÓN EN PILOTES. APLICACIÓN A DIFERENTES CASOS PRÁCTICOS

Pablo RUIZ-TERÁN[(1)*], Eduardo LABORDA GALAVIZ[(2)] y Ana Belén MARTÍNEZ BACAS[(3)]

[(1)] Dirección Técnica de Iberia, Latam y otros mercados
Ferrovial Construcción, S.A.
pruizteran@ferrovial.com

[(2)] Dirección Técnica de Estados Unidos y Canadá
Ferrovial Construcción, S.A.
elaborda@ferrovial.us

[(3)] Centro de Excelencia
Ferrovial Construcción, S.A.
abmartinez@ferrovial.com

RESUMEN

A lo largo del tiempo, diferentes autores han desarrollado una serie de criterios de interpretación de las pruebas de carga estáticas a compresión con objeto de estimar la carga de hundimiento de los pilotes a partir de sus resultados. Algunos de estos criterios han llegado incluso a incluirse en diferentes normativas. En este artículo se presenta el estado del arte de dichos criterios de interpretación, se realiza un análisis comparativo de los mismos, se propone una clasificación de estos en función de sus similitudes y se identifican los métodos más adecuados para estimar la carga de hundimiento. De acuerdo con el estudio realizado, los criterios más apropiados para determinar la carga de hundimiento son los métodos basados en el criterio de Terzaghi (1942) y los métodos basados en modelos de curvas hiperbólicas/parabólicas: Van der Veen (1953), Chin-Kondner (1972), Mazurkiewicz (1972) y Decourt (1999). El resto de los métodos pueden descartarse por su baja fiabilidad o falta de aplicabilidad. Adicionalmente, se llega a la conclusión de que los métodos de Van der Veen (1953) y Mazurkiewicz (1972) son menos fiables cuando la curva no presenta forma asintótica, recomendándose emplear de forma general los métodos de Chin-Kondner (1972) y Decourt (1999). Finalmente, para diferentes casos prácticos se realiza la estimación de la carga de hundimiento mediante los métodos recomendados y se comparan los resultados con los obtenidos mediante análisis con elementos finitos empleando PLAXIS 2D, confirmando que las cargas de hundimiento obtenidas son prácticamente coincidentes con las obtenidas mediante los criterios recomendados.

ABSTRACT

Over time, numerous interpretation criteria for static compression load tests have been developed to estimate the pile failure load from test results, and some of these criteria have been incorporated into design standards. This article reviews the state of the art of these interpretation criteria, presents a comparative analysis, proposes a classification based on their similarities, and identifies the most suitable methods for estimating the failure load.

The results of the study indicate that the most appropriate criteria for determining the failure load are those based on Terzaghi's criterion (1942) and on hyperbolic/parabolic curve models: Van der Veen (1953), Chin–Kondner (1972), Mazurkiewicz (1972), and Decourt (1999). Other methods can be disregarded due to their low reliability or lack of applicability. Additionally, it is concluded that the methods by Van der Veen (1953) and Mazurkiewicz (1972) are less reliable when the load-settlement curve does not exhibit an asymptotic trend, consequently, the use of the Chin–Kondner (1972) and Decourt (1999) methods is generally recommended. Finally, for several practical cases, the failure load is estimated using the recommended methods and compared with the results obtained through finite element analyses using PLAXIS 2D. The comparison confirms that the failure loads derived from the recommended interpretation criteria are in close agreement with those obtained from numerical modelling.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Prueba de carga estática (Static load test), Compresión (Compression), Pilote (Pile).*

1. INTRODUCCIÓN

Las pruebas de carga estáticas a compresión sirven para verificar la capacidad geotécnica de los pilotes frente a cargas verticales, simulando el comportamiento real y generando curvas carga–asiento para así poder compararlas con las hipótesis de proyecto.

En los ensayos a compresión, las cargas verticales se aplican de forma incremental para movilizar la resistencia por fuste y por punta, controlándose dicho proceso mediante una monitorización continua. La curva resultante permite determinar la capacidad portante, desglosada entre carga por fuste y carga por punta, pudiéndose idealizar como una curva bilineal.

Los asientos para los cuales se alcanza la movilización completa de la carga por fuste y por punta se pueden referenciar con respecto al diámetro del pilote. Así, Oteo (2001) establece que la carga de hundimiento por fuste se alcanza con un asiento del 0.5 al 1.0% del diámetro del pilote y la carga de hundimiento por punta con un asiento del 6.0 al 12.0% del diámetro del pilote.

Si bien los métodos analíticos permiten estimar la carga de hundimiento, las pruebas de carga estáticas a compresión ofrecen un medio más preciso para verificarla. Sin embargo, determinar la carga de hundimiento a partir de un ensayo de carga no siempre es sencillo, especialmente en aquellos casos en los que el pilote no se somete a magnitudes de carga lo suficientemente elevadas como para alcanzar un estado de hundimiento.

En consecuencia, a lo largo de los años numerosos autores han desarrollado sus propias interpretaciones de las pruebas de carga estáticas a compresión en pilotes, con el objetivo de definir un valor específico de la carga última o de hundimiento. Estas interpretaciones consideran diversos factores y condiciones, adaptados al propósito y al contexto particular de cada estudio.

Este artículo presenta una recopilación exhaustiva de criterios y métodos de interpretación de las pruebas de carga estáticas a compresión en pilotes propuestos por diversos autores, y ofrece un análisis crítico de su aplicabilidad y fiabilidad.

2. CRITERIOS DE INTERPRETACIÓN DE PRUEBAS DE CARGA A COMPRESIÓN

Se ha realizado una revisión del estado del arte sobre 18 criterios de interpretación propuestos por diversos autores (uno de los criterios es de origen desconocido).

2.1 Criterio simplista (Terzaghi, 1942)

De acuerdo con Fellenius (2026), el origen de este criterio se remonta a una mala interpretación de una declaración de Terzaghi (1942), quien realmente afirmó que, para obtener la carga de hundimiento de un pilote a partir de los registros de una prueba de carga estática a compresión, era necesario que el pilote hubiese experimentado un asiento de al menos el 10% del diámetro del pilote en la punta. Por tanto, el valor de asiento del 10% del diámetro del pilote es una condición necesaria pero no suficiente para alcanzar la carga de hundimiento del pilote.

Este error de interpretación ha sido recogido en una amplia relación de normativas y guías (CIRIA, 1980; Ministerio de Fomento, 2005; BSI, 2015; AENOR, 2016). Una excepción es la D1143 (ASTM, 2015) en la que se establece un valor de asiento del 15% del diámetro del pilote.

2.2 Criterio de Van der Veen (1953)

Este criterio modeliza la curva carga (Q) - asiento (δ) como una función hiperbólica de la carga de hundimiento (Q_u), considerando un factor de forma (α):

$$Q = Q_H \times (1 - e^{-\alpha \cdot \delta}) \quad (3)$$

Al despejar el término exponencial y aplicar el logaritmo neperiano, la expresión obtenida adopta la forma de la ecuación de una línea recta. Aplicando un valor de α=1, si el valor asumido de la carga de hundimiento (Q_H) es correcto, la curva resultante deberá describir un tramo lineal o recto (Figura 1).

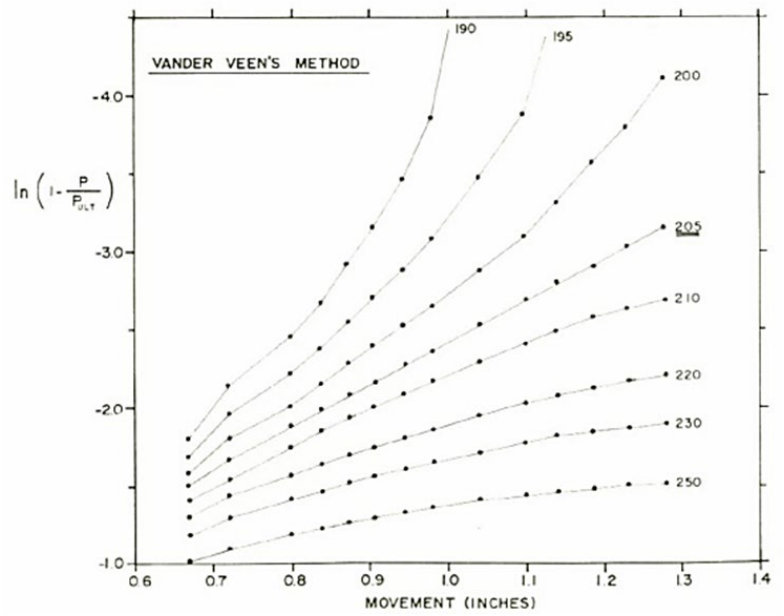


Figura 1. Estimación de la carga de hundimiento del pilote según el criterio de Van der Veen (Fellenius, 1980).

2.3 Criterio de Housel (1956)

Cuando en las pruebas de carga de los pilotes se aplican iguales incrementos de carga en iguales incrementos de tiempo, Housel (1956) propuso representar el movimiento de la cabeza del pilote frente a la carga aplicada, durante la parte final de la duración de cada escalón. Los movimientos de fluencia se alinean aproximadamente sobre dos rectas, cuya intersección se denomina carga de fluencia.

2.4 Criterio del 80% de Hansen (1963)

La carga de hundimiento se define como aquella asociada a un desplazamiento que es cuatro veces el que se alcanza para una carga del 80% de su valor.

2.5 Criterio del 90% de Hansen (1963)

En el mismo año, propuso definir la carga de hundimiento como aquella asociada a un desplazamiento que es el doble el que se alcanza para una carga del 90% de su valor.

2.6 Criterio de De Beer (1968)

En este método se representa la curva carga-asiento en escala doble logarítmica. Se define la carga de fluencia por la intersección de dos tramos lineales claramente diferenciados.

2.7 Criterio de Chin-Kondner (1970)

El método propuesto por Chin (1970) se basa en ajustar la curva carga-asiento de un pilote mediante una

función hiperbólica (Kondner, 1963). Su aplicación consiste en dividir cada asiento registrado (δ) entre la correspondiente carga (Q), dando lugar a la gráfica δ/Q - δ. Tras una cierta variación inicial, la función resultante describirá una relación de valores que seguirán una línea recta, siendo la carga de hundimiento la inversa de la pendiente (Figura 2).

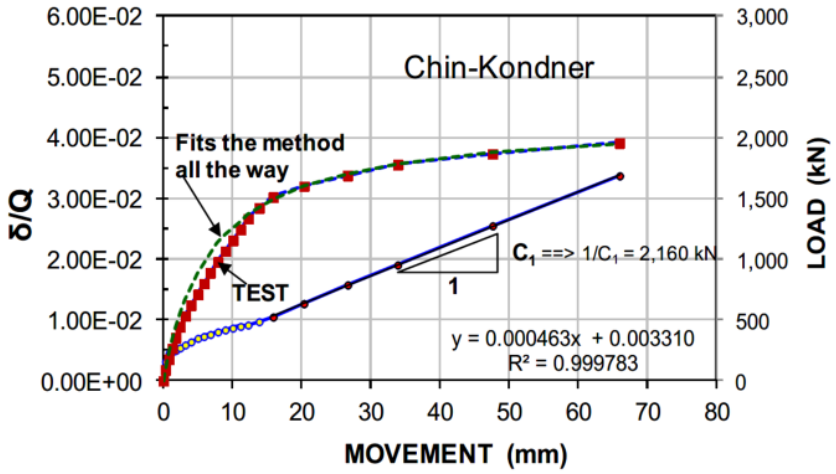


Figura 2. Estimación de la carga de hundimiento del pilote según el criterio de Chin-Kondner (Fellenius, 2026).

2.8 Criterio de Fuller y Hoy (1970)

Se define la carga de hundimiento como el menor de carga resultante de la tangente a la curva carga-asiento de pendiente 0.14 mm/kN (0.05 pulgadas/T) o de la tangente a la curva carga-asiento plástico (el cual omite la deformación elástica experimentada por el pilote) de pendiente 0.08 mm/kN (0.03 pulgadas/T).

2.9 Criterio de Davisson (1972)

Este método está basado en la comparación entre análisis mediante la ecuación de ondas y ensayos de carga rápida en pilotes hincados de pequeño diámetro.

La carga de hundimiento se define como la intersección de la curva carga-asiento con la recta de deformación elástica del pilote desplazada 3.81 mm más el diámetro del pilote en expresado en milímetros divido entre 120.

A pesar de que está pasado análisis únicamente válidos para un tipo concreto de pilotes, está recogido ampliamente en la normativa americana.

2.10 Criterio de Mazurkiewicz (1972)

El criterio permite extrapolar un valor de la carga de hundimiento mediante un procedimiento gráfico muy sencillo (Figura 3).

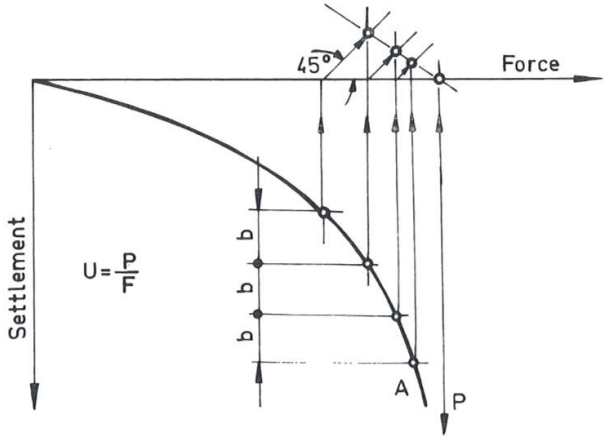


Figura 3. Estimación de la carga de hundimiento del pilote según el criterio de Mazurkiewicz (1972).

2.11 Criterio de Davisson (1973)

De acuerdo con Das (2016), se define la carga de hundimiento como como la intersección de la curva carga-asiento con la recta de deformación elástica del pilote desplazada 3.6 mm más el diámetro del pilote en expresado en milímetros divido entre 3000.

2.12 Criterio de Butler y Hoy (1977)

Se define la carga de hundimiento como la intersección de la tangente a la curva carga-asiento de pendiente 0.14 mm/kN (0.05 pulgadas/T) y la tangente a la curva en el tramo inicial recto de la misma.

2.13 Criterio de Shen (1980)

De acuerdo con Mishra *et al.* (2019), en este método se representa la curva logaritmo de la carga-asiento. Se define la carga de hundimiento como aquella a partir de la cual la relación entre variables es lineal.

2.14 Criterio de O´Rourke y Kulhawy (1985)

Se define la carga de hundimiento como la intersección de la curva carga-asiento con la tangente inicial a la curva carga-asiento desplazada 3.81 mm.

2.15 Criterio de Hirany y Kulhawy (1988)

Este método está basado en dividir la curva carga-asiento en tres regiones: región lineal inicial, región de transición (parabólica) y región lineal final. Se define la carga de hundimiento como aquella a partir de la cual comienza la región lineal final.

2.16 Criterio de Decourt (1999)

Al igual que el método Chin-Kondner, se basa en ajustar la curva carga-asiento de un pilote mediante una función hiperbólica. Su aplicación consiste en dividir cada carga (Q) entre el asiento registrado (δ), dando lugar a la gráfica Q/δ - Q. Tras una cierta variación inicial, la función resultante describirá una relación de valores que seguirán una línea recta, siendo la carga de hundimiento la intersección con el eje de la carga (Figura 4).

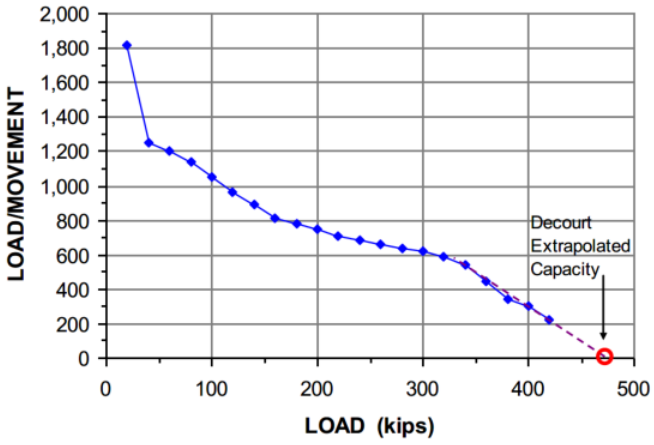


Figura 4. Estimación de la carga de hundimiento del pilote según el criterio de Decourt (Fellenius, 2026).

2.17 Criterio de Das (2016)

En este método se representa la curva carga-asiento plástico (el cual omite la deformación elástica experimentada por el pilote). Se define la carga de hundimiento del mismo modo que el criterio de Hirany y Kulhawy.

2.18 Criterio de la tangente

De acuerdo con Olgun *et al.* (2016), se define la carga de hundimiento como como la intersección de las líneas tangentes al comienzo y final de la curva carga-asiento.

3. CLASIFICACIÓN Y COMENTARIOS

A partir de la revisión realizada, los criterios pueden ser agrupados en cinco familias diferentes (Tabla 1).

Tabla 1. Propuesta de clasificación de los criterios de interpretación de pruebas de carga a compresión.

Métodos basados en el criterio simplista de Terzaghi	CIRIA (1980); Ministerio de Fomento (2005); ASTM (2015); BSI (2015); AENOR (2016)
Criterios basados en un desplazamiento u "offset"	Davisson (1972); Davisson (1973); O´Rourke y Kulhawy (1985)
Criterios de Hansen	Hansen (1963)
Criterios basados en puntos tangentes a las curvas	Housel (1956); De Beer (1968); Fuller y Hoy (1970); Butler y Hoy (1977); Shen (1980); Hirany y Kulhawy (1988); Das (2016); Criterio de la tangente
Criterios hiperbólicos o parabólicos	Van der Veen (1953); Chin-Kondner (1970); Mazurkiewicz (1972); Decourt (1999)

Los métodos basados en el criterio simplista de Terzaghi (1942) exigen que el pilote ensayado presente un asiento igual o mayor que el 10% de su diámetro, el cual es difícil que llegue a ser alcanzado.

Los criterios basados en un desplazamiento u "offset" están basados en análisis sobre pilotes hincados y se fundamentan en la deformación elástica experimentada por el pilote durante el ensayo, lo que los hace dependientes de su geometría. En ningún caso, podría generalizarse su empleo a otro tipo de pilote.

Los criterios de Hansen (1963) se basan en el cumplimiento de unas condiciones específicas de carga y asiento durante la prueba. Se trata de criterios subjetivos y difícilmente generalizables a cualquier caso particular.

Los criterios basados en puntos tangente a las curvas obtienen valores inferiores a la carga máxima de la prueba de carga, resultando por tanto valores claramente conservadores.

Finalmente, dentro de los criterios basados la asunción de un modelo hiperbólico o parabólico, los criterios de Van der Veen (1953) y Mazurkiewicz (1972) presentan una limitación para el caso en el que la curva carga-asiento adopte una forma lineal. Por contra, los criterios de Chin-Kondner (1970) y Decourt (1999) son aplicables en cualquiera de los casos.

4. APLICACION A DIFERENTES CASOS PRÁCTICOS

Se presentan dos casos prácticos con objeto de comprobar la aplicabilidad de los criterios conceptualmente validados. Para ello se estima la carga de hundimiento mediante cada uno de ellos y se comparan los resultados con los obtenidos mediante análisis con elementos finitos usando PLAXIS 2D.

4.1 Caso práctico 1: Meco (España) (Laborda *et al.*, 2026)

Se presenta a continuación la curva carga-asiento de la prueba de carga nº3 realizada en el proyecto (Figura 5).

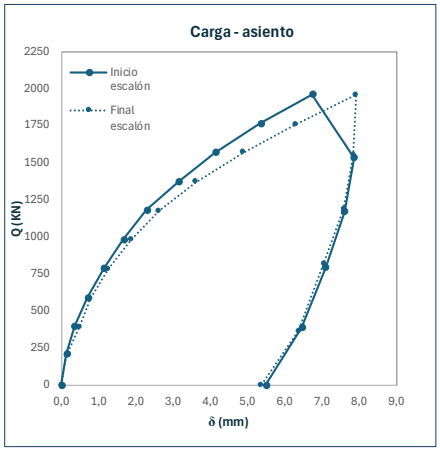


Figura 5. Curva carga-asiento de prueba de estática a compresión en Meco (España).

Se presentan a continuación los resultados obtenidos con cada uno de los dos métodos seleccionados (Figura 6).

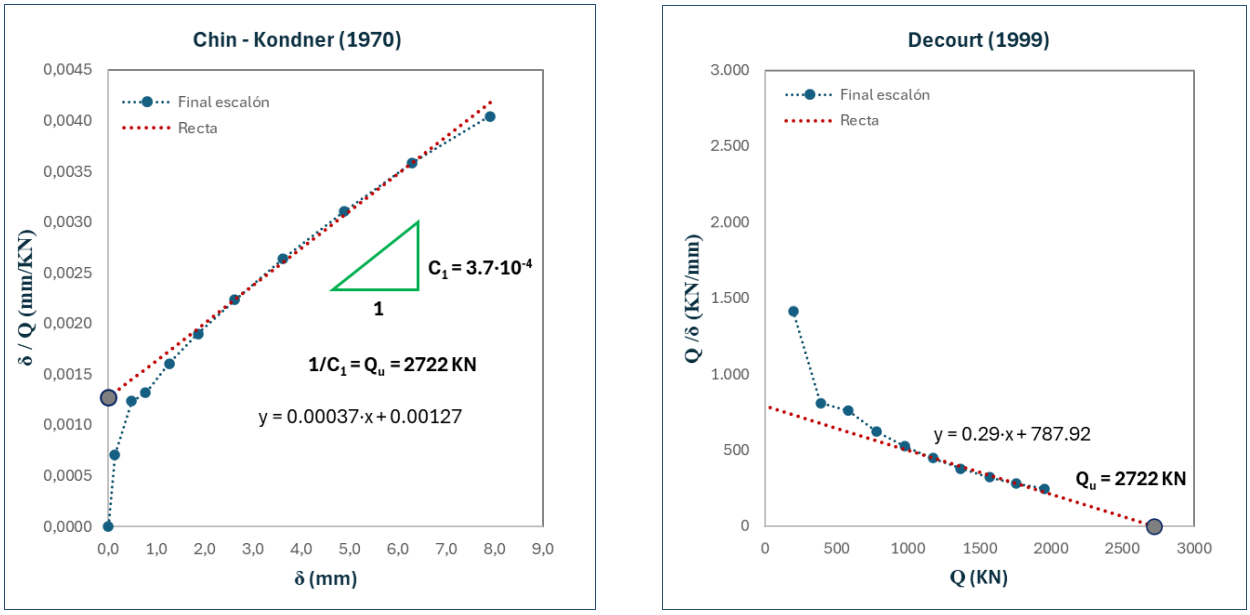


Figura 6. Carga de hundimiento de prueba de estática a compresión en Meco (España), estimada mediante Chin-Kondner (1970) y Decourt (1999).

A modo de contraste, se realiza una simulación de la prueba de carga mediante un modelo numérico axil-simétrico con el programa de elementos finitos PLAXIS 2D. En primer lugar, se obtiene la curva carga-asiento considerando los parámetros geotécnicos de Proyecto. A continuación, se calibran los parámetros geotécnicos del modelo con objeto de obtener los resultados de la prueba de carga y finalmente se obtiene la carga de hundimiento como aquella en la que produce una plastificación completa del terreno a lo largo del fuste y la punta del pilote (Figura 7).

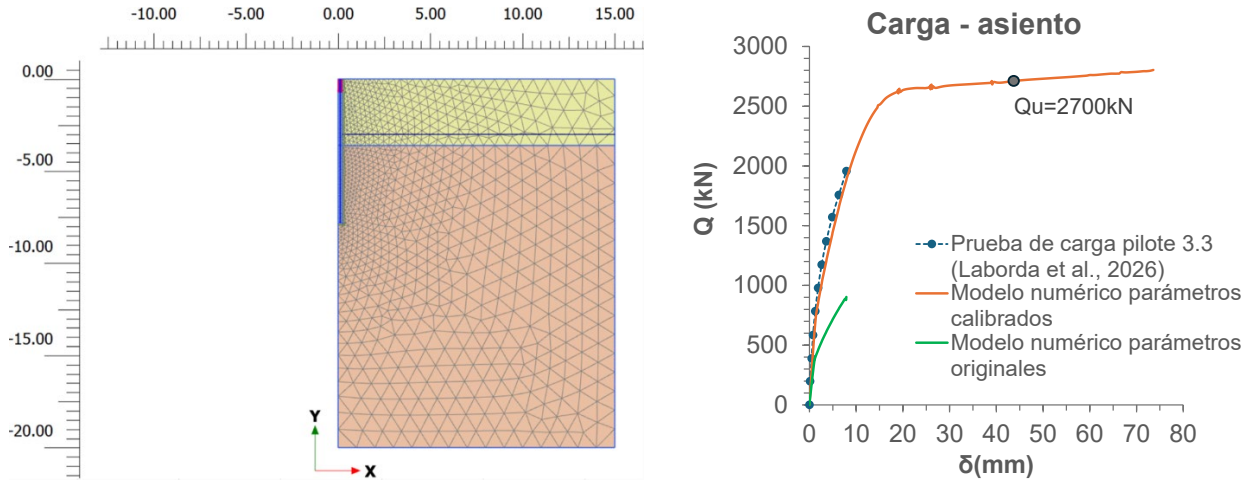


Figura 7. Carga de hundimiento de prueba de estática a compresión en Meco (España), estimada mediante PLAXIS 2D.

De acuerdo con los resultados obtenidos a partir de la curva calibrada, puede estimarse una carga última del orden de magnitud de 2700 kN, valor prácticamente coincidente con los resultados obtenidos mediante Chin-Kondner (1970) y Decourt (1999). Además, dicho valor cumple el criterio simplista de Terzaghi (1942), ya que el asiento alcanza un valor de 45 mm que coincide con el 10% del diámetro del pilote (450 mm).

4.2 Caso práctico 2: Santa Cruz de la Sierra (Bolivia) (Fellenius *et al.*, 2017)

Se presenta a continuación la curva carga-asiento de la prueba de carga A3 realizada en el proyecto (Figura 8).

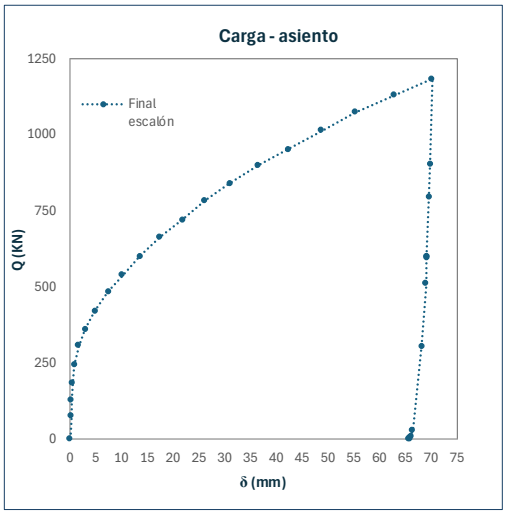


Figura 8. Curva carga-asiento de prueba de estática a compresión en Santa Cruz de la Sierra (Bolivia).

Se presentan a continuación los resultados obtenidos con cada uno de los dos métodos seleccionados (Figura 9).

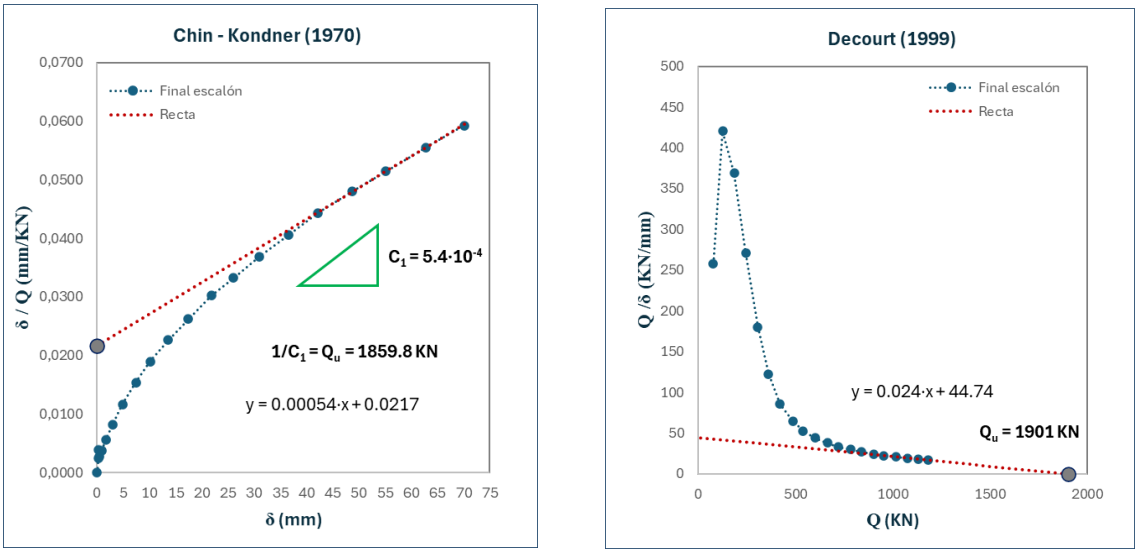


Figura 9. Carga de hundimiento de prueba de estática a compresión en Santa Cruz de la Sierra (Bolivia), estimada mediante Chin-Kondner (1970) y Decourt (1999).

Se presenta a continuación el contraste realizado mediante el modelo numérico axil-simétrico con el programa de elementos finitos PLAXIS 2D (Figura 10).

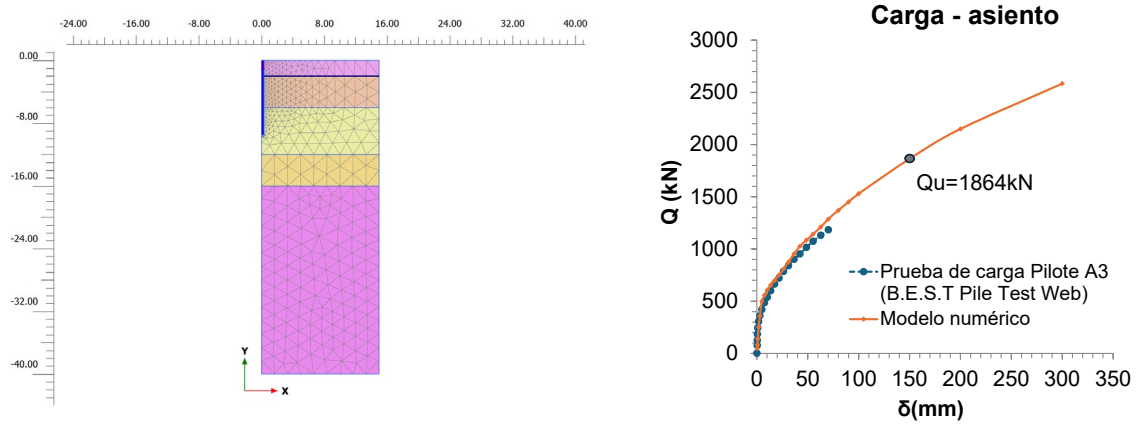


Figura 10. Carga de hundimiento de prueba de estática a compresión en Santa Cruz de la Sierra (Bolivia), estimada mediante PLAXIS 2D.

De acuerdo con los resultados obtenidos a partir de la curva calibrada, puede estimarse una carga última del orden de magnitud de 1865 kN, valor prácticamente coincidente con los resultados obtenidos mediante Chin-Kondner (1970) y Decourt (1999). Además, dicho valor cumple el criterio simplista de Terzaghi (1942), ya que el asiento alcanza un valor de 150 mm que coincide con el 23% del diámetro del pilote (650 mm).

5. CONCLUSIONES

Los criterios más apropiados para determinar la carga de hundimiento de un pilote sometido a una prueba de carga a compresión están basados en una correcta interpretación del criterio de Terzaghi (1942) y en la asunción de un modelo hiperbólico o parabólico. Dentro de estos, se recomienda el empleo de los criterios de Chin-Kondner (1970) y Decourt (1999) ya que son aplicables en cualquiera de los casos.

REFERENCIAS

AENOR (2016). *UNE EN 1997-1. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico, Parte 1: Reglas generales*. Asociación Española de Normalización y Certificación.

ASTM (2015). *D1143. Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load.* American Society for Materials and Testing.

BSI (2015). *BS-8004. Code of Practice for foundations.* The British Standards Institution (UK).

Butler, H.D. y Hoy, H.E. (1977). *FHWA-IP-77-8. The Texas Quick-Load Method for Foundation Load Testing - User's Manual*. Department of Transportation (United States of America).

Chin, F.K. (1970). *Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests Not Carried to Failure*. Proc. 2nd Asian Conference on Soil Engineering, pp. 81-92.

CIRIA (1980). PG7D. *Pile load testing procedures.*

Das, B. M. (2016). *Principles of Foundation Engineering*. Cengage Learning (United States of America).

Davisson, M.T. (1972). *High Capacity Piles*. Proc. Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, ASCE, pp. 81-112.

De Beer, E.E. (1967). *Proefondervindelijke bijdrage tot de studie van het grensdraagvermogen van zand onder funderingen op staal: bepaling van de vormfactor Sb*. Tijdschrift der openbare werken van Belgie, Nº 6.

De Beer, E.E. (1968). *Proefondervindelijke bijdrage tot de studie van het grensdraagvermogen van zand onder funderingen op staal: bepaling van de vormfactor Sb*. Tijdschrift der openbare werken van Belgie, Nº 4, 5, 6.

Decourt, L. (1999). *Behavior of foundations under working load conditions*. Proc. 11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 4, pp. 453-488.

Fellenius, B.H. (1980). *Test analysis of results from routine pile load tests.* Ground Engineering, Vol. 13 (6), pp. 19-31.

Fellenius, B.H. (2026). *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition, January 2026. Recuperado de https://www.fellenius.net/papers/452_The_Red_Book-Basics_of_Foundation_Design_2026.pdf

Fellenius, B.H. *et al.* (2017). Proc. 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations.

Fuller, F.M. y Hoy, H. E. (1970). *Pile Load Test Including Quick-Load Test Method, Conventional Methods, and Interpretations*. Proc. 49thAnnual Meeting Committee on Foundations of Bridges and Other Structures, pp. 74-86.

Hansen, J.B. (1963). *Discussion on Hyperbolic Stress-strain Response: Cohesive Soils*. Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE. Vol. 89(4), pp. 241-242.

Hirany, A. y Kulhawy, F.H. (1988). *EL-5915. Conduct and Interpretation of Load Tests on Drilled Shaft Foundations, Volume 1: Detailed Guidelines*. Electric Power Research Institute (EPRI).

Housel, W.S. (1956). *Field and laboratory correlation of the bearing capacity of hardpan for the design of deep foundation*. American Society for Materials and Testing (ASTM), Vol. 56, pp. 1320-1346.

Kondner, R.L. (1963). *Hyperbolic Stress-strain Response: Cohesive Soils*. Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE. Vol. 89(1), pp. 115-143.

Laborda, E. *et al.* (2026). *Interpretation criteria for static compression load tests on piles. A multiple case study.* Proc. 21st International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Mazurkiewicz, B.K. (1972). *Test Loading of Piles According to Polish Regulations*. Preliminary Report Nº 35, Commission on Pile Research, Royal Swedish Academy of Engineering Sciences (Sweden).

Ministerio de Fomento (2005). *ROM 0.5-05. Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y*

Portuarias.
Mishra, A. *et al.* (2019). *Prediction of Pile Capacity of Socketed Piles Using Different Approaches.* Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 37, pp. 5219-5230.
Olgun, M. *et al*. (2017). *Interpreting Load-Settlement Curves of Pile Foundation by Graphical Methods*. Eurasian Journal of Civil Engineering and Architecture, Vol. 1 (1), pp. 1-10.
O´Rourke, T.D. y Kulhawy, F.H. (1985). *Observations on Load Tests on Drilled Shafts.* Drilled Piers and Caissons II, American Society of Civil Engineers (ASCE), pp. 113-128.
Oteo, C. (2001*). Pilotes de extracción*. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 1ª sesión: Pilotes para edificación, pp. 45-46.
Terzaghi, K. (1942*). Discussion on Progress Report of the Committee on the Bearing Value of Pile Foundations*. American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 68 (2), pp. 311-323.
Van der Veen, C. (1953). *The bearing capacity of a pile*. Proc. 3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 84-90.

ESTADO DEL ARTE DEL CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES. DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA: DEDUCCIÓN ANALÍTICA, VALIDACIÓN NUMÉRICA Y APROXIMACIONES

Carlos STENTA IANNACE[(1)*] y Carlos LAINA GÓMEZ[(2)]

[(1)] Departamento de Geotecnia. Ferrovial Construcción
*cstenta@ferrovial.com

[(2)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX

RESUMEN

Este trabajo presenta un análisis sistemático y unificado de los factores de capacidad de carga del terreno para una zapata rígida en faja, apoyada sobre un plano horizontal y sometida a una carga vertical centrada, integrando la teoría clásica de la plasticidad con validación numérica. Se realiza una revisión crítica de las formulaciones históricas, poniendo de manifiesto inconsistencias derivadas de la diversidad de hipótesis y enfoques metodológicos. A partir del mecanismo de rotura de Prandtl y del equilibrio de tensiones, se obtienen expresiones analíticas para los factores N_c y N_q en condiciones drenadas y no drenadas. El factor N_γ, asociado al peso propio del suelo, se determina mediante aproximación numérica y se valida mediante análisis límite superior e inferior empleando el método de los elementos finitos. El marco propuesto constituye una referencia coherente para el análisis, la interpretación y la validación computacional.

ABSTRACT

This paper presents a systematic and unified analysis of soil bearing capacity factors for a rigid strip footing on a horizontal plane subjected to a centred vertical load, integrating classical plasticity theory with numerical validation. A critical review of historical formulations is carried out, highlighting inconsistencies arising from the diversity of assumptions and methodological approaches. Based on Prandtl's failure mechanism and stress equilibrium, analytical expressions for the factors N_c and N_q are derived under both drained and undrained conditions. The factor N_γ, associated with the self-weight of the soil, is determined through numerical approximation and validated using upper and lower bound limit analyses with the finite element method. The proposed framework provides a coherent reference for analysis, interpretation, and computational validation.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Capacidad portante (Bearing capacity), Zapata rígida en faja (Rigid strip footing), Análisis límite (Limit analysis).*

1. INTRODUCCIÓN

El problema clásico de la capacidad portante de los suelos se plantea para una zapata rígida en faja, apoyada sobre terreno horizontal y sometida a una carga vertical centrada. En este marco, la capacidad resistente del suelo se descompone en las contribuciones debidas a la cohesión del suelo (c), la sobrecarga existente por encima del plano de cimentación (q) y el peso propio del terreno (γ).

Sin embargo, la coexistencia de diversas hipótesis, metodologías y niveles de idealización, especialmente al considerar el peso propio del terreno, que impide una solución analítica cerrada, ha dado lugar a una presentación fragmentaria del origen y significado de los factores de capacidad de carga en la expresión inicialmente propuesta por Terzaghi (1943) y, posteriormente, modificada por Brinch Hansen (1970). La bibliografía disponible rara vez expone de forma integrada su deducción y los mecanismos de rotura asociados.

En este contexto, el presente trabajo, basado en el estudio desarrollado por Stenta y Laina (2025), presenta una formulación sistemática fundamentada en la teoría de la plasticidad, el método de las características y el análisis límite. Se obtienen expresiones analíticas para los factores N_c y N_q, mientras que el factor N_γ se determina numéricamente, incorporando además análisis límite mediante elementos finitos como verificación de los resultados.

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS Y MÉTODOS DE RESOLUCIÓN

Para el análisis del problema se adoptan las simplificaciones clásicas de la geotecnia, considerando el suelo como un material rígido-plástico perfecto, empleando el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y asumiendo una regla de flujo asociada.

Sobre esta base, se presentan a continuación los fundamentos teóricos y los métodos de análisis empleados en la deducción, verificación y resolución del problema de capacidad portante en suelos:

2.1. ANÁLISIS LÍMITE

Método basado en el principio de los trabajos virtuales y que permite acotar por dos vías una solución única. Siendo estas vías las siguientes:

- **Teorema de Cota Inferior:** ofrece una solución en el campo de tensiones, considerando las condiciones de equilibrio, de contorno y el criterio de rotura. Si puede encontrarse una distribución de tensiones estáticamente admisible, el sistema no fallará; es decir, las fuerzas externas son inferiores a las que producen la rotura.
- **Teorema de Cota Superior:** ofrece una solución en el campo de las deformaciones, considerando la disipación de energía para mecanismos de roturas o campos de velocidades (que no necesariamente son los que realmente ocurren). Si puede encontrarse un campo de velocidades cinemáticamente admisible, el sistema ha fallado; es decir, las fuerzas externas son superiores a las que producen la rotura.

2.2. REGLA DE CAQUOT

Caquot (1934) estableció que dos suelos, uno granular y otro cohesivo, con el mismo ángulo de fricción y sometidos a iguales condiciones de contorno, pueden considerarse en estados correspondientes si, en cada punto, la diferencia entre sus tensiones es constante e igual a $H=c\cdot cot(\phi)$.

Esta regla es aplicable únicamente a problemas en los que la trayectoria de los esfuerzos principales en un suelo granular no se ve alterada por la adición de una presión hidrostática (H). Por lo tanto, la solución de un problema con una presión límite (p) y una tensión de contorno (q), ambas perpendiculares al contorno, en un suelo cohesivo-friccional sin peso, puede obtenerse a partir de la solución equivalente en un suelo puramente friccional, añadiendo posteriormente la presión hidrostática (H).

2.3. MÉTODO DE CARACTERÍSTICAS

Este método, descrito por Chen (1975), constituye una alternativa para evaluar la plastificación en el entorno de una masa de suelo. Se basa en la combinación de las condiciones de equilibrio y la condición de rotura para formular un conjunto de ecuaciones diferenciales de equilibrio plástico.

Estas ecuaciones se transforman a coordenadas curvilíneas, cuyas direcciones en cada punto de la región plastificada coinciden con las direcciones de las líneas características, que en este caso corresponden a las líneas de deslizamiento (α y β). De este modo, al asumir un flujo asociado, se genera un campo de líneas de deslizamiento, también denominado campo de tensiones.

2.4. ANÁLISIS LÍMITE POR ELEMENTOS FINITOS

El análisis límite por elementos finitos (FELA por sus siglas en inglés) es un método que combina la discretización del dominio, propia del método de elementos finitos; con los teoremas del límite superior e inferior de la teoría de plasticidad para acotar la solución exacta.

Las mallas de los modelos numéricos son generadas con elementos inferiores o superiores, en los cuales los primeros deben de cumplir las ecuaciones de equilibrio, las condiciones de contorno tensionales y el criterio de rotura definido, mientras que, los segundos deben satisfacer la relación tenso-deformacional, la regla de flujo asociado y las condiciones de contorno de deformaciones.

3. CARGA DE HUNDIMIENTO

La verificación de la seguridad frente al hundimiento, para un modo de rotura general, se basa en la superposición lineal propuesta por Terzaghi (1943), en la que la carga última se expresa como la suma de las contribuciones independientes de la cohesión del suelo ($c \cdot N_c$), la sobrecarga al nivel de cimentación ($q \cdot N_q$) y el peso propio del terreno ($1/2\ B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$).

Van Baars (2018) señala que, a diferencia de la cohesión y la sobrecarga, el peso del suelo no genera una carga máxima uniforme. En su lugar, la distribución de tensiones presenta un valor máximo en el centro de la cimentación y tiende a anularse en los bordes, donde también desaparecen los esfuerzos normales y cortantes.

Esta contribución no uniforme del peso propio puede observarse, por ejemplo, en la huella generada al pisar sobre arena de playa (véase la Figura 1), donde no intervienen ni la cohesión ni la sobrecarga ($c=0$ y $q=0$). En la práctica, dicha contribución suele aproximarse mediante una distribución lineal, nula en los bordes y máxima en el centro. De este modo, el factor 1/2 del término asociado al peso del suelo tiene un origen esencialmente histórico o tradicional, tal como señalan Lambe y Whitman (1969) y Martin (2005).

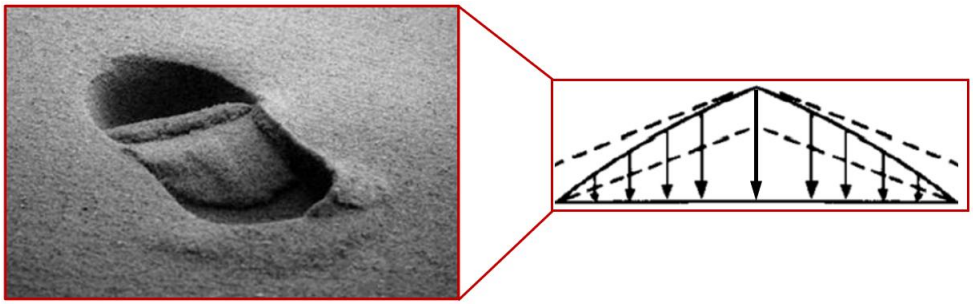


Figura 1. Analogía con huella en arena. Fuente: adaptado de Van Baars (2018).

4. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

La deducción de los factores de capacidad portante se remonta al trabajo del ingeniero mecánico Ludwig Prandtl, quien en 1920 estudió la penetración de un punzón en un sólido dúctil y definió el conocido mecanismo de rotura (véase la Figura 2). Este está constituido por una cuña rígida (I), con esfuerzo principal vertical; una zona de transición en forma de espiral logarítmica, donde los esfuerzos principales rotan 90° (II); y una cuña pasiva (III), con esfuerzo principal horizontal. A partir de este esquema se obtuvo el factor de capacidad portante análogo a la contribución de la cohesión del suelo (N_c).

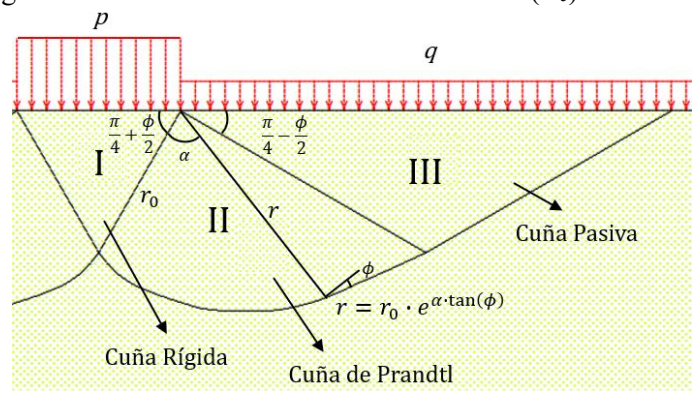


Figura 2. Mecanismo de rotura de Prandtl.

Reissner (1924) identificó la analogía entre el problema estudiado por Prandtl (1920) y el de la capacidad portante de una cimentación superficial. Partiendo del mismo mecanismo de rotura y despreciando la cohesión (c) y el peso propio del suelo, consideró el terreno situado por encima del plano de cimentación como una sobrecarga uniforme (q), obteniendo así el factor asociado a la sobrecarga (N_q).

Posteriormente, la inclusión del peso propio del suelo en el análisis complicó de forma significativa la

resolución matemática del problema. Esta dificultad radica en que el sistema queda gobernado por un conjunto de ecuaciones diferenciales derivadas de las ecuaciones de equilibrio en dos dimensiones y del criterio de rotura, para las cuales no existe una solución analítica cerrada bajo condiciones de contorno generales.

Como consecuencia, se desarrollaron numerosos métodos de resolución, tanto gráficos como numéricos, junto con enfoques analíticos como el equilibrio límite, las relaciones semiempíricas y los análisis en los campos de tensiones y cinemático, algunos de los cuales se recogen en la Tabla 1.

Finalmente, el avance de las herramientas computacionales ha permitido la aplicación de métodos numéricos basados en diferencias finitas, como el programa ABC, que condujo a las soluciones "exactas" del factor N_γ propuestas por Martin (2005), así como al desarrollo de análisis mediante el método de los elementos finitos.

Tabla 1. Expresiones de N_γ.

Autores	**Expresión de N_γ**
Buisman (1940)	$\frac{1}{4}\left\{2K_p e^{(\frac{3\pi\tan\phi}{2})} - 2\sqrt{K_p} + \frac{1+K_p}{1+9\tan^2\phi}\left[(3\tan\phi\sqrt{K_p}-1)\,e^{\left(\frac{3\pi\tan\phi}{2}\right)} + 3\tan\phi + \sqrt{K_p}\right]\right\}$
Terzaghi (1943)	$\frac{1}{2}\tan\phi(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi}-1)$
Caquot y Kérisel (1949) (*)	$0.192K_p(e^{4.55\tan\phi}-1)$
Caquot y Kérisel (1953)	$\frac{1}{2}\cdot\frac{cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)}{sin^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)}\cdot(K_{p(0,-\pi/4+\phi/2,-\phi)} - sin(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}))$
Meyerhof (1963)	$(N_q-1)\cdot\tan(1.4\phi)$
Brinch Hansen (1970)	$1.5(N_q-1)\cdot\tan(\phi)$
Vésic (1973)	$2(N_q-1)\cdot\tan(\phi)$
Chen (1975) (*)	$\frac{1}{4}\tan(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2})\cdot\left\{\tan(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2})e^{\frac{3\pi}{2}\tan\phi} - 1 + \frac{3\sin\phi}{1+8\sin^2\phi}\right\}$ $\cdot\left[\left(\tan(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}) - \frac{\cot\varphi}{3}\right)e^{\frac{3\pi}{2}\tan\phi} + \tan(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2})\frac{\cot\varphi}{3} + 1\right]$
Chen (1975)	$2(N_q+1)\cdot\tan(\phi)\tan(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{5})$
Michalowski (1997)	$e^{5.1\tan\emptyset}\cdot\tan(\phi)$
Michalowski (1997) (*)	$e^{0.66+5.11\tan\emptyset}\cdot\tan(\phi)$

(*) Casos de interfaz lisa.

5. DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

5.1. DETERMINACIÓN ANALÍTICA DE Nq Y Nc

En una primera aproximación, al despreciar el peso propio del suelo ($\gamma=0$), el sistema de ecuaciones que gobiernas el equilibrio plástico puede resolverse sin recurrir a métodos numéricos, mediante el análisis del equilibrio de tensiones en el mecanismo de Prandtl, definiendo las variables relevantes y las condiciones de contorno en la superficie.

En este sentido, considerando las tensiones en la región *ABCD* (véase Figura 3a) y estableciendo el equilibrio de momentos respecto al punto *O*, para el caso en que se desprecia la cohesión y el peso del suelo, y se modeliza el terreno situado por encima del plano de cimentación como una sobrecarga uniforme (q), se obtiene la expresión exacta del factor *Nq*, dada por:

$$N_q = e^{\pi\cdot tan(\phi)}\cdot tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right) \quad (1)$$

De forma análoga, considerando únicamente la cohesión (c), se aplica la regla de Caquot (1934), transformando el problema en uno equivalente de suelo puramente friccional sometido a una presión

hidrostática $H=c\cdot cot(\phi)$ (véase Figura 3b). De este modo, se obtiene la expresión clásica del factor N_c:

$$N_c = cot(\phi) \cdot \left(N_q - 1\right) \tag{2}$$

Cabe señalar que las expresiones anteriores corresponden a condiciones drenadas, en las que la zona de transición de esfuerzos se describe mediante una espiral logarítmica. Esta geometría se debe a la dilatancia constante asumida para el suelo, que provoca la separación progresiva de los puntos a lo largo de la superficie de deslizamiento y da lugar a una curvatura equiangular.

La razón de crecimiento de la espiral, es decir, la variación del radio con el ángulo, viene determinada por el ángulo de dilatancia (ψ). Así, al asumir flujo asociado, dicha razón queda gobernada por el ángulo de fricción (ϕ), obteniéndose la relación:

$$r = r_0 \cdot e^{\alpha \cdot \tan\phi} \tag{3}$$

En condiciones no drenadas, el ángulo de fricción es nulo, por lo que no se produce separación ni deformación normal en la superficie de deslizamiento. En consecuencia, el radio permanece constante y la superficie de rotura adopta una forma circular.

Este aspecto es relevante, ya que el mecanismo de rotura pasa a ser simétrico, con una zona de transición circular en lugar de una espiral logarítmica (véase la Figura 3c). Esta simetría permite obtener de forma exacta los tres factores de capacidad portante del problema teórico planteado, incluso considerando el peso propio del suelo, al anularse su efecto.

$$N_q = 1, \quad N_c = 2 + \pi, \quad N_\gamma = 0 \tag{4}$$

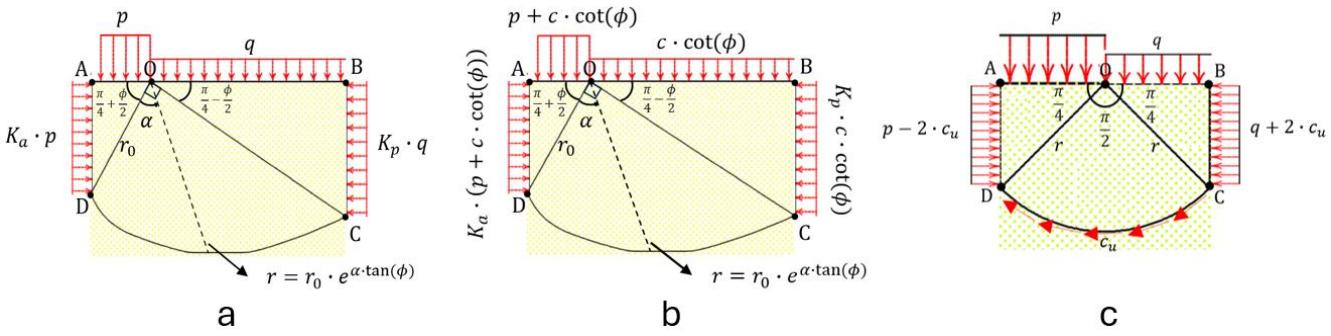


Figura 3. Mecanismos y tensiones de contorno.

Finalmente, conviene señalar que el mecanismo de Prandtl se corresponde con la plastificación inducida por la penetración de un cuerpo punzante en un medio sólido, lo que equivale a asumir una interfaz completamente rugosa entre la cimentación y el suelo.

Cuando la interfaz se considera lisa, se desarrolla una zona plastificada en estado activo bajo la carga aplicada, dando lugar a un mecanismo de rotura alternativo, conocido como mecanismo de Hill (1950). No obstante, los factores de capacidad portante obtenidos coinciden en ambos casos, a pesar de la menor extensión de la zona plastificada en la interfaz lisa, debido a que no se considera el peso propio del suelo.

5.2. DETERMINACIÓN NUMÉRICA DE Nγ

De forma resumida, las ecuaciones que gobiernan el equilibrio plástico y permiten definir el campo de tensiones se obtienen a partir de la combinación del criterio de rotura de Mohr-Coulomb y las ecuaciones de equilibrio.

En este marco, la condición de rotura en un punto del suelo se alcanza cuando el círculo de tensiones es tangente a la envolvente de rotura, lo que permite expresar su radio (r) como:

$$r = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + (\tau_{xz})^2} = \sin(\phi) \cdot \left(\frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} + c \cdot \cot(\phi)\right) \tag{5}$$

Las tensiones σ_x, σ_z y τ_{xz} pueden reformularse en función de dos variables, σ y θ, donde σ representa el estado tensional referido al punto O' (véase la Figura 4) y θ el ángulo entre el esfuerzo principal mayor σ_1 el eje z. De este modo, se obtiene:

$$\sigma_z = \sigma \cdot (1 + \sin(\phi) \cdot \cos(2\theta)) - H \tag{6}$$

$$\sigma_x = \sigma \cdot (1 - \sin(\phi) \cdot \cos(2\theta)) - H \tag{7}$$

$$\tau_{xz} = r \cdot \sin 2\theta = \sigma \cdot \sin\phi \cdot \sin 2\theta \tag{8}$$

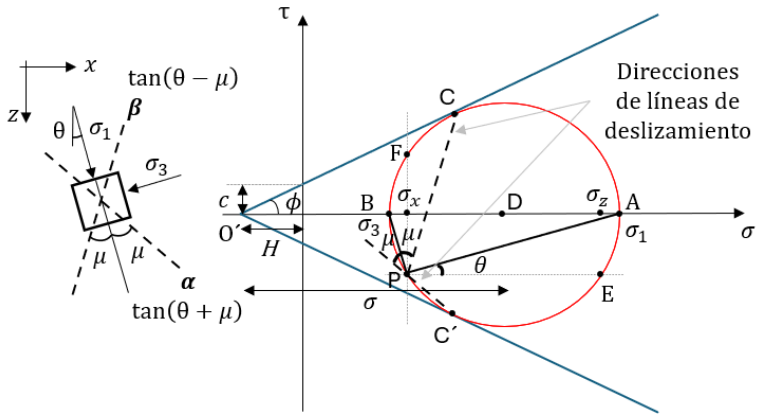


Figura 4. Relación entre tensiones principales y líneas de deslizamiento en el espacio físico y de tensiones.

Dado que el material objeto de estudio se encuentra en estado de rotura bajo condiciones de equilibrio estático, las tensiones en dicho estado deben satisfacer las ecuaciones bidimensionales de equilibrio:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \tag{9}$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \tag{10}$$

Sustituyendo en estas ecuaciones las expresiones de las tensiones previamente obtenidas, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} \cdot (1 - \sin(\phi) \cdot \cos(2\theta)) + \frac{\partial \sigma}{\partial z} \cdot \sin(\phi) \cdot \sin(2\theta) + 2 \cdot \sigma \cdot \sin\cdot(\phi) \cdot \left(\sin(2\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} + \cos(2\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z}\right) = 0 \tag{11}$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial z} \cdot (1 + sin(\phi) \cdot cos(2\theta)) + \frac{\partial \sigma}{\partial x} \cdot sin(\phi) \cdot sin(2\theta) + 2 \cdot \sigma \cdot sin\cdot(\phi) \cdot \left(-sin(2\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z} + cos(2\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x}\right) = \gamma \tag{12}$$

En dichas ecuaciones aparecen productos entre las variables desconocidas, por lo que el sistema es no lineal y, en general, no admite solución en forma cerrada (Scott, 1963). Para su resolución, Sokolovskii (1954) propuso un cambio de variables que permite reescribir el sistema en una forma adecuada para su tratamiento numérico.

$$\frac{d\xi}{dz} = \frac{-\gamma \cdot \sin(\theta - \mu)}{2 \cdot \sigma \cdot \sin(\phi) \cdot \cos(\theta + \mu)} \tag{13}$$

$$\frac{d\eta}{dz} = \frac{\gamma \cdot \sin(\theta + \mu)}{2 \cdot \sigma \cdot \sin(\phi) \cdot \cos(\theta - \mu)} \tag{14}$$

Estas ecuaciones describen la variación de las funciones ξ y η a lo largo de dos familias de líneas características, con direcciones $\tan(\theta + \mu)$ y $\tan(\theta - \mu)$, respectivamente, y gobiernan el problema de equilibrio plástico. A partir de ellas, puede aplicarse el método de diferencias finitas para la construcción del campo de líneas de deslizamiento o del campo de tensiones.

Considerando las condiciones de contorno correspondientes, dichas ecuaciones se resuelven numéricamente mediante el método de diferencias finitas implementado en el algoritmo del programa ABC (Martin, 2004), con el que se construye el campo de líneas de deslizamiento o de tensiones y se determina la capacidad portante de una cimentación rígida, lisa o totalmente rugosa, apoyada sobre un suelo horizontal y sometida a una carga vertical centrada.

La aproximación a la solución proporcionada por ABC puede clasificarse como un análisis de límite inferior "parcial", ya que construye únicamente el campo de tensiones en el estado de rotura, es decir, solo la información necesaria para la determinación de la capacidad portante.

A partir de este enfoque se desarrollaron modelos sin cohesión ($c=0$) y sin sobrecarga ($q=0$), considerando una cimentación de ancho igual a 2 m y un peso específico del suelo (γ) de 1 kN/m³, con el fin de anular el

término convencional (1/2) y reproducir directamente la solución exacta del factor N_γ obtenida por Martin (2005).

Los modelos se evaluaron para un rango de ángulos de fricción comprendido entre 5° y 45°, tanto para condiciones de interfaz lisa como rugosa. En la Figura 5 se muestra el campo de tensiones para ambos casos de interfaz con un ángulo de fricción de 30° (con escalas distintas en cada caso). Por último, la Tabla 2 recoge los valores de N_γ para todo el rango analizado, observándose que, entre los casos extremos, a medida que aumenta el ángulo de fricción, la capacidad portante en el caso de interfaz lisa tiende a ser aproximadamente la mitad de la correspondiente al caso rugoso.

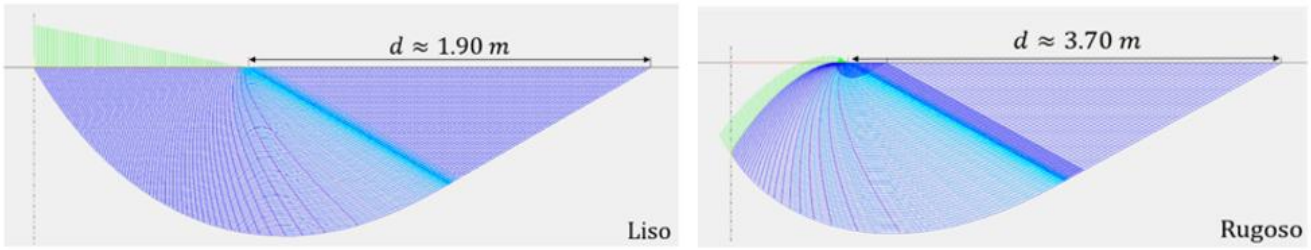


Figura 5. Campo de líneas de deslizamiento o de tensiones para caso de ϕ=30°.

Tabla 2. Resultados de N_γ.

ϕ	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
Lisa	0.084	0.281	0.699	1.579	3.461	7.653	17.577	43.187	117.576
Rugosa	0.113	0.433	1.181	2.839	6.491	14.754	34.476	85.565	234.210

6. ANÁLISIS LÍMITE POR ELEMENTOS FINITOS

Mediante el programa OPTUM G2 (versión 2023, 2.3.18) se realizaron análisis de límite por elementos finitos como método de comprobación, tanto en el campo de tensiones (límite inferior) como en el campo cinemático (límite superior), además de para la visualización de los mecanismos de rotura.

Para el problema asociado a N_γ ($c=0$ y $q=0$), tanto en condiciones de interfaz lisa como rugosa, la Figura 6 muestra una notable concordancia entre el mecanismo de rotura obtenido con OPTUM G2 y las líneas de deslizamiento obtenidas mediante el programa ABC a través del método de las características (error < 0,5%).

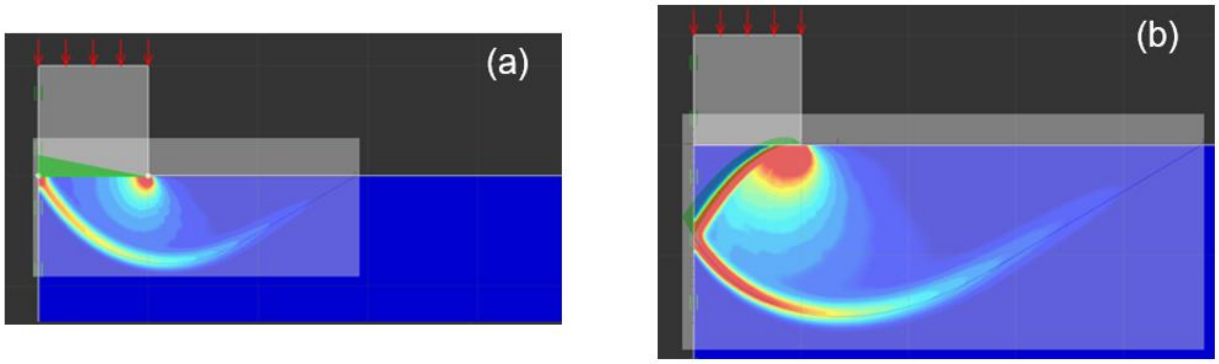


Figura 6. Superposición de mecanismos de rotura de ABC y OPTUM G2 para caso liso (a) y rugoso (b).

En el caso de interfaz lisa, se observa la plastificación del suelo bajo la cimentación, al encontrarse en estado activo y con dirección de tensiones principales $\theta=0$. Por el contrario, en el caso rugoso se desarrolla una "falsa cabeza" o cuña elástica que, bajo las simplificaciones adoptadas, se considera completamente rígida.

La inclusión del peso propio del suelo introduce una influencia significativa en la extensión del mecanismo de rotura, evidenciándose una mayor movilización de masa en el caso rugoso y, en consecuencia, una mayor capacidad portante. Asimismo, el peso propio induce que la geometría de la cuña situada bajo la cimentación sea curva en ambos casos. La zona de transición deja de corresponder a una espiral logarítmica estricta y adopta una geometría intermedia entre dicha espiral y un arco circular.

Adicionalmente, la Figura 7 pone de manifiesto la diferencia entre el mecanismo de rotura del caso rugoso para N_γ y el mecanismo de rotura de los problemas de N_q y N_c, que en ambos casos está definido por el mecanismo de Prandtl.

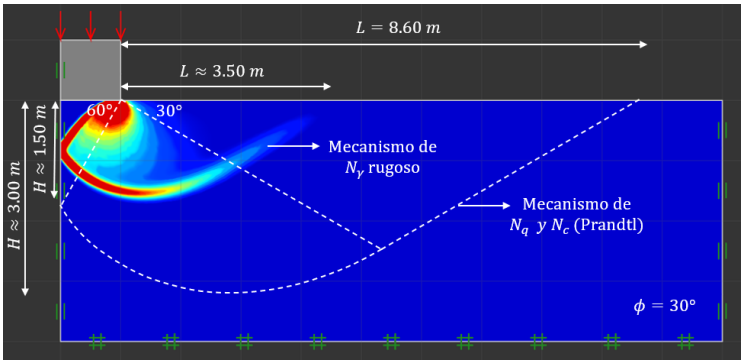


Figura 7. Comparación entre mecanismo de rotura N_γ rugoso y de Prandtl.

Tal como se ha descrito, la carga de hundimiento de la zapata puede estimarse mediante la superposición propuesta por Terzaghi (1943), considerando por separado los tres factores de capacidad portante. Para un caso con $\phi = 30°$, $c = 1$ kPa, $q = 1$ kPa y $\gamma = 1$ kN/m³, y en comparación con un modelo numérico en OPTUM G2 sin dicha superposición, se obtiene una subestimación de aproximadamente el 14%, en línea con estudios previos que sitúan este error por debajo del 20%.

Esta diferencia se debe a que la superposición asume un único mecanismo de rotura simplificado para todos los términos, lo que no refleja completamente el comportamiento real del suelo; no obstante, los resultados son conservadores.

Asimismo, en la Figura 8 se muestran los mecanismos correspondientes al caso anterior. Al adoptar el esquema aproximado de Prandtl, tal como establece la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras (GCOC, 2009) del Ministerio de Fomento de España, la extensión del mecanismo resulta mayor. En particular, dicha guía estima sus dimensiones como una profundidad $H=1.5 \cdot B$ y una longitud $L=B \cdot \sqrt{N_q}$. De este modo, y desde un enfoque conservador, se asume una zona de influencia del colapso superior a la real.

No obstante, conviene precisar, como se ha indicado previamente, que la forma y el tamaño del mecanismo de colapso dependen de múltiples factores y no únicamente del ángulo de fricción, como se asume habitualmente.

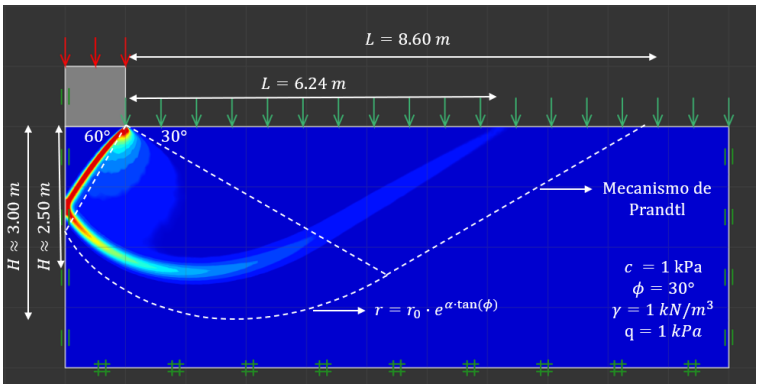


Figura 8. Comparación de mecanismo de rotura general y de Prandtl.

Finalmente, a partir de las comparaciones realizadas y de la reproducción de los valores exactos del problema teórico, se propone una expresión para N_γ tanto en el caso de interfaz lisa como rugosa, partiendo de la formulación para superficie lisa de Caquot y Kérisel (1949), que muestra una muy buena concordancia con los resultados disponibles. Este acuerdo se debe al uso de un mecanismo de colapso elíptico, coherente con la idea de que el peso propio del suelo modifica la cuña inferior bajo la zapata y que la zona de transición puede aproximarse mediante una curva intermedia entre una espiral logarítmica y un arco circular.

Además, se adopta una relación entre los casos extremos de interfaz igual a 2 (rugoso/liso), junto con un parámetro de ajuste en función del error respecto a los resultados obtenidos o reportados por Martin (2005). De este modo, para el caso liso se obtiene:

$$N_\gamma = 0.192 \cdot K_P \cdot \left(e^{4.55 \cdot tan(\phi)} - 1\right) \cdot \zeta_L \qquad (15)$$

donde K_P es el coeficiente de empuje pasivo de Rankine y ζ_L es un factor adimensional en función del ángulo de fricción ϕ (en grados):

$$\zeta_L = -2 \cdot 10^{-4} \cdot \phi^2 + 0.0174 \cdot \phi + 0.67 \quad (16)$$

De forma análoga, para el caso rugoso la expresión es la siguiente:

$$N_\gamma = 0.384 \cdot K_p \cdot \left(e^{4.55 \cdot tan(\phi)} - 1\right) \cdot \zeta_R \quad (17)$$

donde ζ_R es un factor adimensional en función del ángulo de fricción ϕ (en grados):

$$\zeta_R = -3 \cdot 10^{-6} \cdot \phi^3 - 4 \cdot 10^{-5} \cdot \phi^2 + 0.0223 \cdot \phi + 0.433 \quad (18)$$

En la Figura 9 se comparan los resultados de las expresiones propuestas con los valores de referencia reproducidos a partir de Martin (2005), observándose un buen grado de concordancia. Asimismo, se incluyen las expresiones recogidas en distintas normativas españolas: la GCOC (2009) y las Recomendaciones de Obras Marítimas (ROM 0.5-05), las cuales emplean la formulación de Vésic (1963) para el caso rugoso, reduciéndola a la mitad para superficies lisas, mientras que el Código Técnico de la Edificación (CTE, 2006) adopta la expresión de Brinch Hansen (1970) sin distinguir el tipo de interfaz.

Del análisis se desprende que, para valores intermedios del ángulo de fricción, la GCOC (2009) y la ROM 0.5-05 sobreestiman la contribución del peso del suelo en torno a un 35 % en el caso rugoso y un 25 % en el caso liso. Por su parte, el CTE (2006) se ajusta adecuadamente al caso rugoso, pero sobreestima la capacidad en superficies lisas, como en cimentaciones prefabricadas, al no contemplar una reducción específica. Pese a esta sobreestimación puntual, la superposición de Terzaghi (1943) sigue proporcionando una estimación de la presión límite de hundimiento del lado de la seguridad, como se ha mostrado en el ejemplo anterior.

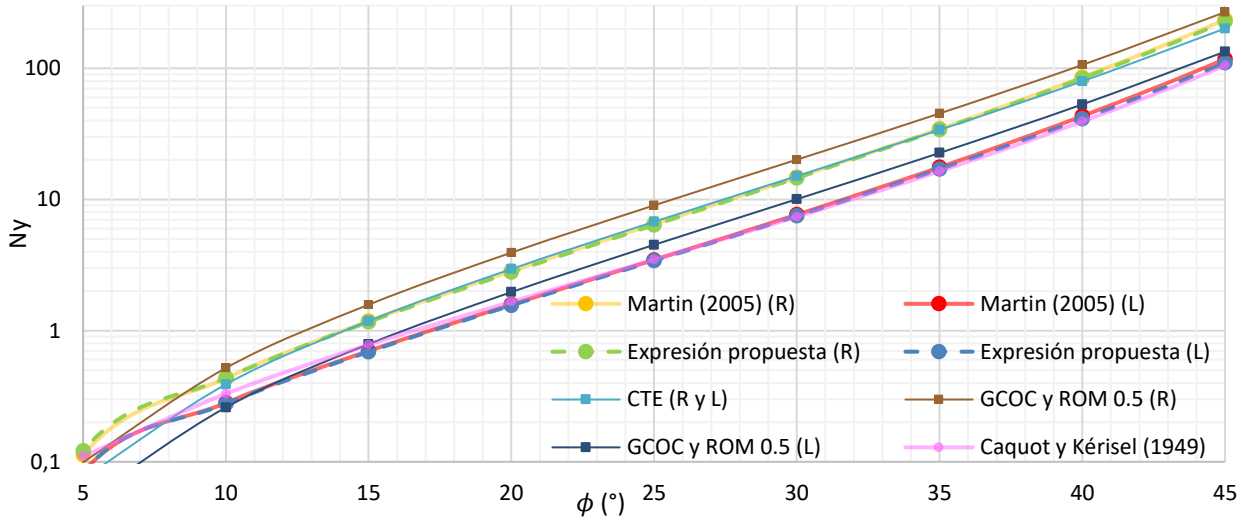


Figura 9. Expresiones de N_γ.

7. CONCLUSIONES

Diversos mecanismos de rotura han sido propuestos históricamente, convergiendo progresivamente hacia soluciones cada vez más próximas a la teórica. Esta evolución abarca desde el mecanismo de Prandtl, que permite la obtención analítica y cerrada de los factores N_c y N_q, hasta desarrollos modernos de carácter numérico, motivados por la inclusión del peso propio del suelo, que impide una solución cerrada para N_γ y da lugar a aproximaciones empíricas, gráficas y numéricas.

El mecanismo de rotura asociado al factor N_γ difiere del mecanismo de Prandtl, del que derivan N_c y N_q. Por ello, la superposición de sus contribuciones, determinadas de forma independiente, introduce un error implícito que se ha aceptado tradicionalmente por situarse del lado de la seguridad.

Las expresiones de N_c, N_q y N_γ en condiciones drenadas, comúnmente utilizadas, constituyen una aproximación al problema no lineal de la capacidad portante de cimentaciones superficiales. En condiciones no drenadas, en cambio, representan valores exactos derivados del mecanismo simétrico de Prandtl, con una zona de transición circular, debido a la anulación del efecto del peso propio del suelo.

La forma y extensión del mecanismo de rotura real, que integra los tres factores, dependen no solo del ángulo de fricción, sino también de la condición de la interfaz suelo-cimentación y de la relación entre los parámetros resistentes, el peso propio del suelo y la sobrecarga aplicada. Este mecanismo se aparta del planteamiento clásico de Prandtl (1920), ya que la región de transición no responde a una espiral logarítmica estricta, sino a

una geometría intermedia entre esta y un arco circular. Asimismo, la plastificación del suelo bajo la cimentación depende de la interfaz: en superficies rugosas se moviliza una cuña rígida, mientras que en superficies lisas se produce la plastificación del terreno subyacente.

Se proponen expresiones para N_γ que muestran una notable concordancia con las soluciones "exactas" de Martin (2005), basadas en la formulación de Caquot y Kérisel (1949), en la relación entre casos extremos de interfaz (rugoso/liso = 2) y en un ajuste en función del error respecto a los valores de referencia.

Finalmente, el análisis límite por elementos finitos se presenta como una herramienta eficaz de validación, que, a diferencia del método convencional, no requiere parámetros deformacionales y puede aplicarse únicamente con parámetros resistentes. Además, proporciona soluciones acotadas entre límites superior e inferior, lo que permite estimar la proximidad a la solución exacta, con menor dependencia de la discretización de la malla y del número de incrementos de cálculo.

REFERENCIAS

Brinch Hansen, J. (1970). *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*. Bulletin No. 28. Copenhagen: The Danish Geotechnical Institute.

Buisman, K. (1940). *Grondmechanica*. Delft: Waltman.

Caquot, A. (1934). *Équilibre des massifs á frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et coherentes* (1re Éd). Paris: Gauthier-Villars.

Caquot, A. & Kérisel, J. (1949). *Traité de mécanique des sols* (2e Éd). Paris: Gauthier-Villars.

Caquot, A. & Kérisel, J. (1953). Sur le terme de surface dans el calcul des fondations en milieu pulvérulent. *3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zürich, Vol. 1, pp. 336.

Chen, W.F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity* (1st Ed). Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company. ISBN 0-444-41249-2.

Lambe, W.T. & Whitman, R.V. (1969). *Soil mechanics* (1st Ed). New York: John Wiley & Sons, Inc. ISBN 978-81-265-3991-8.

Martin, C. (2004). *User Guide for ABC – Analysis of Bearing Capacity*. Version 1.0. Oxford: University of Oxford.

Martin, C. (2005). Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics. *International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Turin, pp. 441-450.

Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 1, pp. 16–26.

Michalowski, R.L. (1997). An Estimate of the Influence of Soil Weight on Bearing Capacity Using Limit Analysis. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, Vol. 37, No. 4, pp. 57-64.

Ministerio de Fomento. Dirección General de Arquitectura, Vivienda y Suelo. (2006). *Código Técnico de la Edificación (CTE): Documento Básico DB-C Cimientos*. Madrid.

Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras. (2004). *Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras (GCOC)*. Madrid.

Ministerio de Fomento. Puertos del Estado. (2005). *ROM 0.5-05: Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias*. Madrid.

Prandtl, L. (1920). *Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen*, Mathematisch-Physikalische Klasse, pp. 74–85.

Reissner, H. (1924). Zum Erddruckproblem. In: BIEZENO, C. B. y BURGERS, J. M. (eds.). *Proceedings of the 1st International Congress for Applied Mechanics*. Delft, pp. 295–311.

Scott, R. (1963). *Principles of Soil Mechanics* (1st Ed). Reading, Massachusetts: Addison-Wesley Publishing Company, Inc.

Sokolovskii, V.V. (1954). *Statics of Soil Media* (1st Ed). London: Butterworth.

Stenta-Iannace, C.; Laina-Gómez, C. (2025). *Estado del Arte del Cálculo de la Carga de Hundimiento en Cimentaciones Superficiales. Determinación de los Factores de Capacidad de Carga*: *Deducción Analítica, Validación Numérica y Aproximaciones.* Trabajo Final de Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica. CEDEX.

Terzaghi, K. (1943) *Theoretical soil mechanics* (1st Ed). New York: John Wiley & Sons, Inc.

Van Baars, S. (2018). *100 Years of Prandtl's Wedge* (1st Ed). Amsterdam: IOS Press BV. ISBN 978-1-61499-850-1.

Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 99, No. 1, pp. 45-76.

TEMA 12

REFUERZO Y MEJORA DEL TERRENO

MICROPILOTES ENCAMISADOS EN GEOTEXTIL TEJIDO PARA TERRENOS CON OQUEDADES

Patricia AMO[(1)*] y Marco T. RODRÍGUEZ[(1)]

[(1)] Departamento Técnico
Huesker Geosintéticos S.A.U.
*pamo@huesker.es

RESUMEN

Los micropilotes constituyen una solución de cimentación profunda ampliamente utilizada en terrenos de difícil comportamiento geotécnico, especialmente en aquellos donde los pilotes convencionales no resultan viables por restricciones geométricas, condiciones de carga o heterogeneidad del subsuelo. Sin embrago, su ejecución en emplazamientos con presencia de oquedades naturales o inducidas plantea desafíos técnicos significativos, entre los que destacan la pérdidad de lechada durante la inyección, la imposibilidad de garantizar una adecuada adherencia entre el micropilote y el terreno, y el riesgo de contaminación del entorno de la obra. Estos factores no solos comprometen la eficacia estructural del sistema, sino que también generan sobrecostes considerables en los procesos de ejecución. Ante esta problemática, se propone el empleo de un geotextil tejido con función específica de confinamiento de la lechada, diseñado para permitir una correcta trabazón mecánica con el terreno circundante. Esta solución técnica actua como barrera física que limita la dispersión de la lechada en zonas de baja resistencia o alta porosidad, favoreciendo su retención en el entorno inmediato del micropilote. Además, su implementación resulta económicamente viable y compatible con los procedimientos constructivos habituales, sin requerir modificaciones sustanciales en la maquinaria ni en los protocolos de obra. El presente trabajo expone una batería de ensayos realizados para la verificación del correcto uso de este material para la aplicación en estudio, su aplicabilidad en distintos tipos de terreno con oquedades, y varios casos de obra realizados, con el objetivo de contribuir al desarrollo de metodologías mas eficientes y sostenibles en el ámbito de la cimentación profunda.

ABSTRACT

Micropiles are a deep foundation solution widely used in soils with difficult geotechnical behaviour, especially where conventional piles are not viable due to geometric restrictions, load conditions or subsoil heterogeneity. However, their use in sites with natural or induced voids poses significant technical challenges, including grout loss during injection, the impossibility of ensuring adequate adhesion between the micropile and the ground, and the risk of contamination of the surrounding area. These factors not only compromise the structural effectiveness of the system, but also generate considerable cost overruns in the execution processes. In view of this problem, the use of a woven geotextile with a specific grout confinement function is proposed, designed to allow proper mechanical bonding with the surrounding soil. This technical solution acts as a physical barrier that limits the dispersion of grout in areas of low resistance or high porosity, favouring its retention in the immediate vicinity of the micropile. Furthermore, its implementation is economically viable and compatible with standard construction procedures, without requiring substantial modifications to machinery or construction protocols. This paper presents a series of tests carried out to verify the correct use of this material for the application

under study, its applicability in different types of soil with cavities, and several completed projects, with the aim of contributing to the development of more efficient and sustainable methodologies in the field of deep foundations.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Oquedades (Voids), Micropilotes (Micropiles), Geotextil tejido (Woven geotextile).*

1. INTRODUCCIÓN

La creciente complejidad de los proyectos de infraestructura, junto con la necesidad de intervenir en entornos cada vez más restringidos y con condiciones geotécnicas desfavorables, ha impulsado el desarrollo y la adopción de soluciones de cimentación alternativas a los sistemas tradicionales. Entre estas soluciones, los micropilotes han adquirido un papel destacado como elementos de estabilización y transferencia de cargas en obras nuevas, proyectos de rehabilitación y procesos de mejora del terreno. Su versatilidad, capacidad de adaptación y eficiencia constructiva los han convertido en una herramienta esencial dentro de la ingeniería geotécnica moderna, especialmente en contextos donde los pilotes convencionales presentan limitaciones técnicas o económicas.

Los micropilotes son elementos de pequeño diámetro, perforados e inyectados con lechada de cemento, que incorporan refuerzo de acero y desarrollan su capacidad portante principalmente mediante la fricción entre la lechada y el terreno circundante. Su origen se remonta a mediados del siglo XX, pero su uso se ha expandido de manera significativa en las últimas décadas gracias a los avances en técnicas de perforación, inyección y control de calidad. Actualmente, se consideran una solución idónea para cimentaciones profundas en suelos heterogéneos, zonas urbanas con acceso limitado, estructuras existentes que requieren recalce y proyectos donde se necesita minimizar vibraciones y asentamientos.

Diversos estudios han demostrado que los micropilotes pueden alcanzar capacidades de carga comparables a las de pilotes de mayor diámetro, a pesar de su tamaño reducido. Esto se debe a la alta resistencia del sistema suelo-lechada, que se ve favorecida por técnicas de inyección a presión y por la posibilidad de atravesar estratos complejos hasta alcanzar capas competentes. En el ámbito de la estabilización, los micropilotes se emplean para mejorar la capacidad portante del terreno, controlar asentamientos diferenciales, reforzar taludes, mitigar efectos de socavación y aumentar la resistencia frente a acciones sísmicas. Su capacidad para trabajar tanto a compresión como a tracción los convierte en una alternativa eficaz en zonas con suelos expansivos, niveles freáticos elevados o riesgo de licuefacción. Además, su instalación mediante equipos ligeros reduce el impacto ambiental y facilita la intervención en espacios confinados, túneles, sótanos o áreas con restricciones de altura.

Un aspecto clave en el comportamiento de los micropilotes es la interacción entre el refuerzo, la lechada y el terreno. La capacidad portante depende en gran medida de la calidad de la inyección y de la adherencia desarrollada en la zona de anclaje. En suelos granulares, la porosidad favorece la penetración de la lechada y la formación de un bulbo de mayor diámetro, lo que incrementa la fricción y mejora la resistencia. En suelos cohesivos, aunque la penetración es menor, la inyección a presión contribuye a densificar el entorno inmediato del micropilote, aumentando la rigidez y reduciendo la deformabilidad del sistema. Esta dualidad explica por qué los micropilotes se consideran una técnica de mejora del terreno además de un elemento estructural.

Pero los terrenos que presentan oquedades, típicamente asociados a formaciones kársticas o a procesos de erosión interna, constituyen uno de los entornos más complejos para el diseño y la instalación de micropilotes. La presencia de cavidades, vacíos interconectados y zonas altamente fracturadas genera una pérdida significativa de continuidad mecánica en el macizo, lo que reduce la capacidad portante y aumenta la deformabilidad del terreno. Durante la perforación, estas discontinuidades pueden provocar pérdidas súbitas de lechada, comprometiendo la formación del bulbo de anclaje, la adherencia suelo-lechada y el riesgo de contaminación del entorno de la obra. Esta combinación de incertidumbre geotécnica, heterogeneidad extrema y alto impacto ambiental obliga a adoptar soluciones de diseño conservadoras, técnicas de inyección especializadas y sistemas de verificación rigurosos para garantizar la seguridad y el desempeño de la cimentación.

Este artículo se centra en el desarrollo de una de esas técnicas de inyección especializadas, en concreto, la de incorporar un geotextil tejido en el perimetro del micropilote que le permita limitar la dispersión de la lechada, favoreciendo su retención en el entorno inmediato del micropilote.

2. MICROPILOTES ENCAMISADOS EN GEOTEXTIL TEJIDO

El encapsulación de micropilotes mediante geotextiles tejidos consiste en envolver el fuste del micropilote con una funda tubular de geotextil de alta resistencia antes de realizar la inyección de la lechada. Este geotextil actúa como una malla confinante que retiene la lechada durante la inyección y permite que el fluido penetre de manera controlada en el terreno circundante. El objetivo principal es evitar pérdidas de lechada, mejorar la formación del bulbo de anclaje y aumentar la capacidad de transferencia de carga en suelos donde la inyección convencional sería ineficiente, como arenas sueltas, suelos colapsables, terrenos con oquedades o zonas con lavado interno.

Durante la instalación, el geotextil funciona como un formwork permeable: deja pasar el agua de la lechada, pero retiene las partículas finas de cemento, generando un bulbo más uniforme y de mayor diámetro. Este confinamiento adicional incrementa la fricción suelo–lechada y reduce el riesgo de que el micropilote quede parcialmente suspendido en vacíos o zonas erosionadas. Además, el encapsulado mejora la resistencia a tracción y compresión del sistema, disminuye la deformabilidad y proporciona una barrera adicional frente a procesos de erosión interna o piping alrededor del fuste.

Para comprobar el correcto funcionamiento se debe realizar un test de carga como se puede ver en la Figura 1.

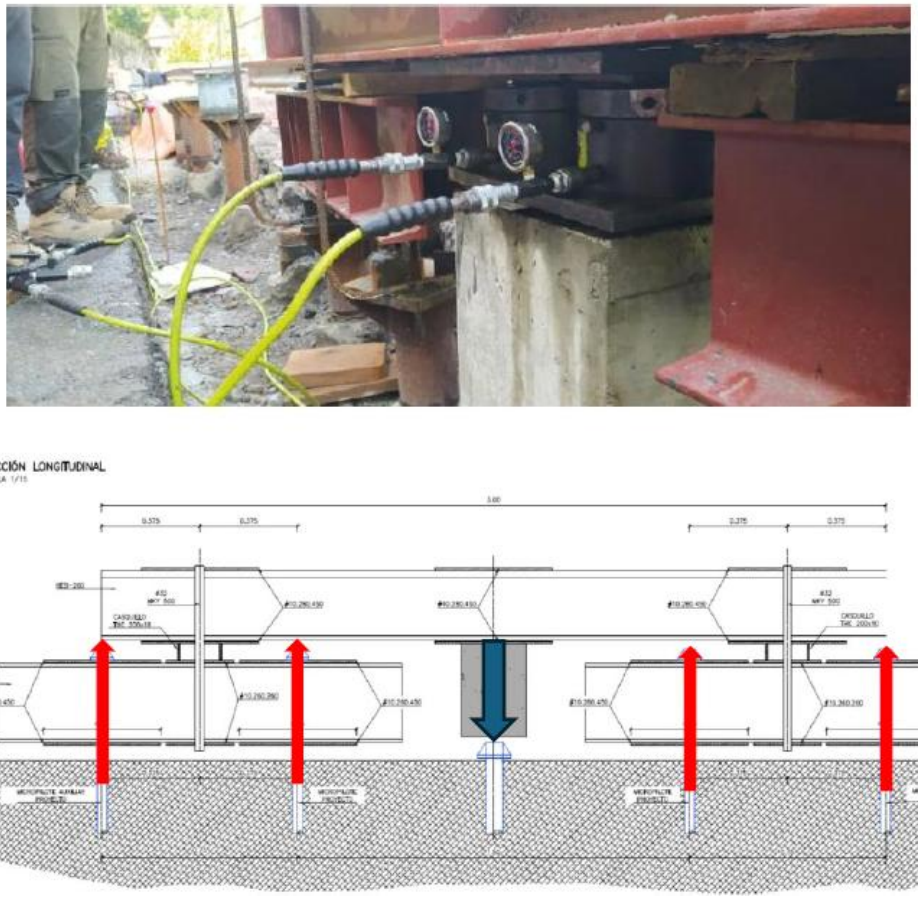


Figura 1. Test de carga en micropilotes.

2.1. CARACTERÍSTICAS DEL GEOSINTÉTICO

La selección del geosintético adecuado para el encapsulado de micropilotes es un aspecto crítico para garantizar la eficacia del sistema de inyección y la estabilidad del bulbo de anclaje. Cada tipología de geotextil: tejido, no tejido, de alta tenacidad o de multifilamento, presenta un comportamiento distinto frente a la presión de inyección y a la interacción con el terreno. En los suelos con equedades, muy permeables o con riesgo de pérdidas de lechada, los geotextiles tejidos de baja porosidad permiten controlar el flujo de la mezcla y asegurar la formación de un bulbo uniforme. Por ello, la tipología del geosintético debe seleccionarse en función de la granulometría del suelo, la presión de inyección prevista y el mecanismo de transferencia de carga deseado.

La porosidad y la deformación del geotextil son parámetros determinantes en el comportamiento del encapsulado. Una porosidad excesiva puede provocar la fuga de partículas finas de cemento, reduciendo la

calidad de la lechada y la resistencia del bulbo, mientras que una porosidad insuficiente puede impedir la evacuación del agua y generar sobrepresiones que comprometan la integridad del micropilote. Del mismo modo, la deformación del geotextil bajo presión controla el grado de confinamiento lateral que se transmite al bulbo de lechada: un material demasiado rígido puede limitar la expansión necesaria para mejorar la fricción suelo–lechada, mientras que uno demasiado deformable puede perder capacidad de confinamiento y generar un bulbo irregular. La selección óptima requiere equilibrar permeabilidad, rigidez y capacidad de expansión para adaptarse a las condiciones del terreno y al método de inyección.

Finalmente, la resistencia mecánica y el ángulo de rozamiento externo del geotextil condicionan directamente la interacción geosintético–suelo, que es esencial para la transferencia de cargas del micropilote al terreno circundante. Un geotextil con baja resistencia puede sufrir desgarros durante la inyección o la instalación, comprometiendo la continuidad del encapsulado. Por otro lado, un ángulo de rozamiento externo elevado mejora la adherencia entre el geotextil y el suelo, aumentando la fricción movilizable y, por tanto, la capacidad portante del sistema.

Según esto, el material mas adecuado es un geotextil tejido, que limite la deformacion lateral, con una porosidad que permita controlar el flujo de la mezcla y con resistencia mecánica y al puzonamiento altas para reducir los daños mecánicos.

2.2. PROCESO DE INSTALACIÓN

Una vez determinado el tipo de geosintético mas adecuado, se manufacturan bolsas con el diámetro necesario en cada caso en función del diámetro de la perforación y longitud suficiente para poder preparar en obra sucesivas bolsas para cada micropilote (Figura 2).



Figura 2. Suministro en rollos con el diámetro necesario en función del diámetro del micropilote.

Una vez cortada la longitud necesaria para el micropilote a ejecutar, se entuba la bolsa y se fija al refuerzo o al casing mediante abrazaderas o anillos de retención que garantizan su estabilidad durante el descenso. El objetivo en esta fase es asegurar que el geotextil quede correctamente extendido, sin pliegues ni tensiones irregulares, de modo que pueda actuar como un encofrado permeable durante la inyección.

A continuación, se procede a la inyección controlada de la lechada de cemento dentro del encapsulado. La lechada se introduce desde la base del micropilote mediante un tubo tremie o sistema de válvulas, permitiendo que el geotextil confine el material y regule la salida del agua hacia el terreno circundante. La presión de inyección se ajusta de forma progresiva para evitar roturas del geotextil. En suelos problemáticos, pueden aplicarse inyecciones en etapas o reinyecciones para mejorar la compacidad del entorno inmediato del micropilote.

Finalmente, una vez completada la inyección y alcanzado el volumen de diseño, se permite el fraguado inicial

de la lechada antes de retirar los equipos y proceder al sellado de la cabeza del micropilote. El geotextil permanece como parte integral del sistema, proporcionando confinamiento lateral, mejorando la interacción suelo–micropilote y actuando como barrera frente a erosión interna (Figura 3). Tras el fraguado, se realizan inspecciones de verticalidad, integridad y continuidad del encapsulado, y en proyectos críticos se ejecutan pruebas de carga para verificar la capacidad portante. Este protocolo garantiza que el micropilote encapsulado desarrolle un comportamiento estable, predecible y adecuado para su función estructural en suelos complejos.



Figura 3. Instalación de las bolsas para el encapsulado de los micropilotes.

3. CASOS DE OBRAS CON ENSAYOS DE VERIFICACIÓN

Durante los últimos años se han realizado diferentes obras en España utilizando esta tipo de micropilotes encamisados. A continuación se presentaran dos de ellos en los que se realizaron diferentes test de verificación de la solución.

La primera obra: “Acondicionamiento de la carretera N-260. Tramo: Congosto del Ventamillo – Campo. Provincia de Huesca” se realizó en 2020, en el proyecto se preveían 40.000 m de micropilotes tradicionales (ver figura 4), para la ejecución de un tramo de 3 kms que iban en voladizo.

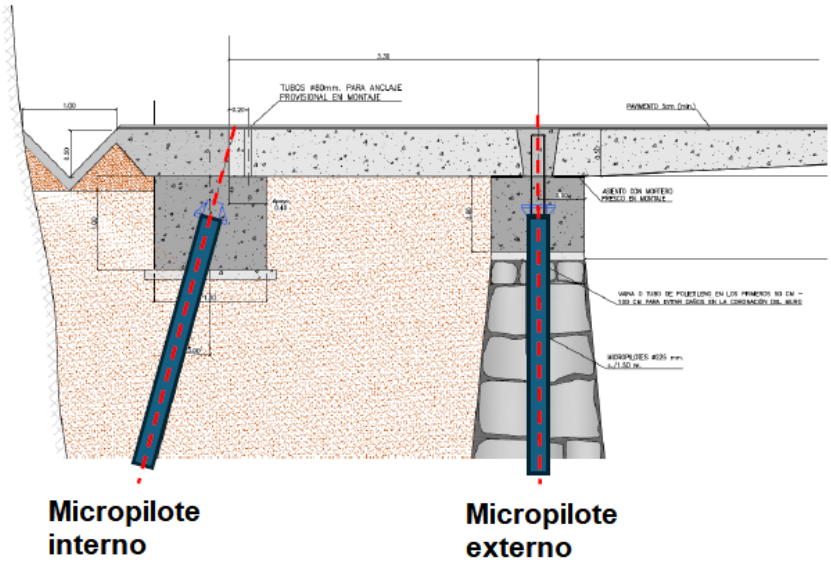


Figura 4. Esquema del proyecto: “Acondicionamiento de la carretera N-260. Tramo: Congosto del Ventamillo – Campo. Provincia de Huesca”.

Durante la ejecución, las continuas fugas a través del relleno y la junta de la pared de mampostería (ver Figura 5) y el riesgo de contaminación, obligaron a la obra a buscar alternativas constructivas que solucionasen el problema.



Figura 5. Diferentes fugas sufridas durante la ejecución de los micropilotes de la obra.

Tras una primera prueba con lechada de mortero fallida, se probo la solución de los micropilotes encamisados, realizaron 12 test de carga diferentes y finalmente validaron su uso por los resultados satisfactorios obtenidos durante su uso.

La segunda obra: “Mejora de la Plataforma y Tratamiento Ambiental de la Carretera N-621 de León a Santander por Potes. Tramo: Castro Cillorigo - Panes. Desfiladero de La Hermida” se realizo en 2024, en el proyecto estaba prevista la ejecución de 75000 ml de micropilotes.

Ante los continuos problemas durante la ejecución de los micropilotes: pérdidas de lechada, contaminación del río (Figura 6), se planteó la realización de una pruebas (Figura 7) con diferentes materiales geosintéticos para el encamisado de los micropilotes (Figura 8).



Figura 6. Contaminacion del rio por filtraciones de la lechada durante la ejecución de los micropilotes sin encamisado.



Figura 7. Ensayos realizados en campo.



Figura 8. Diferentes geosinteticos probados para el encamisado de los micropilotes en la obra.

Tabla 1. Valores obtenidos en los ensayos realizados en campo.

Micropilote	Tipo de geobolsa	Diámetro armadura	Diámetro entubación	Diámetro perforación roca	Longitud armadura	Empotramiento en roca	Longitud atravesada relleno	Carga máxima teórica (T) Se desprecian los 3 primeros metros Adherancia relleno/coluvial - 150 Kpa	Carga máxima real	% Carga real / Carga teórica	Observaciones
P1	Blanco	127x9	220	193	10	5,90	4,10	172,38	135,00	78,31%	Se para el ensayo a 135 T poraque se agota la carrera del gato y los sensores se quedan sin rango debido a que la deformación supera os 40 mm
P2	Blanco	127x9	220	193	8	6,90	1,10	168,57	56,00	33,22%	A partir de 34 T no se establizan los asientos. Extracción a 56 T
P6	Negro	127x9	220	193	11	4,50	6,50	159,07	165,00	103,73%	Rotura a esta carga
MP1	Negro	127x9	220	193	6	0,00	6,00	62,20	77,00	123,79%	Rotura a esta carga

Una vez validado y aceptado el geotextil tejido tipo HaTe C 50.002 (denominado negro en los ensayos), se procedió a la realización de 6600 ml de los previstos en proyecto con el sistema de encamisado.

La principal diferencia entre ambos materiales era la deformación nominal del material, en el caso del HaTe C 50.002 está limitada al 23%. Esto permite al material adaptarse a la geometría lateral lo suficiente para generar trabazón con el entorno, controlando la pérdida de lechada por las oquedades y evitando así la contaminación del entorno natural.

4. CONCLUSIONES

Los micropilotes encamisados con geosintéticos representan una evolución interesante dentro de las técnicas de mejora y refuerzo del terreno, al combinar la capacidad estructural del micropilote con los beneficios de confinamiento, filtración y control de deformaciones propios de los geosintéticos.

En particular:

- El uso de geosintéticos como elemento de encamisado mejora la interacción suelo–micropilote, favoreciendo una distribución más uniforme de tensiones y reduciendo la degradación del terreno circundante.
- La envolvente geosintética actúa como barrera de separación y filtración, evitando la migración de finos y contribuyendo a la estabilidad a largo plazo del sistema.
- Frente a camisas rígidas tradicionales, los geosintéticos permiten mayor adaptabilidad a deformaciones, lo que puede resultar ventajoso en suelos blandos, heterogéneos o susceptibles a consolidación.
- Su instalación mantiene las ventajas típicas de los micropilotes: equipos ligeros, mínima invasividad y capacidad de trabajo en espacios reducidos, pero añade un componente de sostenibilidad y optimización de materiales.
- El desempeño final depende de una adecuada selección del tipo de geosintético, su resistencia, su permeabilidad y su compatibilidad con el mortero y el terreno.

En conjunto, los micropilotes encamisados con geosintéticos ofrecen una alternativa eficiente y versátil para proyectos donde se requiere mejorar la interacción con el terreno, controlar deformaciones y garantizar un comportamiento duradero. Pero en terrenos con oquedades son una alternativa necesaria, como se ha demostrado en los dos casos de obra desarrollados, ya que la contaminación del entorno se debe evitar a toda costa. Esta característica lo convierte en un sistema fundamental para proyectos que priorizan la sostenibilidad y la protección del medio ambiente.

REFERENCIAS

Farhangi, V. y Karakouzian, M. (2019). *Design of Bridge Foundations Using Reinforced Micropiles*. IRF Global R2T Conference & Expo.

Giroud, J. P. (2010). Geosynthetics in geotechnical engineering: state of the art. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 1–28.

Gómez, D. (2025). *Micropiles For Cantilevered Structures. Preserving the natural environment*. Proceedings of the 16th International Worksjop on Micropiles.

Haghighy, P. (2017). Improving the bearing capacity of foundations using micropiles. *International Journal of Advanced Scientific Research and Engineering*, 3(2), 38–46.

Koerner, R. M. (2012). *Designing with Geosynthetics* (6th ed.). Xlibris.

Liew, S. S. y Fong, C. C. (2003). *Design and Construction of Micropiles*. Geotechnical Course on Pile Foundation Design and Construction.

Palmeira, E. M. (2009). Soil–geosynthetic interaction: modelling and analysis. *Geosynthetics International*, 16(5), 341–345.

Sabatini, P. J., Bruce, D. A. y Schneider, J. A. (2005). *Micropile Design and Construction Reference Manual* (FHWA-NHI-05-039). Federal Highway Administration.

MEJORA DE SUELOS PARA CIMENTACIÓN DE TANQUES: DISEÑO Y CASOS PRÁCTICOS

Enmanuel CARVAJAL[(1)*], Enrique TOVAR[(1)] y Pedro BARROS[(1)]

[(1)] Keller Cimentaciones, S.L.U.
*enmanuel.carvajal@keller.com

RESUMEN

Se presentan soluciones de tratamientos del terreno mediante columnas de grava e inclusiones rígidas para la construcción de depósitos de almacenamiento de acero, como referencias de las soluciones de cimentación definidas para este tipo de estructuras considerando las condiciones del terreno existente, las cargas de diseño y los requisitos estructurales, así como para cumplir con los tiempos y magnitudes de los asientos requeridos. Se describen los principales aspectos de diseño de las cimentaciones de depósitos de acero para garantizar asientos admisibles, destacando la importancia de los tipos de asiento diferenciales a controlar según las Normas API. Asimismo, se realizan algunas consideraciones sobre el monitoreo de dichas estructuras tanto en situaciones de prueba hidrostática como en operación. La mejora de suelos mediante columnas de grava e inclusiones rígidas resulta una opción muy eficaz para facilitar la cimentación de tanques de acero sobre depósitos de suelos blandos o suelos, compresibles y con riesgos sísmicos como pueden ser la licuación de suelos o las fuertes cargas inducidas.

ABSTRACT

Ground improvement solutions using stone columns and rigid inclusions are presented for the construction of steel storage tanks. These serve as references for foundation designs tailored to existing soil conditions, design loads, and structural requirements, while meeting specified settlement magnitudes and timeframes. The text outlines the primary design aspects of steel tank foundations to ensure allowable settlement, highlighting the critical types of differential settlement to be controlled according to API Standards. Furthermore, considerations regarding the monitoring of these structures during both hydrostatic testing and operational phases are discussed. Soil improvement via stone columns and rigid inclusions proves to be a highly effective option for the foundation of steel tanks over soft or compressible deposits, as well as in areas with seismic risks such as soil liquefaction or high induced loads.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Inclusiones rígidas (Rigid Inclusions), Vibro columnas de grava (Vibro Stone columns), Normas API sobre tanques (API Standards for tanks).*

1. INTRODUCCIÓN

Los depósitos de acero representan una de las instalaciones más importantes en los desarrollos industriales, logísticos y del sector de petróleo y gas. En muchos casos, la construcción de sus cimentaciones supone una tarea crítica para el éxito del proyecto, debido a que con frecuencia las condiciones del terreno imponen la necesidad de trabajos especiales como la mejora del suelo o la cimentación profunda de dichas instalaciones, lo cual puede afectar aspectos importantes de los proyectos como son: (a) los cronogramas o duración del proyecto, (b) el tipo de cimentación encargada de soportar la estructura del depósito (e.g. zapata anular, losa de cimentación, rellenos tipo empedrado, etc.), (c) la interacción con otras instalaciones (e.g. soportes de tuberías) y (d) las tareas de mantenimiento de los depósitos durante su ciclo de vida. Este artículo presenta

algunos casos de estudio y aspectos clave para el análisis de depósitos y la selección de tratamientos del terreno.

2. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN DE TANQUES

El análisis de la cimentación de depósitos debe centrarse en cumplir, fundamentalmente, con una capacidad portante admisible y con asientos diferenciales adecuados, que pueden causar graves daños a la estructura de acero de los depósitos. Normalmente, el análisis se realiza considerando dos fases diferentes de carga cuasi-permanente. En primer lugar, se realiza una prueba hidrostática llenando el depósito con agua para verificar posibles fugas o fallos en la estructura de acero. Esto supone una precarga al perfil del suelo, ya que posteriormente el depósito debe vaciarse. A continuación, se deben conectar las tuberías al depósito vacío. La segunda fase de carga corresponde a la carga operacional, impuesta por el peso del producto almacenado a largo plazo, con densidades típicas de entre 7 y 8,5 kN/m3. Por lo tanto, según la normativa correspondiente, se pueden considerar diferentes hipótesis y casos de carga para combinaciones de viento, sísmicas, nieve y otras cargas especiales. Con menor frecuencia puede darse el caso de aplicación de la carga de operación sin pasar previamente por una fase de prueba hidrostática; en estos casos, es muy importante comprobar la seguridad al hundimiento y el control de asientos cuando el suelo experimenta un proceso de carga noval.

2.1. ASIENTOS TÍPICOS EN TANQUES SEGÚN LAS NORMAS API

Las Normas API destacan los siguientes tipos de asientos a verificar, representados en la Figura 1.

- Asientos Uniformes: que representan el descenso uniforme de toda la base del depósito. Este tipo de asientos no supone un riesgo significativo para la estructura del depósito, y habitualmente solo deben considerarse para planificar las conexiones entre las tuberías externas y el depósito.
- Asientos que provocan la inclinación del depósito como sólido rígido (Inclinación plana de sólido rígido): que pueden causar daños a la estructura del depósito. Generalmente están asociados a un mecanismo de fallo por falta de capacidad portante y/o grandes asientos diferenciales.
- Asientos diferenciales fuera del plano de inclinación como sólido rígido (Asiento fuera del plano): que representan los asientos medidos a lo largo del perímetro del depósito. Dichos asientos son la diferencia entre los asientos correspondientes al posible plano de inclinación como sólido rígido y el asiento medido en el perímetro. Unos valores excesivos de asientos diferenciales en el perímetro causarían daños significativos a la estructura de los depósitos (principalmente a las paredes del depósito).
- Asientos diferenciales en la placa de fondo (Asiento de la placa de fondo): que representan el asiento diferencial máximo bajo la huella del depósito. Habitualmente, el asiento diferencial entre el centro y el perímetro de la placa de fondo del depósito.

La Figura 1 muestra los diagramas correspondientes a estos tipos de asientos. La Figura 2 muestra la metodología indicada por las Normas API para evaluar los asientos diferenciales a lo largo del perímetro del depósito (Asientos fuera del plano – Apéndice B, API 653). Por un lado, se representa la deformada provocada por los asientos en la cimentación del tanque tras la inclinación como sólido rígido, la cual queda representada por una onda cosenoidal respecto a su posición original en un plano horizontal. Por otra parte, las distancias verticales entre la curva irregular (asientos medidos) y la curva cosenoidal óptima representan los asientos fuera del plano de inclinación como cuerpo rígido.

El método habitual para obtener esta curva cosenoidal consiste en resolver las constantes a, b y c, para encontrar la curva óptima de la forma indicada en la Ec.1.

$$Elev,pred = a + b \cdot \cos(\theta + c) \quad (1)$$

donde Elev,pred es la elevación predicha por la curva cosenoidal en el ángulo θ. La curva cosenoidal óptima es aquella que se ajusta adecuadamente a los asientos medidos para coeficientes $R^2 > 0{,}9$; siendo $R^2 = (Syy – SSE)/Syy$; donde Syy es la suma de los cuadrados de las diferencias entre la elevación media medida y las elevaciones medidas, y SSE es la suma de los cuadrados de las diferencias entre las elevaciones medidas y predichas. Como referencia para validar por el fabricante del depósito, el contratista de la obra, o ambos, el asiento admisible fuera del plano puede estimarse mediante la Ec. (2) cuando la curva cosenoidal se ajusta a la curva medida con $R^2>0{,}9$; en caso contrario, se debe usar la Ec. (3) (Andreani y Carr, 2007; API 653, 2014) y los asientos en el centro del depósito pueden estimarse mediante la Ec. (4):

$$S_{max,ft} = \frac{(L^2 \cdot Y \cdot 11)}{(E \cdot H)} \tag{2}$$

$$S_{max,in} = min\left[K \cdot S_{arc} \cdot \left(\frac{D}{H}\right) \cdot \left(\frac{Y}{E}\right); 4\right] \tag{3}$$

$$W = \left[W_e^2 + \frac{0{,}37 \cdot \sigma_f \cdot D^2}{FS \cdot E}\right]^{0{,}5} \tag{4}$$

donde:

- $S_{max,ft}$: asiento admisible fuera del plano, en pies
- $S_{max,in}$: asiento admisible fuera del plano, en pulgadas
- S_{arc} : arco de asiento efectivo (ver API 653; Anexo B, Sección B.2.2.5.1), en pies
- W : Deflexión o asiento en el centro del depósito
- We : contraflecha inicial
- FS : Factor de seguridad (FS ≤ 4 para plastificación localizada; FS ≤ 2 para sobretensión severa y posible plastificación)
- L : longitud entre puntos de medida, en pies
- Y : límite elástico del material del casco, en psi
- E : Módulo de Young del material del casco, en psi
- H : altura del depósito, en pies
- D : diámetro del depósito, en pies
- K : factor estimado según la Tabla 1

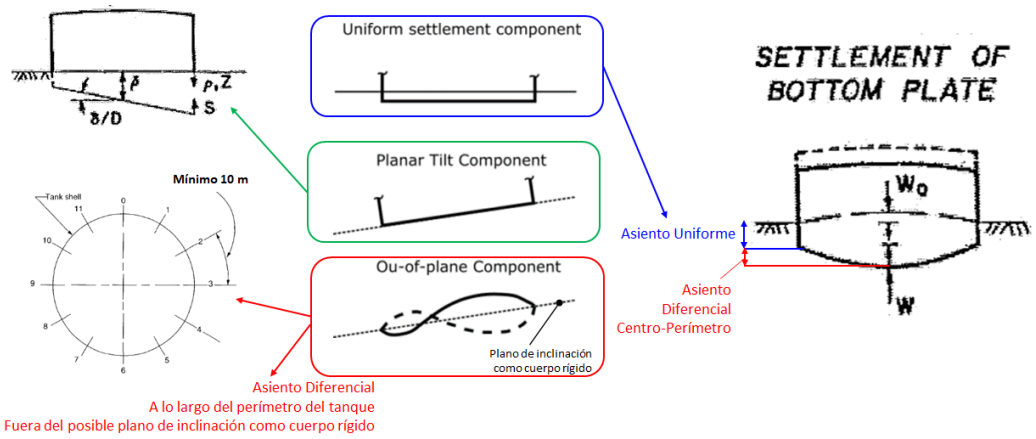


Figura 1. Tipos de asiento bajo la cimentación de depósitos de acero.

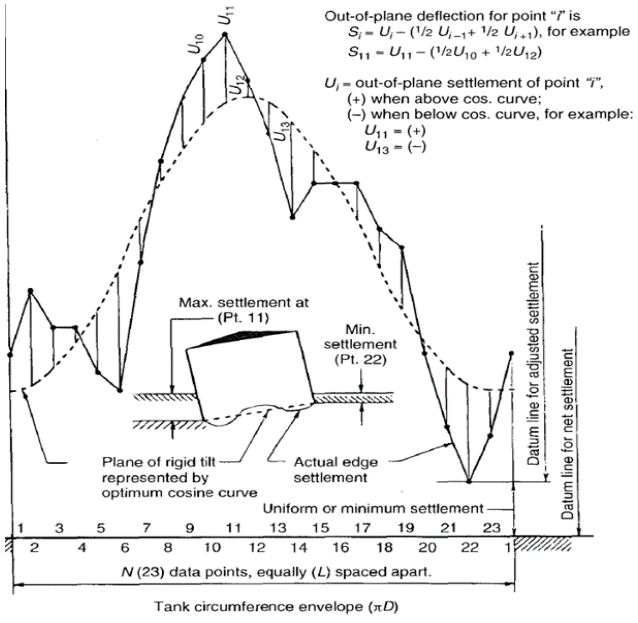


Figura 2. Metodología para análisis de asiento diferencial en el perímetro de depósitos, según la Norma API 653.

Tabla 1. Factor K para el asiento fuera del plano Ec. (3).

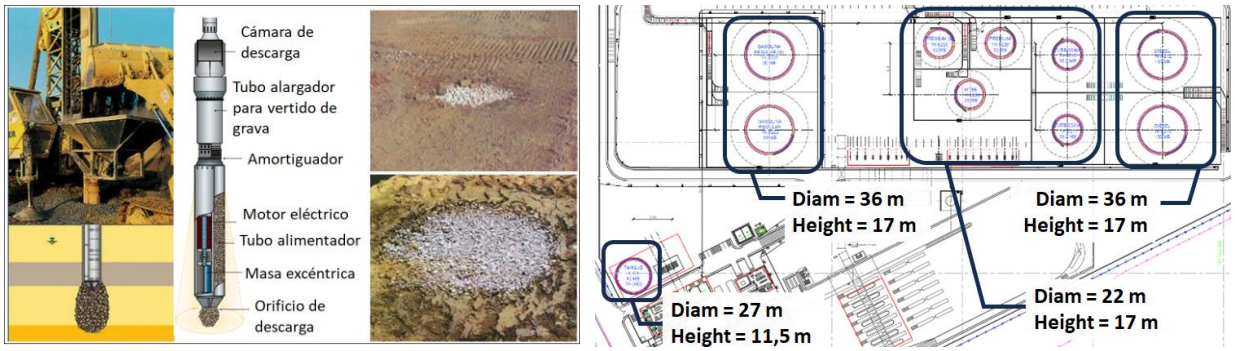
Diámetro del Depósito	**K, Techo Abierto**	**K, Techo Fijo**
$D \leq 50$	28,7	10,5
$50 < D \leq 80$	7,8	5,8
$80 < D \leq 120$	6,5	3,9
$120 < D \leq 180$	4,0	2,3
$180 < D \leq 240$	3,6	NA
$240 < D \leq 300$	2,4	NA
$300 < D$	NA	NA

3. CASO PRÁCTICO 1: COLUMNAS DE GRAVA

Para la construcción de una nueva terminal de depósitos de almacenamiento de combustible en el Estado de Puebla (México), fue necesaria la mejora del terreno mediante vibro columnas de grava con el objetivo de facilitar la cimentación de varios tanques de almacenamiento y otras instalaciones.

El perfil del terreno comprende limos no plásticos y arenas limosas por debajo del nivel freático, sobre suelos de densidad media a alta más allá de los 12 m de profundidad. La ubicación presenta alta sismicidad (Mw=7,2; PGA=0,47g) lo que supone un elevado riesgo de licuación del suelo.

La terminal de depósitos comprende 9 tanques de almacenamiento de combustible y 1 depósito de agua contra incendios (Figura 3b). La cimentación prevista para todos los depósitos consiste en zapatas anulares de hormigón armado y relleno granular compactado en el interior del anillo y bajo los depósitos.

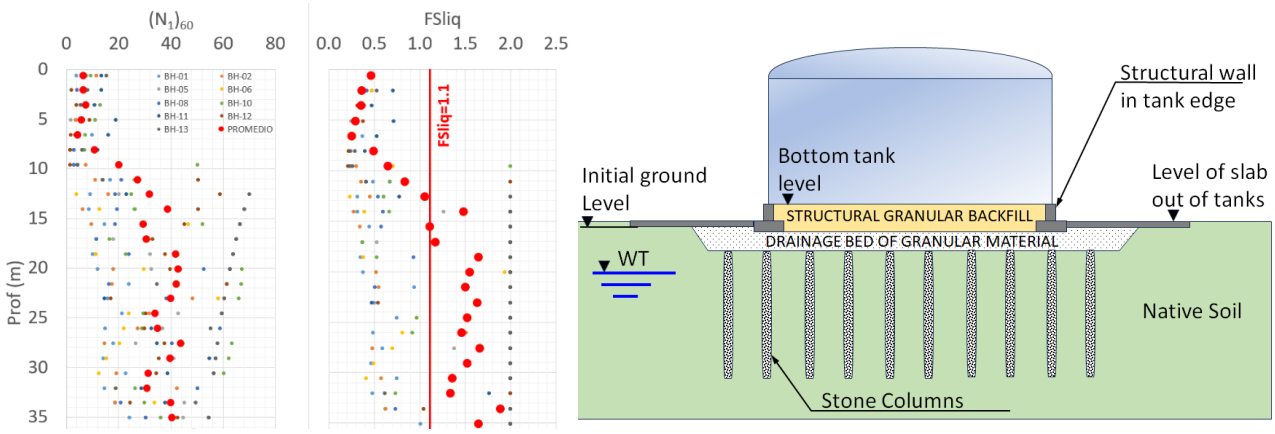


(a) (b)

Figura 3. (a) Vibro columnas de grava en vía seca, (b) Planta del proyecto. Diámetro y altura de los depósitos.

Las vibro columnas de grava instaladas mediante vibradores profundos se han utilizado con éxito en numerosos proyectos desde la década de 1960 para reforzar suelos blandos o sueltos con alta compresibilidad, acelerar el proceso de consolidación, reducir los asientos, aumentar la capacidad portante y mitigar el riesgo de licuación del suelo. Esta técnica de vibración profunda cuenta con una Norma Europea específica (EN 14731:2005, Tratamiento del terreno por vibración profunda). En este proyecto se utilizó el método de alimentación interna y descarga del material por la punta (Bottom-feed method), que consiste en la inserción de grava en el terreno a través de un sistema de tubos acoplados a un vibrador en el extremo inferior. El conjunto se introduce en el terreno mediante el efecto combinado de desplazamiento lateral, vibración, fuerza de vertical y aplicación de aire comprimido. Una vez alcanzada la profundidad requerida, los tubos estabilizan la cavidad y permiten el vertido de la grava. Los movimientos del vibrador profundo compactan la grava mediante desplazamientos sucesivos de descenso y ascenso hasta completar la columna, que queda confirmado con un diámetro variable de entre 0,6 y 1,0 m dependiendo de la rigidez del suelo. Cuanto más blando o compresible sea el suelo mayor será el diámetro alcanzado en la columna. (Figura 3a).

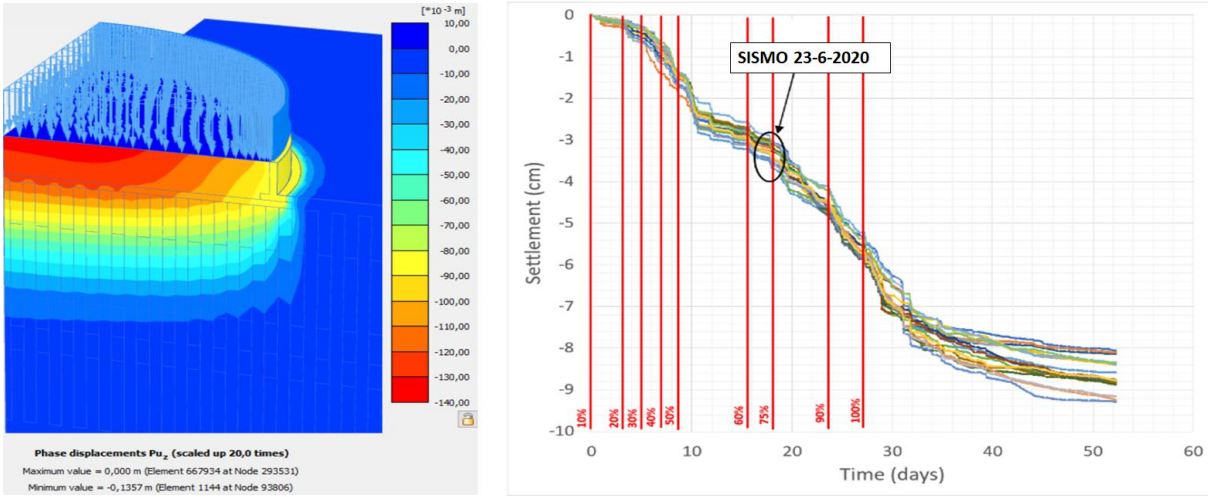
La Figura 4a muestra un sondeo típico con el recuento de golpes SPT corregido con la profundidad y el factor de seguridad frente a la licuación del suelo determinado de acuerdo con la metodología propuesta por Boulanger e Idriss (2014), donde puede notarse el alto riesgo de licuación que presentan las capas de suelo localizadas hasta aproximadamente 12 a 15 m de profundidad. La Figura 4b muestra los detalles de la cimentación de los tanques y las columnas de grava instaladas hasta 15 a 18 m de profundidad.



(a) (b)

Figura 4. (a) Factor de seguridad frente a la licuación del suelo, (b) Detalles de la cimentación de los depósitos.

La Figura 5a muestra la estimación de los asientos realizada mediante un modelo numérico 3D de elementos finitos, donde se muestran los resultados para la fase de prueba hidrostática de uno de los tanques de mayores dimensiones (diámetro de 36 m), resultando un asiento máximo de 13,5 cm en el centro y 9 cm en el perímetro. Por otro lado, la Figura 5b muestra los asientos medidos durante la prueba hidrostática en todos los puntos del perímetro, los cuales son muy similares a los asientos estimados mediante el modelo numérico.



(a) (b)

Figura 5. (a) Estimación de asientos mediante modelo numérico 3D, (b) medición de asientos durante el Hydrotest.

En cuanto a la mitigación de la licuación del suelo, la Figura 6 muestra los resultados de la relación de presión de poros ($r_u=\Delta u/\sigma'_v$) en función de la profundidad y la duración del sismo. Se puede observar que $r_u < 0{,}55$, lo que corresponde a FS > 1,1 según la relación propuesta por Marcuson *et al*., (1990) mostrada en la Figura 7b. En la Figura 7a se puede observar el ancho adicional de mejora del terreno más allá de la zapata perimetral, con el objetivo de garantizar la estabilidad del suelo frente a posible licuación en las zonas no mejoradas próximas a la huella de los tanques, siguiendo las recomendaciones de JGS (1998).

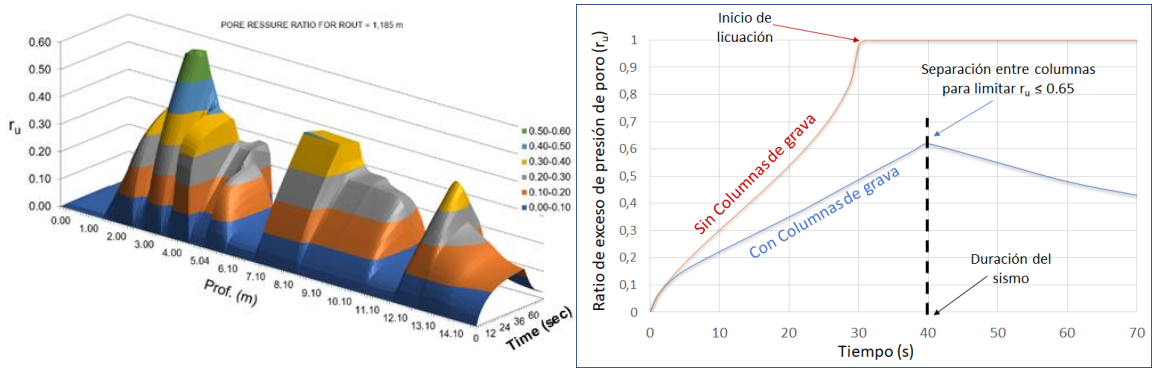
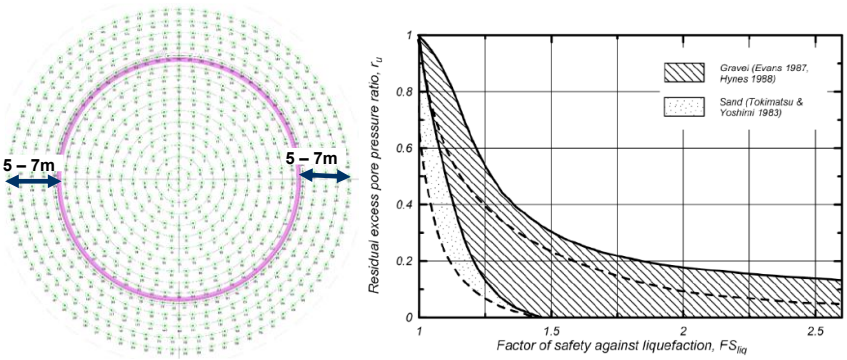


Figura 6. Relación de presión de poros ($r_u = \Delta u / \sigma'_v$) del suelo mejorado.



(a) (b)

Figura 7. (a) Sobre-ancho de tratamiento por riesgo de licuación, (b) relación r_u – FS_{liq} (Marcuson *et al*. 1990).

4. CASO PRÁCTICO 2: INCLUSIONES RÍGIDAS DE COMPACTACIÓN

En el marco del desarrollo de un gran proyecto industrial en México, se construyeron dos depósitos de acero de 85 m de diámetro y 15 m de altura para almacenamiento de combustible. El diseño sísmico se caracteriza por una magnitud de Mw = 6,5 y aceleración pico de PGA = 0,19g.

El perfil del terreno comprende de 8 a 12 m de arenas licuables en las capas superiores, con indicadores geotécnicos medidos mediante ensayos CPTU de qc = 3 a 8 MPa e Ic = 1,6 a 2,1; bajo estas capas de arena se identificó una capa de arcilla muy blanda (qc= 1 a 2 MPa; Ic > 3) de 4 a 6 m de espesor, y por debajo de la arcilla subyace una capa de arena de densidad media-alta hasta los 30 m de profundidad.

Tras el análisis de las posibles soluciones, se adoptó como tratamiento óptimo la mejora del terreno mediante Inclusiones Rígidas de Compactación (IRC). Este tipo de tratamiento fue capaz de cumplir los requisitos técnicos, que básicamente eran la mitigación de la licuación de las arenas hasta 12 m de profundidad, el control del asiento y la consecución de niveles de capacidad portante admisible.

Las inclusiones rígidas de compactación (IRC) se realizan mediante perforaciones con barrenas de desplazamiento (FDA) para evitar la extracción masiva de material. Una vez alcanzada la profundidad prevista, se inicia la fase de inyección alimentando el hormigón a través de los tubos de extensión acoplados a la barrena de desplazamiento, que es vertido por la parte inferior. En aquellas capas que requieren mitigación de la licuación, la inyección se lleva a cabo aplicando una mayor presión de bombeo hasta valores máximos de 4 a 7 MPa, con el objetivo de aumentar el diámetro de la columna mediante el proceso de desplazamiento y, de esta manera, densificar el suelo circundante.

La Figura 8 muestra un esquema de la solución adoptada. En las capas licuables hasta 12 m de profundidad, las IRC alcanzaron un diámetro medio de 0,6 m, mientras que a mayores profundidades no había suelos licuables y el diámetro medio fue de 0,4 m, muy similar al diámetro de la barrena de perforación.

La malla consiste en dos patrones tipo cuadrículas superpuestas de inclusiones rígidas. La primera cuadrícula tiene una separación de 2,1 m entre columnas realizadas mediante un proceso de inyección de compactación hasta 12 m. La segunda cuadrícula corresponde a las columnas situadas entre la primera cuadrícula hasta la profundidad máxima de 27 m. En esta segunda cuadrícula todas las columnas tienen el diámetro menor en la parte inferior y el un diámetro mayor en la parte superior donde es necesario mitigar la licuación. Por lo tanto, la separación de columnas en la parte superior es de 1,5 m, y en la parte inferior se mantiene en 2,1 m.

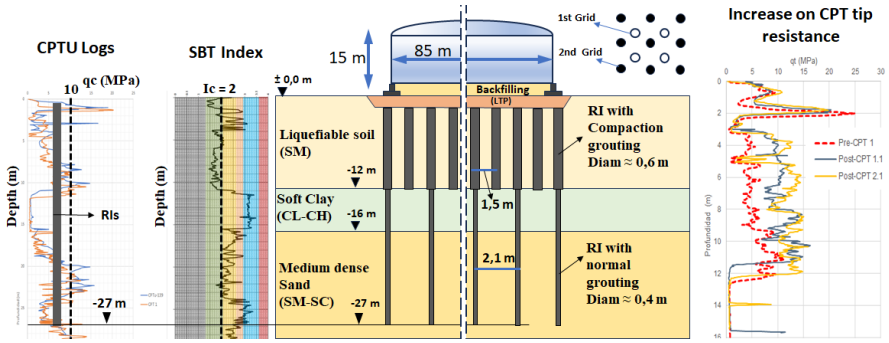
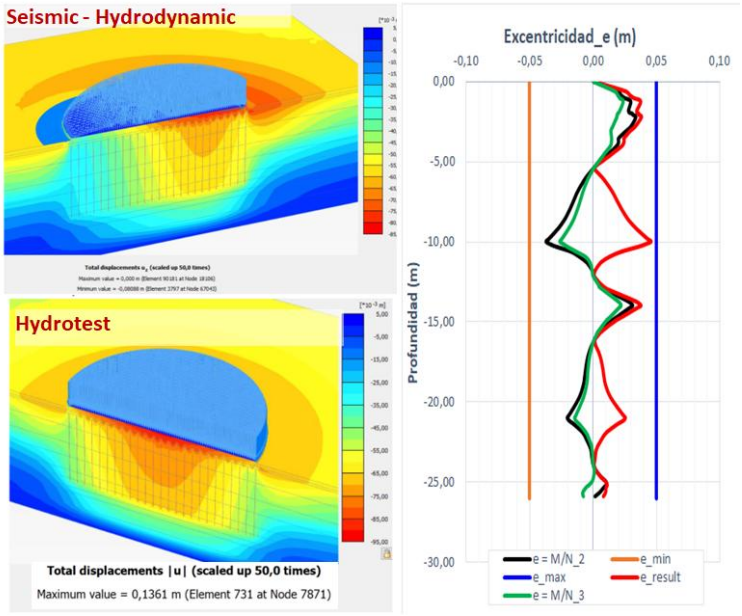


Figura 8. Perfil del suelo, croquis de la sección transversal de la mejora del terreno y verificación mediante CPTU de la mitigación de la licuación.



(a) (b)

Figura 9. (a) Análisis mediante FEM del hydrotest, Estado Límite de Servicio (ELS) y la situación accidental por carga sísmica-hidrodinámica, Estado Límite Último (ELU), (b) comprobación de excentricidades límites y movilizadas en las inclusiones más críticas.

La Figura 8 también muestra los ensayos CPTU previos y posteriores realizados en un ensayo de campo al inicio del tratamiento. Se puede observar el incremento de la resistencia de punta por un factor de 2 a 3 aproximadamente, lo que implica resistencias de punta mejoradas superiores a 10 MPa, cumpliendo con la resistencia cíclica requerida para mitigar la licuación.

La Figura 9a muestra un asiento máximo de 16 cm estimado mediante el modelo de elementos finitos (FEM) que corresponde a la fase de prueba hidrostática. La Figura 9a también muestra los resultados del análisis sísmico-hidrodinámico, que se realizó aplicando las fuerzas pseudoestáticas equivalentes en la base de los depósitos, que producen concentraciones de tensión vertical en una parte de la huella del tanque. La Figura 9b muestra la verificación de esfuerzos internos en las inclusiones rígidas sujetas a los mayores esfuerzos y deformaciones producidos por este análisis sísmico-hidrodinámico.

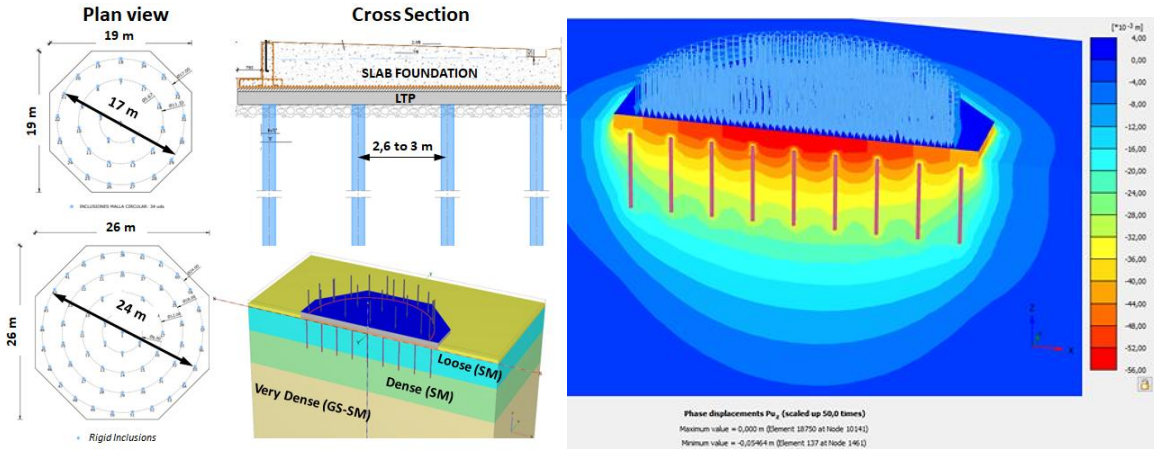
5. CASO PRÁCTICO 3: INCLUSIONES RÍGIDAS

Se presenta un caso práctico relacionado con la construcción de una terminal de tanques ubicada en Huelva, suroeste de España, desarrollada para facilitar las operaciones de un complejo petroquímico.

El perfil del terreno presenta principalmente capas de arena limosa de densidad suelta a media hasta 5 a 7 m de profundidad, sobre un nivel de arenas y gravas de compacidad densa. El nivel freático se encontró a profundidades de entre 2 y 3 m, aproximadamente.

La planta incluye 8 depósitos de 17 m de diámetro y 2 depósitos de 24 m de diámetro. Todos ellos tienen 28,5 m de altura y losas de cimentación con configuración octogonal y un espesor variable de entre 1,4 y 1,0 m. Según el producto químico a almacenar, la carga de diseño tanto para la prueba hidrostática como para la fase operacional fue de 287 kPa. Los requisitos técnicos prevén asientos diferenciales inferiores a 5 mm en 5 m a lo largo del perímetro y 85 mm del centro al borde del tanque. La distorsión por inclinación (tilt) debe ser inferior a 1/1000, y se estableció un factor de seguridad mínimo de 3 frente al hundimiento (capacidad portante). La Figura 10a muestra una descripción general de los tanques y la solución adoptada.

La Figura 10b muestra la estimación del asiento máximo de 5,5 cm en el centro y 3,5 cm en el perímetro para el tanque de 24 m de diámetro. La Figura 11 muestra los asientos medidos para cada fase de carga durante la prueba hidrostática, observándose que la estimación de asientos para la última fase de consolidación con el 100% de la carga es muy similar a lo realmente medido “in situ”. La Figura 11b muestra el análisis de los asientos diferenciales medidos en el perímetro y el plano de inclinación rígida representado por una curva cosenoidal óptima según se describe en la Sección 2.1 de acuerdo con la API 653. Se verificó una curva cosenoidal admisible para validar el requisito de inclinación.



(a) (b)

Figura 10. (a) Descripción de la cimentación de los tanques y la solución de inclusiones rígidas, (b) Estimación de asientos para el depósito de 24 m de diámetro durante el hydrotest.

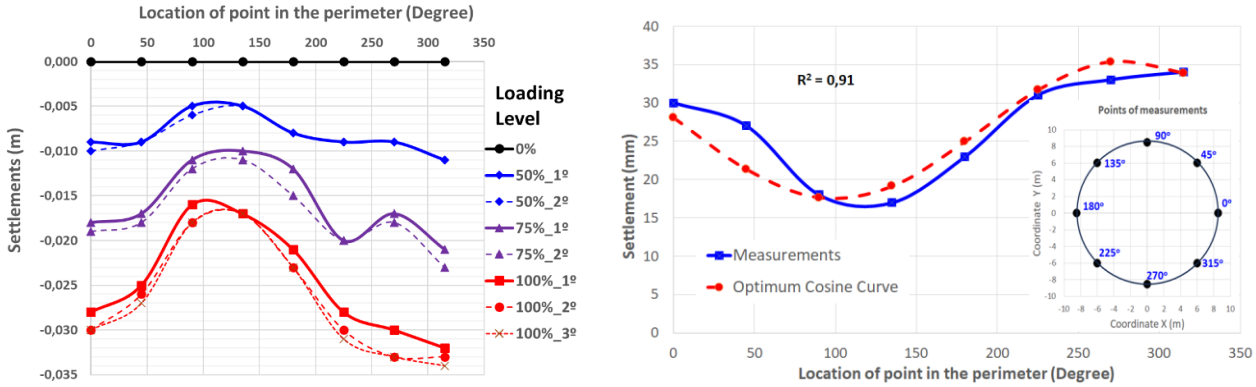


Figura 11. (a) Medición del asiento para cada fase de carga durante el hydrotest, (b) Análisis del asiento diferencial e inclinación del sólido rígido, según la Norma la API 653.

6. CONCLUSIONES

Se ha presentado la descripción de los principales aspectos de diseño de las cimentaciones de tanques de acero para garantizar asientos admisibles, destacando la importancia de los tipos de asiento diferencial a controlar según las Normas API. Como soluciones óptimas respecto a costes, plazos y cumplimiento de los requerimientos técnicos, se han presentado 3 casos prácticos con implementación exitosa de tratamientos de mejora del terreno mediante vibro columnas de grava, inclusiones rígidas e inclusiones rígidas de compactación. Los métodos de mejora de suelos presentados demuestran sus capacidades para acelerar el proceso de consolidación, reducir los asientos, aumentar la capacidad portante y mitigar la licuación del suelo.

REFERENCIAS

Andreani, J. L. and Carr, N. A. (2007). Final report on the study of out-of-plane tank settlement. *API SCAST, SCI. Washington, D.C.*

American Petroleum Institute (2014). API Standard 653. *Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction, 5th Ed., Washington, 2014.*

EN-14731 (2005). Execution of special geotechnical works–Ground treatment by deep vibration. *European Standard.*

Boulanger R.W. and Idriss I.M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. *Report No. UCD/CGM-14/01. Center for Geotechnical Modelling, CA Univ., Davis.*

Japanese Geotechnical Society (JGS). A.A. Balkema (1998). *Remedial measures against soil liquefaction. From investigation and design to implementation*

Marcuson, W. F., Hynes, M. E., and Franklin, A. G. (1990). Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments, *Earthquake Spectra. 6(3), 529-72.*

ASENTAMIENTO A LARGO PLAZO DE UN SILO EN TERRENO PORTUARIO MEJORADO CON COLUMNAS DE GRAVA FLOTANTES

Khaoula CHENCHE[(1)*], Jorge CASTRO GONZALEZ[(2)] y Meriem Fakhreddine BOUALI[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias y Tecnología, Laboratorio InfraRES
Universidad de Mohamed Cherif Messaadia, Souk Ahras, Argelia
*k.chenche@univ-soukahras.dz

[(2)] Grupo de Geotecnia, Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales
e Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria

RESUMEN

Este artículo analiza las condiciones geotécnicas que provocaron problemas de asientos en una losa de cimentación de hormigón armado, de 58 m de diámetro, destinada a soportar un silo de almacenamiento de 80.000 toneladas en el puerto mediterráneo de Béjaïa, en el noreste de Argelia. La cimentación se apoya sobre un estrato compresible de suelo blando de 39 m de espesor, mejorado mediante un gran conjunto de columnas de grava flotantes de 19 m de longitud, con un diámetro medio de 0,8 m y separadas 1,6 m. A pesar de este tratamiento de mejora del terreno, y debido fundamentalmente a que las columnas de grava eran flotantes, es decir 19 m de longitud frente a los 39 m de espesor de suelos blandos, el silo experimentó un asiento progresivo debido a las cargas aplicadas de entre 60 kPa y 310 kPa, lo que acentuó las deformaciones en los suelos blandos de baja permeabilidad y puso de manifiesto las limitaciones del diseño original. En abril de 2017, el asiento registrado alcanzó 66,7 cm, más del doble del límite admisible de 30 cm fijado para este tipo de silos de hormigón armado. Este caso ilustra las consecuencias de no considerar el comportamiento a largo plazo de estos suelos blandos y la eficacia limitada de un tratamiento de mejora del terreno con columnas de grava flotantes frente a cargas repartidas como en el caso presentado. Para analizar el problema presentado, se ha realizado una investigación numérica del asiento a largo plazo de columnas de grava flotantes y la influencia de los niveles de carga aplicados. El objetivo es destacar la necesidad de incluir los efectos de consolidación en el diseño de cimentaciones sobre suelos compresibles de gran espesor y proporcionar orientaciones prácticas para la aplicación de columnas de grava flotantes en infraestructuras portuarias y costeras similares.

ABSTRACT

This paper analyzes the geotechnical conditions that led to settlement problems in a reinforced concrete raft foundation, 58 m in diameter, designed to support an 80,000-ton storage silo at the Mediterranean Port of Béjaïa in northeastern Algeria. The foundation rests on a 39 m thick layer of compressible soft soil improved with a large group of floating stone columns 19 m in length, with an average diameter of 0.8 m and a spacing of 1.6 m. Despite the ground improvement technique, and mainly because the stone columns were floating (19 m in length compared with the 39 m thickness of soft soils), the silo experienced progressive settlement under applied loads ranging from 60 kPa to 310 kPa. These loads increased the deformation of the low-permeability soft soils and revealed the limitations of the original design. By April 2017, the recorded settlement reached 66.7 cm, more than double the admissible limit of 30 cm specified for

reinforced concrete silos. This case illustrates the consequences of not considering the long-term behavior of these soft soils and the limited effectiveness of ground improvement with floating stone columns under distributed loads such as those applied in the present case. To analyze the problem, a numerical investigation of the long-term settlement of floating stone columns and the influence of the applied load levels was carried out. The objective is to highlight the necessity of including consolidation effects in the design of foundations on thick compressible soils and to provide practical guidance for the application of floating stone columns in similar harbor and coastal infrastructures.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Consolidación (Consolidation), Columna de grava flotante (Floating stone column), Asientos (Settlement).*

1. INTRODUCCIÓN

Los suelos compresibles, particularmente las arcillas y limos blandos, se caracterizan por su baja permeabilidad, lo que conduce a una consolidación lenta y al desarrollo progresivo de presiones intersticiales excesivas bajo carga (e.g., Beyene et al., 2023). Como resultado, pueden producirse asientos significativos a lo largo del tiempo, que comprometen potencialmente el estado límite de servicio (ELS) a largo plazo de las estructuras que se pretende cimentar sobre estos suelos. La construcción de infraestructuras pesadas sobre este tipo de depósitos constituye, por tanto, un desafío importante en la práctica de la ingeniería geotécnica.

Las columnas de grava constituyen una técnica de mejora del terreno ampliamente adoptada para reducir los asientos y acelerar la consolidación. Al modificar el comportamiento tensional y las deformaciones del suelo natural y proporcionar un camino de drenaje vertical, disminuyen las presiones intersticiales y reducen los tiempos de consolidación. Numerosos estudios han confirmado su eficacia en la mejora de suelos blandos y el control de asientos, además de ofrecer una alternativa económicamente competitiva frente a cimentaciones profundas tradicionales, como son los pilotes, con reducciones de coste el orden del 30-40% en casos de aplicación análogos (Guetif y Bouassida, 2005).

Las columnas de grava se construyen como inclusiones verticales de material granular compactado, utilizando la vía seca o húmeda (e.g., Tabchouche y Bouassida, 2020). Cuando las columnas alcanzan un estrato competente, el asiento que experimenta la punta de las columnas es despreciable. Sin embargo, en muchas situaciones prácticas, la capa rígida se encuentra a gran profundidad, lo que hace que las columnas de grava flotantes sean la única opción viable. En este caso, la determinación de la profundidad de tratamiento se convierte en un parámetro de diseño crucial debido a la interacción continua entre la columna y el suelo compresible circundante (Miranda et al., 2021).

Se han propuesto diversos enfoques analíticos y numéricos para predecir el comportamiento de suelos mejorados con columnas de grava (e.g., Van Impe y De Beer, 1983; Schweiger y Pande, 1986; Mitchell y Huber, 1985). Entre ellos, la idealización de ‘‘celda unidad’’ en simetría axial resulta particularmente eficaz para modelar grandes grupos de columnas bajo cargas repartidas, permitiendo una evaluación rigurosa tanto de los asientos como del proceso de consolidación. Este modelo geométrico de ‘‘celda unidad’’ ha sido ampliamente adoptado por investigadores (e.g., Priebe, 1976; Balaam y Booker, 1981; Van Impe y Madhav, 1992; Ambily y Gandhi, 2007; Castro y Sagaseta, 2011; Ng y Tan, 2014; Castro et al., 2014; Doan y Fatahi, 2020) para analizar grupos de columnas de grava sometidos a cargas uniformes, validando modelos numéricos y mejorando la fiabilidad de las predicciones sobre el comportamiento de las columnas.

Empleando el modelo geométrico de ‘‘celda unidad’’, este trabajo investiga el papel crítico de los asientos a largo plazo en el diseño de grandes grupos de columnas de grava flotantes, a través de análisis no drenados y de consolidación de una cimentación mediante losa circular de hormigón armado de 58 m de diámetro que soporta un silo en el Puerto de Béjaïa. En el artículo, se comparan las predicciones de asientos a corto plazo (no drenados) y a largo plazo (consolidación), destacando la influencia de los niveles de carga y de los efectos de consolidación sobre el comportamiento global de la cimentación y la fiabilidad del diseño.

Los resultados muestran que un diseño basado únicamente en los asientos inmediatos (a corto plazo) puede ser poco conservador, haciendo que la consideración explícita del comportamiento a largo plazo sea esencial para un diseño adecuado de cimentaciones con columnas de grava flotantes.

2. CASO DE ESTUDIO: SILO EN EL PUERTO DE BÉJAÏA

La presente investigación se llevó a cabo tras el fallo de un silo de almacenamiento de 80.000 toneladas, para el cual parece probablemente que en el diseñó no se consideró completamente el análisis de consolidación del terreno mejorado con columnas de grava flotantes, constituyendo un factor determinante en el problema. La estructura se encuentra sobre el nuevo muelle del Puerto de Béjaïa, en el noreste de Argelia, ocupando aproximadamente 8 hectáreas de depósitos compresibles (Bahar et al., 2018).

La construcción del silo finalizó en 2008 y consta de una superestructura metálica con un diámetro de 54,3 m y una altura de 63 m, con un peso propio aproximado de 3.000 toneladas. Está cimentado mediante una losa rígida de hormigón armado de 58 m de diámetro y 0,5 m de espesor, apoyada en un gran grupo de columnas de grava flotantes de 19 m de longitud (L_c = 19 m), dispuestas en una malla triangular regular con una separación de 1,6 × 1,6 m² (S_c = 1,6 m). Estas columnas no alcanzan el estrato competente, que se sitúa a una profundidad de aproximadamente 39 m.

A lo largo de los años, el silo estuvo sometido a cargas variables comprendidas entre 60 kPa y 310 kPa, lo que amplificó progresivamente los asientos. En abril de 2017, el asiento medido alcanzó 66,7 cm (Saadaoui y Bahar, 2020), superando ampliamente el valor admisible de 30 cm recomendado por Polshin y Tokar (1957) para cimentaciones de silos de hormigón armado, lo que evidencia claramente la necesidad de incorporar en el diseño de sistemas de columnas de grava flotantes tanto el análisis de consolidación como la consideración de los niveles de carga aplicados.

3. MODEL NUMÉRICO

El análisis numérico del presente estudio se realizó utilizando el software de elementos finitos *Plaxis*^{2D}. El objetivo del análisis numérico era simular el asiento del silo objeto de estudio, situado en el puerto de Béjaïa, mejorado mediante columnas de grava flotantes, considerando su evolución temporal bajo diferentes condiciones de carga. Para ello, se empleó la idealización geométrica de ‘‘celda unidad’’ en simetría axial. De esta forma, el modelo geométrico está formado por una única columna ubicada en el centro de una extensa malla de columnas, rodeada por un cilindro que representa el suelo circundante adyacente.

El diámetro de la celda unidad (d_e) refleja el área de influencia de la columna, basado en la malla de columnas empleada y la separación entre columnas, utilizando la equivalencia de áreas para definir esta zona de influencia. Al igualar las áreas, la zona de influencia de cada disposición de columnas puede calcularse como:

$$d_e = c_g S_g \tag{1}$$

donde c_g es una constante que depende de la geometría de la disposición de las columnas, con valores de 1,05, 1,13 y 1,29 para mallas de columnas triangular, cuadrada y hexagonal, respectivamente (e.g., Balaam y Booker, 1981) (Figura 1). En consecuencia, el modelo de celda unidad aproxima la zona de influencia de planta hexagonal como un cilindro con un diámetro equivalente de 1,68 m (d_e = 1,68 m).

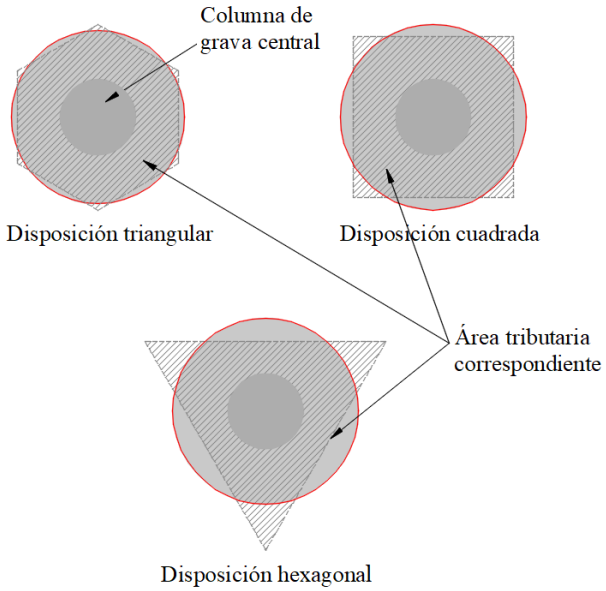


Figura 1. Área tributaria asociada a la columna de grava (Chenche et al., 2024).

El análisis numérico presentado emplea la geometría exacta y las propiedades de los materiales correspondientes al sitio del puerto de Béjaïa, según lo recogido por Saadaoui y Bahar (2020). El modelo representa un perfil de suelo compresible de 47 m de espesor, compuesto por cuatro capas horizontales, con el nivel freático situado a 2,5 m bajo la superficie del terreno. Dada la simetría axial, se modela únicamente una sección radial de la celda unidad. El modelo de celda unidad, ilustrado en la Figura 2, representa una única columna de grava flotante de radio 0,40 m (r_c = 0,4 m), sometida a presiones aplicadas comprendidas entre 60 kPa y 310 kPa. La relación de sustitución de área se define como $\alpha = 0{,}22$, donde $\alpha = A_c/A$ (siendo A_c el área de la sección transversal de la columna de grava y A el área total de la zona de influencia). La relación de profundidad se calcula como $\beta = 0{,}40$, donde $\beta = L_c/H$ (donde L_c es la longitud de la columna y H el espesor total de las capas de suelo compresible). La Figura 2 muestra asimismo la discretización de la malla de elementos finitos y las condiciones de contorno adoptadas en el presente análisis.

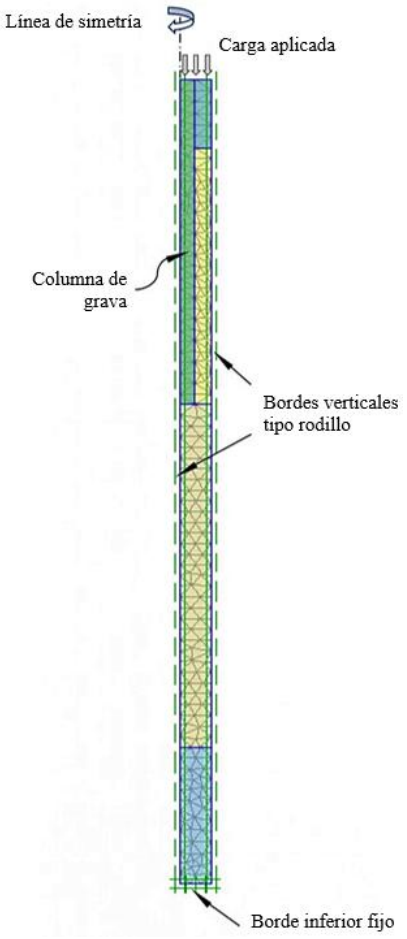


Figura 2. Modelo de celda unidad adoptado para la investigación numérica (Chenche et al., 2024).

Las propiedades del suelo y de las columnas de grava flotantes empleadas en el modelo se presentan en la Tabla 1 y la Tabla 2. En el terreno natural se distinguieron de forma simplificada 4 capas: grava gruesa arcillosa (de 0,0 m a 3.5 m), limos arcillosos/arenosos (de 3.5 m a 19 m), arenas limosas grisáceas (de 19 a 39 m) y arcilla margosa (de 39 m a 47 m). El modelo constitutivo empleado para simular tanto la columna de grava como el suelo blando circundante fue el modelo ‘‘Mohr-Coulomb’’ (elasto-plástico perfecto con el criterio de plastificación/rotura de Mohr-Coulomb y una ley de flujo plástico no asociada con un ángulo de dilatancia constante). Los parámetros del suelo y de las columnas se obtuvieron a partir de una combinación de ensayos in situ y ensayos de laboratorio, incluyendo análisis granulométricos, ensayos de corte directos consolidados con drenaje, ensayos edométricos y ensayos presiométricos (Saadaoui y Bahar, 2020).

Tabla 1. Propiedades de las capas de suelo (Saadaoui y Bahar, 2020).

Parámetros	**Espesor [m]**	**γ_s [kN/m^3]**	**φ' [deg]**	**c' [kPa]**	**E' [MPa]**	**ν' [-]**	**ψ [deg]**
Grava gruesa arcillosa	3,50	15,50	30	1	20	0,33	0
Limos arcillosos/arenosos	15,50	15	13	25	6	0,35	0
Arenas limosas grisáceas	20	16	13	18	8	0,35	0
Arcilla margosa	8	17	23	30	15	0,32	0

Tabla 2. Propiedades de las columnas de grava flotantes (Saadaoui y Bahar, 2020).

Parámetros	Longitud [m]	γ_s [kN/m^3]	φ' [deg]	c' [kPa]	E' [MPa]	ν' [-]	ψ [deg]
Columna de grava	19	21	40	1	60	0,33	0

Debido a la naturaleza permeable de las columnas de grava estrechamente espaciadas, se empleó una permeabilidad efectiva de 1,16 × 10^{-4} m/día, según lo recogido por Saadaoui y Bahar (2020), para reflejar el incremento del drenaje proporcionado por la disposición de las columnas. Además, las propiedades mecánicas del suelo circundante se ven mejoradas por la vibro-compactación durante la instalación de las columnas, lo que genera un mayor confinamiento. Por ello, el coeficiente de presión lateral de tierras (K) cercano a las columnas se establece en 1, recogiendo de forma aproximada esta mejora debido a la instalación de las columnas (Priebe, 1995).

3.1. CONDICIONES DE CONTORNO

En el modelo numérico se aplicaron las siguientes condiciones de contorno correspondientes al modelo de "celda unidad" y que suelen ser las habituales: (1) contornos verticales con desplazamientos horizontalmente restringidos (ux = 0), permitiendo desplazamiento vertical libre (uy = libre) y (2) contorno inferior con los desplazamientos horizontal y vertical restringidos (ux = uy = 0), simulando un contacto perfectamente rugoso con el substrato de margas subyacente.

Asimismo, no se asignaron elementos de interfaz entre la columna de grava flotante y las capas de suelo circundantes, ya que se asumió una unión perfecta en su interfaz como suele ser habitual. Esta hipótesis refleja el mecanismo predominante de deformación por ensanchamiento radial de la columna de grava, lo que minimiza la probabilidad de deslizamiento (rotura por corte) en la interfaz columna-suelo (Das y Deb, 2019).

3.2. MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

El modelo de celda unidad se discretizó utilizando elementos finitos triangulares de 15 nodos. Se realizo un análisis de convergencia de la malla, ajustando el nivel de finura de la malla global desde muy gruesa hasta muy fina, hasta identificar el tamaño óptimo de los elementos. La malla seleccionada (muy fina) consistió en aproximadamente 6.807 nodos y 775 elementos, con un tamaño medio de elemento de 0,23 m, logrando alta precisión y una diferencia relativa inferior a ±2% entre los asientos calculados y los medidos en campo. Así, el asiento superficial (al cabo de 9 años) simulado por elementos finitos fue de 67,5 cm, muy similar al asiento medido en campo de 66,7 cm, trascurridos 9 años. El análisis de sensibilidad de la malla se resume en la Figura 3, siendo la diferencia relativa la diferencia entre el asiento al cabo de 9 años simulado numéricamente y el medido en campo.

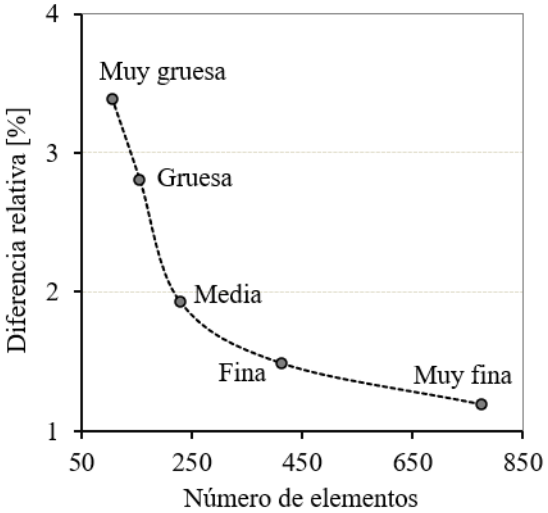


Figura 3. Análisis de convergencia de la malla.

3.3. ANÁLISIS DE LA CONSOLIDACIÓN

El análisis del proceso de consolidación se llevó a cabo utilizando la teoría de Biot, tal como está implementada en el código comercial de elementos finitos Plaxis^{2D}, la cual considera la disipación de los excesos de presión

intersticial a través del flujo de agua en los poros tanto horizontal como vertical, generando cambios volumétricos a lo largo del tiempo y acoplado con la respuesta tensión-deformación del terreno (e.g., Das y Deb, 2019).

Para representar las condiciones de contorno relativas al drenaje: (1) el vertical derecho se consideró impermeable para representar el límite del diámetro exterior del suelo, que es impermeable por simetría; (2) el límite izquierdo también es impermeable debido a que es el eje de simetría axial, y (3) el límite inferior se consideró también impermeable a 47 m debido a la presencia de un substrato impermeable de margas grises compactas. El límite superior permaneció abierto al drenaje, reflejando las condiciones reales del sitio.

El análisis simuló la aplicación gradual de la carga la que ha estado sometido el silo en diferentes fases, alcanzando una sobrecarga máxima de q = 310 kPa. Este enfoque de carga aplicada en diferentes fases no sólo recoge de forma bastante aproximada la historia de carga real del silo, sino que también permite obtener información crítica sobre el comportamiento a largo plazo del suelo tratado con columnas de grava flotantes bajo presiones continuas y progresivas, que constituye el objetivo principal de esta investigación.

Las fases de carga reflejaron el peso progresivo del silo y las cargas asociadas a las actividades de almacenamiento y carga (Saadaoui y Bahar, 2020). Se aplicó inicialmente una sobrecarga uniforme de 60 kPa bajo condiciones no drenadas, representando el esfuerzo inicial inducido por la estructura.

El análisis de consolidación se dividió en fases para reflejar el ciclo de vida operativo del silo, con un tiempo total de análisis drenado de 3.120 días (aproximadamente 9 años), alineado con las mediciones de campo realizadas entre noviembre de 2008 y abril de 2017 (Saadaoui y Bahar, 2020).

Las fases de carga, estructuradas para reflejar las condiciones reales, fueron las siguientes:

- Fase 1: q = 60 kPa, de 0 a 400 días;
- Fase 2: q = 70 kPa, de 400 a 600 días;
- Fase 3: q = 210 kPa, de 600 a 800 días;
- Fase 4: q = 255 kPa, de 800 a 1.120 días;
- Fase 5: q = 260 kPa, de 1.120 a 1.200 días;
- Fase 6: q = 270 kPa, de 1.200 a 1.320 días;
- Fase 7: q = 290 kPa, de 1.320 a 3.080 días;
- Fase 8: q = 310 kPa, de 3.080 a 3.120 días.

4. VALIDACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

La validación del modelo numérico se realizó comparando los asientos predichos con las mediciones de campo in situ a lo largo del tiempo, durante los 9 años de los que se disponía de lecturas, tal y como se muestra en la Figura 4.

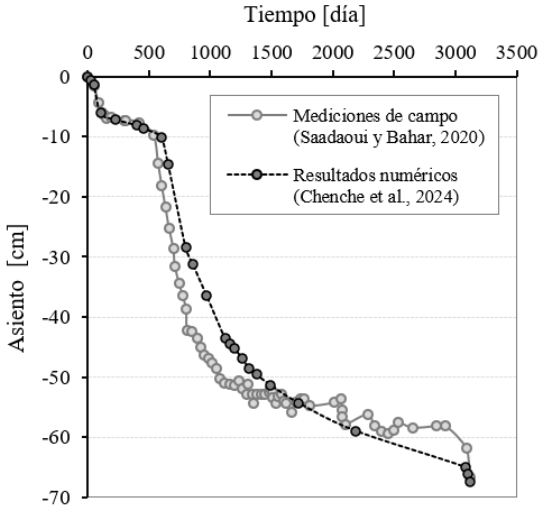


Figura 4. Comparación entre los resultados numéricos y los registros in situ de la evolución del asiento en la superficie de la columna de grava central.

Durante los primeros 500 días, el modelo coincide estrechamente con los datos de campo, mostrando un comportamiento de asiento similar. Sin embargo, más allá de este período, las predicciones comienzan a divergir, subestimando el asiento hasta en 10 cm alrededor de los 1.700 días. Posteriormente, esta tendencia

se invierte, con asientos predichos que superan los valores medidos hasta en 6 cm. Finalmente, el asiento superficial predicho final alcanza 67,5 cm, ajustándose bastante bien al asiento medido de 66,7 cm registrado en abril de 2017, al cabo de 9 años (Saadaoui y Bahar, 2020).

5. ANALYSIS Y DISCUSION DE LOS RESULTADOS

Al evaluar del comportamiento del terreno de cimentación de un silo mejorado con columnas de grava flotantes en el puerto de Béjaïa, se pudieron extraer algunas conclusiones interesantes sobre la efectividad para mitigar problemas de asiento de las columnas de grava. El asiento por consolidación a lo largo del tiempo, influido por el incremento de las cargas, puede generar daños estructurales significativos, como se evidenció en el caso del silo, donde el asiento superó ampliamente los límites aceptables.

Según Polshin y Tokar (1957), el asiento admisible para cimentaciones de hormigón armado de silos es de 30 cm, aunque estos límites absolutos se establecen de forma general y un análisis más detallado debe realizarse en base a asientos diferenciales y distorsiones angulares. El asiento registrado de 66,7 cm en abril de 2017, casi diez años después de la puesta en servicio, excede significativamente el límite general de 30 cm. Esto subraya la importancia crítica de incorporar tanto el asiento a largo plazo como la carga máxima aplicada en el diseño de columnas de grava flotantes.

Además, el asiento excesivo observado evidencia que los suelos compresibles, debido a su baja permeabilidad, requieren períodos prolongados para que se disipen los excesos de presión intersticial. Por tanto, una consideración detallada del proceso de consolidación es esencial para prevenir daños estructurales y garantizar el adecuado comportamiento de la estructura.

La investigación revela que un gran grupo de columnas de grava flotantes con un diámetro de 0,8 m y una longitud de 19 m no es suficiente para asegurar la estabilidad y durabilidad del silo en el sitio de estudio del puerto de Béjaïa. La lenta disipación de los excesos de presión intersticial en los suelos portuarios blandos conduce a un asiento gradual, lo que resalta la necesidad de una evaluación completa de la deformación a largo plazo durante el proceso de diseño. Las columnas de grava flotantes correctamente diseñadas son fundamentales para acelerar la consolidación de suelos saturados compresibles y prevenir daños estructurales.

Por otra parte, el asiento inmediato del silo, predicho bajo condiciones no drenadas y sometido a una sobrecarga aplicada de 310 kPa, es de sólo 17,6 cm, por debajo del límite admisible de 30 cm. Esto enfatiza la importancia de incorporar un análisis detallado de consolidación para predecir con precisión el comportamiento a largo plazo y determinar el diseño adecuado que asegure la estabilidad de estructuras construidas sobre suelos saturados compresibles.

En general, el análisis realizado proporciona información valiosa tanto para la comprensión académica del proceso como para aplicaciones prácticas en ingeniería, y resaltan la importancia de considerar los asientos a corto y largo plazo en el proceso de diseño, especialmente al determinar los asientos admisibles según el tipo de cimentación.

6. CONCLUSIONES

El análisis numérico presentado proporciona información sobre la efectividad de las columnas de grava flotantes para mitigar problemas de asentamiento, particularmente en suelos blandos y compresibles, empleando como caso de referencia el de un silo en el puerto de Béjaïa. Los resultados revelan que, si bien estas columnas reducen los asientos, es fundamental considerar cuidadosamente el comportamiento de los asientos a largo plazo y las cargas máximas aplicadas para lograr un diseño eficaz. El asiento observado de 66,7 cm en el silo, excede el límite admisible y subraya la necesidad de un análisis de consolidación detallado para prevenir daños estructurales.

La investigación destacó los desafíos que plantean los suelos de baja permeabilidad, que requieren períodos prolongados para la disipación de los excesos de presión intersticial, enfatizando la necesidad de evaluar la deformación a largo plazo. Además, sin una evaluación adecuada de la carga máxima aplicado, el diseño resulta inadecuado. La presión ejercida por la construcción influye de manera significativa en el diseño de las columnas de grava flotantes, por lo que es vital considerar los niveles de carga durante el proceso de diseño.

En resumen, esta investigación aporta conocimientos valiosos tanto para la comprensión académica como para aplicaciones prácticas en ingeniería. Al integrar estos hallazgos en las prácticas de diseño, los ingenieros

pueden mejorar la efectividad de las columnas de grava flotantes, asegurando la estabilidad y resiliencia a largo plazo de infraestructuras construidas sobre suelos compresibles. Estudios futuros deberían explorar estrategias de diseño innovadoras que permitan optimizar aún más el desempeño de estas columnas en condiciones de suelo desafiantes.

REFERENCIAS

Ambily, A. P. y Gandhi, S. R. (2007). Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, *133*(4), 405-415.

Bahar, R., Sadaoui, O., Yagoub, F. Z. (2018). Feedback of the behaviour of a silo founded on a compressible soil improved by floating stone columns. In *MATEC Web of Conferences* (Vol. 149, p. 02008). EDP Sciences.

Balaam, N. P. y Booker, J. R. (1981). Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, *5*(4), 379-403.

Beyene, A., Merka, H., Tsige, D. (2023). Suitability analysis of vertically installed scoria gravel drains for enhancing consolidation performance of clayey ground. *Results in Engineering*, *17*, 100975.

Castro, J. y Sagaseta, C. (2011). Consolidation and deformation around stone columns: Numerical evaluation of analytical solutions. *Computers and Geotechnics*, *38*(3), 354-362.

Castro, J., Karstunen, M., Sivasithamparam, N. (2014). Influence of stone column installation on settlement reduction. *Computers and Geotechnics*, *59*, 87-97.

Chenche, K., Bouali, M. F., Castro, J. (2024). Optimized Design of Floating Stone Columns for Enhanced Long-term Settlement Performance of Soft Soils. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 1-13.

Das, A. K. y Deb, K. (2019). Response of stone column-improved ground under c-ϕ soil embankment. *Soils and Foundations*, *59*(3), 617-632.

Doan, S. y Fatahi, B. (2020). Analytical solution for free strain consolidation of stone column-reinforced soft ground considering spatial variation of total stress and drain resistance. *Computers and Geotechnics*, *118*, 103291.

Guetif, Z. y Bouassida, M. (2005, September). Analytical estimate of settlement evolution of soft soil reinforced by stone columns. In *Proc., 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Vol. 3, pp. 1355-1358). Amsterdam, Netherlands: IOS Press. https://doi.org/10.1007/s13369-024-09443-2.

Impe, V. (1983). Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. In *Proceedings, 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Improvement of Ground, Helsinki* (Vol. 1, p. 309).

Miranda, M., Fernández-Ruiz, J., Castro, J. (2021). Critical length of encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* 49 (5), 1312-1323.

Mitchell, J. K. y Huber, T. R. (1985). Performance of a stone column foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, *111*(2), 205-223.

Ng, K. S. y Tan, S. A. (2014). Design and analyses of floating stone columns. *Soils and Foundations*, *54*(3), 478-487.

Polshin, D. E. y Tokar, R. A. (1957, August). Maximum allowable non-uniform settlement of structures. In *Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp. 402-405). London: Butterworth's.

Priebe, H. J. (1976). Evaluation of the settlement reduction of a foundation improved by Vibro-Replacement. *Bautechnik*, *2*, 160-162.

Priebe, H. J. (1995). The design of vibro replacement. *Ground engineering*, *28*(10), 31.

Sadaoui, O., Bahar, R. (2020). Analyse numérique et expérimentale du comportement des ouvrages fondés sur un sol mou renforcé par des colonnes ballastées flottantes. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *79*, 2721-2745.

Schweiger, H. F. y Pande, G. N. (1986). Numerical analysis of stone column supported foundations. *Computers and Geotechnics*, *2*(6), 347-372.

Tabchouche, S. y Bouassida, M. (2020). Lateral expansion of granular piles under vertical loading: Numerical and experimental investigation Proc. 4th Int. Conf. Geotech. Engineering, 9-10 March 20, Hammamet, Tunisia. Edit. Karoui et al, 179-185.

Van Impe, W. F. y Madhav, M. R. (1992). Analysis and settlement of dilating stone column reinforced soil. *ÖIAZ*, *137*(3), 114-121.

DISEÑO OPTIMIZADO DE COLUMNAS DE GRAVA FLOTANTES: CONSIDERACIONES SOBRE ASIENTO Y CARGA EN EL PUERTO DE ARGEL

Khaoula CHENCHE[(1)*], Jorge CASTRO GONZALEZ[(2)] y Meriem Fakhreddine BOUALI[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias y Tecnología, Laboratorio InfraRES
Universidad de Mohamed Cherif Messaadia, Souk Ahras, Argelia
*k.chenche@univ-soukahras.dz

[(2)] Grupo de Geotecnia, Departamento de Ciencia e Ingeniería del Terreno y de los Materiales
e Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria

RESUMEN

Este artículo analiza la selección de un diseño optimizado de columnas de grava flotantes, para poder alcanzar un asiento admisible de 7 cm, en el diseño de una zapata corrida de 16 m de ancho en la terminal de contenedores del Puerto de Argel. La zapata corrida se apoya sobre 30 m de suelos aluviales compresibles y para su análisis, se realizaron simulaciones numéricas para evaluar los asientos bajo diferentes longitudes de columna, porcentajes de sustitución de área de columnas y niveles de carga aplicados, considerando tanto condiciones drenadas a largo plazo como no drenadas a corto plazo. Los resultados indican que el aumento del porcentaje de sustitución de área de columnas reduce sustancialmente los asientos y acelera la consolidación, mientras que la longitud de las columnas presenta un efecto proporcionalmente menor en este caso. Además, los diseños basados en el comportamiento a largo plazo requieren hasta un 40% más de sustitución de área en comparación con aquellos que se basan únicamente en el asiento inmediato a corto plazo, lo que resalta la necesidad de integrar el análisis de consolidación en el diseño de columnas de grava flotantes en suelos compresibles. El artículo también examina la influencia de los niveles de carga sobre los diseños optimizados. El análisis muestra que cuando las cargas aplicadas son más elevadas es necesario aumentar el porcentaje de mejora del terreno original. Sin una evaluación correcta de la tensión máxima aplicada en la cimentación, el diseño puede resultar insuficiente, lo que subraya la importancia crítica de considerar los niveles de carga adecuados en el diseño de columnas de grava flotantes.

ABSTRACT

This paper investigates the selection of an optimized design for floating stone columns to achieve an allowable settlement of 7 cm in the design of a 16 m wide strip footing at the container terminal of the Port of Algiers. The footing is founded on 30 m of compressible alluvial soils, and numerical simulations were performed to evaluate settlements under different column lengths, column area replacement ratios, and applied load levels, considering both long-term conditions (drained) and short-term conditions (undrained). The results indicate that increasing the area replacement ratio substantially reduces settlements and accelerates consolidation, whereas column length shows a comparatively smaller influence in this case. In addition, designs based on long-term behavior require up to 40% higher area replacement ratios compared with those based solely on short-term immediate settlement, highlighting the importance of incorporating consolidation analysis in the design of floating stone columns in saturated compressible soils.

The study also examines the influence of load levels on optimized designs. The analysis shows that higher applied loads require greater improvement ratios. Without a proper evaluation of the maximum stress applied at the foundation level, the resulting design may be insufficient, emphasizing the critical importance of considering appropriate load levels in the design of floating stone columns.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Consolidación (Consolidation), Columnas de grava flotante (Floating stone columns), Diseño optimizado (Optimized design).*

1. INTRODUCCIÓN

La construcción sobre suelos saturados y compresibles suele ser inevitable en zonas costeras debido al desarrollo urbano y a la creciente demanda de infraestructuras portuarias y marítimas. Estos suelos, generalmente constituidos por depósitos aluviales de cierto espesor, son propensos a grandes asientos y a una consolidación lenta, lo que hace que el diseño de cimentaciones.

Las columnas de grava constituyen una solución fiable y económicamente viable para este tipo de condiciones de suelos. Sus funciones principales son redistribuir las cargas aplicadas, reducir los asientos, acelerar la consolidación, mejorar la capacidad portante y la estabilidad y reducir el potencial de licuación. Cuando se diseñan adecuadamente, las columnas de grava pueden incrementar significativamente la capacidad portante de suelos blandos y compresibles, como arcillas blandas, proporcionando una solución eficaz para soportar cargas moderadas en zonas críticas y garantizando al mismo tiempo la estabilidad y durabilidad a largo plazo de la cimentación en estos suelos.

El diseño de columnas de grava requiere de métodos de cálculo específicos para esta técnica de mejora del terreno, con especial atención a los asientos y la capacidad portante (e.g., Bouassida, 2016; Imam et al., 2021). El análisis de asientos resulta especialmente importante, ya que el material de relleno de las columnas, generalmente grava, mejora las propiedades geotécnicas de los suelos blandos, influyendo directamente en su capacidad para soportar cargas y deformarse (Chenche et al., 2024). En el caso de columnas de grava flotantes**,** donde la base de la columna no alcanza un estrato competente, la longitud de la columna se convierte en un parámetro clave del diseño, influyendo de manera significativa tanto en el control de los asientos como en el proceso de consolidación del suelo mejorado (e.g., Miranda et al., 2021).

Numerosos investigadores han centrado su atención en la optimización del diseño de columnas de grava flotantes (e.g., Bouassida et al., 2024; Remadna et al., 2020; Ng y Tan, 2014) con el objetivo de equilibrar un alto rendimiento con una cantidad mínima de material de relleno, manteniendo al mismo tiempo la fiabilidad estructural, la viabilidad constructiva y la factibilidad económica. Esto pone de manifiesto la importancia de seleccionar adecuadamente los parámetros geométricos, como la longitud de la columna y el porcentaje de sustitución de área, para lograr un comportamiento óptimo a largo plazo de las cimentaciones sobre suelos compresibles y aprovechar plenamente la eficacia de esta técnica de mejora del terreno.

El presente estudio analiza la optimización del diseño de columnas de grava flotantes para una zapata corrida de 16,38 m de ancho que soporta filas de contenedores en la terminal de contenedores del Puerto de Argel (Argelia). Mediante una idealización en simetría axial de ‘‘celda unidad’’ combinada con análisis por elementos finitos, se evalúa la influencia de la longitud de la columna y del porcentaje de sustitución de área sobre el comportamiento de asiento tanto a corto plazo (no drenados) como a largo plazo (consolidación), así como sobre el comportamiento global del diseño. Además, el análisis examina la influencia de los niveles de carga en las configuraciones optimizadas de columnas.

Los resultados muestran que, aunque el aumento tanto de la longitud de la columna como del porcentaje de sustitución de área contribuye a acelerar la consolidación, el porcentaje de sustitución de área constituye el parámetro dominante en la reducción de los asientos. Por otra parte, los diseños basados únicamente en el asiento inmediato subestiman los asientos y deformaciones, lo que resalta la importancia de considerar los efectos de consolidación y los niveles de carga aplicados en el diseño de columnas de grava flotantes.

2. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO: PUERTO DE ARGEL

El caso de estudio se centra en la plataforma de contenedores del Puerto de Argel, situada en la costa mediterránea de Argelia. La plataforma se asienta sobre suelos potencialmente deformables y licuables y está

sometida a una carga adicional derivada del almacenamiento de contenedores. Esta carga se representa como una sobrecarga uniforme de q = 55 kPa, correspondiente a la carga inducida por siete (7) filas de contenedores de 40 pies, aplicada mediante una zapata corrida de 16,38 m de ancho (Benmebarek et al., 2015).

El perfil del terreno comprende aproximadamente 30 m de depósitos aluviales compresibles, predominantemente limos y arcillas. Se distinguen tres capas principales: la capa superior, de 1 m de espesor, consiste en arenas limosas con grava; debajo de ésta se encuentra una capa de 10 a 15 m de limos arenosos arcillosos; y la tercera capa está formada por aproximadamente 14 m de arcilla margosa. El nivel freático se localiza a 1,94 m por debajo de la superficie. Los parámetros geotécnicos fueron determinados mediante una compaña de caracterización geotécnica, que incluyó ensayos de penetración estándar (SPT), ensayos de penetración con cono y medición de presión de poro (CPTu), así como ensayos edométricos y triaxiales en laboratorio (Remadna et al., 2020).

Inicialmente se consideró un gran grupo de columnas de grava con un diámetro D_c = 1,20 m. La longitud de las columnas (L_c) depende del espesor de la capa de limos arenosos compresibles, que varía entre 10 y 16 m según los perfiles geotécnicos. Las columnas se disponen en una malla triangular regular, comúnmente adoptada en la práctica. Con base a esta configuración, se calculó el diámetro equivalente de la celda unidad como d_e = 2,10 m, representando el área de influencia de cada columna según el espaciamiento y los patrones típicos de instalación. La zona de influencia se expresa como:

$$d_e = c_g S_g \tag{1}$$

donde c_g es una constante que depende de la geometría de la disposición de las columnas y se obtiene igualando, con valores de 1,05, 1,13 y 1,29 para mallas de columnas triangular, cuadrada y hexagonal, respectivamente (e.g., Balaam y Booker, 1981). Para la malla adoptada, esto corresponde a un índice de sustitución de área de α = 0,33 donde $\alpha = A_c/A$ (siendo A_c el área de la sección transversal de la columna de grava y A el área total de la zona de influencia). La disposición de las columnas se ilustra en la Figura 1.

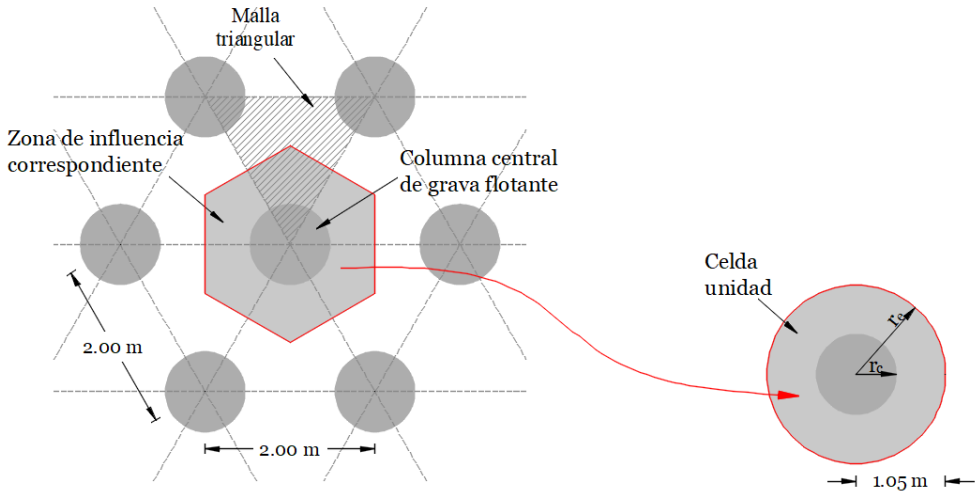


Figura 1. Disposición adoptada de las columnas de grava flotantes y el círculo equivalente correspondiente (Chenche et al., 2024).

3. MODEL NUMÉRICO

3.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

La plataforma del Puerto de Argel se analiza mediante el modelo de "celda unidad", adoptado para simular de manera eficiente el comportamiento de un gran grupo de columnas de grava flotantes, utilizando el código de elementos finitos Plaxis^{2D}. El modelo se discretizó utilizando elementos finitos triangulares de 15 nodos, y se llevó a cabo un análisis de malla considerando mallas muy gruesas, gruesas, medias, finas y muy finas. Para las simulaciones finales se seleccionó una malla muy fina, con el fin de garantizar la precisión numérica y obtener resultados fiables.

Tanto el suelo como las columnas de grava se modelan mediante la ley constitutiva denominada de ''Mohr-Coulomb'' (comportamiento elástico lineal, plástico, con una ley de flujo no asociada y ángulo de dilatancia constante, e igual a cero tanto para el suelo como para la columna). Las condiciones de contorno

correspondientes al modelo de "celda unidad" y que suelen ser las habituales son: (1) contornos verticales con desplazamientos horizontalmente restringidos (ux = 0), permitiendo desplazamiento vertical libre (uy = libre) y (2) contorno inferior con los desplazamientos horizontal y vertical restringidos (ux = uy = 0), simulando un contacto perfectamente rugoso con el substrato de margas subyacente.

Los parámetros de las capas de suelo y las columnas de grava empleadas en el análisis numérico se resumen en las Tablas 1 y 2. El modelo numérico de la celda unidad para el caso de estudio del Puerto de Argel se ilustra en la Figura 2.

Tabla 1. Propiedades de las capas de suelo (Mehenni y Boulifa, 2017).

Parámetros	**Espesor [m]**	**γ_{sat} [kN/m^3]**	**φ' [deg]**	**c' [kPa]**	**E [MPa]**	**ν [-]**	**k [m/día]**	**ψ [deg]**
Arenas limosas con grava	1	16,68	32	1	5,50	0,27	8,64 E^{-4}	0
Limos arenosos limosos	15	17,66	32	1	5,50	0,27	8,64 E^{-2}	0
Arcilla margosa	14	15,20	27	35	26	0,30	1,50 E^{-5}	0

Tabla 2. Propiedades de las columnas de grava flotantes (Mehenni y Boulifa, 2017).

Parámetros	**Longitud [m]**	**γ_{sat} [kN/m^3]**	**φ' [deg]**	**c' [kPa]**	**E [MPa]**	**ν [-]**	**k [m/día]**	**ψ [deg]**
Columna de grava	10-16	21	40	1	60	0,33	1	0

3.2. VALIDACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

Dada la limitada disponibilidad de datos experimentales y pruebas de campo sobre columnas de grava en el presente caso, se consideró conveniente contrastar los cálculos por elementos finitos con la solución propuesta por Ng y Tan (2014). La comparación consideró una columna de grava apoyada en un estrato firme con una longitud de 16 metros ($\beta = 1$), donde $\beta = L_c/H$ (donde L_c es la longitud de la columna y H el espesor total de las capas de suelo compresible) en que los cálculos analíticos arrojaron un factor de mejora de asiento de n = 2,58.

Paralelamente, el análisis numérico estimó un asiento por consolidación de 5,88 cm, lo que corresponde a un factor de mejora de asiento n = 2,55. Este resultado muestra una diferencia de solo ±1% en comparación con el valor obtenido analíticamente. Esta ligera variación resalta la robustez tanto del modelo de elementos finitos como del método analítico, reafirmando su validez para predecir con precisión el comportamiento del asiento de columnas de grava en aplicaciones geotécnicas.

Además, el análisis numérico predijo un asiento de 15 cm para el suelo previo a la mejora, coincidiendo exactamente con el valor medido en agosto de 2004 por el Departamento de Obras Públicas de Argel (DTP) (Boukarta y Moulay, 2021).

4. ANÁLISIS PARAMÉTRICO

Uno de los principales desafíos en el diseño de grupos de columnas de grava flotantes radica en determinar una configuración óptima que garantice la estabilidad y la eficacia de la mejora del suelo, minimizando el volumen de material y evitando costes excesivos. En este estudio, se analiza la influencia de las principales variables geométricas sobre el comportamiento del sistema compuesto suelo-columna. Se realizaron análisis acoplados de elementos finitos evaluando los efectos del índice de sustitución del área (α) y de la longitud de la columna (L_c), o razón de sustitución de profundidad (β). Estos parámetros se analizaron para determinar su impacto sobre el asiento total admisible en condiciones drenadas y no drenadas, garantizando así el correcto comportamiento del terreno mejorado y alcanzando un diseño optimizado.

El índice de sustitución del área se varió de acuerdo con las prácticas actuales de técnicas de vibro-sustitución, típicamente en un rango de 0,10 a 0,33 (e.g., Bouassida, 2016). Se han incluido en el análisis razones de sustitución superiores a 25%, que no son habituales en casos reales, para mostrar la respuesta en un rango amplio de valores teóricos. De manera similar, la longitud de las columnas de grava se varió entre 2 y 16 metros, conforme al perfil geotécnico del área de estudio. El límite superior de 16 metros corresponde al espesor máximo del suelo compresible en el sitio**,** asegurando que el análisis represente con precisión las condiciones locales. Al variar estos parámetros, se evaluó el impacto de las principales variables de diseño de columnas sobre el comportamiento del asiento y la estabilidad estructural, considerando también aspectos prácticos como el coste de ejecución de las columnas.

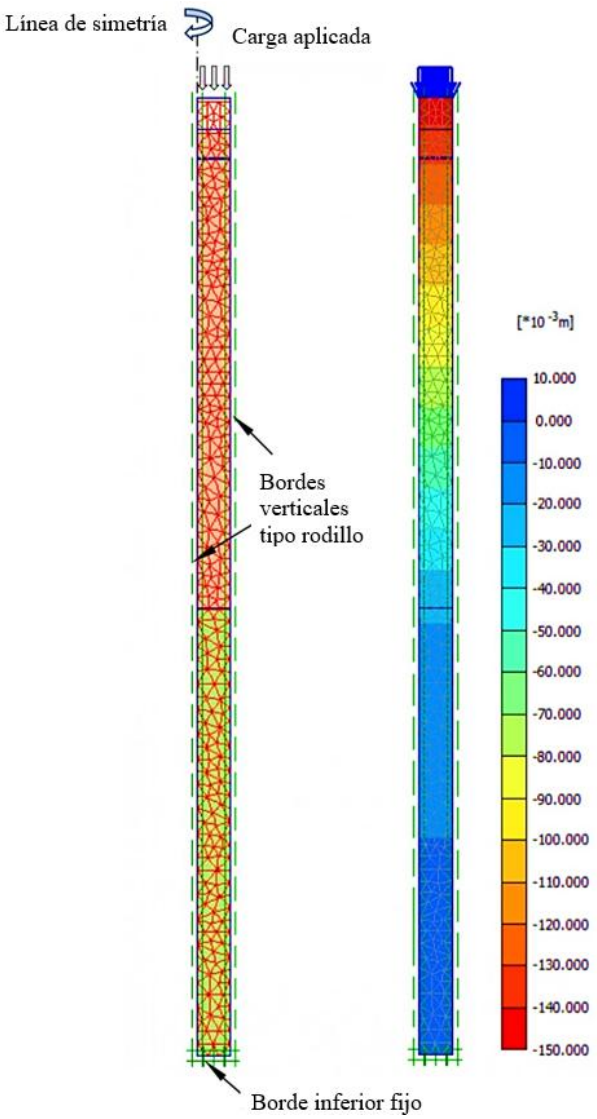


Figura 2. Modelo de celda unidad adoptado para la investigación numérica, con malla deformada, contornos de asiento, condiciones de contorno y distribución de la malla. (Chenche et al., 2024).

Como criterio de diseño, Skempton y MacDonald (1956) establecieron que el asiento máximo admisible para cimentaciones de hormigón armado sobre suelos arenosos no debe superar los 7 cm. Este estándar constituye el límite adoptado en el presente caso para limitar los asientos totales. De acuerdo con esta publicación, el enfoque de diseño propuesto asegura que el asiento total permanezca dentro del rango aceptable**,** manteniendo las deformaciones por debajo del límite de 7 cm y preservando la integridad estructural del sistema de cimentación.

Se desarrollaron un total de 48 modelos numéricos**,** proporcionando una evaluación integral de cómo estas variables geométricas influyen en los resultados de asiento. Esto permitió identificar configuraciones que reducen el asiento de manera eficiente sin emplear cantidades excesivas de material, logrando un equilibrio entre mejora del terreno y economía.

4.1. ANÁLISIS NO DRENADO

El análisis comenzó con la evaluación del asiento inmediato bajo una sobrecarga uniforme de q = 55 kPa. Los asientos inmediatos predichos para diferentes índices de sustitución de área y longitudes de columna se presentan en la Tabla 3. Estos valores permiten entender la respuesta del sistema bajo las condiciones de carga iniciales, ofreciendo información valiosa sobre cómo las variaciones geométricas afectan al comportamiento a corto plazo de las columnas de grava flotantes.

Tabla 3. Asiento a corto plazo.

Asiento [cm]		α					
		0.10	0.15	0.18	0.23	0.27	0.33
L_c **[m]**	2	12.20	11.90	11.90	11.80	11.80	11.70
	4	11.80	11.30	11.20	11.00	10.90	10.70
	6	11.40	10.70	10.50	10.10	9.90	9.60
	8	10.90	10.10	9.60	9.20	8.90	8.50
	10	10.40	9.40	8.90	8.30	7.80	7.30
	12	9.90	8.70	8.00	7.30	6.70	6.10
	14	9.40	7.80	7.10	6.20	5.60	5.00
	16	8.70	7.00	6.10	5.10	4.40	3.70

La Figura 3 muestra una tendencia clara, donde el aumento tanto del índice de sustitución de áreas como de la longitud de las columnas conduce a una reducción significativa del asiento.

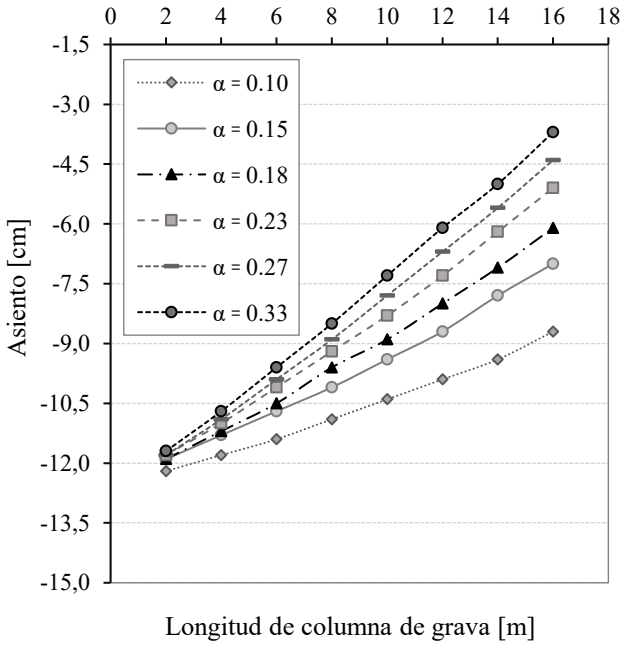


Figura 3. Influencia de α y L_c en el asiento a corto plazo.

Para el caso en que α = 0,33 y la longitud de columna L_c = 16 m, el asiento se reduce hasta 3,7 cm, lo que resalta la eficacia de las columnas de grava apoyadas sobre el estrato competente en la reducción de asientos. Sin embargo, aunque este diseño proporciona resultados favorables en términos de asiento, el volumen considerable de relleno requerido incrementa significativamente el coste total del proyecto.

A pesar de esta preocupación por el coste, es importante destacar que las columnas flotantes continúan siendo una solución económicamente eficiente en comparación con otras técnicas de mejora del terreno, especialmente considerando su capacidad para reducir de manera sustancial el asiento.

Además, el asiento máximo admisible, que no debe superarse, se alcanza con diferentes combinaciones de índice de sustitución de área y longitudes de columna**:** α = 0,15 para L_c = 16 m, α = 0,18 para L_c = 14,2 m, α = 0,23 para L_c = 12,6 m, α = 0,27 para L_c = 11,5 m, y α = 0,33 para L_c = 10,5 m. Estos valores proporcionan orientaciones para optimizar diseños que equilibren el control de asiento con la eficiencia en el uso de material, y se puede comprobar que, en estos casos de carga extensa, lo óptimo es llegar al estrato rígido.

Al evaluar el volumen correspondiente de material de refuerzo por columna, se confirma esta tendencia desde un punto de vista económico, ya que la configuración α = 0,15 y L_c = 16 m representa la solución más favorable, requiriendo aproximadamente 8,04 m³ de grava. A medida que aumenta el índice de sustitución del área, el volumen de grava requerido incrementa progresivamente: 9,03 m³ para α = 0,18 y L_c = 14,2 m, 9,89 m³ para α = 0,23 y L_c = 12,60 m, 10,93 m³ para α = 0,27 y L_c = 11,5 m, y 11,87 m³ para α = 0,33 y L_c = 10,5 m.

Esta evolución pone de manifiesto que, aunque configuraciones con columnas más cortas pueden satisfacer el criterio de asiento cuando se combinan con índices de sustitución más elevados, implican un mayor consumo

de material, grava, lo que repercute directamente en el coste global. En consecuencia, las soluciones con columnas más largas y menores índices de mejora del área permiten alcanzar un mejor compromiso entre rendimiento mecánico y consumo de material, reforzando la necesidad de considerar conjuntamente ambos parámetros en la búsqueda de un diseño óptimo.

4.2. ANÁLISIS DE LA CONSOLIDACIÓN

Para optimizar el diseño de columnas de grava flotantes, es fundamental examinar la influencia tanto del índice de sustitución de área como de la longitud de la columna sobre el asiento admisible en condiciones de consolidación, bajo una sobrecarga uniforme de q = 55 kPa. Este análisis permite orientar el diseño final, garantizando que se minimicen los problemas de asiento a largo plazo. Un resumen de los asientos por consolidación obtenidos se presenta en la Tabla 4.

Tabla 4. Asiento a largo plazo.

Asiento [cm]		α					
		0.10	0.15	0.18	0.23	0.27	0.33
L_c **[m]**	2	14.32	14.04	14.04	13.95	13.92	13.86
	4	13.96	13.49	13.33	13.16	13.02	12.84
	6	13.56	12.93	12.64	12.31	12.04	11.78
	8	13.08	12.23	11.83	11.44	11.04	10.62
	10	12.58	11.53	11.05	10.46	9.94	9.47
	12	12.04	10.82	10.18	9.44	8.89	8.28
	14	11.47	10.02	9.24	8.40	7.72	7.13
	16	10.81	9.41	8.16	7.29	6.53	5.88

El análisis numérico muestra que el asiento final por consolidación supera el límite admisible cuando se utilizan columnas de grava de punta (β = 1) con índices de sustitución de área de α = 0,10, α = 0,15, α = 0,18 y α = 0,23. No obstante, el asiento máximo admisible puede alcanzarse incluso cuando las columnas de grava son flotantes. Esto se observa para α = 0,27 con una longitud de columna L_c = 15,2 m, correspondiente a un volumen de 14,45 m³ de grava, y para α = 0,33 con L_c = 14,2 m, correspondiente a 16,05 m³ de grava.

En estos casos, cuando la longitud de la columna esta próxima a alcanzar el estrato rígido, lo óptimo es emplear columnas por punta (β = 1), por ejemplo, en el caso de α = 0,33 se emplearía un 14% más de volumen de grava que en el de α = 0,27 y lo óptimo seria usar L_c = 16 m y α = 0,25.

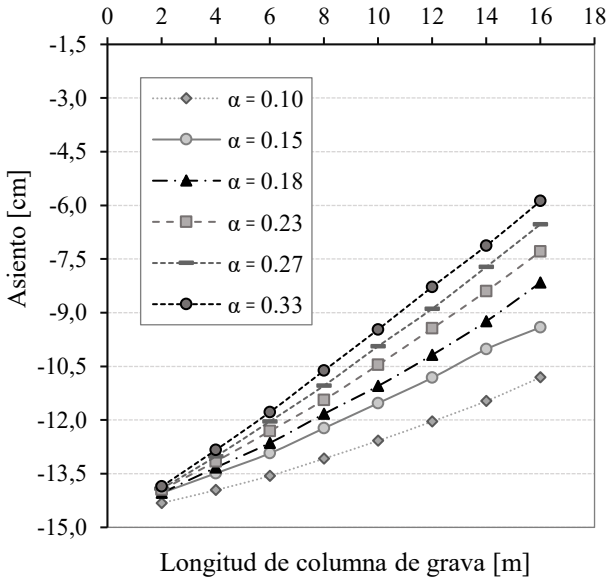


Figura 4. Influencia de α y L_c en el asiento de consolidación.

4.3. NIVEL DE CARGA

El análisis se amplió para examinar la influencia de los niveles de carga, un factor crítico en el diseño de columnas de grava flotantes, como se verá a continuación. Las Figuras 5 y 6 ilustran el efecto de la intensidad de carga sobre el comportamiento de los asientos, considerando los valores mínimo y máximo del índice de sustitución del área, con el fin de proporcionar una evaluación completa. A medida que aumentan los niveles

de carga, también lo hacen los asientos, lo que pone de manifiesto la lógica importancia de considerar la magnitud de la carga en el proceso de diseño para simular adecuadamente los asientos.

Para el caso estudiado, con un nivel de carga de 25 kPa, el asiento admisible se alcanza con una longitud de columna de 2 m para ambos índices de sustitución de área α = 0,10 y α = 0,33. Sin embargo, para α = 0,10, a medida que aumenta la carga, el asiento supera el límite admisible de 7 cm. Cabe destacar que, incluso con una columna de 16 m de longitud, que alcanza el sustrato rígido, el asiento estimado para una carga de q = 50 kPa es de 9,7 cm. En este nivel de carga, el asiento admisible puede alcanzarse mediante columnas flotantes de 14 m de longitud o mediante una columna por punta de 16 m para α = 0,33. Estos resultados ponen de relieve la necesidad de emplear índices de sustitución del área más altos cuando las cargas son elevadas, como se observa en las gráficas presentadas.

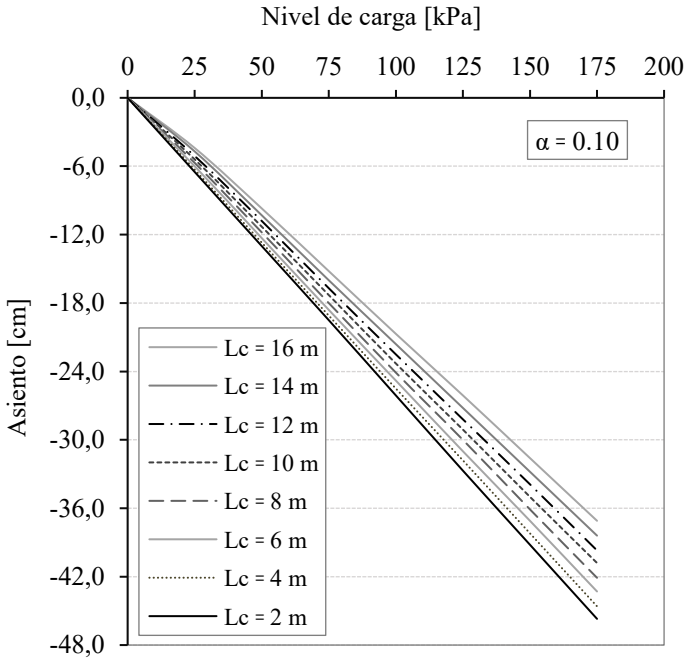


Figura 5. Influencia de α y L_c en el asiento de consolidación.

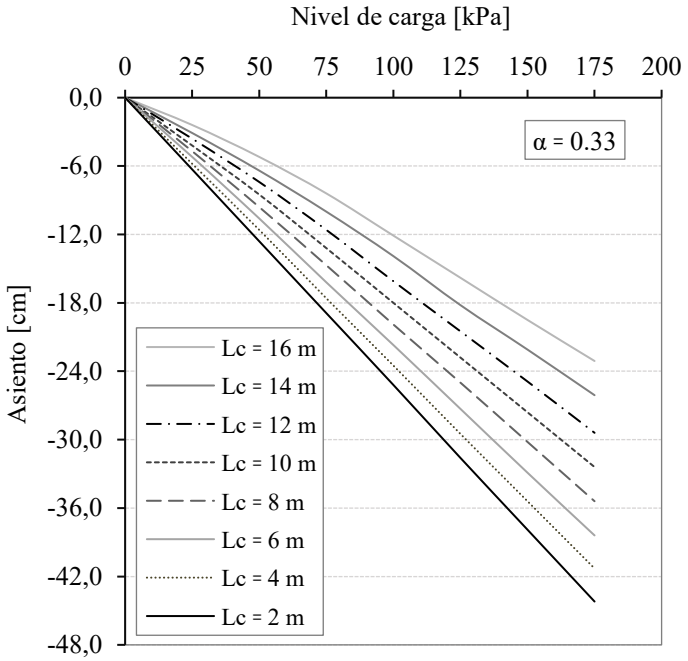


Figura 6. Influencia de α y L_c en el asiento de consolidación.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El coste de la técnica de vibro-sustitución (columnas de grava) depende notablemente de la fracción volumétrica del material granular (grava). A corto plazo, una columna grava que alcanza un sustrato rígido con una longitud de 16 m y un índice de sustitución de área $\alpha = 0,15$ se identifica como un diseño optimizado, proporcionando un asiento estimado dentro del límite admisible de 7 cm. Sin embargo, para condiciones a largo plazo, se requiere un tratamiento con columnas de grava más intenso. Esto implica utilizar columnas con una longitud de 16 m y $\alpha = 0,25$, de forma óptima, o en su defecto, columnas flotantes con $\alpha = 0,27$ para $L_c = 15,3$ m y $\alpha = 0,33$ para $L_c = 14,2$ m.

Es importante destacar que estas configuraciones a largo plazo difieren significativamente de aquellas determinadas bajo condiciones no drenadas, lo que pone de manifiesto la importancia de considerar el comportamiento a largo plazo de los suelos saturados y compresibles en el diseño de columnas de grava. En particular, los resultados indican que los requisitos de diseño para columnas flotantes bajo condiciones a largo plazo requieren un incremento aproximado del 40% en el índice de sustitución del área en comparación con las condiciones a corto plazo. Esta diferencia demuestra que los diseños basados únicamente en el comportamiento del asiento a corto plazo no suelen garantizar un asiento adecuado con el paso del tiempo, lo que hace necesario ajustar el diseño, por ejemplo, aumentando el índice de sustitución del área, para asegurar un asiento reducido tanto a corto como a largo plazo (Chenche et al., 2024).

Asimismo, el análisis demuestra que mayores longitudes de columna se asocian con menores asientos finales por consolidación. No obstante, su influencia en la reducción del asiento es menos significativa en comparación con el índice de sustitución del área. Por ejemplo, al incrementar la longitud de la columna de 2 m a 16 m para $\alpha = 0,10$, el asiento disminuye solo un 25%, mientras que para $\alpha = 0,33$ la reducción es más significativa, alcanzando 60%. Este efecto se vuelve menos pronunciado para columnas más cortas, donde el comportamiento es prácticamente similar entre los valores bajos del índice de mejora del área. La diferencia relativa en el asiento final por consolidación entre $\alpha = 0,33$ y $\alpha = 0,10$ para una longitud de columna de 2 m es aproximadamente ±3,26 %. Esto sugiere que la subcapa compresible no mejorada desempeña un papel importante en el comportamiento global y en el proceso de consolidación del sistema, y que las variaciones en el índice de sustitución del área influyen tanto en la magnitud de la deformación como en la longitud óptima de las columnas de grava flotantes.

Finalmente, el estudio destaca que la carga aplicada desempeña un papel determinante en el diseño de columnas de grava flotantes, evidenciando la interacción entre los niveles de carga y los parámetros de diseño necesarios para garantizar tanto la reducción de asientos requerida como la viabilidad económica. A medida que la carga aumenta, las exigencias sobre la configuración de las columnas, en particular en términos del índice de sustitución del área y la longitud de las columnas, se vuelven más estrictas, lo que requiere una cuidadosa consideración de estas variables para controlar los asientos. Esta conclusión coincide con los resultados de Ng y Tan (2014) y Remadna et al. (2020), quienes también identificaron la influencia predominante de las condiciones de carga en el proceso de diseño de columnas de grava.

6. CONCLUSIONES

En este artículo se realizaron análisis de elementos finitos utilizando el modelo de ‘‘celda unidad’’, valido para cargas extensas con el objetivo de investigar la influencia de dos variables geométricas clave en el diseño, el índice de sustitución del área y la longitud de las columnas, en el asiento de suelos blandos. Los resultados muestran que centrarse únicamente en el asiento inmediato a corto plazo resulta lógicamente insuficiente al diseñar grandes grupos de columnas de grava flotantes para la mejora de suelos saturados y compresibles. Por lo tanto, es necesario considerar la consolidación en el proceso de diseño o calcular asientos drenados.

En el caso de columnas de grava flotantes, es necesario en cada caso evaluar las posibles soluciones que permiten reducir asientos en términos de longitud de columna y factor de sustitución de áreas, siendo siempre más óptimo para el caso de cargas extensas, si es posible, emplear columnas que alcancen un sustrato rígido.

El estudio también destaca la necesidad de evaluar correctamente la carga máxima aplicada, ya que esta controla el comportamiento de los asientos.

REFERENCIAS

Balaam, N. P. y Booker, J. R. (1981). Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, *5*(4): 379-403.

Benmebarek, S., Bouraoui, Z., Benmebarek, N., Derias, F. (2015). Estimation du tassement de la plateforme de l'extension du port d'Alger renforcée par des colonnes ballastées.

Bouassida, M. (2016). Design of column-reinforced foundations. Plantation, FL: J. Ross Publishing, September. 224 pages. ISBN: 978-1-60427-072-3.

Bouassida, M., Ellouze, S., Chenche, K., Bouali, M. F. (2024). Optimized Design of Foundations on Soft Soil Reinforced by Floating Granular Columns. *International Journal of Geomechanics*, *24*(5): 04024082.

Boukarta, H.K. y Moulay, I. (2021). *Evaluation du risque de liquéfaction d'un sol traité par colonnes ballastées sur le site du port d'Alger*. Master's thesis, University Of Yahia Farès de Médéa, Argelia.

Chenche, K., Bouali, M. F., Castro, J. (2024). Optimized Design of Floating Stone Columns for Enhanced Long-term Settlement Performance of Soft Soils. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 1-13.

Imam, R., Zarei, M., Ghafarian, D. (2021) Relative contribution of various deformation mechanisms in the settlement of floating stone column-supported foundations. Computers and Geotechnics. 134, 104109.

Mehenni, M.A. y Boulifa, W. (2017). Amélioration de sol du port d'Alger par colonnes ballastées. Master's thesis, University Of Science and Technology Houari Boumediene, Argelia.

Miranda, M., Fernández-Ruiz, J., Castro, J. (2021). Critical length of encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, *49*(5): 1312-1323.

Ng, K. S. y Tan, S. A. (2014). Design and analyses of floating stone columns. *Soils and Foundations*, *54*(3): 478-487.

Remadna, A., Benmebarek, S., Benmebarek, N. (2020). Numerical analyses of the optimum length for stone column reinforced foundation. *International Journal of Geosynthetics and Ground Eng*., 6: 1-12.

Skempton, A. W. y MacDonald, D. H. (1956). The allowable settlements of buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, *5*(6): 727-768.

SOLUCIÓN DE MEJORA DEL TERRENO MEDIANTE INCLUSIONES RÍGIDAS PARA UNA NAVE DE ALMACENAMIENTO DE GRANELES EN CÁDIZ

António CRISTÓVÃO[(1)*], Carlos NOGUERO[(1)], David GONZALEZ[(1)] y Enmanuel CARVAJAL[(1)]

[(1)] KELLER CIMENTACIONES, S.L.
*antonio.cristovao@keller.com

RESUMEN

En los últimos años, la técnica de mejora del terreno mediante inclusiones rígidas ha experimentado una amplia aplicación en obras industriales y logísticas en toda la Península Ibérica. Se presenta el caso pionero de la construcción de un nuevo almacén de graneles sólidos y mercancías generales en el Puerto de Cádiz, donde la tecnología de inclusiones rígidas fue aplicada con éxito en un entorno geológico y geotécnico complejo, condicionado por la proximidad al mar, la presencia de rellenos superficiales heterogéneos y suelos con baja capacidad portante. La técnica de inclusiones rígidas permitió una ejecución rápida y poco invasiva, compatible con cimentaciones superficiales, lo que agilizó el proceso constructivo y redujo los costes. La solución fue concebida y ejecutada con el objetivo de dotar a las cimentaciones de la estructura y de la losa interior del almacén de las características necesarias para soportar las importantes cargas permanentes y variables, reduciendo la magnitud de los asientos totales y diferenciales a valores compatibles con los requisitos establecidos para la explotación de la instalación. Se abordan los criterios de diseño adoptados y se contrastan los resultados de los cálculos numéricos, desarrollados mediante el método de los elementos finitos, con los ensayos de carga vertical estáticos realizados in situ.

ABSTRACT

In recent years, the ground improvement technique using rigid inclusions has seen widespread application in industrial and logistics developments across the Iberian Peninsula. This paper presents the pioneering case of the construction of a new bulk solids and general cargo warehouse at the Port of Cádiz, where rigid inclusion technology was successfully applied in a complex geological and geotechnical environment, characterised by proximity to the sea, the presence of heterogeneous superficial fills and soils with low bearing capacity. The rigid inclusion technique allowed for a rapid and minimally invasive execution, compatible with shallow foundations, which accelerated the construction process and reduced costs. The solution was conceived and implemented with the aim of providing the foundations of the structure and the internal warehouse slab with the characteristics required to support the significant permanent and variable loads, reducing the magnitude of total and differential settlements to values compatible with the operational requirements of the facility. The adopted design criteria are discussed and the results of the numerical analyses, carried out using the finite element method, are compared with the static vertical load tests performed in situ.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Mejora de suelos (Ground improvement), Inclusiones rígidas (Rigid inclusions).*

1. INTRODUCCIÓN

La implantación de infraestructuras industriales en zonas portuarias se ve a menudo condicionada por la presencia de suelos con baja capacidad portante y alta compresibilidad, resultado de rellenos recientes y depósitos aluviales o marinos. En estos contextos, el control de los asentamientos totales y diferenciales constituye un aspecto determinante para la viabilidad técnica y funcional de las estructuras.

La técnica de inclusiones rígidas se ha ido imponiendo, en el contexto de la práctica geotécnica europea, como una solución de mejora de suelos especialmente adecuada para obras industriales y logísticas, ya que permite compatibilizar cimentaciones superficiales con exigentes requisitos de rendimiento en servicio. El proyecto que se va a presentar corresponde a la construcción de una nave destinada al almacenamiento de graneles sólidos y mercancías generales, situada en el puerto de Cádiz, en la zona del muelle de Cabezuela, en Puerto Real. La ubicación de la obra se muestra en la Figura 1a.



Figura 1a. Localización de la obra (fuente: GoogleEarth).

1.1. DESCRIPCION DEL PROYECTO

La nave de silos de almacenamiento tiene unas dimensiones aproximadas de 147,55 m de largo y 56,9 m de ancho. La nave cuenta con 4 recintos de almacenamiento con dimensiones rectangulares de 49,90 m × 36,05 m. La estructura está formada por muros perimetrales de hormigón armado de 7 m de altura, destinados a la contención y confinamiento de los cereales a granel previstos para el almacenamiento, así como por una estructura de elementos metálicos, mediante la cual se resuelven parte de los cerramientos exteriores y la cubierta.

Los cimientos de esta nave están formados por zapatas corridas, sobre las que apoyan los muros perimetrales e interiores, con una anchura de 3,5 m y un espesor de 0,80 m. Para soportar los cereales a granel que se almacenarán, el proyecto prevé la ejecución de una solera de 30 cm de espesor, con una superficie aproximada de 21 200 m². En las Figuras 1b y 1c viene representada la configuración geométrica de las estructuras.

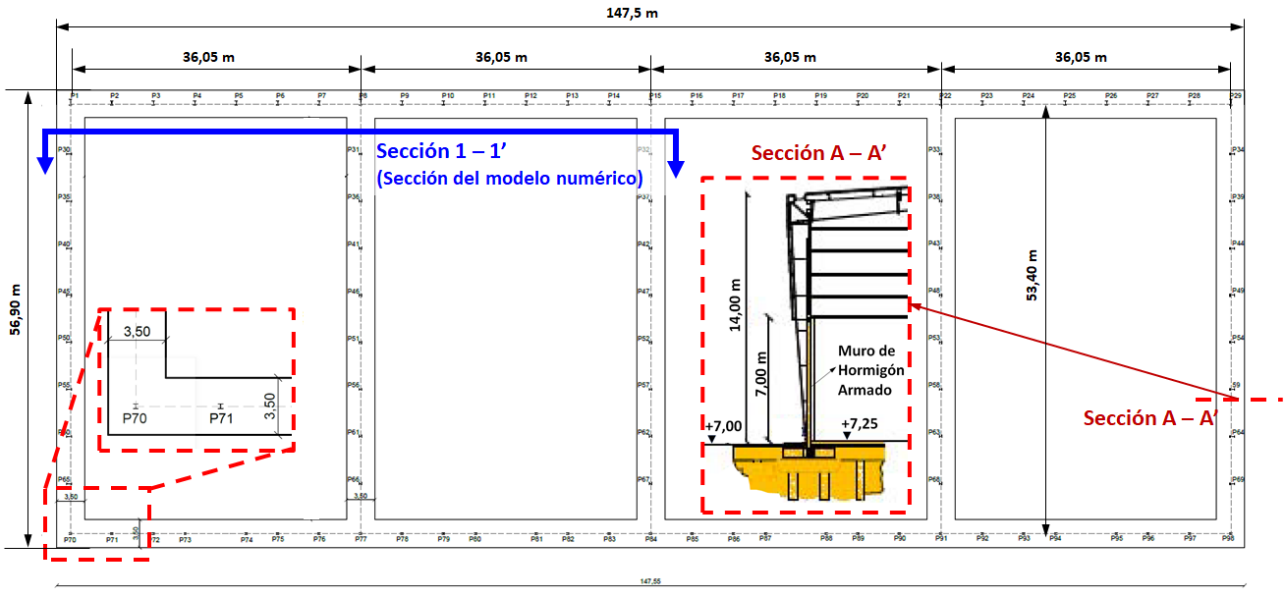


Figura 1b. Vista en planta de zapatas corridas de cimentación de la nave de silos de almacenamiento.

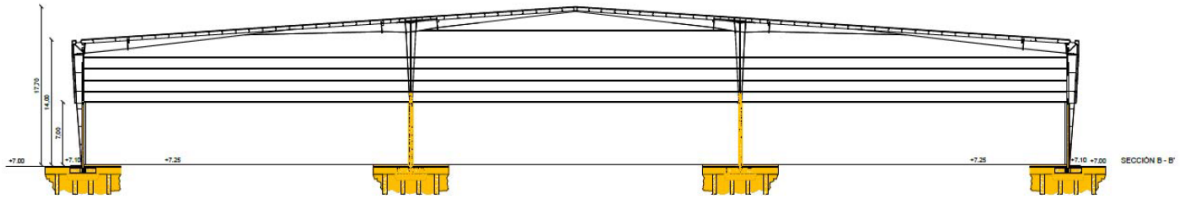


Figura 1c. Alzado frontal y sección interior longitudinal de la nave de silos.

1.2. CARGAS Y CRITERIOS DE DISEÑO

A efectos del dimensionamiento geotécnico, se consideraron unas cargas medias uniformemente distribuidas de 150 kN/m² bajo las zapatas corridas de los muros y de 60 kN/m² bajo la solera de los recintos de acopio. Los criterios de verificación se establecieron en términos de estados límite de uso, fijando un asentamiento máximo admisible de 5 cm y una distorsión angular límite de 1/500, establecido de acuerdo con lo recomendado en el Código Técnico de la Edificación (CTE-DB-SE-C).

2. ESCENARIO GEOLOGICO Y GEOTÉCNICO

La caracterización geotécnica del emplazamiento se basó en una campaña de reconocimiento que incluyó seis sondeos rotativos, con recogida de muestras y ensayos de penetración dinámica SPT, y seis ensayos DPSH. El perfil geotécnico establecido considera rellenos antrópicos superficiales, sobre depósitos marinos cuaternarios de naturaleza arenosa a arenoso-limosa, con compactación variable, asentados sobre un sustrato arenoso denso de edad pliocénica. En la Tabla 1 se resumen las distintas unidades geotécnicas y sus parámetros.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos.

Estrato	**Prof. (m)**	**γ (kN/m³)**	**E_{50} (MPa)**	**c' (kPa)**	**φ' (°)**
Rellenos antrópicos	0–5	18,5–19,0	25–27	≈0–1	30–32
Depósitos marinos (blandos)	5–9	18,0	5,5	0	28
Depósitos marinos (medios a densos)	9–17,5	20,0	35–38	≈1	32–34
Sustrato arenoso (denso)	>17,5	20,0	>50	≈1	35

El nivel freático se detectó a una profundidad aproximada de entre 5,0 y 6,5 m.

3. SOLUCION ADOPTADA

3.1. INCLUSIONES RÍGIDAS

La solución de refuerzo del terreno con inclusiones rígidas se basó en la ejecución de columnas de hormigón, con una resistencia característica a la compresión a los 28 días de f'c = 300 kg/cm² (30 MPa), con un diámetro de 300 mm bajo la losa térrea y de 340 mm bajo las zapatas corridas de los muros. Las inclusiones rígidas se ejecutaron con una profundidad variable entre 10 m y 14 m, en función de la profundidad de la capa de arenas de densidad media a densa, considerada como el estrato competente para su apoyo y transmisión de cargas al terreno. En la Figura 2 se presenta el perfil transversal de la solución ejecutada.

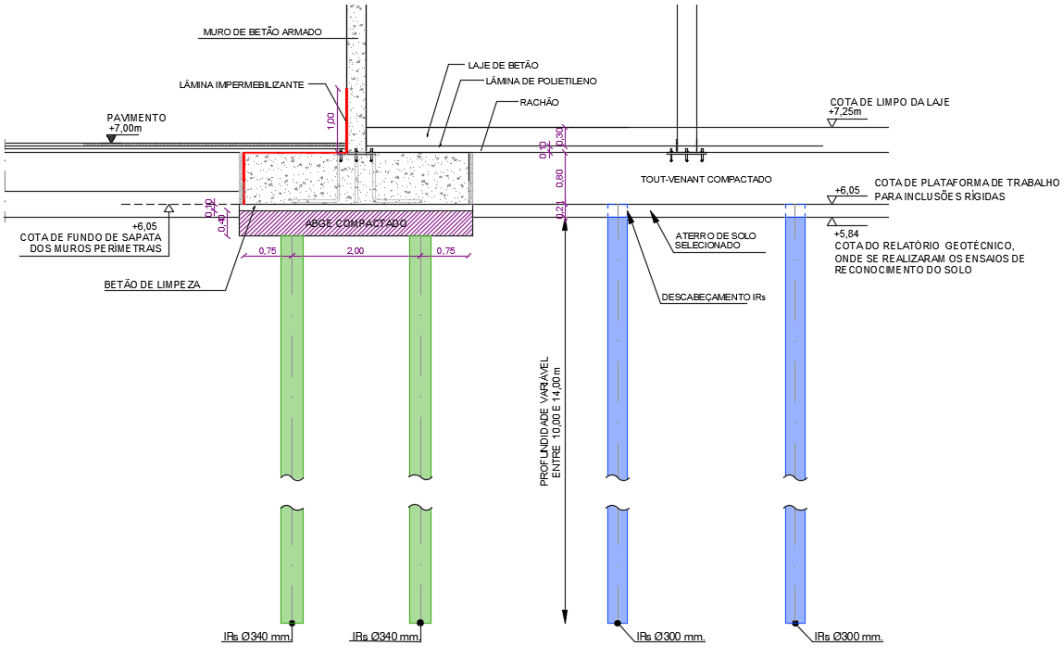


Figura 2. Perfil transversal de la solución adoptada.

Bajo las zapatas corridas, la disposición de las inclusiones rígidas consta de dos filas paralelas, con una separación transversal de 2,0 m. A lo largo del desarrollo de los muros, las inclusiones presentan separaciones longitudinales de 2,23 m y 2,27 m, respectivamente, en los muros orientados en dirección vertical y horizontal.

En la zona de la solera losas térreas, las inclusiones rígidas se dispusieron según una malla aproximadamente cuadrada, con espaciamientos de 2,77 m × 2,98 m, lo que garantiza una distribución homogénea de las cargas transmitidas por la losa al sistema de refuerzo del terreno.

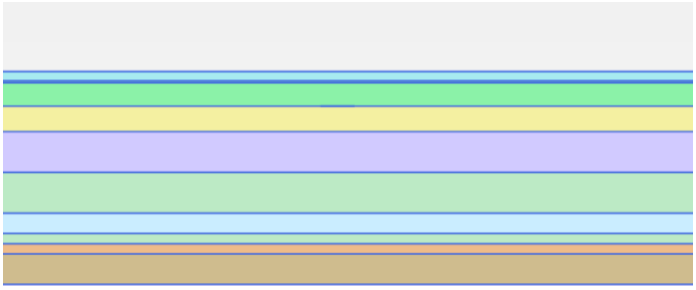
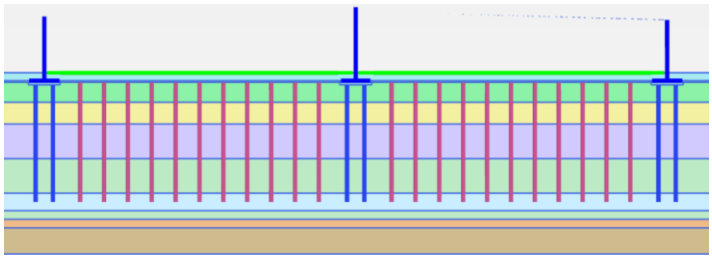
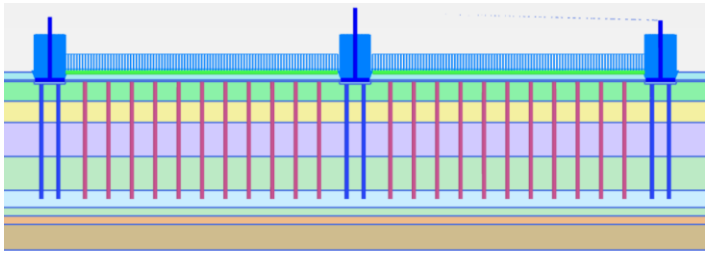
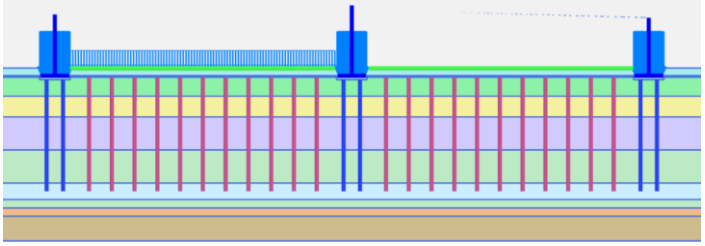
4. MODELACÍON NUMERICA

El comportamiento del sistema suelo-inclusiones se analizó mediante modelos numéricos desarrollados por el método de los elementos finitos, en estado plano de deformación, utilizando el software Plaxis 2D (Plaxis 2021). Los suelos se modelaron utilizando el modelo constitutivo Hardening Soil (Schanz, *et al.* 1999), mientras que las inclusiones rígidas se representaron mediante elementos estructurales del tipo Embedded Beam Row.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en la campaña de reconocimiento geotécnico, se establecieron dos modelos de cálculo. En los cálculos de verificación del modelo geotécnico 1 (MG1) se considera una profundidad de las inclusiones rígidas de 10 m, mientras que en el modelo geotécnico 2 (MG2) se considera una profundidad de las inclusiones rígidas de 14 m. De este modo, en ambos casos se asume que las inclusiones rígidas se apoyan en una capa de arena de compacidad media a densa.

Se han considerado varios escenarios de cálculo para evaluar la influencia del proceso constructivo, las cargas aplicadas y las situaciones más desfavorables en el comportamiento del suelo mejorado. Las diferentes fases de cálculo se resumen en la Tabla 2. La geometría de la sección del modelo numérico representa una zona que abarca uno de los muros perimetráles y uno de los muros interiores, según se describe en la vista en planta de la Figura 1b.

Tabla 2. Fases de cálculo del modelo numérico.

0: Fase inicial	
1: Colocación de la plataforma de trabajo y LTP e instalación de IR	
2: Colocación de todas las cargas simultáneamente	
3: Colocación de todas las cargas en zapatas corridas, y cargas en solera de un solo recinto, dejan un recinto sin cargas en solera.	

5. RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados obtenidos se refieren a los escenarios de carga analizados, los cuales, como se ha mencionado, comprenden la colocación de cargas simultáneamente en todas las celdas y en una sola celda, considerando los modelos geotécnicos MG1 y MG2.

En la Figura 3 se presentan los resultados de los asentamientos obtenidos para la aplicación total de la carga en todas las celdas, en referencia al modelo geotécnico 1. En la Figura 4 se presenta el resultado correspondiente a la colocación de la carga en una sola celda.

En la Figura 5 se presentan los resultados de los asentamientos obtenidos para la aplicación total de la carga en todas las celdas, en referencia al modelo geotécnico 2. En la Figura 6 se presenta el resultado correspondiente a la aplicación de la carga en una sola celda.

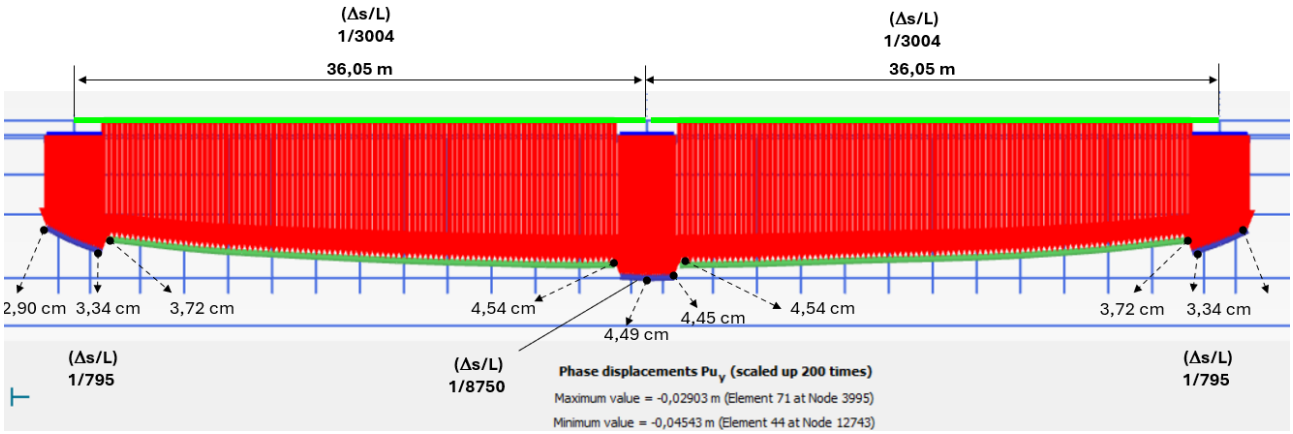


Figura 3. Asientos de aplicación de la carga en todas las celdas – modelo 1.

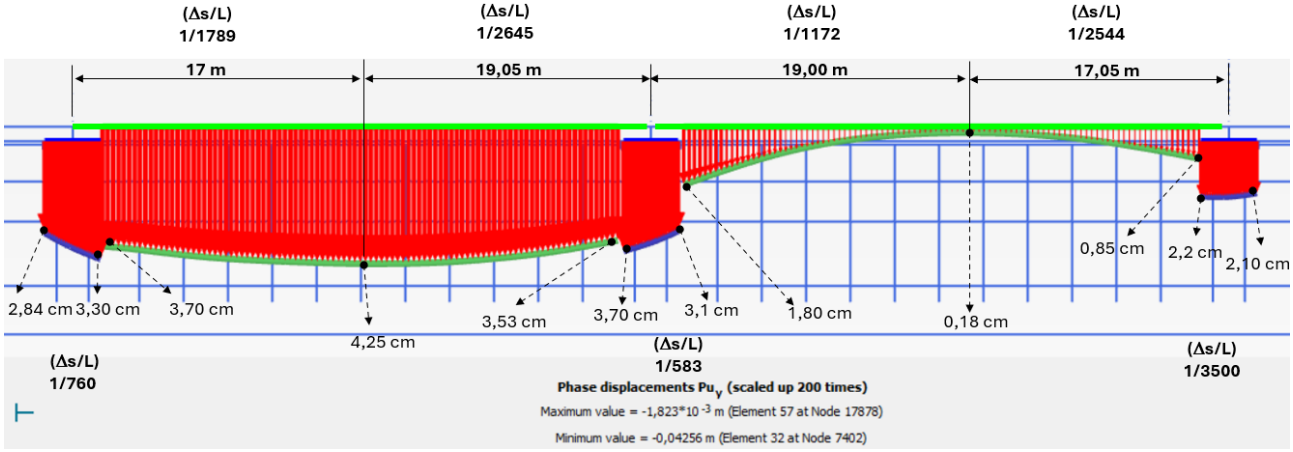


Figura 4. Asientos de aplicación de la carga en una sola celda – modelo 1.

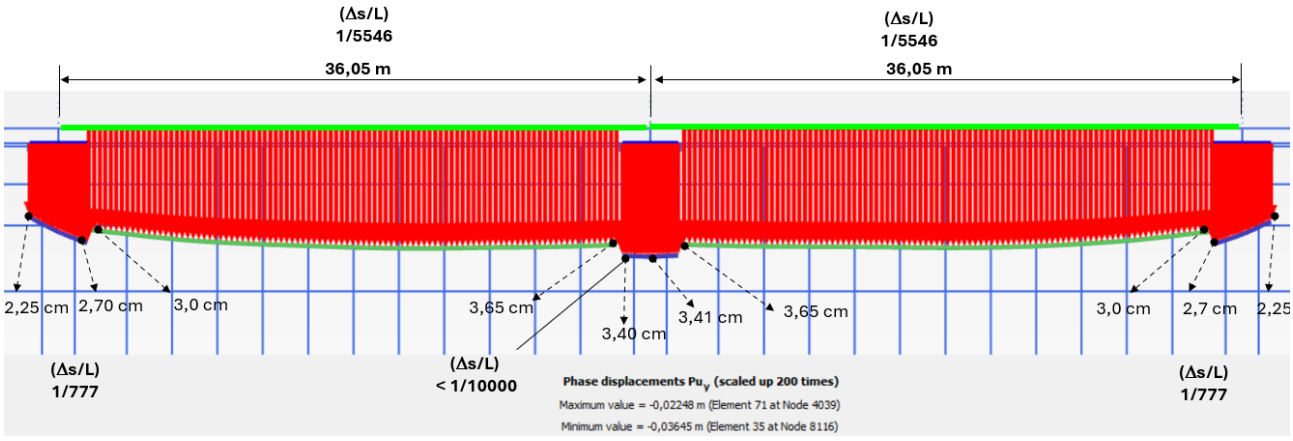


Figura 5. Asientos de aplicación de la carga en todas las celdas – modelo 2.

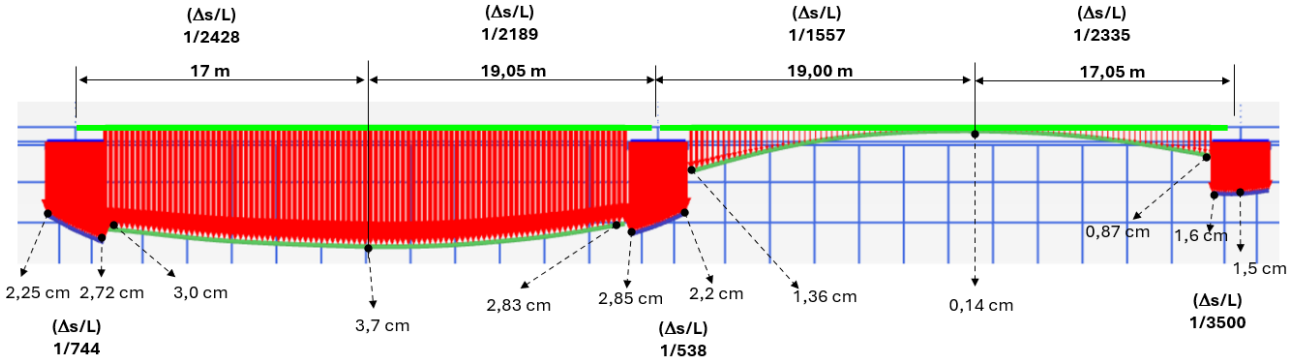


Figura 6. Asientos de aplicación de la carga en una sola celda – modelo 2.

También se verificó la capacidad de resistencia de las inclusiones al esfuerzo axial de compresión, al esfuerzo transversal y al momento flector. Las inclusiones más condicionantes desde el punto de vista de los esfuerzos transmitidos tanto transversales como axiales son las indicadas en la Figura 7 según su nivel de desplazamiento lateral.



Figura 7. Inclusiones más condicionantes desde el punto de vista de los esfuerzos transmitidos.

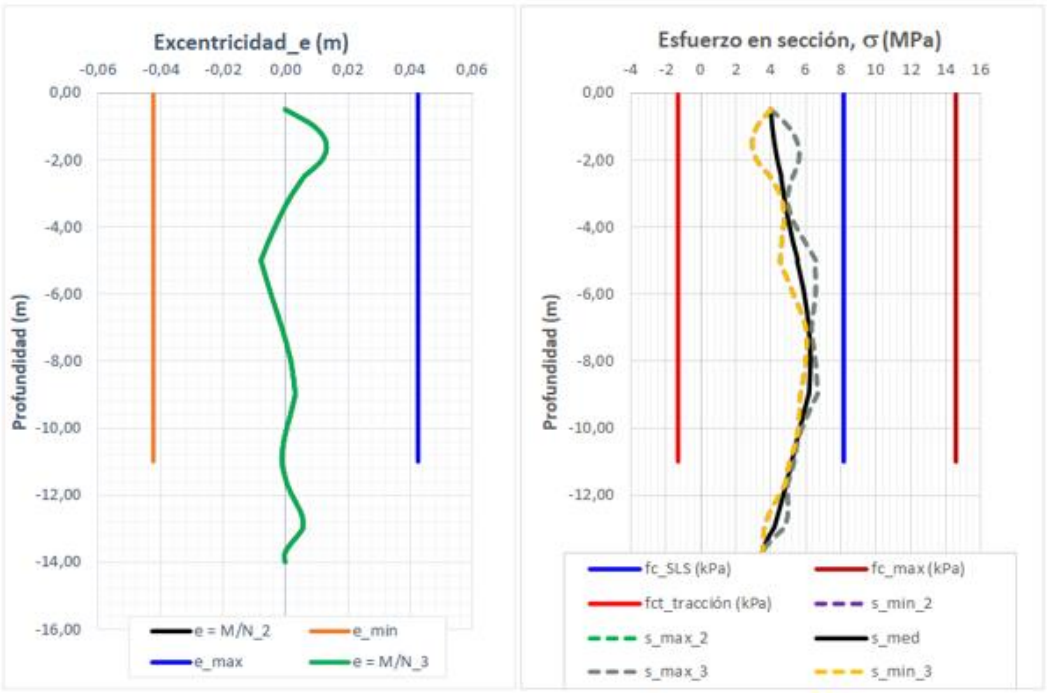


Figura 8. Excentricidad y tensiones resistentes y transmitidas a la inclusión 1 - MG1.

En función de los esfuerzos transmitidos a cada inclusión, se procedió a verificar la seguridad según los Estados Límite Últimos y de Servicio reglamentarios, de acuerdo con lo estipulado en el Eurocódigo 2 y en las recomendaciones ASIRI – «Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements». Ver Figura 8 donde se representan las tensiones en la sección de las Inclusiones.

Los resultados obtenidos muestran que los asentamientos máximos se mantienen por debajo del límite de 5 cm establecido en los requisitos del proyecto, verificándose igualmente asentamientos diferenciales compatibles con los criterios adoptados. Las cargas máximas movilizadas en las inclusiones rígidas se situaron en el intervalo de 580 kN a 613 kN, valores compatibles con la resistencia del hormigón considerado.

En la Tabla 3 se presenta el resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 1. Resumen de resultados del análisis.

Modelo	**Prof. IR**	**Asient. máx. losa**	**Asient. máx. zapata**	**Dist. angular máx.**	**Carga máx.IR**	**Escenário**
	(m)	**(cm)**	**(cm)**		**(kN)**	
MG1	10	4,5	4,5	1/3000	602	Cargas globales
MG1	10	4,3	3,3	1/1170	580	Carga parcial
MG2	14	3,7	3,4	1/5500	609	Cargas globales
MG2	14	3,7	2,9	1/1550	613	Carga parcial

6. VALIDACIÓN MEDIANTE ENSAYO DE CARGA VERTICAL ESTÁTICA

6.1. CONTEXTO Y OBJECTIVO

La solución definida en el proyecto se validó sobre el terreno mediante la realización de un ensayo de carga vertical estática en una inclusión rígida de prueba. El objetivo del ensayo era verificar el comportamiento de carga-asentamiento de una inclusión rígida representativa, confirmando su capacidad de resistencia y rigidez frente a las cargas de servicio previstas, de conformidad con la norma EN ISO 22477-1.

La inclusión rígida sometida a ensayo tiene un diámetro de 300 mm y una longitud de 10,48 m, y se sometió a ensayo hasta una carga máxima de 800 kN. La inclusión se ejecutó fuera del área de las estructuras definitivas, en una zona con condiciones geotécnicas representativas del lugar.

6.2. SISTEMA DE ENSAYO

El sistema de reacción estaba compuesto por cuatro inclusiones rígidas de reacción de unos 11 m de longitud, cada una de ellas equipada con barras Gewi de Ø32 mm, conectadas a una estructura metálica formada por vigas principales y secundarias dimensionadas para la carga máxima del ensayo. En la Figura 9 se muestra una fotografía ilustrativa del sistema de ensayo.



Figura 3. Sistema de prueba de carga axial sobre la inclusión rígida de prueba.

La carga se aplicó mediante un gato hidráulico de doble efecto, debidamente calibrado, apoyado sobre una placa de distribución asentada sobre una capa de material granular. El control de la carga se realizó mediante un manómetro calibrado.

Los asentamientos se midieron mediante cuatro micrómetros, con una precisión de 0,01 mm, montados sobre una viga de referencia independiente del sistema de reacción, lo que garantizó lecturas fiables de los desplazamientos verticales.

El ensayo se realizó de acuerdo con la norma EN ISO 22477-1, tras una precarga inicial, aplicando seis escalones de carga iguales hasta la carga máxima de 800 kN. Cada escalón tuvo una duración de 60 minutos, cumpliéndose el criterio de estabilización de la deformación inferior a 0,1 mm en 20 minutos.

Tras la carga máxima, se procedió a la descarga en dos escalones intermedios y, finalmente, a la descarga total, manteniendo la carga nula durante 30 minutos para evaluar la deformación restante.

6.3. RESULTADOS

Los resultados obtenidos consisten en lecturas de asentamiento en función de la carga aplicada, lo que permite construir la curva carga-asentamiento. Esta curva es fundamental para evaluar la rigidez, el comportamiento deformacional y la capacidad de la inclusión rígida, constituyendo un elemento esencial para la validación del dimensionamiento geotécnico.

La duración total del ensayo fue de aproximadamente 6 horas y 50 minutos. Según la Figura 10, la deformación máxima registrada con una carga de 800 kN fue de 5,99 mm, observándose una deformación residual de 2,39 mm después de 30 minutos de descarga total.

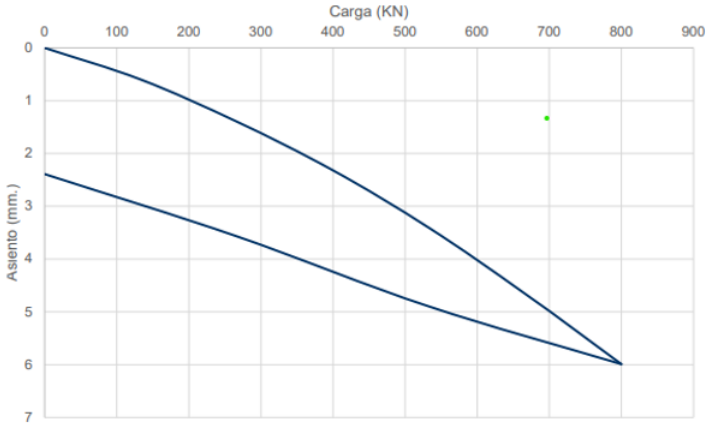


Figura 4. Curva carga-asiento del ensayo de compresión sobre la IR de prueba.

La curva carga-asentamiento presentó una evolución regular, sin indicios de rotura ni comportamiento no lineal significativo. La recuperación observada tras la descarga indica que la deformación es principalmente de naturaleza elástica.

7. CONCLUSIONES

La aplicación de la técnica de inclusiones rígidas permitió el uso de cimentaciones superficiales en un contexto geotécnico adverso, garantizando un control eficaz de los asentamientos y el cumplimiento de los requisitos de explotación de las estructuras. El enfoque adoptado, basado en la modelización numérica y la validación experimental, mediante la realización de un ensayo de carga a escala real, resultó adecuado y robusto, lo que confirma el potencial de esta solución en obras industriales y portuarias.

La realización de un ensayo de carga vertical de compresión a escala real permitió concluir que la inclusión rígida ensayada presenta un comportamiento adecuado, con asentamientos compatibles con las cargas aplicadas. La carga máxima ensayada se encuentra claramente por debajo de la carga última de la inclusión, lo que valida la solución diseñada y los respectivos criterios de dimensionamiento.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a PTP Ibérica, S.A., como entidad promotora del proyecto, por el apoyo institucional y por proporcionar las condiciones necesarias para la realización del ensayo y la divulgación de los respectivos resultados. Asimismo, se agradece la colaboración de la Supervisión y de los equipos técnicos que participaron en la obra, cuya coordinación y seguimiento fueron determinantes para la correcta ejecución de los trabajos y para la obtención de resultados fiables de conformidad con los requisitos normativos aplicables.

REFERENCIAS

ASIRI – Association of Specialists in Rigid Inclusions. (2012). *Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements*. ASIRI, França.

CEN – Comité Européen de Normalisation. (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures – EN 1992*. European Committee for Standardization, Bruxelas, Bélgica.

CEN – Comité Européen de Normalisation. (2013). *EN ISO 22477-1: Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 1: Pile load test by static axially loaded compression*. European Committee for Standardization, Bruxelas, Bélgica.

Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. (2019). *Código Técnico de la Edificación – Documento Básico SE-C: Cimientos*. Governo de Espanha. Disponível em: https://www.codigotecnico.org. Último acesso: fevereiro de 2026.

Plaxis BV. (2021). *PLAXIS 2D – Reference Manual*. Bentley Systems, Delft, Países Baixos.

Schanz, T., Vermeer, P. A. e Bonnier, P. G. (1999). *The Hardening Soil Model: Formulation and verification*. Proceedings of Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, Países Baixos, pp. 281–296.

METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO PARA LA MEJORA DEL TERRENO BAJO LOSAS DE CIMENTACIÓN MEDIANTE INCLUSIONES DE SOIL MIXING

Jhomayra HERRERA[(1)*] y Jesús GONZALEZ[(2)]

[(1)] Dirección Técnica de Iberia, Latam y otros mercados
Ferrovial Construcción S.A.
*jaherreravilla@ferrovial.com

[(2)] Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

RESUMEN

Este documento analiza la técnica de soil mixing (mezcla suelo y aglutinante) aplicada como refuerzo del suelo para mejorar el comportamiento de losas de cimentación nuevas o existentes sobre suelos blandos. Se revisan guías internacionales (Francia, Japón, Suecia, EE.UU.), a partir de las cuales se desarrolla un enfoque de diseño orientado al reforzamiento bajo losas de cimentación. Este enfoque considera los mecanismos de falla y establece las verificaciones necesarias para garantizar seguridad y funcionalidad en este tipo de sistema. La transferencia de carga se estudia mediante un modelo axisimétrico simplificado que evalúa esfuerzos y deformaciones en función de resistencia, rigidez y geometría de los componentes, representados con modelos constitutivos elasto-plásticos tipo Mohr-Coulomb. Los análisis de sensibilidad evidencian la interacción entre componentes y su influencia en la respuesta global. Finalmente, se aplica la metodología a un caso real de recalce de una estructura existente, analizado con el modelo axisimétrico y verificado mediante un modelo 2D en estado plano de deformaciones.

ABSTRACT

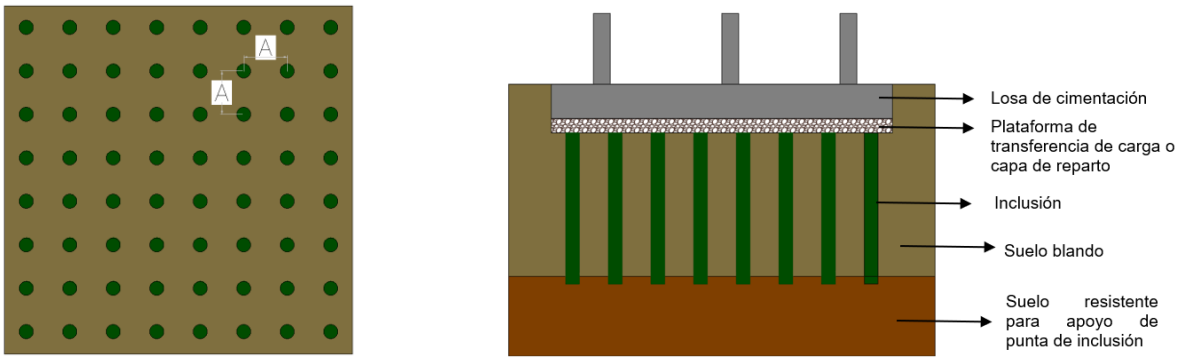
This document analyzes the soil mixing technique applied as ground reinforcement to improve the performance of new or existing foundation slabs built over soft soils. International guidelines (France, Japan, Sweden, and the United States) are reviewed, based on which a design approach is developed for reinforcement beneath foundation slabs. This approach considers the governing failure mechanisms and defines the required checks to ensure the safety and functionality of this type of system. Load transfer is studied using a simplified axisymmetric model that evaluates stresses and deformations as a function of the strength, stiffness, and geometry of the components, represented with elasto plastic Mohr–Coulomb constitutive models. Sensitivity analyses highlight the interaction between components and their influence on the overall response. Finally, the methodology is applied to a real case involving the underpinning of an existing structure, analyzed using the axisymmetric model and verified through a 2D plane strain.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Soil mixing, Mejora de terreno (Ground improvement), Modelamiento numérico (Numerical modelling).*

1. INTRODUCCIÓN

El reforzamiento de suelo con inclusiones de soil mixing consiste en mezclar el suelo in situ con un componente que mejora sus propiedades de resistencia y permeabilidad. El componente más empleado para realizar la mezcla es la lechada de cemento. Sin embargo, también pueden emplearse otros componentes cuya fabricación genere menor impacto con el medio ambiente. El tratamiento permite incrementar la capacidad portante, reducir asiento, mitigar problemas de licuación, disminuir la permeabilidad, entre otros (Kitazume y Terashi, 2012).

El presente trabajo está enfocado en la aplicación de reforzamiento de suelos para cimentaciones de losas apoyadas en un suelo blando con la finalidad de incrementar la capacidad portante y reducir asientos. En estos casos, la cimentación suele ser extensa y las cargas de la estructura se distribuyen en el área ocupada por el sello de la cimentación. En la Figura 1 se presenta un esquema típico de los componentes del sistema. La losa de cimentación es un elemento estructural caracterizado por su rigidez a la flexión. La capa de reparto puede estar conformado por material granular compactado, material de suelo tratado con algún ligante, o suelo compactado y reforzado con un geosintético. Bajo la plataforma de transferencia de carga se encuentran las inclusiones de soil mixing. Las inclusiones se apoyan en un estrato con propiedades resistentes superiores al suelo blando.



(a) Vista en planta. “A” separación entre inclusiones.

(b) Sección transversal

Figura 1. Reforzamiento de suelo bajo losa de cimentación.

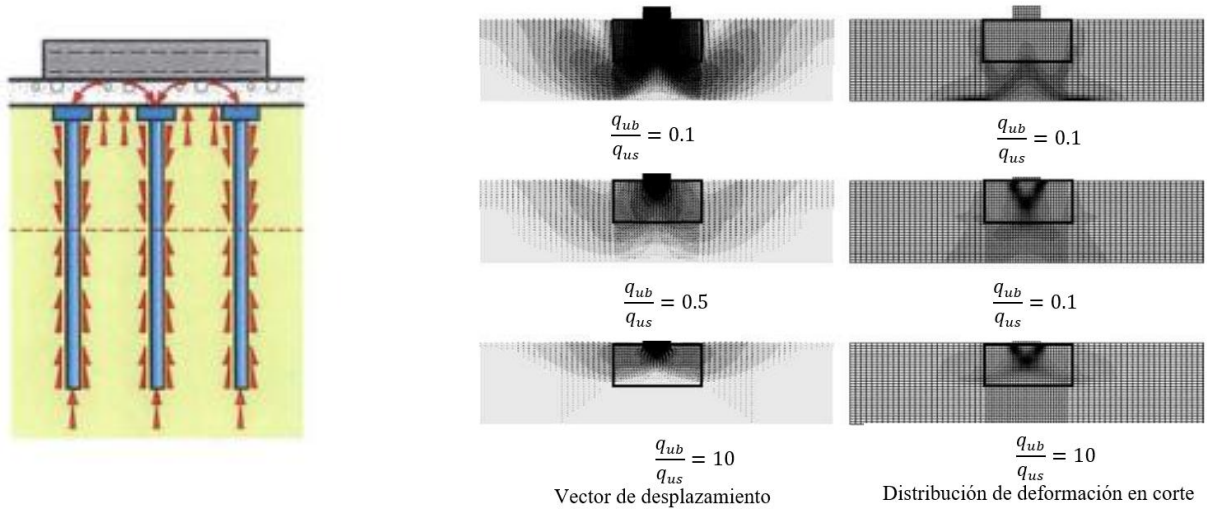
2. BASES TEÓRICAS PARA EL DISEÑO DE INCLUSIONES DE SOIL MIXING BAJO LOSAS DE CIMENTACIÓN

2.1. MECANISMO DE FUNCIONAMIENTO

La transferencia de carga se realiza desde la losa de cimentación a la capa de reparto. La capa de reparto transmite carga hacia las inclusiones mediante el efecto arco y hacia el suelo (Figura 2a). La capa de reparto se deforma y se generan asientos diferenciales en su base. Debido a estos asientos en las inclusiones y en el suelo blando en contacto con la plataforma de transferencia, se movilizan la fricción en las inclusiones.

El punto de cambio de fricción negativa a fricción positiva se denomina eje neutro, y es el punto donde el asiento del suelo circundante a la inclusión y el asiento de la inclusión son iguales. Por encima del eje neutro, el asiento del suelo es mayor al asiento de la inclusión y se genera fricción negativa. Por debajo del eje neutro, el asiento del suelo es menor al asiento de la inclusión y se genera fricción positiva. La carga máxima de la inclusión rígida ocurre en la ubicación del eje neutro.

En Kitazume y Terashi (2012) se investigó la influencia de la resistencia del estrato de apoyo (q_{ub}) en relación con la resistencia de la masa de suelo reforzado (q_{us}), modelada como un bloque homogéneo. Los resultados indican que, cuando la resistencia del estrato de apoyo supera la del bloque reforzado, la falla es de tipo interno y está gobernada por la resistencia del propio bloque homogéneo. En cambio, cuando la resistencia del estrato de apoyo es baja, la falla se produce externamente al bloque reforzado (Figura 2b).



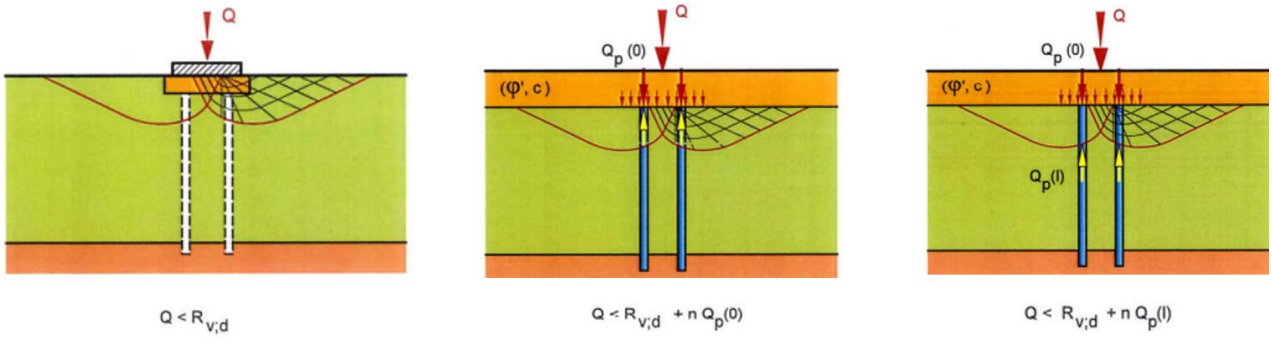
(a) Transferencia de carga – efecto arco (IREX, 2012)

(b) Modos de falla dependiendo de la relación de resistencias entre el suelo de apoyo "q_{ub}" y el suelo de reforzado "q_{us}" (Kitazume y Terashi, 2012).

Figura 2. Mecanismos internos y externos del suelo reforzado.

2.2. REVISIÓN DE GUIAS DE DISEÑO

IREX (2012) presenta recomendaciones de diseño, construcción y control del reforzamiento de suelos con inclusiones rígidas de mortero o concreto. En esta guía se proponen tres modelos simplificados para evaluar el estado límite último del suelo sin recurrir a análisis complejos. El Modelo 1 comprueba si la capacidad portante del suelo no reforzado es superior a la carga aplicada; si se cumple, el reforzamiento se justificaría únicamente por asientos. El Modelo Simplificado 2, el más utilizado en la práctica para diseños gobernados por la estabilidad, considera que parte de la carga aplicada se desvía hacia las inclusiones a través de la plataforma de transferencia. La verificación consiste en confirmar que la capacidad portante del suelo sin reforzamiento es mayor que la carga aplicada menos la suma de las cargas transmitidas a la cabeza de las inclusiones. Su uso permite definir tasas de reemplazo y espaciamientos adecuados sin necesidad de modelos numéricos avanzados. Si el modelo no se cumple, se pasa al Modelo 3, que analiza la contribución de las inclusiones en la intersección con la superficie de falla.



Modelo 1 Modelo 2 Modelo 3

Figura 3. Modelos simplificados para verificar el estado último del suelo (IREX, 2012).

La guía del Building Center of Japan (1997) establece criterios de diseño y control de calidad para el reforzamiento del suelo mediante soil mixing, ofreciendo expresiones analíticas simplificadas para casos específicos. El diseño exige que la presión transmitida por la cimentación sea menor que la capacidad portante del suelo reforzado, evaluada mediante dos criterios independientes. El primero considera que el suelo reforzado actúa como un bloque rígido apoyado en el estrato inferior y en contacto con el suelo circundante. En este caso, la capacidad portante del sistema se obtiene combinando la resistencia del estrato de apoyo y la fricción lateral entre el bloque y el suelo periférico. El segundo criterio supone que la carga de la superestructura es resistida conjuntamente por las inclusiones y el suelo entre ellas. Para ello se calcula la capacidad última de cada inclusión, resultante de la suma de la resistencia por fuste y la resistencia por punta, y se compara la presión transmitida por la losa.

Las guías FHWA (2013) y EuroSoilStab (2002) abordan el diseño de inclusiones mediante soil mixing, principalmente aplicadas a terraplenes y cimentaciones. La capacidad axial se define como el mínimo entre la capacidad estructural, calculada a partir del diámetro y la resistencia a compresión simple del material, con un factor de seguridad de 2.5, y la capacidad geotécnica, evaluada como cimentación profunda con un factor de seguridad de 3.

En la Figura 4 se presenta un esquema con las verificaciones a realizar en el diseño de reforzamiento de suelos en losas de cimentaciones bajo cargas verticales. El esquema presentado está basado en las guías mencionadas, y enfocado en la metodología de esfuerzos admisibles.

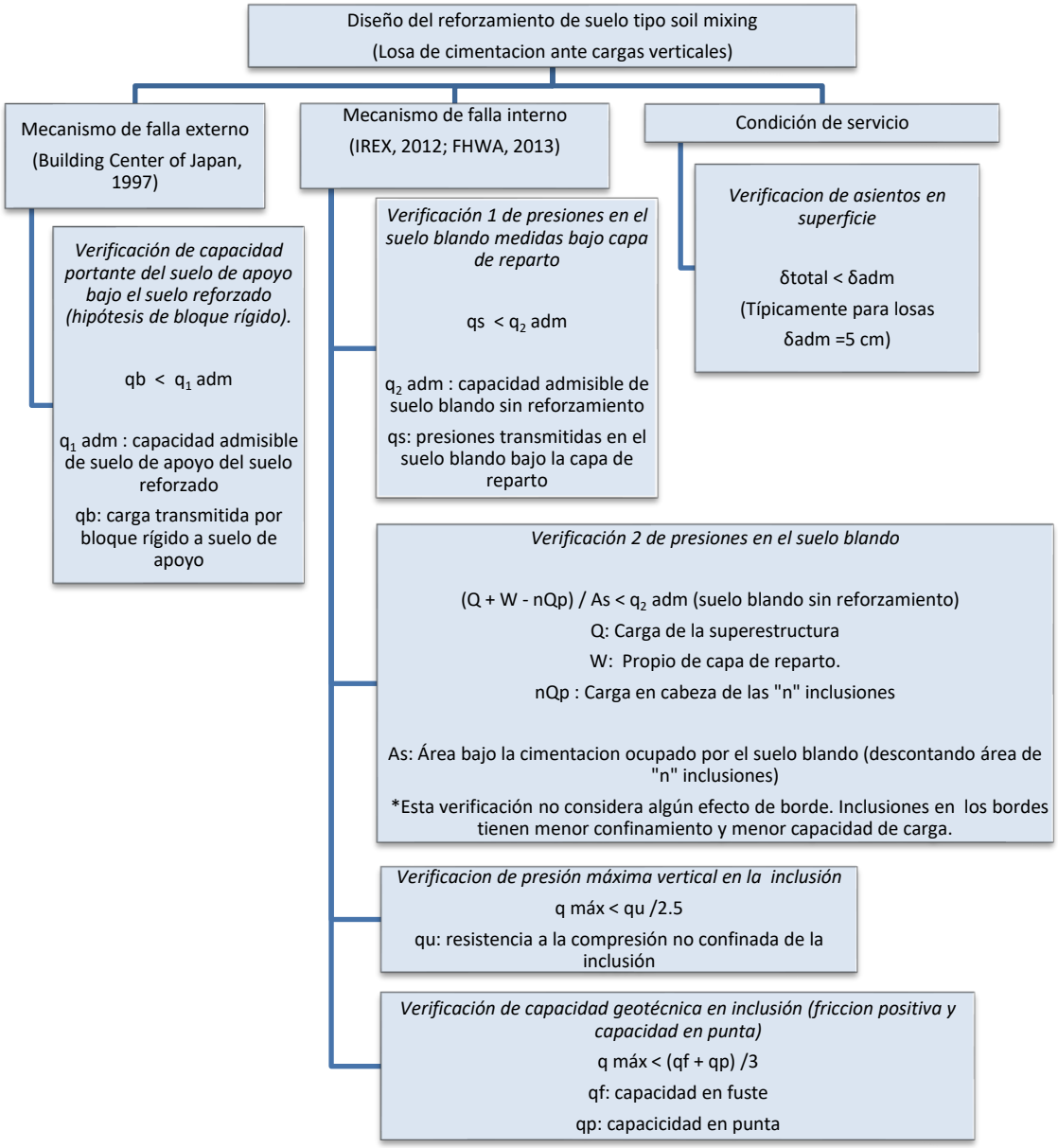


Figura 4. Esquema de diseño.

3. ESTUDIO ESTÁTICO DE CIMENTACIÓN BAJO CARGAS VERTICALES

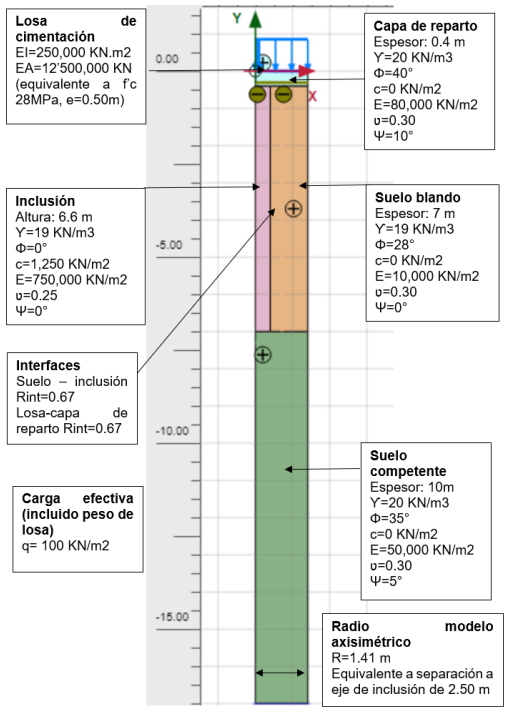
3.1. DESCRIPCIÓN DE MODELO BASE

El estudio estático de la cimentación se realiza empleando un modelo axisimétrico mediante el software Plaxis 2D. Se trabaja con un “Modelo Base” al que se le varían las propiedades mecánicas y características geométricas de los diferentes componentes del reforzamiento de suelo para evaluar su influencia en la respuesta de interés con fines de diseño.

Los análisis numéricos se realizan considerando un modelo elasto - plástico Mohr Coulomb del tipo drenado para representar a los componentes: suelo blando, suelo de apoyo, capa de transferencia de carga e inclusiones. La losa de cimentación se representa mediante un modelo elástico lineal.

La caracterización mecánica de los materiales se obtuvo siguiendo las recomendaciones de diversas guías (Bruce, 2001; Kitazume y Terashi, 2012; FHWA, 2013).

En la Figura 5 se presentan los parámetros adoptados para el modelo base y los parámetros adoptados para los análisis de sensibilidad.



Modelo base

PARÁMETRO	MODELO BASE	ANÁLISIS PARAMÉTRICO
INCLUSIÓN		
Densidad (KN/m3)	19	19
Resistencia a la compresión (qu) (MPa)	2.50	0.5 – 1.0 – 5.0 – 10.0
Cohesión (qu/2) (MPa)	1.25	0.25 – 0.5 - 2.5 – 5.0
Fricción (°)	0	0
Módulo de Elasticidad (300qu) (MPa)	750	150 – 300 - 1,500 – 3,000
Poisson	0.25	0.25
Diámetro (m)	0.80	0.40 – 1.20
Separación a eje de inclusión (m)	2.50	1.20 – 7.00
CAPA DE REPARTO		
Densidad (KN/m3)	20	20
Cohesión (MPa)	0	0
Fricción (°)	40	35 – 44
Módulo de Elasticidad (MPa)	80	35 – 150
Poisson	0.30	0.30
Espesor (m)	0.40	0.0 – 1.50
LOSA DE CIMENTACIÓN		
Densidad (KN/m3)	25	25
Módulo de Elasticidad (MPa)	25,000	21,000 – 33,000
Poisson	0.20	0.20
EI (KN.m2/m)	250,000	47,000 – 22'000,000
EA (KN/m)	12'500,000	6'300,000 – 66'000,000

Parámetros adoptados para análisis paramétrico

Figura 5. Modelo base y parámetros para análisis de sensibilidad.

3.2. PARÁMETROS DE CONTROL

Los parámetros de medición se han seleccionado con el objetivo de visualizar la influencia de los diferentes componentes que conforman al sistema en la respuesta de interés para el diseño. A continuación, se detallan los parámetros seleccionados:

- Eficiencia de la inclusión (E). con este parámetro se valora el aporte de carga de la inclusión con respecto a la carga total que le corresponde por el ancho tributario geométrico. En la Ecuación (1), "Qp" es la fuerza en cabeza de la inclusión, "W" es el peso de la capa de reparto en el ancho tributario que depende de la separación entre inclusiones, "Q" es la carga de la estructura (incluido el peso de la losa de cimentación) en el mismo ancho tributario (A x A).

$$E = \frac{Qp}{W + Q} \tag{1}$$

- Reducción de presión en la superficie del suelo blando (SRR): con este parámetro se valora directamente la reducción de las presiones verticales en el suelo blando reforzado con respecto a las presiones que tendría el suelo sin reforzamiento. En la Ecuación (2), "qs+" es la presión vertical en el suelo blando en el punto medio entre las inclusiones a nivel de la cabeza de las inclusiones, "q*" es la presión vertical en el suelo blando si no hubiese inclusiones a nivel de cabeza entre inclusiones.

$$SRR = \frac{qs^{+}}{q^{*}} \tag{2}$$

- Presión máxima en inclusión con respecto a la resistencia a compresión (qmáx/qu) y ubicación de carga máxima (a/L), siendo "a" la ubicación de la carga máxima con respecto a la cabeza de la inclusión.

- Asientos totales (δ_{total}): El asiento total está conformado por el asiento influenciado por el sistema de reforzamiento (hasta el eje neutro por debajo de la inclusión) y el asiento del sustrato profundo (por debajo del eje neutro). El eje neutro bajo la inclusión es el eje horizontal donde los asientos tienen la misma magnitud.

3.3. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

En la Figura 6 se presentan los resultados de los parámetros de interés al variar la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de la inclusión. En la Figura 7 se presentan los resultados al variar los parámetros de rigidez y resistencia de la capa de reparto. En la Figura 8 se presentan los resultados al variar el espesor de la capa de reparto. En la Figura 9 se presentan los resultados al variar los diámetros y separaciones para una misma tasa de reemplazo de 8%.

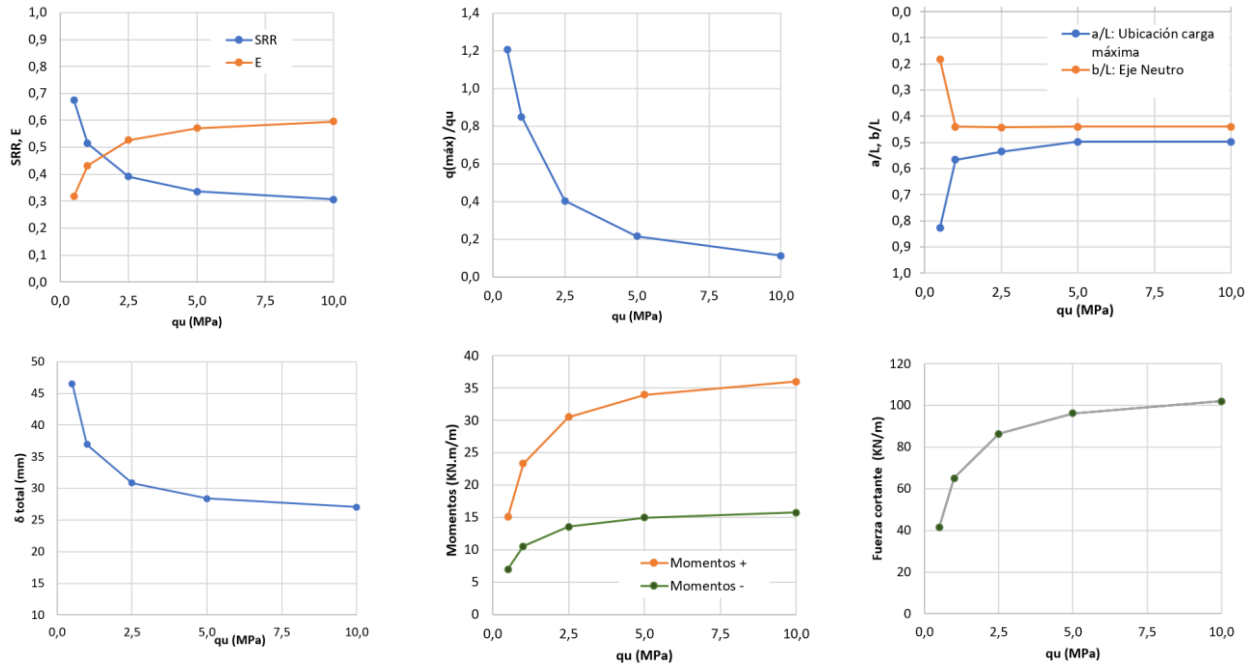


Figura 6. Influencia de la resistencia y rigidez de la inclusión. Eje abscisas: qu: resistencia a la compresión.

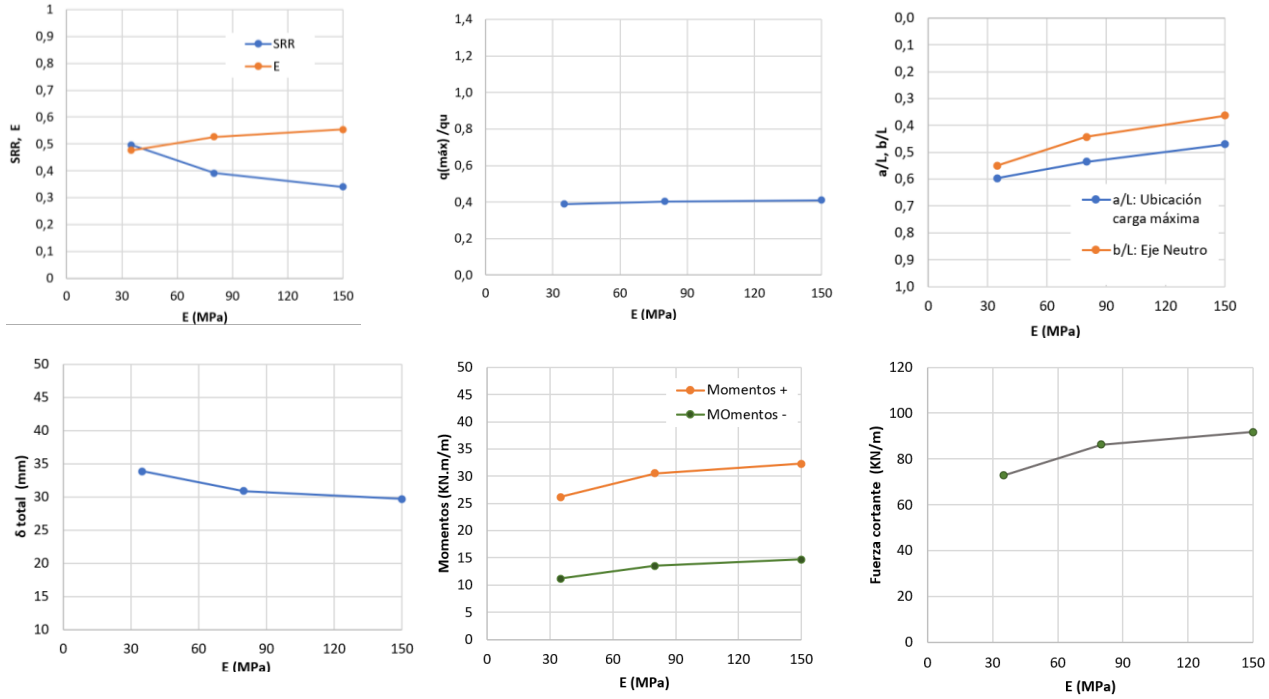


Figura 7. Influencia de la resistencia y rigidez de la capa de reparto. E: módulo de elasticidad de capa de reparto.

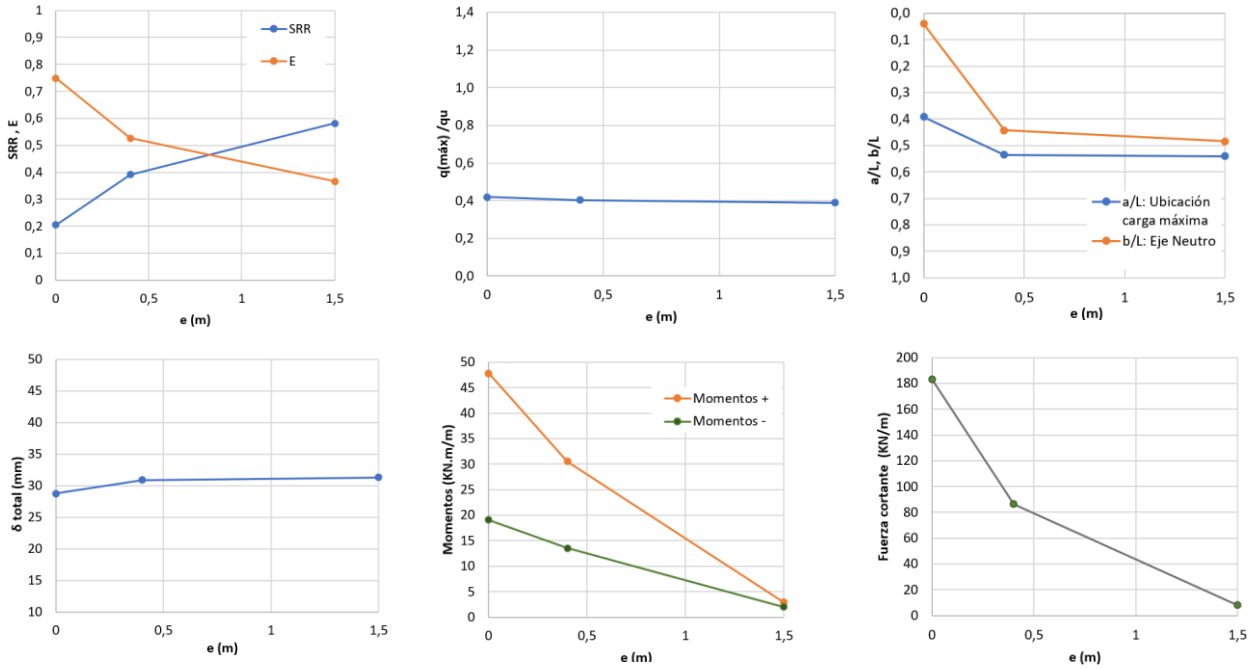


Figura 8. Influencia de espesor de capa de reparto. Eje abscisas: e: espesor de capa de reparto.

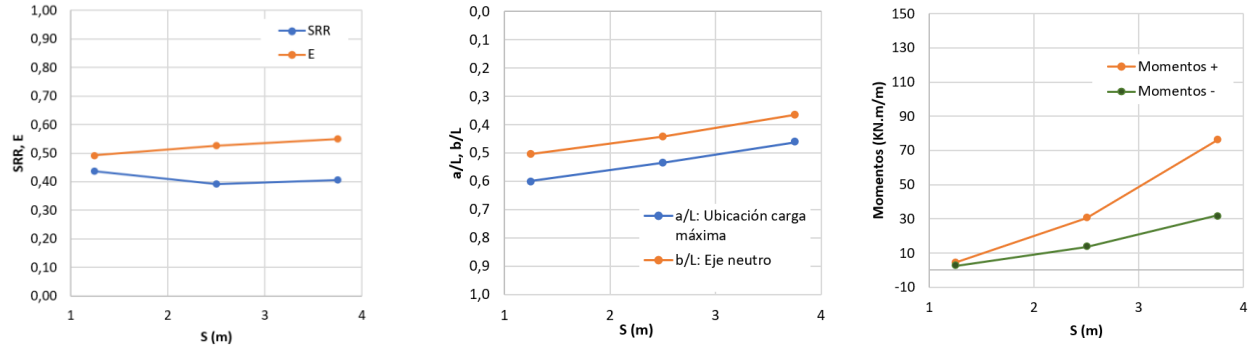


Figura 9. Tasa de reemplazo iguales pero diferentes diámetros y separaciones. Eje abscisas: S: separación entre incl.

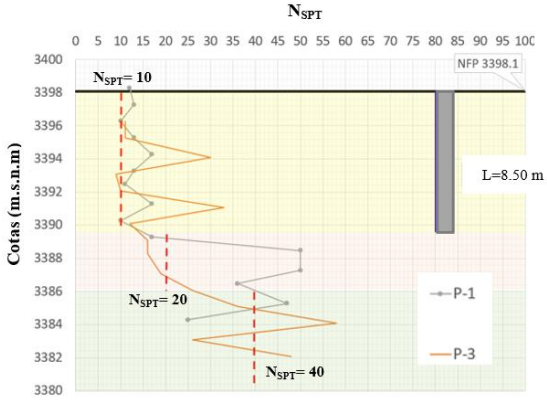
A continuación, se presentan las principales conclusiones:

- El aumento de la resistencia a la compresión no confinada de las inclusiones contribuye a reducir las presiones en el suelo y a disminuir los asientos. No obstante, su efecto suele ser limitado, ya que alcanzar resistencias elevadas en la inclusión exige cantidades de cemento considerablemente altas.
- La elevada rigidez de la capa de reparto aporta beneficios al reducir las presiones transmitidas al suelo, disminuir los asientos y optimizar la capacidad geotécnica de las inclusiones. Sin embargo, puede generar concentraciones locales significativas de esfuerzos en la cabeza de las inclusiones, las cuales también deben ser verificadas. Una capa de reparto con baja rigidez por mala compactación podría generar mayores presiones en el suelo blando y mayores asientos a los previstos en el diseño. El espesor de la capa de reparto tiene un gran impacto en las solicitaciones de la losa de cimentación, aliviándolas considerablemente cuando los espesores son altos, o incrementándolas considerablemente cuando no se cuenta con capa de reparto.
- Al escoger entre diferentes configuraciones de diámetros y separaciones entre inclusiones que proporcionan mismas tasas de reemplazo: cuando se escogen diámetros y separaciones pequeñas se tendrá menor aprovechamiento de la capacidad geotécnica porque el eje neutro tiende a bajar en la inclusión. Cuando se empleen diámetros y separaciones grandes se debe tener precaución en las solicitaciones en la losa. En estos casos, puede ser conveniente emplear capa de reparto de mayor espesor para evitar tales incrementos de solicitaciones en la losa.
- La rigidez de la losa de cimentación no influye considerablemente en la respuesta de interés para el diseño del sistema de reforzamiento de suelos, pero este sí influye en las solicitaciones con las que tendrá que ser diseñada la losa de cimentación.

4. APLICACIÓN EN UN CASO – CASO ESTÁTICO

En esta sección se expone la aplicación del reforzamiento de suelos en una cimentación existente mediante la técnica de soil mixing. La losa de cimentación tiene un espesor de 0,90 m y lado menor de 15 m. La capacidad de hundimiento admisible de la losa es de 100 kPa. Las solicitaciones máximas sobre la losa alcanzan 130 kPa. La losa existente se encuentra actualmente sometida al 80 % de la carga de peso muerto, equivalente a 80 kPa.

El proyecto cuenta con 2 sondeos (P-1, P-3) cercanos a la losa evaluada. El material encontrado consiste en arcillas limosas medianamente compactas a compactas. Los valores de SPT y el modelo geotécnico se presentan en la Figura 10.



# Estrato	Tipo de Suelo	Estrato[1] (m)		Peso específico (KN/m³)	c_u[5] (KN/m²)	E[2] (KN/m²)	qf[3] (KN/m²)	qp[4] (KN/m²)
1	CL/CH	0	8.50	19.0	55	7,500	70.0	-
2	CL/CH	8.50	12.00	19.5	80	15,000	-	1,200
3	CL/CH	12.00	17.00	19.5	100	30,000	-	-

(1) Desde el nivel inferior de la cimentación.
(2) E: Módulo de elasticidad del terreno determinado a partir de los Nspt según las correlaciones de Cassan.
(3) qf: capacidad en fuste, este valor ha sido estimado en base al método de Bustamante considerando los valores Nspt.
(4) qp: capacidad en punta, se ha considerado Nspt de 15 para el cálculo de la capacidad en punta.
(5) Resistencia al corte sin drenaje a partir de ensayos de compresión no confinada provenientes del estudio de mecánica de suelos.

Figura 10. Parámetros geotécnicos.

En la Tabla 1 se presentan las características geométricas y los parámetros de rigidez y resistencia de las inclusiones empleados para las verificaciones de diseño.

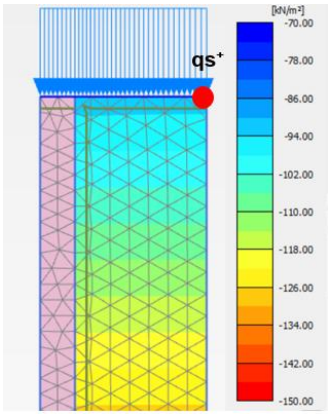
Tabla 1. Parámetros de resistencia y rigidez de la inclusion.

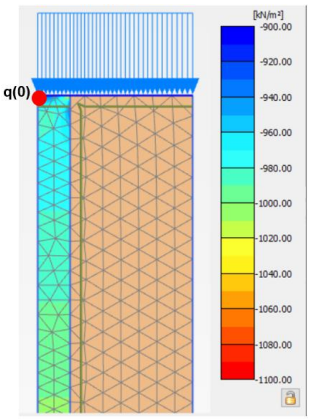
Diámetro (m)	Separación (m) (Malla cuadrada)	Longitud (m)	E (kN/m²)	v	Peso específico (kN/m³)	c (kN/m²)	ϕ (°)
0.40	1.70	8.50	75,000	0.25	1.90	1,250	0

4.1. ANÁLISIS DEL REFORZAMIENTO DEL SUELOS

Se ha representado en un modelo numérico axisimétrico la carga existente (80 kN/m^2) a gravedad y la carga adicional (50 kN/m^2). La extensión vertical del modelo se ha definido hasta donde se tenía información de las perforaciones (17 m de profundidad). Las fases evaluadas son las siguientes: Fase 0: Condiciones iniciales – suelo sin reforzamiento, Fase 1: Carga muerta en el suelo sin reforzamiento (80 kN/m^2), Fase 2: Construcción de inclusión, Fase 3: Aplicación de carga restante en el suelo reforzado (50 kN/m^2).

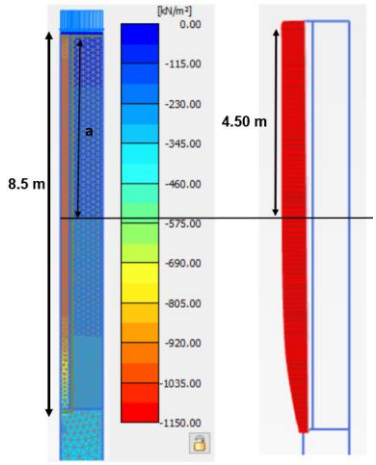
- Verificación de esfuerzos en el suelo blando y la inclusión: En la Fase 3, debido a la presencia de las inclusiones, las presiones en el suelo son de 93 kN/m^2, menor a la presión admisible de la cimentación (100 kN/m^2). El coeficiente de reducción SRR seria 93 kN/m^2 / 130 kN/m^2= 0.72. La presión media en cabeza de la inclusión es de 928 kN/m^2, aproximadamente. La eficiencia de la inclusión es E=0.31.
- Verificación de capacidad estructural y geotécnica de la inclusión: La carga máxima de la inclusión es de 129 kN (1,029 kN/m^2 por el área de la inclusión). La capacidad en fuste y punta de la inclusión es de 747 kN y 150 kN, respectivamente. Estos valores han sido estimados considerando los parámetros de la Figura 10. Considerando un factor de seguridad de 3, la capacidad geotécnica admisible es de 299 kN. Este valor es mayor a la solicitación 129 kN < 299 kN. La resistencia a la compresión simple especificada fue de 2,500 kN/m^2 (Factor de seguridad de 2.5, aproximadamente).
- Análisis de asientos: El asiento total con el sistema reforzado es de 38 mm. El eje neutro bajo la inclusión está ubicado aproximadamente a 12 m de superficie. El asiento en la zona influenciada por el reforzamiento de suelos es de 32 mm (Figura 13). En un modelo sin reforzamiento, el asiento desde superficie hasta la misma hasta la profundidad de ubicación del eje neutro del suelo reforzado es de 66 mm. El reforzamiento de suelo reduce los asientos en aproximadamente la mitad de los esperados sin reforzamiento.

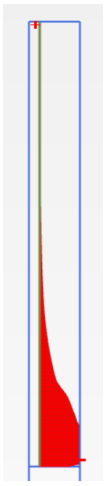




Fase 3: Esfuerzo en el suelo qs+=93kN/m^2 Fase 3 – Presión media en cabeza q(0) = 928 KN/m^2

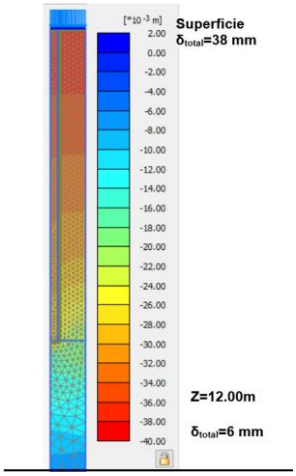
Figura 11. Esfuerzos en el suelo y en la inclusión.

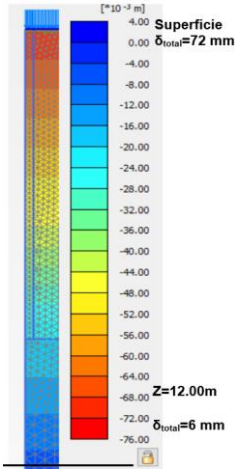




Ubicación de presión máxima, qmáx=1,029 kN/m^2 Ubicación de eje neutro τmáx=37 kN/m^2, Rint=0.67

Figura 12. Ubicación de carga máxima y eje neutro en inclusión.



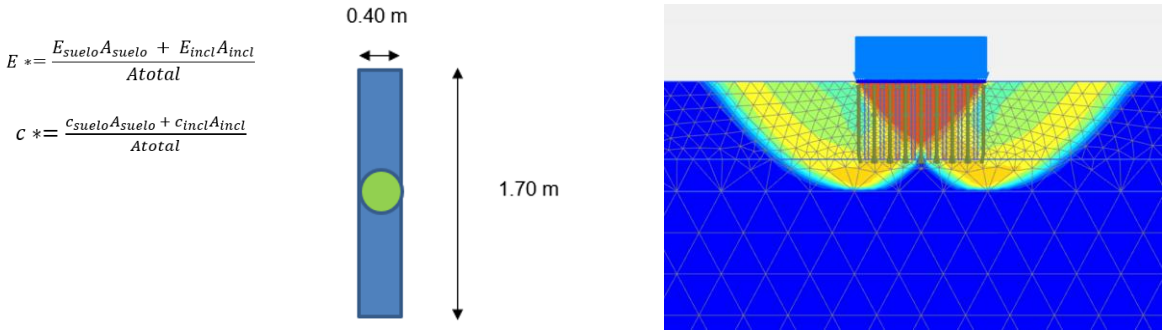


Asientos con reforzamiento Asientos sin reforzamiento

Figura 13. Asientos en la zona influencia por el reforzamiento.

- Verificación de la capacidad portante en el estrato de apoyo: La presión total de la superestructura es 130 kN/m^2 y la presión del suelo reforzado es de 162 kN/m^2. La capacidad portante del estrato de apoyo es la capacidad portante de la base más la fricción lateral proveniente del bloque rígido. Se verifica que las presiones transmitidas son menores a la capacidad portante del estrato de apoyo (292 kN/m^2 < 370 kN/m^2).
- Verificación en modelo 2D – "Plain strain": Los modelos constitutivos de los materiales y las fases constructivas son las mismas que se han empleado en el modelo axisimétrico. Los parámetros

considerados para el modelo constitutivo de la inclusión se han determinado de acuerdo con la Figura 14. La extensión vertical del modelo es de 30 m. Se ha obtenido 47 mm de asiento debido al incremento de carga de 50 kN/m^2. El factor de seguridad es de 2.95. Los valores obtenidos de asientos y de seguridad global están en el orden de magnitud de los valores obtenidos en el modelo axisimétricos.



Parámetros adoptados para la inclusión Factor de seguridad 2.95

Figura 14. Modelo 2D “Plain strain”.

5. CONCLUSIONES

El sistema de reforzamiento transfiere la carga desde la estructura hacia el suelo mediante la capa de reparto y las inclusiones, que desarrollan fricción positiva y negativa según los asientos del conjunto. Las fallas pueden ser externas o internas del sistema. Además, deben controlarse los asientos como condición de servicio. En la Figura 4 se ha presentado un esquema de verificación en las inclusiones y el suelo para satisfacer criterios de capacidad portante y asientos.

Las verificaciones pueden realizarse a partir de un modelo axisimétrico que representa condiciones edométricas. El modelo permite evaluar la transferencia de cargas y deformabilidad de los diferentes componentes en función de su resistencia y rigidez. Los resultados permiten realizar verificaciones simplificadas para asegurar el adecuado comportamiento del sistema y sus componentes. Los asientos pueden ser no representativos debido a que el modelo no representa la disminución de carga en profundidad. Sin embargo, el modelo axisimétrico puede emplearse con mayor efectividad para evaluar los asientos en la zona influenciada por el reforzamiento de suelos.

Se ha aplicado el reforzamiento de suelos en un caso real de recalce de una estructura existente. El diseño ha permitido incrementar la capacidad portante de la estructura y reducir los asientos. Los análisis se han realizado mediante un modelo axisimétrico y un modelo 2D en estado plano de deformaciones. Los modelos 2D en estado plano de deformaciones han verificado lo obtenido en el modelo axisimétrico. En cuanto a asientos y seguridad global del sistema.

REFERENCIAS

Bruce, D. A. (2002). *An Introduction to the Deep Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications*. Federal Highway Administration (FHWA), U.S.

EuroSoilStab (2002). Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. *Design Guide Soft Soil Stabilization*. BRE Press, Watford.

Federal Highway Administration (2013). *Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support*. FHWA-HRT-13-046. McLean, VA.

IREX Institut pour la Recherche Appliquée et l’Expérimentation en Génie Civil (2012). *Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements*. ASIRI National Project, Paris.

Kitazume, M. y Terashi, M. (2012). *The Deep Mixing Method*. Editorial CRC Press, Londres.

The Building Center of Japan (1997). *Guideline for Design and Quality Control of Soil Improvement for Buildings Deep and Shallow Cement Mixing Methods*. The Building Center of Japan, Tokyo.

25 AÑOS DE APLICACIÓN DE LAS COLUMNAS DE MÓDULO CONTROLADO EN ESPAÑA

Juan Carlos MONTEJANO SANZ[(1)*] y Eduardo MARTÍNEZ GARCÍA[(1)]

[(1)] Menard España
*jmontejano@menard.es

RESUMEN

La aplicación de las inclusiones rígidas en España se encuentra cerca de cumplir los 25 años. Desde la primera obra en nuestro país, por el año 2002, ha pasado de ser una técnica desconocida a una solución habitual de cimentación en terrenos blandos y rellenos antrópicos. La técnica ejecuta in situ un entramado de columnas rígidas de mortero u hormigón con una capa de reparto granular que deriva la mayor parte de la carga hacia esas inclusiones y limita los asientos globales y diferenciales. Esta concepción de cimentación compuesta, sin unión estructural, se desarrolló en Francia en los años noventa. El punto de inflexión técnico fue el Proyecto Nacional ASIRI. Sus Recomendaciones de 2012 aportaron reglas de diseño, ejecución y control basadas en ensayos a escala real, fijando conceptos hoy estándar: plano neutro, interacción losa-colchón o capa de transferencia de carga (LTP)-columna, control de asientos diferenciales y verificación estructural de cada inclusión. ASIRI+ está actualmente ampliando el alcance al comportamiento bajo cargas dinámicas y sísmicas, así como a estructuras sin colchón de reparto (LTP), recogiendo la experiencia existente de los últimos años. Hasta ahora, la normativa española ha tratado estas soluciones de forma dispersa. La ROM 0.5-05, el CTE DB-SE-C, la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera y el Anejo Nacional UNE-EN 1997-1:2016 mencionan la mejora del terreno, incluidas las inclusiones rígidas, pero sólo en apartados breves y sin un método de diseño detallado. Por tanto, la justificación ha dependido en gran medida de ASIRI y de la experiencia acumulada por constructores y consultores nacionales. Este vacío se corrige en la segunda generación del Eurocódigo 7. Esta nueva edición sitúa por primera vez la "mejora del terreno" al mismo nivel que cimentaciones superficiales, cimentaciones pilotadas o muros de contención, dedicándole un capítulo completo. Clasifica las técnicas (AI, AII, BI, BII) y ubica las inclusiones rígidas en la clase BII: elementos discretos que reciben la carga sin conexión estructural directa. Exige modelar explícitamente la interacción estructura-LTP-inclusión-suelo, identificar el plano neutro y comprobar asientos diferenciales y resistencia estructural de las inclusiones. España llega por tanto a este Simposio con 25 años de obra real y un marco técnico sólido (ASIRI / ASIRI+), justo cuando el Eurocódigo 7 otorga estatus normativo completo a las inclusiones rígidas. Esto consolida su papel como solución geotécnica de referencia para controlar asientos, reducir plazos y garantizar servicio y capacidad portante en todo tipo de estructuras.

ABSTRACT

The application of rigid inclusions in Spain is approaching its 25th anniversary. Since the first project in our country around 2002, the technique has evolved from being largely unknown to becoming a common solution for soft soils and anthropogenic fills. The technique consists of constructing, in situ, a network of rigid columns made of mortar or concrete, combined with a granular load transfer layer that redirects most of the load toward these inclusions and limits both global and differential settlements. This concept of composite foundation, without structural

connection, was developed in France in the 1990s.The technical turning point came with the ASIRI National Project. Its 2012 Recommendations provided design, execution, and control rules based on full-scale testing, establishing concepts that are now standard: the neutral plane, slab–load transfer platform (LTP)–column interaction, control of differential settlements, and the structural verification of each inclusion. ASIRI+ is currently expanding the scope to include behavior under dynamic and seismic loads, as well as structures without a load transfer platform (LTP), incorporating the experience gained in recent years. Until now, Spanish regulations have addressed these solutions in a fragmented manner. ROM 0.5-05, the CTE DB-SE-C, the Guide for Foundations in Road Works, and the National Annex to UNE-EN 1997-1:2016 mention ground improvement techniques, including rigid inclusions, but only in brief sections and without a detailed design methodology. Consequently, design justification has relied largely on ASIRI and on the experience accumulated by national contractors and consultants. This gap is addressed in the second generation of Eurocode 7. For the first time, this new edition places "ground improvement" on the same level as shallow foundations, piled foundations, or retaining walls, dedicating an entire chapter to it. It classifies techniques (AI, AII, BI, BII) and places rigid inclusions in class BII: discrete elements that receive loads without direct structural connection. It requires explicit modelling of the interaction between structure, LTP, inclusion, and soil, identification of the neutral plane, and verification of both differential settlements and the structural resistance of the inclusions. Spain therefore arrives at this Symposium with 25 years of real construction experience and a solid technical framework (ASIRI / ASIRI+), just as Eurocode 7 grants full regulatory status to rigid inclusions. This consolidates their role as a reference geotechnical solution for controlling settlements, reducing construction times, and ensuring serviceability and bearing capacity in all types of structures.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Inclusiones rígidas (Rigid inclusions), Mejora del terreno (Ground imporvement), Eurocódigos (Eurocodes).*

1. INTRODUCCIÓN

En el contexto español, el crecimiento de plataformas logísticas e industriales, la urbanización en áreas de rellenos vertidos y suelos blandos, y la necesidad de reducir plazos de ejecución han impulsado soluciones que permitan cimentaciones superficiales donde tradicionalmente se recurría a pilotes. En este marco, las Columnas de Módulo Controlado (CMC), familia de inclusiones rígidas ejecutadas generalmente con herramientas de desplazamiento e inyección a baja presión, han ganado protagonismo por su capacidad de reducir asientos y aumentar capacidad portante con baja generación de escombros y sin vibraciones significativas.

Aunque el concepto de "inclusiones rígidas" es amplio (desde elementos prefabricados hincados hasta *soil-mixing*), el desarrollo moderno del sistema "inclusión rígida + capa de transferencia" se consolidó en Francia desde los años 1990 y se ha extendido internacionalmente. En España, su implantación ha ido acompañada de una progresiva maduración de criterios de proyecto y control, apoyada por referencias técnicas europeas (ASIRI (Presses Ponts et Chaussées, 2013), y en el futuro ASIRI+ (IREX, 2026)) y, recientemente, por la segunda generación del Eurocódigo 7 (European Committee For Standardization, 2025) (EC-7).

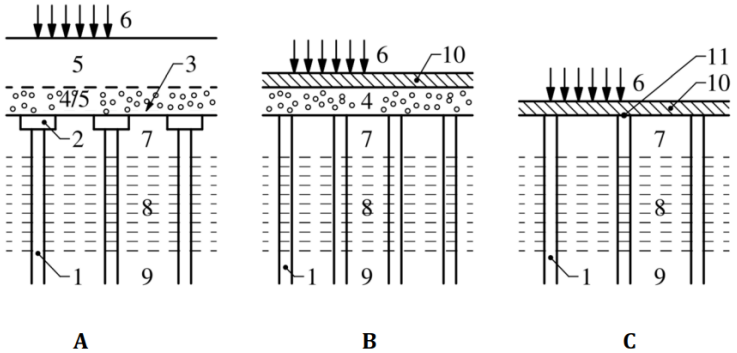
Este artículo revisa los componentes del sistema y su funcionamiento, las claves de diseño y control, la aplicación y la transición normativa hacia el nuevo EC-7 de segunda generación, en un momento en el que la práctica española acumula una experiencia de 25 años.

2. LAS INCLUSIONES RÍGIDAS

Las CMC son un tratamiento del terreno mediante inclusiones rígidas. Las inclusiones rígidas son, partiendo de las definiciones del nuevo EC-7, elementos instalados en el suelo con una rigidez significativamente mayor al terreno circundante, y que modifican la distribución de cargas en la zona tratada. De esta manera se mejora la capacidad portante y/o el funcionamiento en servicio.

2.1. COMPONENTES DEL SISTEMA

Los diferentes componentes que forman un tratamiento mediante inclusiones rígidas se recogen en la Figura 12.1 de la parte 3 del nuevo EC-7 (Figura 1).



Key

1	rigid inclusions	6	load
2	optional caps	7	working platform
3	optional basal reinforcement	8	weak soil
4	load transfer platform	9	load bearing ground
5	embankment	10	slab or spread foundation
		11	no structural connection between 1 and 10 (Figure 11c)

A embankment

B slab or spread foundation with a load transfer platform

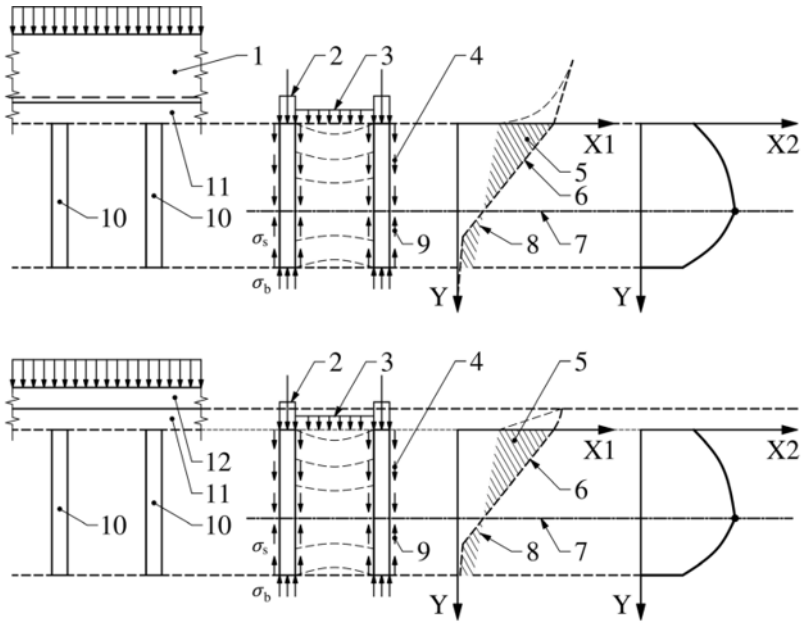
C slab or spread foundation without a load transfer platform

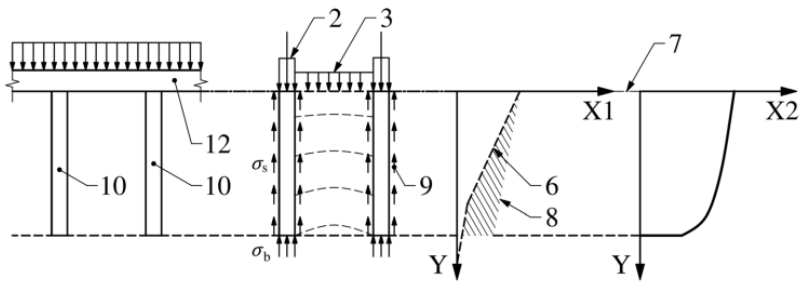
Figura 1. Elementos de un tratamiento de inclusiones rígidas según la Figura 12.1 de la parte 3 del nuevo EC-7.

Se puede comprobar que los tratamientos de inclusiones rígidas pueden tener elementos tales como capiteles, geomallas o colchón de reparto, tener algunos de esos elementos o ninguno. Lo que sí es condición obligada, según recoge el nuevo EC-7 parte 3, en su apartado 12.1(3), es que no exista conexión estructural entre las inclusiones y la cimentación.

2.2. FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA

Precisamente por la falta de conexión estructural entre la estructura y las inclusiones rígidas, los mecanismos de transmisión de tensiones pueden ser bastante complejos. El nuevo EC-7 recoge estas interacciones en la Figura 12.2 de la parte 3 (Figura 2).





Key

X1	settlement	6	settlement of the ground
X2	inclusion axial force	7	neutral plane
Y	depth	8	settlement of the inclusion
1	embankment	9	positive skin friction
2	load transmitted to the inclusion	10	inclusion
3	load transmitted to the ground	11	load transfer platform
4	negative skin friction	12	structure (e.g. slab and spread foundation)
5	differential settlement	σ_s	mobilised shaft friction along the inclusion
		σ_b	mobilised tip resistance of the inclusion

Figura 2. Interacciones de un tratamiento de inclusiones rígidas según la Figura 12.1 de la parte 3 del nuevo EC-7.

En dicha figura observamos inclusiones rígidas, de arriba abajo, en un terraplén, en una estructura con colchón de reparto y en una estructura sin colchón de reparto. De izquierda a derecha tenemos:

1. Esquema de tratamiento.
2. Distribución de cargas. Se observa que en todos los casos parte de la carga se traslada al terreno, a diferencia que en una solución pilotada. Si bien esa carga que se transmite al terreno puede ser muy baja. En los casos en los que hay colchón de reparto se produce rozamiento negativo. El plano en que el que empieza a haber rozamiento positivo se le denomina plano neutro. Cuando no existe colchón de reparto, el plano neutro se sitúa en cabeza de las inclusiones.
3. Asientos en el suelo y la inclusión. En las opciones con colchón de reparto, en la parte más superficial, el terreno asienta más que la inclusión provocando rozamiento negativo. En el plano neutro, asientos de terreno e inclusión se igualan.
4. Distribución de tensiones en la inclusión. La tensión máxima se da en el plano neutro, es decir, en cabeza de la inclusión cuando no hay colchón de reparto y a una determinada profundidad en los otros casos.

2.3. COMPROBACIÓN DEL SISTEMA

El nuevo EC-7 clasifica los tratamientos del terreno en diferentes clases en función de las características. Las inclusiones rígidas forman la Clase BII: elementos discretos con una resistencia a compresión medible y una rigidez significativamente mayor a la del terreno circundante. Aquí estarían incluidas las CMC, columnas de soil-mix, columnas de jet-grouting o incluso pilotes sin unión estructural. Para más ejemplos de cómo se clasifican los tratamientos del terreno según el nuevo EC-7 se recomienda consultar la comunicación de Pablo Ruiz-Terán (Ruiz-Terán, 2024) en las 24ª Jornadas Técnicas SEMSIG – AETESS.

El EC-7 define las comprobaciones a realizar en función de estas clases. De esta manera para la clase BII se especifica:

- Debe verificarse la resistencia estructural de la inclusión individual.
- Debe obtenerse el plano neutro.
- El método de análisis debe considerar la diferencia de rigidez entre la inclusión y el suelo circundante.
- Debe comprobarse la resistencia al pandeo para inclusiones de diámetro menor a 0,3 m.
- El diseño debe tener en cuenta todas las interacciones entre los componentes del sistema (Figura 2).

Las indicaciones del nuevo EC-7 invalidan el uso de métodos de homogenización. Estos métodos, provenientes de los tratamientos tipo BI como las columnas de grava, no pueden utilizarse debido a que no tienen en cuenta

las diferentes interacciones. Además de ser incorrectos, no están del lado de la seguridad, ya que el desplazamiento relativo de las inclusiones rígidas genera mucho más asiento que el calculado mediante dichos métodos. Por el mismo motivo, tampoco es adecuado considerar ángulos de rozamiento o cohesiones equivalentes, si no que deben considerarse los esfuerzos para cada elemento del sistema por separado. De no hacerse así, podría producirse el fallo del terreno entre inclusiones.

3. MARCO NORMATIVO Y RECOMENDACIONES

En España, las normas o guías que hacían referencia a los tratamientos del terreno habían sido, hasta ahora, las siguientes:

- ROM 0.5-05 (Puertos del Estado, 2005). Dedica el apartado 3.9, relativamente extenso, a los tratamientos del terreno y pueden considerarse un documento pionero en España. Dedica incluso una parte a las inclusiones rígidas, sin embargo, incluye en ese apartado las columnas de grava y comenta que las inclusiones de mayor rigidez deben calcularse como si fueran pilotes. Es un documento que ha quedado ya superado.
- DB SE-Cimientos del Código Técnico de la Edificación (Ministerio de Fomento, 2006). Incluye los tratamientos del terreno y por tanto estos han podido utilizarse en España. Sin embargo, se le dedica un apartado, el 8, que ocuparía menos de una página que recoge generalidades.
- Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (Ministerio de Fomento, 2009). Tiene un apartado extenso dedicado a los tratamientos del terreno. Sin embargo, no trata como tal las inclusiones rígidas, aunque si recoge parámetros a conseguir y controlar en el jet-grouting y las columnas de suelo-cemento.
- Anterior generación del Eurocódigo 7 (AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales, 2016). Sólo dedica un apartado a los tratamientos del terreno que no entra en profundidad.

Como vemos, hasta la aparición del reciente nuevo EC-7, apenas existía normativas y guías en España cubriendo las inclusiones rígidas. Es por ello que, desde su aparición en 2013, el documento de referencia ha sido las Recomendaciones para el diseño, construcción y control de tratamientos del terreno mediante inclusiones rígidas (ASIRI).

Ahora disponemos del nuevo EC-7 que deja claro que es lo que debemos tener en cuenta en un tratamiento de inclusiones rígidas. Sin embargo, es de esperar que ASIRI y su ampliación ASIRI+ sigan siendo la referencia de como realizar las comprobaciones que exige el nuevo Eurocódigo.

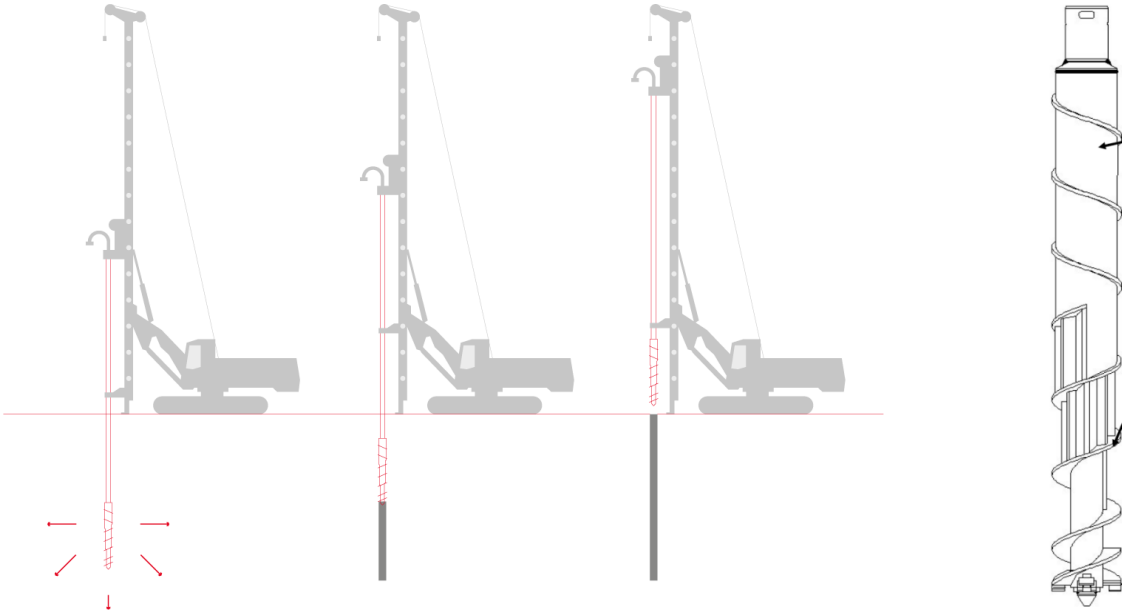
4. LAS COLUMNAS DE MÓDULO CONTROLADO

Las Columnas de Módulo Controlado (CMC) son un tipo de tratamiento mediante inclusiones rígidas. Se conforma de una malla de columnas de mortero u hormigón, ejecutadas normalmente mediante desplazamiento del terreno. La ejecución de las CMC debe realizarse con un registro continuo de los parámetros de perforación y bombeo. En resumen, las características más habituales de un tratamiento de CMC son las siguientes:

- Material: hormigón o mortero bombeable.
- Diámetro: entre 280 y 500 mm (los más usuales son 300, 360 y 420).
- Tasa de sustitución: 1 a 9 %.
- Longitud: 3 a 25 m (pueden alcanzarse longitudes superiores a 50 m).

Las CMC se constituyen con un material fabricado en central, con un registro continuo de parámetros y con un diámetro igual al de la herramienta de perforación. Todo esto implica un nivel de incertidumbre mucho menor al de otras inclusiones rígidas como las columnas de suelo-cemento o de jet-grouting.

Las CMC se ejecutan habitualmente mediante desplazamiento del terreno según el esquema de la Figura 3 (a) para lo que utilizan una herramienta tipo tornillo (Figura 3 (b)).



(a) (b)

Figura 3. Procedimiento de ejecución (a) y barrena de desplazamiento (b) de las CMC.

La perforación avanza hasta la profundidad requerida, desplazando o comprimiendo el terreno alrededor, para después bombear el mortero u hormigón a presiones moderadas a través del alma del útil. La barrena asciende, sin extraer material y manteniendo la presión, creando una columna con el mismo diámetro que la herramienta.

En cuanto al control del tratamiento ejecutado, el nuevo EC-7 recoge, como ensayos típicos en inclusiones rígidas los siguientes: ensayo de carga sobre inclusión individual, ensayo de carga sobre área cargada (grupo de columnas y suelo circundante) y ensayos de resistencia a compresión del material. En la práctica, es habitual realizar también ensayos de impedancia. Los ensayos de áreas cargadas son poco comunes, debido a su dificultad y coste de ejecución. En tanto que las CMC sólo cambian las propiedades del terreno circundante en una zona pequeña alrededor de su fuste, normalmente suele considerarse suficiente la comprobación de la inclusión individual. ASIRI proporciona guías de la cuantía de ensayos a realizar.

5. APLICACIÓN EN ESPAÑA DE LAS CMC

La entrada de las inclusiones rígidas modernas en España se vincula a la transferencia tecnológica desde Francia y desde su primera aplicación en nuestro país en 2002, en el ámbito de la autopista radial R3, las CMC se han aplicado en todo tipo de estructuras geotécnicas:

- Naves industriales sobre rellenos no controlados y suelos blandos,
- Naves industriales sobre rellenos portuarios y diques,
- Edificios de viviendas de varias alturas,
- Oficinas,
- Hospitales,
- Estribos y cuñas de transición,
- Infraestructuras viales (carreteras y ferrocarriles),
- Centros comerciales,
- Tanques de hidrocarburos,
- Depuradoras,
- Aerogeneradores,
- Terraplenes,
- Muros de contención,
- Muros de suelo reforzado,
- Etc.

En las diferentes estructuras las CMC pueden realizarse para cumplir diversos objetivos: conseguir una capacidad portante suficiente, garantizar asientos totales o diferenciales admisibles, obtener un perfil de asientos suave en cuñas de transición, reparar blandones, alcanzar factores de seguridad suficientes en cálculos de estabilidad global, evitar asientos inducidos a estructuras existentes, etc.

Podemos observar la gran versatilidad de la técnica, que permite alcanzar capacidades portantes elevadas y significativas reducciones de asiento. Además, al estar formadas por un mortero u hormigón fabricados en central, pueden aplicarse a todo tipo de terrenos incluso con muy baja resistencias al corte, con presencia de materia orgánica o incluso en suelos contaminados. De esta manera, las CMC pueden aplicarse en zonas donde otras mejoras del terreno, como las columnas de grava, el suelo-cemento o el jet-grouting no son adecuadas.

La ejecución con desplazamiento, sin extracción de material, hace las CMC especialmente interesantes en presencia de contaminación, evitando la difícil gestión de esta clase de materiales.

En la Figura 4 se muestra la distribución en diferentes sectores a partir de los datos de más de 170 obras de CMC ejecutadas por Menard en nuestro país.

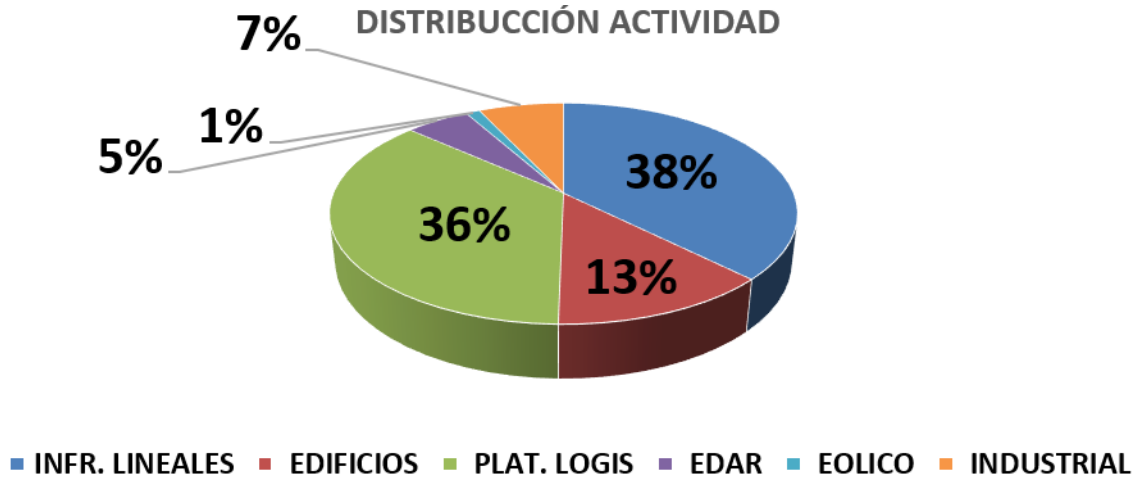


Figura 4. Distribución de actividad en diferentes sectores.

En la Tabla 1 se incluyen algunas obras escogidas realizadas por Menard a lo largo de los años.

Tabla 1. Ejemplos de obras de CMC ejecutadas por Menard en España.

Tipo de estructura	Localización	Descripción	Año/s
Hospital	Orihuela (Alicante)	Ampliación del Hospital Vega Baja. Tratamiento para la reducción de asientos totales e inducidos en terrenos blandos.	2023-2026
Centro comercial	Palmas Altas (Sevilla)	Cimentación del Centro Comercial Palmas Altas. Tratamiento con columnas bimódulo para evitar asientos diferenciales (Montejano Sanz y Martínez García, 2019).	2017-2018
Edificio de viviendas	Dolores (Alicante)	Cimentación de edificio de planta baja más cinco alturas sobre grandes espesores de terreno blando (Pérez Rodríguez *et al.*, 2016).	2012
Tanques hidrocarburos	Polo industrial (Huelva)	Cimentación de tanque sobre rellenos de dragado. El objetivo es conseguir asientos admisibles durante la prueba hidráulica (Montejano Sanz *et al.*, 2011).	2009-2017-2022
Terraplenes	ADIF D.G.C	Actuaciones diversas en terraplenes con problemas de blandones, subsidencias, refuerzo cimiento, minimización asientos diferidos, rigidización conexión con otras LAV en circulación, etc. (Montejano Sanz y Martínez García, 2017).	2005- 2026
Nave de graneles	Marín (Pontevedra)	Cimentación de nave de graneles sobre rellenos portuarios blandos y con parte del cimiento sobre antiguo dique de escollera.	2016
Naves logísticas automatizadas	Numerosos casos	Cimentación de naves automatizadas con muy exigentes requisitos de planimetría sobre suelos blandos.	2012-2026
Estación depuradora de aguas residuales	Almoradí (Alicante)	Cimentación de una estación depuradora sobre espesores del orden de 20 m de material muy blando.	2024

6. CONCLUSIONES

En aproximadamente 25 años, las CMC/inclusiones rígidas han pasado en España de solución emergente a alternativa madura para controlar asientos en suelos blandos y rellenos, habilitando cimentaciones superficiales y reduciendo plazos. Cada vez más aparecen directamente en los proyectos como la solución por defecto.

Sin embargo, a pesar de existir un marco teórico completo (ASIRI) y estar incluidas en las normas españolas, aún se encontraba una cierta resistencia a su aplicación. Incluso ahora, es posible encontrar diseños de inclusiones rígidas que utilizan métodos heredados de las columnas de grava, que son incorrectos.

Esta situación cambia con segunda generación de Eurocódigos, que consolidan normativamente la mejora del terreno y las inclusiones rígidas, estableciendo los requisitos de diseño y control. El nuevo EC-7 supone un nuevo empujón a una técnica ya bien establecida tras un cuarto de siglo de aplicación en España y con decenas de obras exitosas.

La futura publicación de ASIRI+, con las recomendaciones para cargas cíclicas o dinámicas y para elementos sin colchón de reparto terminarán de cerrar el marco teórico y de ejecución. Y las iniciativas que ya existen en IA (Martínez García, 2025) aún llevarán las CMC un paso más allá.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el buen trabajo de las empresas y personas involucradas en las obras referenciadas.

REFERENCIAS

AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales, 2016. UNE-EN 1997-1. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales.

European Committee For Standardization, 2025. Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 3: Geotechnical structures.

IREX, 2026. ASIRI+ [WWW Document]. URL https://asiriplus.fr/

Martínez García, E., 2025. Obtención del perfil penetrométrico del suelo aplicando Machine Learning al registro de parámetros de perforación (PhD Thesis). Universidad Politécnica de Madrid.

Ministerio de Fomento, 2006. Documento Básico Seguridad Estructural-Cimientos.

Ministerio de Fomento, 2009. Guía de cimentaciones en obras de carretera.

Montejano Sanz, J.C., Espinosa Ortiz, J.A., Pérez Rodríguez, T., 2011. Ingeopress.

Montejano Sanz, J.C. y Martínez García, E., 2017. Actuación en conservación de vías existentes. Terraplenes con problemas de deformaciones. Presented at the III Congreso Internacional de Ingeniería Civil y Territorio.

Montejano Sanz, J.C. y Martínez García, E.M., 2019. Columnas bi-módulo. Descripción y ejemplos de aplicación. Presented at the 19ª Sesión de las Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS.

Pérez Rodríguez, T., Montejano Sanz, J.C., Valiente Sanz, R., 2016. Ingeopress.

Presses Ponts et Chaussées, 2013. Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion: ground improvements. Presses Ponts et Chaussées.

Puertos del Estado, 2005. ROM 0.5-05 : recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias. Puertos del Estado.

Ruiz-Terán, P., 2024. Dimensionamiento de tratamientos de mejora del terreno de acuerco con el futuro Eurocódigo 7. Presented at the 24ª Jornadas Técnicas SEMSIG – AETESS.

MICROPILOTES CON TECNOLOGÍA SONIC DRILLING EN LA TERMINAL G DEL PUERTO DE BARCELONA

Manuel PITA OLALLA[(1)*] y Diego GÓMEZ SANTIAGO[(1)]

[(1)] Dragados S.A.
*mpitao@dragados.com

RESUMEN

La construcción de la cimentación de la Terminal G del Puerto de Barcelona presentaba una complejidad alta debido al gran espesor y elevada heterogeneidad del relleno antrópico existente, que incluye bolos de gran tamaño y variabilidad significativa en los valores de resistencia. Este relleno, de hasta 25 m, descansa sobre arenas y arcillas limosas cuaternarias que es donde se materializará el empotramiento profundo de la cimentación para garantizar la capacidad portante y controlar los asientos. Las alternativas convencionales de cimentación fueron descartadas por problemas de hinca, perforación, elevado coste o limitaciones de plazo. La solución finalmente adoptada consistió en micropilotes autoperforantes de 230 mm ejecutados mediante perforación sónica, técnica que, gracias a su energía vibratoria de alta frecuencia, permite atravesar medios muy heterogéneos con mínima desviación y elevado rendimiento. Las pruebas de carga en los micropilotes confirmaron capacidades muy superiores a las exigidas en proyecto y un comportamiento esencialmente elástico, validando la idoneidad de esta solución para terreno tan complejos como los de la Terminal G.

ABSTRACT

The construction of the foundation for Terminal G at the Port of Barcelona involved a high level of complexity due to the considerable thickness and pronounced heterogeneity of the existing anthropic fill, which contains large boulders and exhibits significant variability in strength parameters. This fill, up to 25 m thick, rests on Quaternary silty sands and clays, which serve as the bearing stratum where the deep embedment of the foundation is developed to ensure load-bearing capacity and control settlements. Conventional foundation alternatives were discarded due to driving difficulties, drilling problems, high costs, or schedule constraints. The solution ultimately adopted consisted of 230 mm self-drilling micropiles installed using sonic drilling—a technique whose high-frequency vibratory energy allows penetration through highly heterogeneous ground with minimal deviation and high productivity. Load tests on micropiles confirmed capacities well above the design requirements and an essentially elastic behavior, validating the suitability of this solution for ground conditions as complex as those found at Terminal G.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Micropilotes (Micropiles), Perforación sónica (Sonic drilling), Prueba de carga (Load test).*

1. INTRODUCCIÓN

El proyecto de una nueva Terminal (la G del Port de Barcelona) en el área de la concesión (ver figura 1) forma parte de los grandes cambios que el Port de Barcelona ha puesto en marcha en los últimos años. Además, el Port, en el IV Plan Estratégico 2021-2025, puso de manifiesto los retos cruciales para relanzar la zona mencionada hacia un futuro sostenible desde un punto de vista medioambiental, social y económico.



Figura 1. Ubicación de la Terminal G (imagen de Google Earth).

La propuesta de proyecto pretende dar una respuesta que se identifique con un espacio funcional y eficiente destinado a la recepción de cruceros como el Icon of the Seas con una capacidad de hasta 7.500 pax. La nueva terminal forma parte de una secuencia de terminales ubicadas en el Mol l Adossat en el marco del Puerto de Barcelona. El edificio ocupa un área de unos 9.500 m^2 y tiene una altura máxima de 18, 4 m (figura 2). En el año 2024 “Catalonia Cruise Terminal G” adjudicó a DRAGADOS el diseño y construcción de esta nueva terminal.



Figura 2. Renderización de la Terminal (fuente: www.bonart.cat).

En el presente artículo, se explica la cimentación adoptada para apoyar el edificio Terminal, que presenta una complejidad importante dada la profundidad de unos 20-35 m a la que aparece el sustrato competente y la alta heterogeneidad y deformabilidad del relleno que aparece sobre dicho sustrato.

2. GEOTECNIA DE LA ZONA

El Estudio Geotécnico (EG) de la parcela fue realizado por GEOCAM (2024), Geología y Geotecnia en septiembre de 2024. Para la investigación del terreno se realizaron 10 sondeos (ver ubicación en figura 3) de entre 30 y 40 m de longitud con recuperación continua de testigo, 92 ensayos SPT y toma de 24 muestras inalteradas. Con las muestras se realizaron ensayos de laboratorio (identificación, plasticidad, resistencia y ensayos químicos).

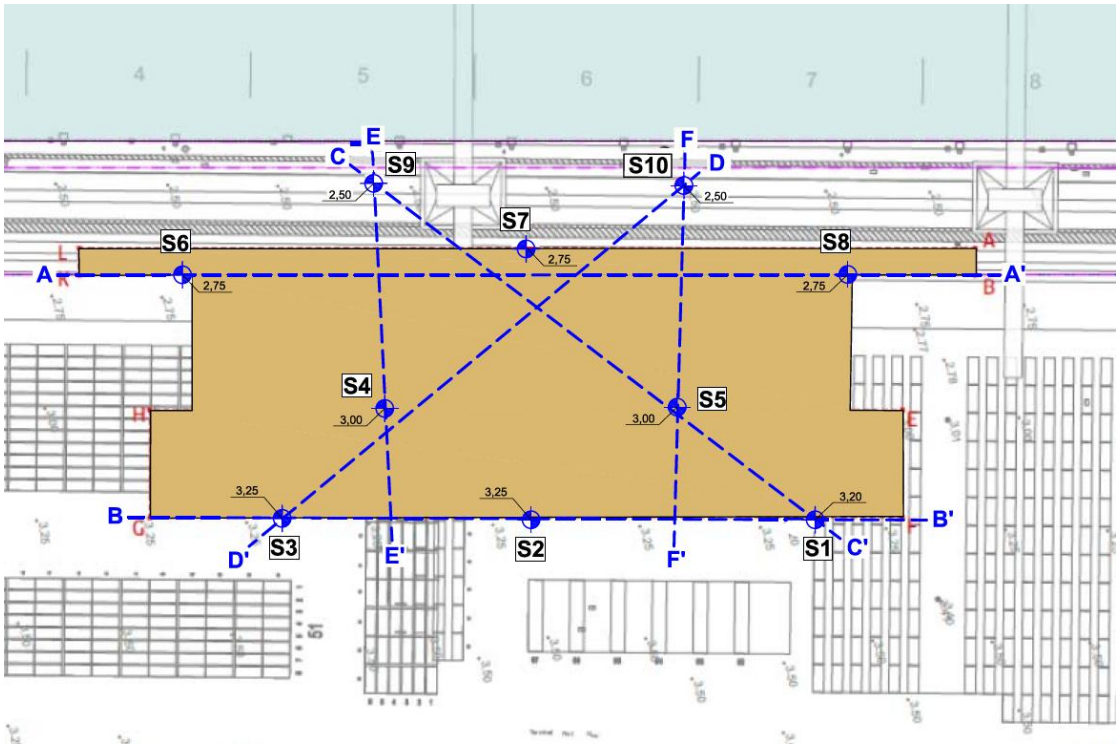


Figura 3. Ubicación de reconocimientos del EG.

Existe una campaña complementaria en la que la empresa Applus hizo un único sondeo, pero de mayor longitud (de 80 m).

Los distintos niveles geotécnicos identificados en el EG son los siguientes:

- **UG 1: relleno antrópico**

Está formado por materiales heterogéneos, mayoritariamente granulares de alta porosidad que presentan una permeabilidad alta. El espesor es variable entre 18.6 m y 24.6 m.

Bajo el pavimento existe una capa de 1.5 m/3.5 m de abundantes cantos de caliza, granito y hormigón de hasta 50 cm. A continuación, existen arenas y gravas con abundantes restos de escombros y bloques de naturaleza diversa. Existen bloques que superan los 1,8 m. En algunos puntos existen zonas con materiales finos, gravas y arenas arcillosas.

En tres de los sondeos (S1, S3 y S4) existen arcillas arenosas con restos de escombros.

Además, parte del edificio apoyaba en el trasdós del cajón del muelle existente, formado por un pedraplén.

- **UG 2: arenas y arcillas limosas cuaternarias.**

Son intercalaciones de arenas de granulometría fina a gruesa con niveles donde domina la fracción fina (arcillas y limos) que forman parte de la llanura deltaica del Llobregat. Normalmente, en el techo de la unidad (entre 3 y 8 m) dominan los materiales granulares, con arenas de granulometría de fina a media con algo de arcilla y limo e incluso con tramos de arenas limpias.

En la siguiente figura (figura 4) se muestra un perfil estratigráfico representativo recogido en el EG:

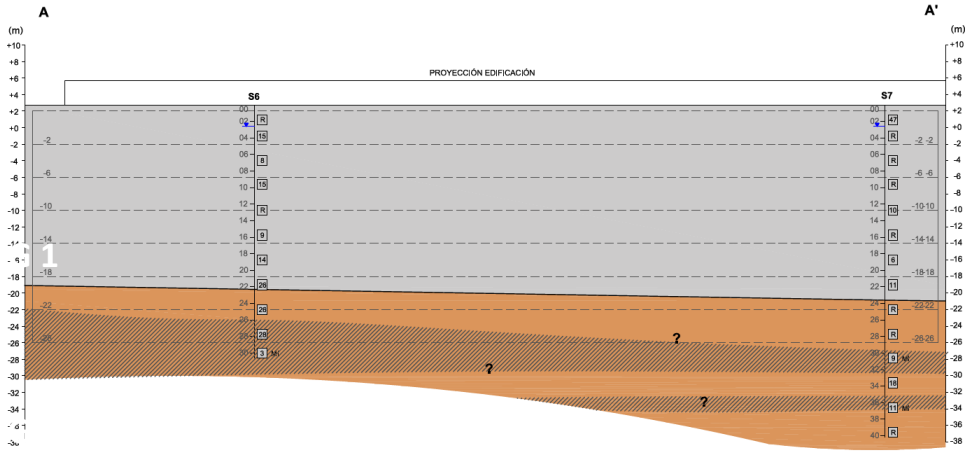


Figura 4. Perfil Geotecnia representativo, extraído del EG.

De los resultados de los ensayos SPT se puede deducir la gran heterogeneidad, especialmente de los rellenos, como se muestra en la figura 5.

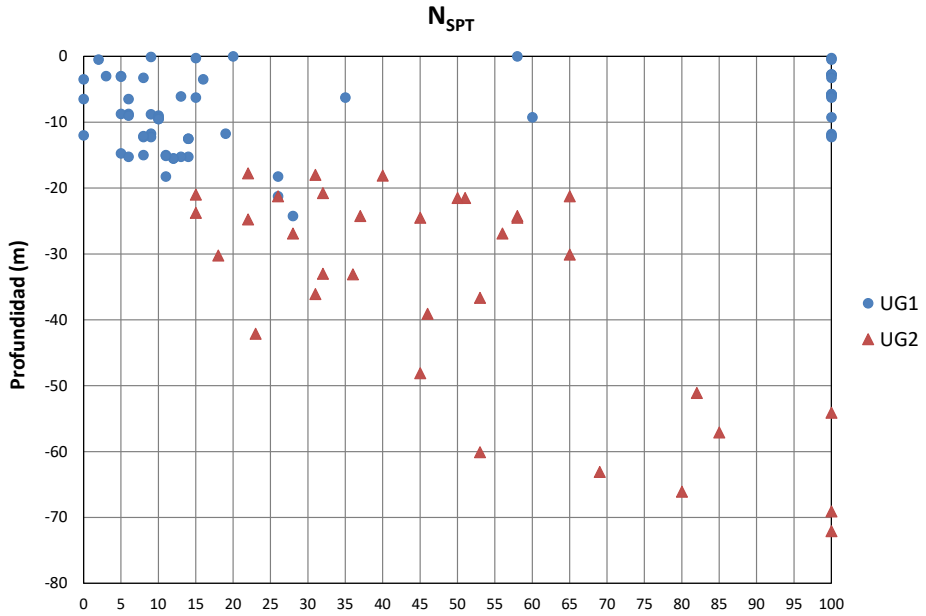


Figura 5. Valor del SPT en función de profundidad y estrato.

3. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

El problema que domina esta cimentación es la deformabilidad del terreno, ya que el espesor y heterogeneidad del relleno antrópico podría provocar importantes asientos y distorsiones angulares en el edificio.

En el proyecto se proponía una cimentación profunda a través de micropilotes perforados a rotación con camisa recuperable, 250 mm de diámetros de perforación, inyección repetitiva selectiva y longitudes entre 30 y 35 m. Esta longitud es necesaria para lograr un empotramiento de aproximadamente 10 m en el estrato de arenas y arcillas limosas.

La heterogeneidad y gran espesor de los rellenos hacía que esta ejecución fuera muy compleja y de muy bajo rendimiento, por lo cual se analizaron diversas alternativas a la cimentación de proyecto:

- Cimentación profunda con pilotes prefabricados de hormigón. La presencia de bloques de gran tamaño en los rellenos dificultaría la hinca de los pilotes pudiendo obtener falsos rechazos, desvíos o incluso rotura.
- Pilotes con camisa recuperable. Es un sistema que presentaba dificultades en la perforación del relleno por la presencia de bloques y además resulta muy costosa la instalación y extracción de la camisa recuperable.

- Cimentación superficial con losa. Esta alternativa necesitaba de una precarga de unos 2,5 m de altura de tierras durante un periodo al menos 2-3 meses, para reducir los asientos. Esta solución se descartó por la falta de disponibilidad de material para la precarga y el plazo de ejecución.
- Cimentación mediante micropilotes TITAN autoperforantes. Esta solución se descartó ante la posibilidad de encontrar bolos o restos de construcción de gran volumen que podrían impedir alcanzar la profundidad requerida.

Los anteriores condicionantes ratificaron que la solución más eficaz era mediante micropilotes, siempre y cuando se resolviera el problema de la perforación.

4. SOLUCIÓN ELEGIDA

Para resolver el problema de perforación se recurre al sistema de perforación *Sonic Drilling* que, aplicado a micropilotes, destaca por su gran versatilidad, ya que permite avanzar eficazmente en una amplia variedad de terrenos, desde formaciones muy sueltas hasta materiales más competentes. Su tecnología basada en vibración de alta frecuencia reduce la fricción del terreno contra la herramienta, facilitando la penetración y aumentando la velocidad de avance. Además, minimiza la desviación del taladro, logrando alineaciones muy precisas en espacios reducidos. Por todo ello, el Sonic se convierte a priori en una solución especialmente eficaz en este caso.

Por tanto, se optó por una solución de cimentación mediante micropilotes autoperforantes de Ø 230 mm, ejecutados mediante la técnica de perforación sónica (Sonic Drilling), armados con tubería de acero N-80 de 550MPa de límite elástico (Ø 127 x 9 mm de espesor, comprobado en obra al recibir el material) e inyectados con lechada de cemento.

4.1. FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE PERFORACIÓN “SONIC DRILLING”

La perforación sónica es una técnica avanzada que emplea vibración mecánica de alta frecuencia, generada por masas contrarrotantes en el cabezal, para reducir la fricción entre el varillaje y el terreno y permitir una penetración rápida y eficiente. La vibración se combina con rotación y empuje, de modo que, cuando el conjunto alcanza su frecuencia resonante, se maximiza la energía transmitida a la broca y se facilita el avance incluso en materiales muy heterogéneos (ver figura 6).

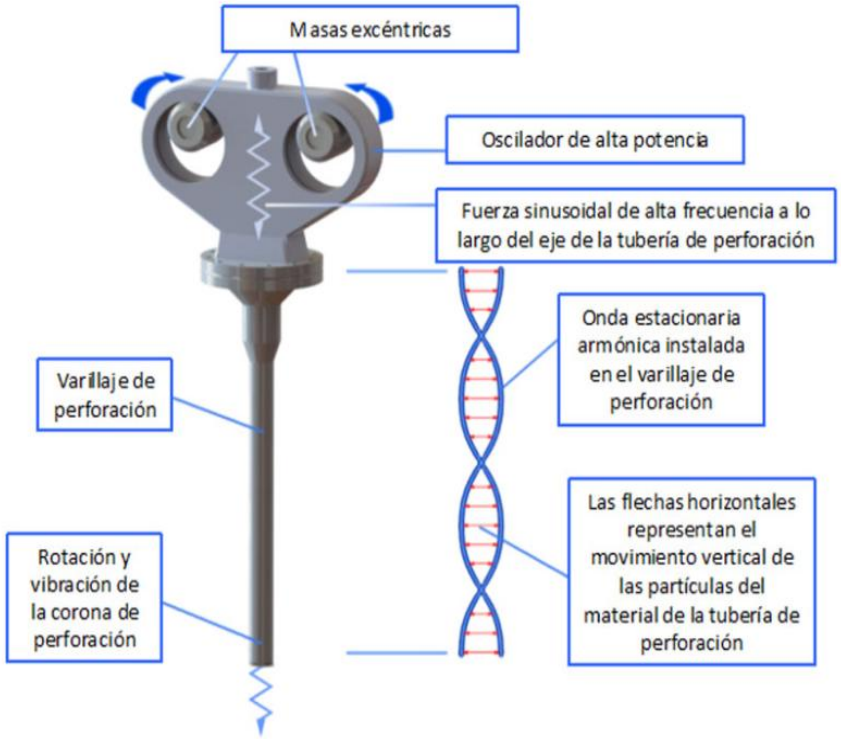


Figura 6. Esquema de tecnología de perforación sónica.

Un sistema de aislamiento evita que las vibraciones afecten a la máquina y dirige la energía hacia el fondo del taladro. Esto permite atravesar con facilidad rellenos complejos con bolos, gravas densas o arcillas difíciles, con mínima desviación, reduciendo los riesgos de atasco.

La técnica proporciona tres ventajas clave para este proyecto:

- Alta velocidad de perforación (muy superior a métodos convencionales de rotación).
- Verticalidad excelente, con desviaciones típicas inferiores al 1 %.
- Menor generación de detritos, útil en zonas portuarias y rellenos poco estables.

Gracias a estas características, la perforación sónica resultó especialmente adecuada para instalar micropilotes en un terreno con un relleno antrópico de gran espesor y elevada heterogeneidad.

4.2. PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE LOS MICROPILOTES DE LA TERMINAL:

La ejecución de los micropilotes fue encargada a la empresa RODIO KRONSA, cuya tecnología de perforación sónica se comercializa bajo el nombre de HI'DRILL.

El procedimiento de ejecución recogía las operaciones esenciales para garantizar una ejecución segura, controlada y conforme al Código Estructural, CTE, UNE-EN 14199 y demás normativa aplicable.

El proceso requirió de 3 equipos de perforación con cabezal sónico, minicargadoras para manipulación del varillaje de perforación, y centrales automáticas de fabricación e inyección de lechada.

La armadura consiste en tubería de acero de dimensiones 127 x 9 mm, con tramos de tubería con roscas de 60 mm que se conectan mediante manguitos exteriores de Ø 139,7 mm y utilización de puntaza o tricono perdido para la instalación autoperforante (ver figura 7). La lechada emplea cemento CEM IV/A (P) 42,5 R-SR, con relación a/c = 0,5, y resistencia mínima fck ≥ 25 MPa a 28 días.



Figura 7. Manguito, puntaza y tricono (de izquierda a derecha).

El procedimiento contempla las siguientes fases principales:

1. **Replanteo:** La localización de cada micropilote se materializa fijando sus ejes mediante redondos o anclajes sobre la plataforma, señalizando la posición, inclinación y longitud prevista.
2. **Emplazamiento:** La máquina (ver figura 9) se posiciona garantizando una coincidencia con el eje teórico y controlando la verticalidad o la inclinación prevista.
3. **Perforación autoperforante con el sistema "Sonic drilling":** Se perfora utilizando agua salada como fluido de perforación, verificando posibles desviaciones en todo momento.

   Para evitar comunicaciones hidráulicas, se espacian temporalmente micropilotes consecutivos y se respeta una separación mínima de 2,5 Ø.
4. **Armado:** La tubería incorpora válvulas antirretorno cada metro (una por cada lado) en los 10 m finales, permitiendo la inyección en la zona de empotramiento en arenas. Las válvulas de inyección son válvulas roscadas mecanizadas en la tubería del micro para que no sufrieran daños durante la perforación (ver figura 8).



Figura 8. Válvulas antirretorno para la inyección repetitiva.

5. **Inyección tipo IR (Inyección Repetitiva):**
   - **Relleno inicial (IU):** Colmatación del hueco entre taladro y armadura desde fondo hacia boca.
   - **Reinyección (IR):** Tras un mínimo de 6 horas, se inyecta a través de la tubería hasta alcanzar presión máxima o volumen máximo definido en la siguiente tabla (tabla 1).

Tabla 1. Criterios de cese de inyección.

Escenario	Inyección 1		Inyección 2		Inyección 3
1	<5 bar	500 kg	<5 bar	500 kg	Decidir
			5-7 bar	500 kg	Terminado
			>7 bar	350 kg	Terminado
2	5-7 bar	500 kg	5-7 bar	350 kg	Terminado
			5-10 bar	200 kg	Terminado
3	7-10 bar	500 kg	Terminado		
4	10-15 bar	350 kg	Terminado		
5	>15 bar	200 kg	Terminado		

Al final del proceso se realiza una inyección de final de relleno por boca de la armadura tubular.

6. **Conexión estructural:** Realizada tras la ejecución e inyección del micropilote.



Figura 9. Maquinaria de perforación trabajando en la Terminal G.

4.3.CONTROL DE EJECUCIÓN:

Para el control de ejecución se prescribieron controles geométricos y de calidad de lechada:

- **Tolerancias:**
  - Desviación en planta ≤ 10 cm.
  - Desviación angular ≤ 2% de la longitud.
  - Longitud perforada ± 20 cm respecto al proyecto.
- **Control de lechada:**
  - Densidad (balanza Baroid), viscosidad (Cono de fluidez UNE-EN 445), exudación menor o igual que el 3% en volumen según la Guia de micropilotes y temperatura.
  - Toma periódica de probetas para ensayos a 7 y 28 días.
- **Parte diario:** Se documenta para cada micropilote ejecutado: tiempos de perforación e inyección, consumos de inyección, profundidad de perforación, longitud y tipo de armadura, tramos, conexiones, características de la reinyección, presión y volumen de admisión, así como características del terreno atravesado.

5. PRUEBAS DE CARGA

Se realizaron dos ensayos de tracción sobre micropilotes realizados específicamente para las pruebas de carga (denominados Nuevo A y Nuevo B), y un ensayo de compresión sobre otro micropilote también realizado específicamente para la prueba de carga (denominado T-2). El objetivo consistía en verificar que cada elemento fuese capaz de soportar la carga solicitada por proyecto, equivalente a 1,65 veces la carga nominal en tracción (350–450 kN) y 2,1 veces la carga nominal en compresión (480 kN). Esto se tradujo en cargas de ensayo de 577,5 kN y 742,5 kN para los micropilotes traccionados y 1008 kN para el micropilote comprimido.

Además, se realizaron posteriormente cinco ensayos adicionales de tracción, sometidos a cargas significativamente superiores: 1200 kN para los micropilotes 2–5 y hasta 1800 kN para el micropilote 1.

Los ensayos se desarrollaron mediante aplicación de carga en escalones progresivos, registrándose desplazamientos mediante pistón y comparador con precisión de 0,1 mm. En tracción, se empleó un sistema de placas metálicas para garantizar la transferencia adecuada de esfuerzos, mientras que en compresión se configuró una viga de reacción apoyada en micropilotes laterales.



Figura 10. Ensayo de tracción y compresión.

Los resultados obtenidos fueron satisfactorios:

- Los micropilotes Nuevo A y Nuevo B alcanzaron las cargas requeridas (742,5 kN y 577,5 kN) mostrando un comportamiento predominantemente elástico, evidenciado por la linealidad de las curvas fuerza–deformación y la ausencia de sistemas de desplazamiento acelerado o pérdida de presión.

- El micropilote T-2 soportó correctamente los 1008 kN de carga de compresión, manteniendo la presión estable y sin incrementos apreciables de deformación tras la carga máxima.
- Los cinco micropilotes sometidos a tracción alcanzan cargas mucho más elevadas (entre 1187,5 kN y 1752,9 kN, según micropilote). Las curvas fuerza–deformación muestran nuevamente un patrón rectilíneo y elástico, sin indicios de fallo, rotura de roscas, ni comportamiento plástico.

En conjunto, con las pruebas de carga se confirmó que los micropilotes cumplen holgadamente con las exigencias de capacidad portante, validando tanto los materiales, como las uniones, así como el procedimiento constructivo empleado en obra.

6. CONCLUSIONES

La complejidad geotécnica del emplazamiento, caracterizada por un relleno antrópico muy heterogéneo, de gran espesor y con bloques de gran tamaño, hacía inviable o ineficiente la mayor parte de alternativas convencionales de cimentación.

La perforación sónica demostró ser la técnica óptima, proporcionando elevada velocidad de perforación, mínima desviación, control geométrico adecuado y capacidad para atravesar materiales difíciles sin pérdida de verticalidad ni atascos.

Los micropilotes autoperforantes Ø 230 mm con tubería Ø 127 x 9 mm de espesor, combinados con un esquema de inyección repetitiva IR, permitieron garantizar un empotramiento eficaz en el estrato cuaternario competente y una adecuada mejora del contacto terreno–armadura.

RODIO KRONSA ejecutó 705 micropilotes, con una longitud total de unos 21.300 m, en un plazo aproximadamente de 4 meses, con 3 equipos trabajando unas 50h/semana, alcanzándose rendimientos medios de unos 150 ml/día y equipo.

Los ensayos de carga, tanto en tracción como en compresión, confirmaron capacidades muy superiores a las de proyecto, sin aparición de comportamientos plásticos ni modos de falla, validando completamente los materiales, uniones y método constructivo.

La solución implementada por DRAGADOS ofrece elevada fiabilidad estructural, control de asientos y adaptabilidad a las restricciones de plazo y ejecución, resultando técnica y económicamente inmejorable para la cimentación de la Terminal G del Puerto de Barcelona.

REFERENCIAS

AENOR (2016). *UNE-EN 14199: Ejecución de trabajos geotécnicos especiales – Micropilotes. Asociación Española de Normalización, Madrid*.

ESPAÑA. MINISTERIO DE FOMENTO (2019). *Documento Básico SE-C: Seguridad Estructural – Cimientos. Código Técnico de la Edificación (CTE). Boletín Oficial del Estado, Madrid*.

ESPAÑA. MINISTERIO DE TRANSPORTES, MOVILIDAD Y AGENDA URBANA (2021). *Código Estructural. Real Decreto 470/2021, de 29 de junio. Boletín Oficial del Estado, Madrid*.

GEOCAM (2024). *Estudio geotécnico para el proyecto de construcción de la estación marítima de pasajeros, terminal G, situada en el muelle adosado del puerto de Barcelona*.

https://www.boartlongyear.com/es/insite/sonic-drilling-works/

https://www.revistageomimet.mx/2024/10/perforacion-sonica

https://www.smig.org.mx/revista-digital-smig/275/conceptos-basicos-de-perforacion-sonica.php

INGENIERIA DEL SUELO (2024). *Revisión general de Aspectos Geotécnicos, Estación Marítima Terminal G (Barcelona)*

RODIO KRONSA (2025). *Procedimiento Técnico de ejecución micropilotes autoperforantes Terminal G de cruceros Royal Caribean (Puerto de Barcelona)*

TEAM (2025) *Proyecto Precarga para la Terminal de Cruceros "G" en el Puerto de Barcelona (Barcelona)*

INTEGRACIÓN DE TÉCNICAS AVANZADAS DE CONTROL EN JET GROUTING: APLICACIÓN PRÁCTICA EN LA EJECUCIÓN DE UN TAPÓN DE FONDO Y MEJORA DEL TERRENO PARA LA CIMENTACIÓN DE UN PUENTE SOBRE EL RÍO EBRO

Belén RODRIGUEZ CABALLERO[(1)*], Jose SABIDO FALCAO[(1)] y Goran VUKOTIC[(1)]

[(1)] Keller Cimentaciones
*belen.rodriguez@keller.com

RESUMEN

Este artículo presenta una aplicación práctica de integración de técnicas avanzadas de control durante la ejecución de un tratamiento de jet grouting destinado a (i) realizar un tapón de fondo para reducción de permeabilidad y (ii) mejorar el empuje pasivo en el entorno de un recinto de tablestacas, de una pilla del viaducto sobre el río Ebro (LAV Castejón–Pamplona). En tratamientos de tapón de fondo, la continuidad hidráulica depende de manera crítica del solape efectivo entre columnas. En suelos aluviales con gravas y bolos, las desviaciones de perforación tienden a ser significativas y pueden comprometer el cumplimiento de los objetivos de reducción de permeabilidad. Por ello, el foco del trabajo se centra en la combinación de medición de desviaciones, registro continuo de parámetros de ejecución y modelización BIM para evaluar la geometría real del tratamiento y apoyar decisiones en obra basadas en datos.

ABSTRACT

This article presents a practical application of the integration of advanced control techniques during the execution of a jet grouting treatment aimed at (i) constructing a bottom plug to reduce permeability and (ii) improving passive resistance in the vicinity of a sheet pile enclosure for a viaduct pier over the Ebro River (Castejón–Pamplona High-Speed Rail Line). In bottom plug treatments, hydraulic continuity depends critically on the effective overlap between columns. In alluvial soils with gravels and cobbles, drilling deviations tend to be significant and may compromise the achievement of permeability reduction objectives. Therefore, the focus of this work is on the combination of deviation measurements, continuous recording of execution parameters, and BIM modeling to assess the actual geometry of the treatment and to support data-driven decision-making on site.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Super jet grouting (Super jet grouting), Tapón de fondo (Bottom seals), BIM (BIM).*

1. INTRODUCCIÓN

El presente artículo expone los principales conceptos técnicos considerados en el dimensionamiento, la ejecución y el control de mejora del terreno mediante la técnica de super jet grouting, aplicada como elemento reductor de permeabilidad y como estampidor interior de un recinto de tablestacas.

Dicho recinto de tablestacas permitió la construcción de una de las pilas del nuevo viaducto sobre el río Ebro, para la plataforma de conexión con la Línea de Alta Velocidad (L.A.V.) Castejón–Comarca de Pamplona, integrada en el Corredor Cantábrico-Mediterráneo de alta velocidad.

La aplicación de la técnica de super jet grouting permite la introducción de nuevos materiales en el terreno, mejorando de forma significativa sus características geotécnicas resistentes, reduciendo su deformabilidad y disminuyendo de manera notable su permeabilidad. En Burke (2012) y Burke y Yoshida (2013) se presenta un extenso estado del arte y de la práctica relativo al procedimiento de Jetgrouting.

En este artículo, además de presentar los aspectos generales de la obra y los criterios fundamentales de diseño, se presta especial atención a los sistemas de control aplicados, abarcando desde el campo de pruebas inicial, pasando por los controles de ejecución y verificación, hasta la integración del control geométrico y la modelización BIM como herramientas clave para el seguimiento y la garantía de calidad del tratamiento. En general este tipo de tratamientos para controlar la permeabilidad en determinados recintos, a partir del jetgrouting se ha consolidado como una solución habitual que permite la ejecución de importantes infraestructuras, tal como se aborda en varias publicaciones (Montero y Vukotić, 2014; Burke, 2007; Endo, 2009; Furth y Burke, 1997). Últimamente, el uso de los sistemas BIM han permitido la ampliación de los controles de geometría “as-built” a partir del cual se verifica la consecución de los objetivos de las obras de Jetgrouting para el control de la permeabilidad, según se ha reportado en trabajos como el descrito en Gallego y Summerer (2023).

2. CONTEXTO GEOTECNICO

A partir de la información geotécnica disponible se han identificado tres niveles geotécnicos diferenciados en el ámbito de estudio, cuya caracterización resulta relevante para el dimensionamiento y la ejecución del tratamiento de super jet grouting.



Figura 1. Vista de la plataforma creada sobre el Rio Ebro.

Nivel 0. Rellenos

Este nivel corresponde a materiales de aporte procedentes del terraplén del tramo anterior, empleados para la formación de la plataforma de trabajo. Está compuesto principalmente por gravas y bolos de cantos subredondeados, con tamaños superiores a 143 mm, embebidos en una matriz arenosa de granulometría fina a gruesa y tonalidad marrón. Tal y como se muestra en la Figura 1, estos materiales conforman la mota ejecutada en el cauce del río Ebro, que permitió habilitar la plataforma necesaria para la construcción de la futura pila del viaducto.

Nivel 1. Aluvial (Qa1)

Este nivel alcanza profundidades de hasta 31,50 m en el sondeo ejecutado durante la campaña geotécnica complementaria en la pila 9 y está constituido por intercalaciones de arenas medias grises, gravas con bolos y arcillas limosas. Los ensayos SPT realizados en este estrato arrojaron valores comprendidos entre 32 y 76 golpes, indicativos de un estado de compacidad de medio a muy denso.

El tramo objeto de mejora mediante super jet grouting corresponde a una zona de esta unidad caracterizada por la presencia de gravas y bolos poligénicos, de cantos subredondeados y tamaños variables hasta 10–11 cm, embebidos en una matriz arenosa con presencia puntual de limos, presentando una compacidad elevada. En la Tabla 1 se resumen los valores representativos de densidad y contenido de agua de estos materiales.

Tabla 1. Extracto Anejo 6. Geotecnia, con un resumen de propiedades índice en la unidad Qa1.

Parámetros estadísticos	Granulometría (% pasa tamiz)				Plasticidad			USCS	Edtado "in situ"		
	5	2	0,4	0,08	LL	LP	IP		w (%)	γ_{ap}	γ_d
	mm	mm	mm	mm	%	%	%		%	kN/m^3	kN/m^3
Promedio	51	42	29	14,1	3,9	2,9	1,1	GM	13,1	20,8	18,2
Maximo	100	100	92	39,9	39,5	22,6	17	GM-SM	17,1	21	19,1
Minimo	21	16	7	2,2	0	0	0	GM-SM	7,6	20,6	17,7
Desviación tipica	17	18	17	10,2	8,7	6,2	2,8	GM-SM	4,7	0,2	0,8

Nivel 2. Terciario

Este nivel está constituido por arcillas marrones, de carácter homogéneo, con consistencia compacta a dura.

Finalmente, se ha considerado la presencia del nivel freático a la cota +261,90 m, correspondiente aproximadamente a 1,00 m por debajo de la plataforma de trabajo, tal y como se muestra en la Figura 1, dado que dicha plataforma se encontraba ubicada en las inmediaciones del cauce del río Ebro.

3. DATOS BASICOS PROYECTO

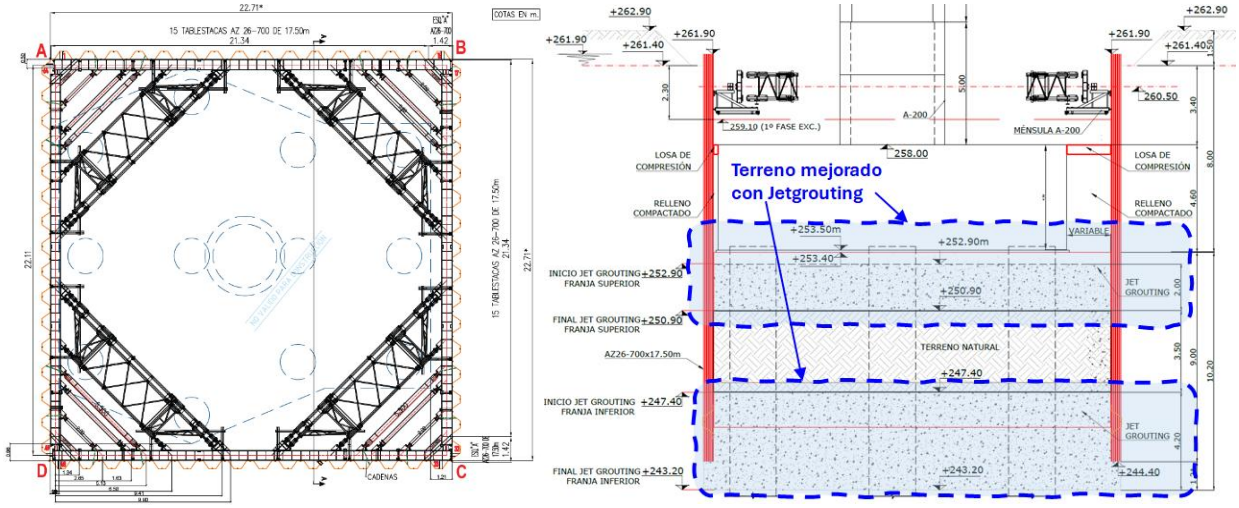


Figura 2. (Izq.) Planta del recinto confinado con tablestacas y cimentación mediante pilotes in situ, (Der.) Sección tipo con la localización del terreno mejorado y su espesor.

La actuación descrita se enmarca en la construcción de una pila de viaducto ubicada en el interior del cauce del río Ebro, lo que requirió la adopción de soluciones constructivas específicas condicionadas por el entorno fluvial y las características geotécnicas del emplazamiento (Figura 2). Para garantizar condiciones adecuadas de seguridad, estabilidad y control hidráulico, se ejecutó previamente una mota que permitió habilitar una plataforma de trabajo en el cauce.

Esta intervención implicó una modificación temporal del régimen hidráulico y del estado tensional del terreno, condicionando el diseño del sistema de contención, la excavación y las soluciones de mejora adoptadas. En este contexto, la aplicación de la técnica de super jet grouting resultó fundamental para asegurar la estabilidad del fondo de excavación y el adecuado comportamiento del recinto de tablestacas durante la ejecución de las obras.

Tras el análisis de la información técnica disponible, se determinó que el factor de seguridad frente al levantamiento del fondo de la excavación resultaba insuficiente, por lo que se desarrolló una nueva propuesta de mejora del terreno que garantizara condiciones adecuadas de seguridad durante la excavación.

El recinto de tablestacas presentaba unas dimensiones interiores de 22,71 × 22,71 m y permitió la ejecución de una excavación entre las cotas +262,90 m y +253,40 m, con una profundidad aproximada de 9,90 m (Figura 2). La solución adoptada incluyó la ejecución de un tapón de fondo de super jet grouting de 4,20 m de espesor, entre las cotas +247,40 m y +243,20 m, destinado a reducir la entrada de agua al interior del recinto. Adicionalmente, se definió una franja superior de tratamiento de aproximadamente 2,00 m de espesor, entre las cotas +252,90 m y +250,90 m, con el objetivo de incrementar el empuje pasivo en la zona de empotramiento de las tablestacas.

4. SOLUCION ADOPTADA

Con el objetivo de reducir la entrada de agua a través del fondo de la excavación, se diseñó un tapón de fondo de terreno mejorado mediante Jetgrouting (EN 12716, 2001). En particular, se adoptó el tipo de procedimiento denominado super jet grouting, con un espesor aproximado de 4,20 m. Adicionalmente, se proyectó una franja de mejora de 2,00 m de espesor, situada entre las cotas +252,90 m y +250,90 m.

Para esta franja superior se adoptó una resistencia a compresión simple del material tratado de 3 MPa, considerando a efectos de dimensionamiento un ángulo de rozamiento equivalente al del terreno natural incrementado en 2° y una cohesión igual a un tercio de dicha resistencia. Los parámetros geotécnicos representativos de las distintas capas implicadas en la estabilidad del tapón se definen en los apartados siguientes. Los criterios para una evaluación previa de los parámetros geomecánicos del material tipo suelo-cemento obtenido mediante el procedimiento de Jetgrouting pueden verse en Croce et al. (2012). En la Tabla 2 se describe la variación de la densidad considerada para los distintos niveles geotécnicos en función de la profundidad que se obtienen tras el tratamiento de jetgrouting, lo cual representa un parámetro importante para los análisis de comprobación del tratamiento.

Tabla 2. Propiedades geotécnicas de los materiales.

Descripción	Profundidad	γ	Observaciones
	m	kN/m³	
Nivel 0	0,00 - 2,00 m	-	Excavado en su totalidad
Nivel 1	2,00 - 31,50 m	20,85	Estado “in situ” antes del tratamiento
Nivel 1	9,40 -9,90	21,50	Terreno saturado por encima del tapón de fondo
Terreno mejorado	13,95 – 19,55 m	19,00	Material tratado con Jetgrouting (tipo Suelo-cemento)

El nivel freático se encontraba a la cota +261,90 m, es decir 1,00 m por debajo de la plataforma de trabajo.

4.1. DISEÑO MALLA

El tratamiento de mejora del terreno contempló la ejecución de columnas secantes de super jet grouting de 1,60 m de diámetro, con el fin de garantizar la cobertura completa del fondo de la excavación, considerando las posibles desviaciones de perforación. El espesor del tapón y la disposición de las columnas se definieron en función de las solicitaciones actuantes, fundamentalmente asociadas a las presiones y subpresiones hidráulicas.

El dimensionamiento se realizó de modo que el tapón de fondo contrarrestara dichas subpresiones mediante su peso propio y el de los estratos suprayacentes, asegurando la estabilidad global del fondo de excavación. La Figura 3 recoge parte de los cálculos fundamentales de comprobación para este dimensionamiento, orientado a garantizar la estabilidad de la excavación y limitar eficazmente la entrada de agua en el recinto de tablestacas.

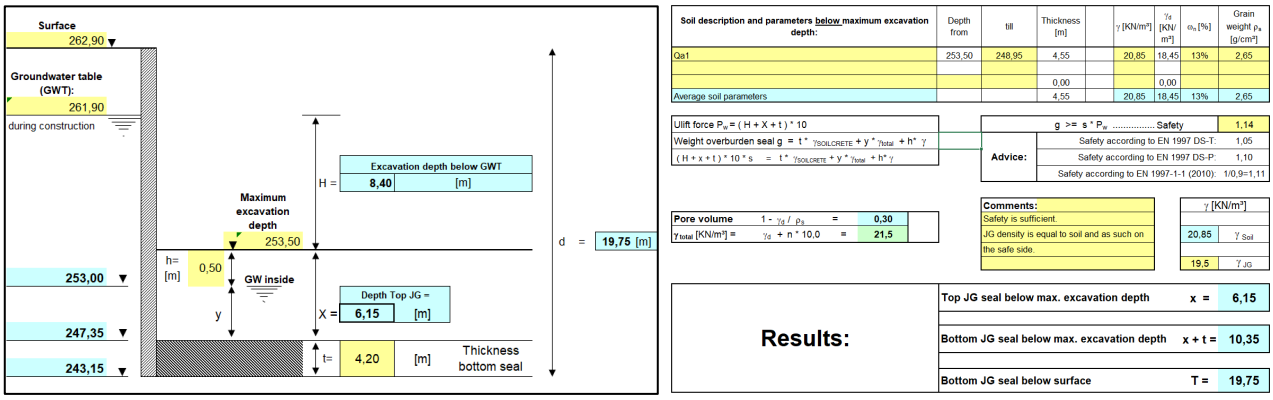


Figura 3. Comprobaciones para el dimensionamiento del tapón de fondo.

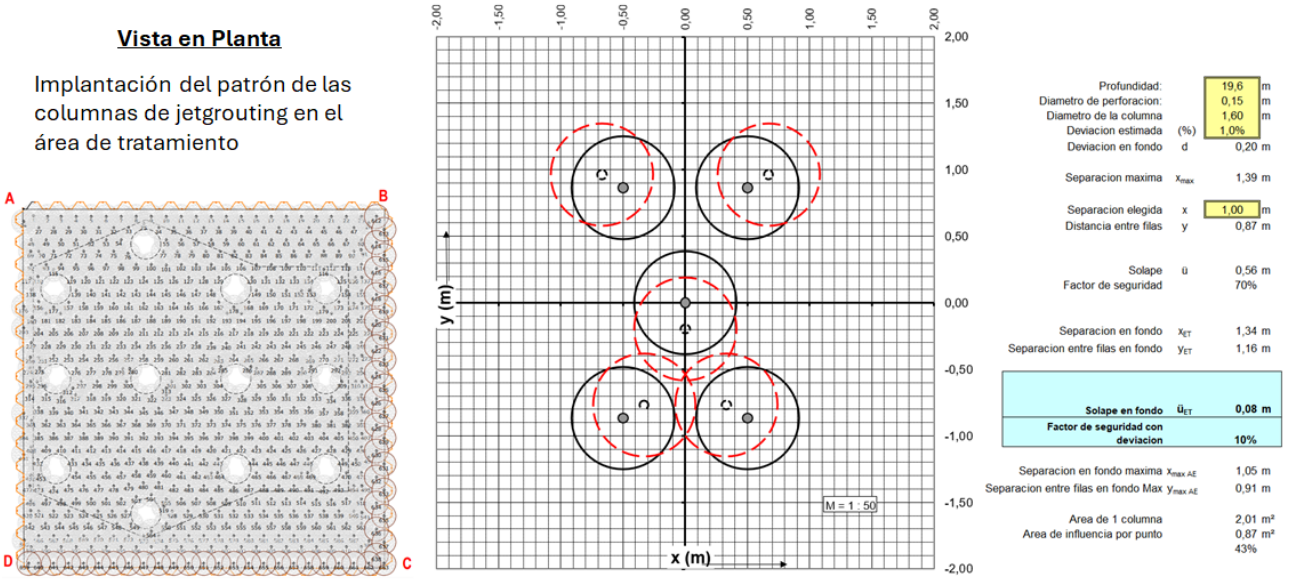
Tal y como se muestra en la Figura 3, el tapón de fondo ha sido dimensionado con un factor de seguridad frente al levantamiento superior a 1,10, de acuerdo con lo establecido en el Eurocódigo 7.

Para el dimensionamiento de la malla o distribución de columna se ha considerado ejecución de columnas de:

- Diámetro de columnas super jet grouting de 1,60 m,
- Desviación media en la perforación de un 1 %, y
- Profundidad máxima de perforación 19,55 m

En la Figura 4b puede verse el patrón de tratamiento (o malla) resultante de los cálculos de dimensionamiento. Tal y como se observa en la Figura 5, las columnas se dispusieron según un patrón triangular con una separación de 1,00 m entre ejes, seleccionado para garantizar un solape efectivo y maximizar la continuidad del tratamiento. Esta configuración resulta especialmente adecuada en tapones de fondo, donde la continuidad hidráulica es crítica, ya que proporciona una cobertura más uniforme que una malla cuadrada y reduce el riesgo de discontinuidades, teniendo en cuenta las tolerancias geométricas propias de la ejecución.

En la Figura 4a se muestra la disposición en planta y el replanteo de las columnas del tapón de fondo, adaptados a la geometría del recinto de tablestacas y a la posición de los pilotes previamente ejecutados.



(a) (b)

Figura 4. (a) Implantación del patrón de tratamiento de jetgrouting en la planta de la zona de tratamiento (b) patrón de tratamiento resultante con la malla de columnas de jetgrouting.

5. CAMPO DE PRUEBAS Y CALIBRACIÓN DE PARAMETROS

Antes del inicio de la fase productiva, se llevó a cabo un campo de pruebas destinado a la validación y ajuste de los parámetros de ejecución, con el fin de garantizar la consecución del diámetro objetivo de diseño en las condiciones reales del terreno. La Figura 5 muestra el equipo de ejecución en la zona de pruebas.



Figura 5. Vista ejecución campo de pruebas.

Esta etapa permitió establecer los parámetros definitivos de ejecución, a partir del ensayo de columnas mediante el sistema ACI® (*Acoustic Column Inspector*), empleado para la verificación del diámetro y la integridad de las columnas ejecutadas. En Vukotic y Carvajal (2016) se describen los detalles del sistema ACI®. En la Figura 6 se muestra el replanteo de las columnas de prueba de jetgrouting, junto a los tubos sónicos utilizados para realizar las mediciones con el sistema ACI®.

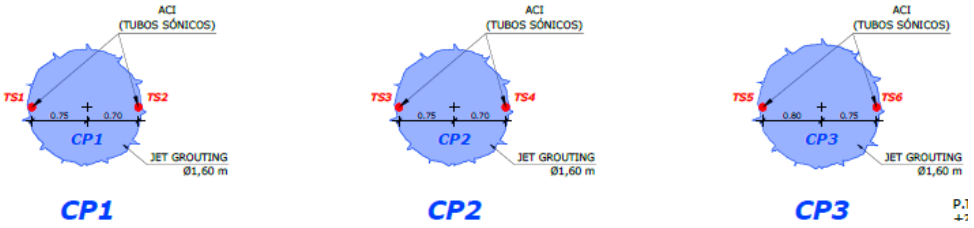


Figura 6. Distribución de tubos sounding en columnas ensayadas con ACI.

Los parámetros de referencia adoptados para la ejecución de columnas de super jet grouting con un diámetro nominal (Ø) de 1,60 m fueron los siguientes:

- Diámetro de tobera: 1x 6,0 mm
- Presión de inyección de la lechada: aproximadamente 380–420 bar
- Caudal de lechada: 360–380 l/min
- Densidad de la lechada: 1,50 t/m³
- Relación agua/cemento (a/c): 1/1
- Velocidad de extracción: 30 cm/min
- Velocidad de rotación: 8–9 rpm
- Presión de aire: 8 bar

6. SISTEMA INTEGRADO DE CONTROL EN EJECUCIÓN

El control de calidad del tratamiento se estructuró en dos líneas complementarias: el control de ejecución, basado en el registro en tiempo real de los parámetros operativos, y el control geométrico, orientado a la verificación de la desviación y de la posición real de cada columna tras su perforación.

El control operativo se realizó mediante los sistemas de adquisición de datos JEANT LUZ y M5, registrándose de forma continua parámetros como velocidades de rotación y extracción, presiones de corte e inyección, caudales y densidad de la lechada, así como presión y caudal de aire y tiempos de ejecución, garantizando la trazabilidad del proceso. De forma complementaria, se efectuaron verificaciones in situ mediante lectura de manómetros, controles manuales de densidad con balanza Baroid y observación cualitativa de la resurgencia durante la inyección.

7. INTEGRACION DEL CONTROL GEOMETRICO Y MODELIZACIÓN BIM.

En el marco del control geométrico, la desviación de perforación se midió de forma sistemática en la totalidad de las columnas mediante un sistema inclinométrico (*Inclijet*), obteniéndose la trayectoria real en profundidad de cada perforación. Este enfoque proporcionó una caracterización completa, objetiva y trazable de la geometría ejecutada, constituyendo la base para evaluar el solape efectivo entre columnas y, en consecuencia, la continuidad geométrica e hidráulica del tapón de fondo a diferentes cotas. En la Figura 7 se muestra al personal de obra introduciendo la sonda del sistema inclinométrico (Inclijet) en el varillaje de ejecución del jetgrouting, para tomar las mediciones de las inclinaciones realmente obtenidas en las columnas, y también se muestra el emplazamiento de la obra con los equipos de ejecución.

En el diseño elaborado por Keller se estableció una desviación teórica máxima del 1% respecto a la vertical como hipótesis de cálculo, adoptada como criterio de diseño para garantizar un solape mínimo entre columnas de super jet grouting (véase las Figura 4). Bajo dicha hipótesis, la malla triangular de 1,00 m combinada con columnas de Ø 1,60 m permitía mantener un solape suficiente incluso en el escenario desfavorable de desviación acumulada del 1 %. No obstante, en suelos aluviales con presencia de gravas y bolos, la experiencia indica que las desviaciones reales pueden superar de manera apreciable el valor teórico, pudiendo comprometer localmente la continuidad del tratamiento si no se verifica la geometría realmente ejecutada.



Figura 7. Medida de desviación en la perforación.

Por este motivo, además de la medición inclinométrica columna a columna, se implementó la integración directa de los resultados en un entorno BIM, mediante un complemento específico desarrollado por Keller para Revit, capaz de importar los registros de *Inclijet* y reconstruir automáticamente el trazado real de cada columna en el modelo tridimensional. De este modo, el modelo BIM deja de representar una disposición "teórica" y pasa a incorporar la geometría efectivamente ejecutada, incluyendo la representación del eje desviado y su posición real en profundidad, lo que permite:

- Visualizar de forma inmediata las desviaciones y posibles interferencias con elementos existentes (p. ej., pilotes y tablestacas)
- Evaluar el solape real entre columnas por niveles, identificando sectores potencialmente críticos
- Comprobar la continuidad geométrica e hidráulica del tapón de fondo a partir de datos medidos
- Respaldar la toma de decisiones en obra basada en información objetiva, posibilitando la adopción de medidas correctoras (p. ej., columnas adicionales o ajustes locales de malla) allí donde el análisis evidencie riesgo de discontinuidad.

En la Figura 8 se muestra la situación as-built del jetgrouting y los distintos elementos presentes en la zona de tratamiento (Tablaestacas y pilotes), gracias a la implementación del modelo BIM.

La evaluación del tapón se llevó a cabo mediante el análisis de cortes horizontales y verticales del modelo BIM, con especial atención a las cotas más relevantes desde el punto de vista hidráulico. En particular, se realizaron comprobaciones específicas del solape y continuidad en la base del tapón (cota final), por su papel determinante en el control de la permeabilidad y la continuidad hidráulica del conjunto, así como en una cota intermedia, aproximadamente a mitad del espesor del tapón inferior. Este procedimiento permitió delimitar zonas con solape inferior al previsto y detectar la posible aparición de "ventanas hidráulicas" asociadas a la acumulación de desviaciones, tal y como se representa en la Figura 8.

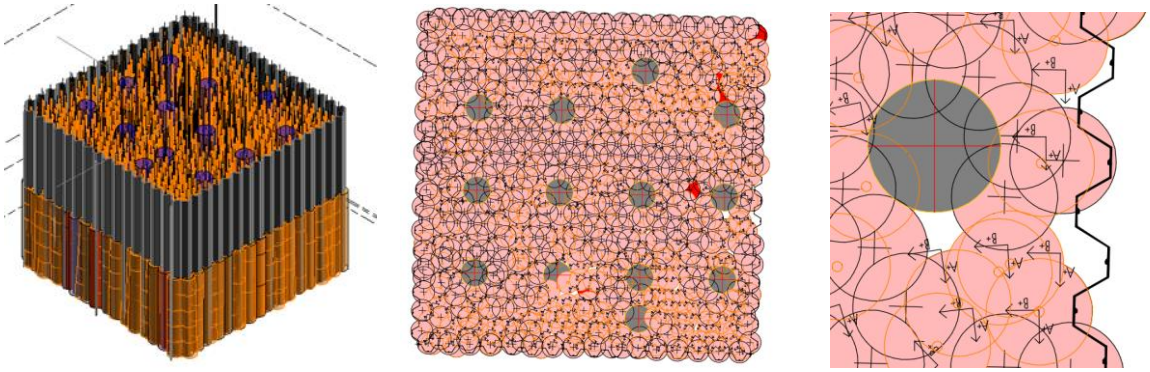


Figura 8. Modelo tridimensional (BIM) con trayectorias reales de perforación e identificación de posibles huecos no cubiertos por las columnas reales (perimetro naranja) vs columnas de proyecto (perimetro negro).

La comparación entre la desviación teórica del 1 % y las desviaciones reales medidas, integradas en el modelo BIM, permitió cuantificar el efecto combinado de las desviaciones individuales y evaluar su impacto global sobre la geometría final del tratamiento. En este contexto, el BIM se consolida no solo como herramienta de representación, sino como un instrumento avanzado de control geométrico, análisis y verificación del desempeño del tratamiento, al reducir la incertidumbre geométrica inherente a la ejecución del super jet grouting en suelos heterogéneos y facilitar una gestión preventiva del riesgo de discontinuidades.

Adicionalmente, se incorpora la Tabla 3, en la que se sintetizan los resultados de las desviaciones registradas mediante *Inclijet* para el conjunto de columnas ejecutadas, incluyendo los valores de media, mínimo y máximo. Este resumen estadístico permite cuantificar la variabilidad real de la perforación, comparar los resultados con la hipótesis teórica del 1 %, y sustentar el análisis del solape efectivo y de la continuidad hidráulica del tapón en los niveles evaluados.

Tabla 3. Desviaciones maxima, minima y media registradas con Inclijet.

	% Desviación
Maximo	7,60%
Minimo	0%
Media	2,27%

8. METODOLOGIA DE DECISION TECNICA BASADA EN DATOS

La toma de decisiones durante la ejecución se planteó como un proceso iterativo de control en bucle cerrado (*closed-loop control*), en el que las desviaciones inclinométricas y los parámetros de ejecución medidos en obra se integraron sistemáticamente en un modelo geométrico BIM, que actuó como un "gemelo digital" (*digital twin*) del tratamiento ejecutado.

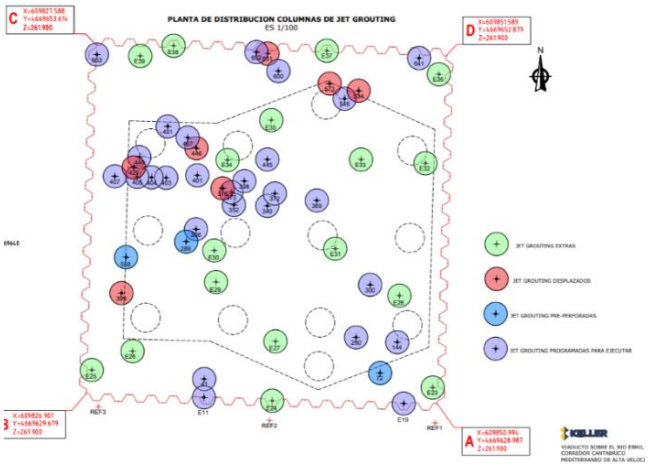


Figura 9. Plano de seguimiento con propuestas de modificaciones.

Este enfoque permitió evolucionar desde un control basado en hipótesis de proyecto hacia un esquema predictivo–verificativo, orientado a reducir la incertidumbre geométrica inherente al super jet grouting en medios aluviales heterogéneos y a minimizar el riesgo de discontinuidades hidráulicas. El procedimiento se estructuró en tres fases sucesivas, siguiendo la lógica de: medir, integrar, analizar, decidir y verificar. En una primera fase se aplicó una optimización geométrica preventiva, ajustando puntualmente la localización y el replanteo de columnas sin incrementar el número de unidades, cuando el modelo identificaba zonas potenciales de pérdida de solape.

Posteriormente, se llevó a cabo una verificación específica del solape mediante el análisis de cortes horizontales y verticales en las cotas hidráulicamente más críticas, en particular en la base del tapón y en una cota intermedia, aproximadamente a mitad de su espesor. Este análisis permitió cuantificar el solape real por niveles y validar la eficacia de los ajustes introducidos.

Finalmente, únicamente en aquellos sectores donde se confirmó una insuficiencia de solape, se definieron y ejecutaron columnas adicionales de forma localizada, siguiendo el principio de intervención mínima necesaria, lo que permitió optimizar consumos y plazos garantizando el desempeño hidráulico y estructural del tapón. La Figura 9 muestra la propuesta de modificaciones formulada tras el análisis descrito.

8.1. VALOR AÑADIDO E INNOVACIÓN DEL ENFOQUE

El esquema adoptado constituye una aportación metodológica relevante al integrar de forma operativa tres elementos que habitualmente se abordan de manera independiente: (i) la medición sistemática de la trayectoria real de todas las columnas mediante Inclijet, (ii) la actualización automática del modelo BIM (Revit + complemento Keller) como representación tridimensional "as-built", y (iii) una gestión de decisiones basada en evidencia, con verificación por cotas y correcciones focalizadas.

En conjunto, este enfoque transforma el control geométrico en una herramienta activa de gestión del riesgo, al permitir anticipar discontinuidades, priorizar actuaciones y justificar técnicamente ajustes o columnas adicionales a partir de datos medidos y análisis reproducibles.

9. RESULTADOS

La integración de las mediciones de desviación obtenidas mediante control inclinométrico con el modelo geométrico desarrollado en entorno BIM permitió evaluar con precisión el solape real del tratamiento de super jet grouting y la continuidad geométrica e hidráulica del tapón de fondo. Esta metodología facilitó una toma de decisiones fundamentada durante la ejecución, permitiendo identificar de forma anticipada zonas potencialmente críticas y definir actuaciones correctoras específicas cuando resultó necesario.

Como resultado del proceso de análisis y verificación, se determinó la ejecución de 35 columnas adicionales, localizadas de manera selectiva en las áreas identificadas por el modelo. Esta intervención focalizada incrementó la fiabilidad global del tapón de fondo, reduciendo el riesgo de discontinuidades y mejorando su comportamiento frente a las solicitaciones hidráulicas previstas.

En la Figura 10 se muestra la excavación de la zona tratada en la cota superior del tapón de fondo, evidenciando que la excavación pudo desarrollarse en condiciones de seguridad adecuadas, lo que permitió la correcta ejecución del encepado de los pilotes y, posteriormente, la construcción de la pila del puente, confirmando la eficacia del tratamiento y de la metodología de control aplicada.



Figura 10. Excavación del encepado (dry pitt); Pila del puente.

10. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos ponen de manifiesto la importancia de realizar un campo de pruebas previo, apoyado en herramientas ampliamente comprobadas como el sistema acústico ACI®, para la validación de los parámetros de ejecución y la reducción de las incertidumbres asociadas al super jet grouting, especialmente en tratamientos donde la continuidad geométrica y funcional resulta crítica.

Asimismo, se confirma que el diseño de la malla de columnas debe incorporar hipótesis de desviación realistas, coherentes con las condiciones geotécnicas y con la capacidad de ejecución del sistema. La omisión de este aspecto puede conducir a una sobreestimación del solape efectivo y a la aparición de discontinuidades que comprometan el comportamiento hidráulico del tapón de fondo.

La medición sistemática de las desviaciones de perforación se revela como una herramienta esencial para garantizar la continuidad del tratamiento. La integración de estas trayectorias reales en un modelo BIM tridimensional “as-built” permite evaluar el solape por cotas, identificar zonas potencialmente críticas y mejorar la fiabilidad del análisis frente a enfoques basados únicamente en geometría teórica.
En conjunto, la metodología adoptada —basada en medición en obra, integración digital y toma de decisiones fundamentada en datos— constituye un enfoque robusto y reproducible, que contribuye de forma significativa a la reducción del riesgo, a la optimización de las actuaciones correctivas y a la mejora del control y la calidad final del tratamiento de super jet grouting.

Gracias a este enfoque de ejecución, control y diseño, en el caso particular de la obra presentada el tratamiento de jetgrouting pudo realizarse sin afecciones en los pilotes presentes en la obra y cumpliendo con el control de la permeabilidad previsto para el buen desarrollo de los trabajos.

REFERENCIAS

Montero Cuesta, L. y Vukotic, G. (2014). Jet Grouting. Elemento reductor de permeabilidad. Tesina master en mecánica del suelo e ingeniería geotécnica (CEDEX).

Croce, P., Flora, A., Modoni, G. (2014). Jet grouting: Technology, design and control. Taylor & Francis Group, LLC. Boca Raton, FL.

Burke, G.K., George y Yoshida, Hiroshi. (2013). Jet grouting. *Ground Improvement, third edition*. CRC Press

Burke, G.K. (2007). Vertical and horizontal groundwater barriers using jet grout panels and columns (GPS 168), *Proceeding of Geo-Institute's Geo-Denver 2007:New Peaks in Geotechnics*, Febraury 18-21, 2007, Denver, Colorado, United States.

Burke, G.K. (2012). The state of the practice of jetgrouting, *Proceedings 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing*, Febraury 15-18, 2012, New Orleans, Louisiana, United States; sponsored by the Geo-Institute of the American Society of Civil Engineering.

EN 12716 (2001). Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Jet Grouting.

Endo, W.K. (2009). The use of jetgrouting techniques in permeable reactive barriers, presented to Chemical Grouting Co., Ltd., Japan, July 29, 2009.

Furth, A. J., Burke, G.K., Deutsch, W.L. (1997). Use of jetgrouting to create a low permeability horizontal barrier below and incinerator ash landfill, *Proceeding of the 1997 Internationl Containment Technology Conference and Exhibition*, Febraury 9-12, 1997, St. Petersburg, Florida, United States.

Gallego, F. y Summerer, Wolfgang. (2023). Jet grouting treatment for excavating a large tunnel in saturated soil in Norway. Eds. Anagnostou, Bernardos & Marinos (Expanding Underground. Knowledge and Passion to make a Positive Impact). ISBN 978-1-003-34803-0.

Vukotic, G. y Carvajal, E. (2016) Control de diâmetro de columnas de jet grouting – Inspector Acústico de Columnas ACI. 10SNIG (10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica): A Coruña. 745-750

MÓDULO RESILIENTE DE SUELOS ESTABILIZADOS CON ESCORIAS DE ACERÍA DE ACERO INOXIDABLE FRENTE A OTRAS SOLUCIONES

Rubén RUÍZ-BRAVO[(1)*], María SANTANA[(1)], Francisco AGRELA[(2)] y José Luis DÍAZ[(2)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*ruben.ruiz@cedex.es

[(2)] Departamento Ingeniería Rural, Construcciones civiles y Proyectos de Ingeniería
Universidad de Córdoba (UC)

RESUMEN

En el ámbito de la ingeniería geotécnica, los ensayos del módulo resiliente representan una herramienta esencial para la caracterización de las capas más superficiales de las secciones de carreteras. Este tipo de ensayo permite determinar la rigidez dinámica de los materiales frente a cargas repetidas, simulando las condiciones reales de servicio inducidas por el tránsito vehicular. Su aplicación cobra especial relevancia en el estudio de suelos problemáticos, como los suelos expansivos y los suelos con contenido significativo de yesos caracterizados por su alta sensibilidad a los cambios de humedad con variaciones volumétricas que pueden comprometer la estabilidad estructural del pavimento. Es habitual recurrir a técnicas de estabilización, ya sea mediante aditivos químicos (cal, cemento, cenizas volantes, entre otros) o mediante procesos mecánicos. En los últimos años, el uso de materiales reciclados y subproductos industriales en la estabilización de suelos ha cobrado especial relevancia en el marco de la ingeniería sostenible. Entre estos materiales, las escorias de acería destacan por sus propiedades físicas y químicas que las hacen aptas para su incorporación. La estabilización de suelos con escorias de acería no solo contribuye a la valorización de residuos industriales, sino que también puede mejorar significativamente el comportamiento mecánico del suelo tratado. En este trabajo se muestran los resultados de los ensayos realizados para la obtención del módulo resiliente sobre muestras de suelos expansivos y con yeso estabilizadas con escorias de acería de acero inoxidable, ajustando los resultados a varios modelos para analizar su influencia en el comportamiento resiliente dependiente del estado tensional de los materiales.

ABSTRACT

In the field of geotechnical engineering, resilient modulus tests represent an essential tool for the characterization of the upper layers of road sections. This type of test allows for the determination of the dynamic stiffness of materials under repeated loads, simulating the actual service conditions induced by vehicular traffic. Its application is particularly relevant in the study of problematic soils, such as expansive soils and soils with significant gypsum content, which are highly sensitive to moisture variations and may undergo volumetric changes that can compromise the structural stability of the pavement. It is common to employ stabilization techniques, either through chemical additives (lime, cement, fly ash, among others) or mechanical processes. In recent years, the use of recycled materials and industrial by-products in soil stabilization has gained significant importance within the framework of sustainable engineering. Among these materials, steel slags stand out due to their physical and chemical properties, which make them suitable for incorporation into pavement layers. Soil stabilization with steel slags not only

contributes to the valorization of industrial waste but can also significantly improve the mechanical behavior of the treated soil. This work shows the results of the tests carried out to determine the resilient modulus of expansive and gypsum-bearing soils stabilised with stainless steel slag, fitting the results to several models to analyse their influence on the stress-dependent resilient behavior of the materials.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Estabilización (Stabilization), Módulo resiliente (Resilient modulus), Escorias de acería (Stainless steel slag).*

1. INTRODUCCIÓN

La estabilización de suelos arcillosos constituye una técnica ampliamente empleada en ingeniería geotécnica para mejorar sus propiedades mecánicas y físicas, especialmente cuando los suelos presentan deficiencias que limitan su uso en infraestructuras viales o cimentaciones. Suelos con alto contenido de arcilla y, en particular, aquellos con elevado contenido de sulfatos o yeso, presentan desafíos adicionales debido a su susceptibilidad a la expansión y a reacciones químicas adversas con estabilizadores tradicionales, como la cal o cementos convencionales. En este contexto, la selección de aditivos adecuados y la comprensión de los procesos físico - químicos que ocurren durante la estabilización son fundamentales para garantizar la resistencia, la estabilidad dimensional y la durabilidad del material tratado.

En el presente estudio se analizaron dos suelos margo-arcillosos, uno de ellos con elevado contenido en sulfatos, estabilizados mediante distintos aditivos, entre los que se incluyen la cal, cemento y conglomerantes hidráulicos para carreteras (HRB, *Hydraulic Road Binder*). La utilización de escorias siderúrgicas presenta un notable interés ambiental, al permitir la valorización de subproductos industriales y la reducción del contenido de clínker, principal responsable de las emisiones de CO_2 en los conglomerantes tradicionales. Según el Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC) y la Agencia Internacional de la Energía (IEA), la producción de cemento genera entre 0,6 y 0,9 t de CO_2 por tonelada. Estudios recientes sobre estrategias de sustitución parcial del clínker por materiales suplementarios (Scrivener *et al*., 2018; Habert *et al.*, 2020) muestran que la reducción potencial de emisiones puede ser muy significativa y aproximarse al 30 - 50% cuando los niveles de reemplazo son elevados.

La investigación se inició con la caracterización geotécnica básica de los suelos en su estado natural, mediante la determinación de su granulometría, límites de Atterberg, potencial de hinchamiento, índice CBR, composición química y resistencia a compresión simple (Díez *et al*., 2026*). En este trabajo se analizan las distintas mezclas suelo-estabilizante, centrando el estudio en la determinación del módulo resiliente (M_r), parámetro fundamental para evaluar la rigidez dinámica del material frente a cargas repetidas, reproduciendo las condiciones reales de servicio en pavimentos y plataformas de transporte.

El estudio del módulo resiliente es esencial para caracterizar la respuesta mecánica de los materiales sometidos a cargas repetidas en secciones de carretera, ya que este parámetro relaciona la deformación recuperable con los esfuerzos cíclicos soportados, y permite modelar adecuadamente el comportamiento elástico no lineal de las secciones viarias frente al tránsito de vehículos. Su relevancia es ampliamente reconocida en metodologías modernas de diseño, como la desarrollada por la AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) y otras instituciones de investigación, que lo consideran la propiedad fundamental para evaluar la capacidad estructural de los materiales geotécnicos que forman las infraestructuras.

En el caso de los suelos estabilizados, el análisis del módulo resiliente adquiere especial importancia, dado que los procesos de estabilización modifican la rigidez, la estructura interna y la respuesta frente a cargas repetidas. Evaluar este parámetro permite cuantificar el efecto del estabilizante sobre la resistencia dinámica, comparar alternativas de tratamiento y predecir el desempeño a largo plazo del material dentro de la sección. Así, la determinación del módulo resiliente se convierte en una herramienta clave para optimizar el diseño mecanicista-empírico y garantizar la durabilidad de capas estabilizadas sometidas a solicitaciones reales de servicio.

2. MATERIALES Y MÉTODOS DE ENSAYO

2.1. MATERIALES

El material objeto de estudio corresponde a dos suelos margo-arcillosos, uno de ellos con contenido en yeso relevante, que proceden de un tramo real de obra donde era necesaria la estabilización de la explanada o subrasante. La Tabla 1 incluye los principales parámetros de los materiales, cuya caracterización completa se recopilará en una futura publicación.

Tabla 1. Propiedades de los suelos en estudio.

Suelo	**(D_{50}) (mm)**	**Clasf.**	**LL**	**LP**	**IP**	**M.O (%)**	**Sulf.S. (%)**	**H.L (%)**	**CBR**
Margas arcillosas (MA)	0,6	CL	48,8	18,0	30,8	0,68	0,97	4,8	2,1
Margas arcillosas yesíferas (MY)	0,9	CL	39,0	8,6	30,4	0,54	4,03	1,8	2,5
Normas: Granulometría: UNE EN ISO 17892-4, LL y LP: UNE EN ISO 17892-12, Materia orgánica: UNE 103204, Sulfatos solubles en agua: UNE 103202, Hinchamiento libre: UNE 103601, CBR: UNE 103502									

De acuerdo con los criterios establecidos en el artículo 512 del PG-3, los suelos objeto de estudio no cumplen íntegramente los requisitos exigidos para su estabilización. No obstante, su análisis se aborda en el marco de un estudio de carácter investigador, con el objetivo de evaluar el comportamiento y la viabilidad de distintas técnicas de estabilización en condiciones no convencionales. La mejora de los parámetros relativos a la disminución del hinchamiento libre y aumento del CBR que experimentan los suelos con la estabilización se recogerá en una futura publicación.

Los estudios de estabilización en este trabajo se han realizado empleando los siguientes conglomerantes, constituyendo las muestras de ensayo indicadas en la Tabla 2:

- Cal, con propiedades requeridas por la UNE EN 459-1.
- Cemento Portland tipo CEM I 42,5 R, así como un cemento con propiedades sulforresistentes, ambos conformes a la norma UNE-EN 197-1.
- HRB (*Hydraulic Road Binder*), distinguiéndose entre:
  - HBR-Control, compuesto por: 50% CEM I + 35% filler calizo + 15% cal hidráulica natural. (CEM sulforresistente cuando se aplica sobre el suelo con yeso).
  - HBR-Tipo 1, compuesto por: 35% CEM I + 25% filler calizo + 40% escorias de acería de acero inoxidable [empleado en suelo con yeso].
  - HBR-Tipo 3, compuesto por: 50% CEM I + 10% cal hidráulica natural + 40% escorias de acería de acero inoxidable [empleado con el suelo sin yeso].

Tabla 2. Muestras ensayadas. Composición de las mezclas.

Muestra	**Tipo de estabilizador % en peso añadido**			**Composición del HRB (%)**			
	CEM I	**Cal**	**HRB**	**CEM I**	**FC**	**CHN**	**EA**
MA	-	-		-	-	-	-
MA-C	-	2		-	-	-	-
MA-HRB_CR	-	-	3	55	20	15	10
MA-HRB_3	-	-	3	50	-	10	40
MY	-	-		-	-	-	-
MY_HBR_CR	3	-	-	-	-	-	-
MY_HRB_1	-	-	3	35	25	-	40
Nota: FC: Filler calizo, CHN: cal hidráulica natural, EA: Escorias de acería							

Las probetas estabilizadas se fabricaron en laboratorio mediante compactación, con humedad óptima (W_{op}) y densidad seca máxima (γ_{dmax}) obtenidas en el ensayo del mini-proctor con la energía equivalente del proctor modificado. Además, para cada muestra con conglomerante se ensayaron probetas con tiempos de curación, en cámara húmeda, de 7 y 28 días.

La diferencia entre modificación y estabilización no depende de una dosificación fija, sino del efecto logrado en el suelo. En la práctica, con cemento se suelen considerar mejoras las dosificaciones inferiores al 3% y estabilización cuando, además de mayores dosis, se alcanzan resistencias de 1,5 - 2,5 MPa a 7 días. En el caso

de la cal, la distinción se basa principalmente en el aumento de resistencia y durabilidad. En este estudio, los valores se sitúan cerca del límite entre ambos conceptos.

Tabla 3. Muestras ensayadas y valores de densidad seca máxima y humedad óptima considerados para su fabricación.

Muestra	γ_{dmax}(g/cm^3)	W_{op}(%)
MA	1,760	12,0
MA-C	1,744	14,9
MA-HRB_CR	1,812	13,6
MA-HRB_3	1,815	15,0
MY	1,860	13,5
MY_HBR_CR	1,852	15,1
MY_HRB_1	1,855	13,5

2.2. ENSAYOS. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO RESILIENTE

El módulo resiliente (M_r) de los suelos de subrasante se determinó mediante ensayos triaxiales cíclicos conforme a la norma AASHTO T0307-99 (2003), empleando la secuencia de carga específica para suelos finos. Este procedimiento incluye la aplicación de una primera secuencia inicial de pre-acondicionamiento seguida de varias secuencias, definidas mediante la combinación de distintos niveles de presión de confinamiento y tensión desviadora con el objetivo de reproducir las condiciones de solicitación propias de la subrasante poco profunda en firmes flexibles. La combinación de tensiones permite caracterizar adecuadamente la dependencia del módulo resiliente con el estado tensional.

Las probetas, en nuestro caso de 141 mm de altura y 69,5 mm de diámetro, se prepararon en laboratorio mediante compactación a las condiciones óptimas de humedad y densidad obtenidas en el ensayo Harvard o mini-proctor. Posteriormente, fueron ensayadas en un equipo triaxial bajo carga cíclica, aplicando 3 presiones de confinamiento distintas. En cada nivel de confinamiento se configuran 5 valores máximos de tensión desviadora axial (σ_{da}), por tanto, el ensayo consta de 15 secuencias. En cada secuencia de aplican 100 ciclos, definidos como un pulso de tipo haversiano con una duración de carga de 0,1 s y un periodo de reposo de 0,9 s. El módulo resiliente se determina a partir de la relación entre la tensión desviadora aplicada y la deformación axial recuperable medida en los últimos 5 ciclos de cada secuencia, una vez que se considera que se ha alcanzado un comportamiento prácticamente estacionario.

Tal y como se indica en De León (2021), el M_r calculado a partir de ensayos de laboratorio está influenciado por factores inherentes tanto al material como al propio procedimiento experimental, entre los que se incluyen el contenido en agua, la densidad, el esfuerzo desviador, la presión de confinamiento, el tamaño de la probeta, la forma de pulso, su duración, la frecuencia y secuencia de los esfuerzos, así como el nivel de acondicionamiento. En este caso de estudio únicamente se analiza el efecto de la presión de confinamiento e incrementos de las tensiones desviadoras, quedando relegada a estudios posteriores la influencia de otros factores y características del ensayo y las muestras.

3. RESULTADOS

3.1. MODIFICACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE COMPACTACIÓN

Como se indica en varios trabajos, la adición de cal, y en general, de otros conglomerantes hidráulicos, tiende a incrementar la humedad óptima de compactación del suelo al modificar su comportamiento humedad - densidad (Mohd Azam *et al.*, 2020; Manzoor y Yousuf, 2020; Bhengu y Allopi, 2016; Kired *et al.*, 2023).

En las margas arcillosas, todos los ligantes incrementan la humedad óptima de compactación (del 12% hasta 13,6 - 15%), siendo la cal la que provoca el mayor aumento debido a su intensa interacción con la fracción arcillosa y los procesos de floculación que elevan la demanda de agua. Los HRB también aumentan la humedad óptima, aunque con diferencias según el tipo, lo que refleja la influencia de su reactividad hidráulica o puzolánica. Las densidades secas máximas varían poco, con ligeras reducciones con cal y valores algo superiores con HRB. Esto puede ser debido a los pesos específicos de los estabilizantes utilizados respecto a la densidad del suelo, donde la cal presenta valores inferiores a los del propio suelo, y los HBR utilizados contienen cemento con peso específico superior (Tanyildizi, 2025).

En las margas yesíferas, el cemento sulforesistente eleva la humedad óptima de 13,5% a 15,1% por la mayor hidratación y reorganización estructural, mientras que el HRB no altera este parámetro, indicando una interacción más limitada con el material. La densidad seca máxima permanece prácticamente constante, señalando que el efecto principal de los ligantes en este suelo se manifiesta sobre la humedad requerida para la compactación.

3.2. MÓDULO RESILIENTE

3.2.1. TENDENCIAS GENERALES

En la Figura 1 se muestra, a modo de ejemplo, dos representaciones resultantes de ensayos sobre dos muestras distintas. En la parte izquierda (muestra MA-C) se han representado las primeras 5 secuencias de ensayo, con los 100 ciclos de carga axial establecidos y todas con una presión de confinamiento de 41,4 kPa. Además, se incluye el detalle de los últimos 5 ciclos de cada secuencia, sobre los cuales se determina el valor de módulo resiliente (M_r) como la pendiente que une los puntos de carga mínima y máxima. Por otro lado, en la parte derecha de la gráfica se representan los valores de los M_r obtenidos para la muestra MA-HRB_3. Esta representación ilustra las fases seguidas en el ensayo, mostrando los valores de M_r obtenidos para los distintos confinamientos y niveles de carga axial.

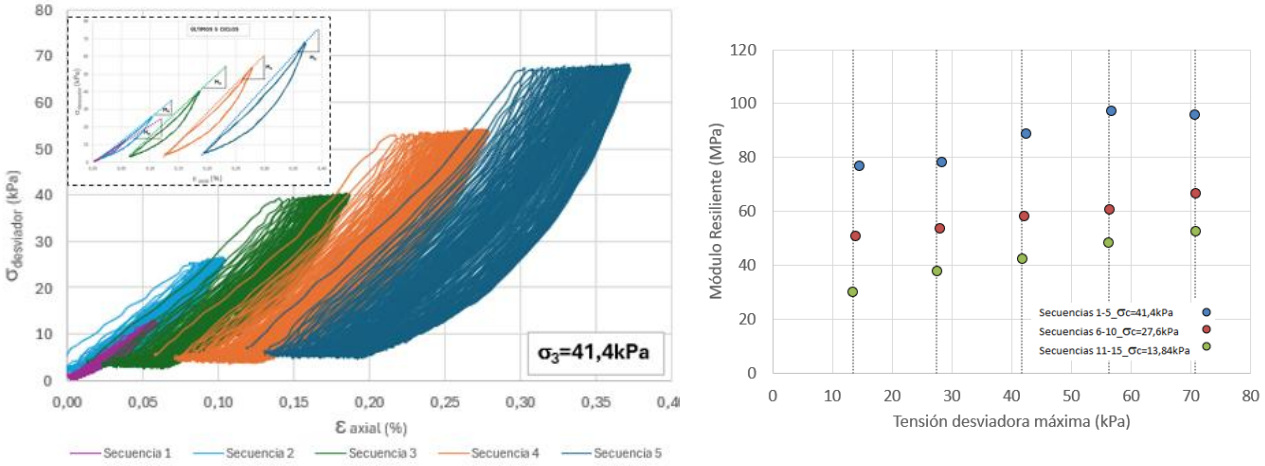


Figura 1. (Izquierda) Representación de las primeras 5 secuencias del ensayo correspondientes a una presión de confinamiento de 41,4 kPa, con detalle de la obtención del M_r en los últimos 5 ciclos para la muestra MA-C. (Derecha) Valores del M_r obtenidos en el ensayo completo sobre la marga con MA-HRB_3.

Durante el ensayo la tensión desviadora no es única, sino que varía dentro de cada serie con cada presión de confinamiento (σ_c), con el fin de caracterizar la dependencia del módulo resiliente respecto al estado tensional. En las siguientes figuras (Figura 2 y Figura 3) se muestra la variación de M_r para las muestras ensayadas según esta distinción.

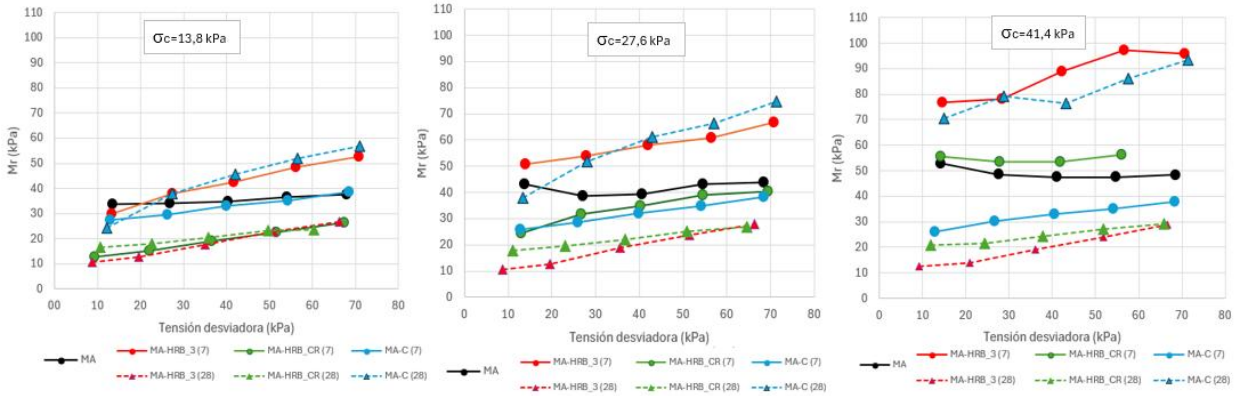


Figura 2. Variación del M_r para las muestras de suelo margoso (MA) en función del confinamiento (σ_c).

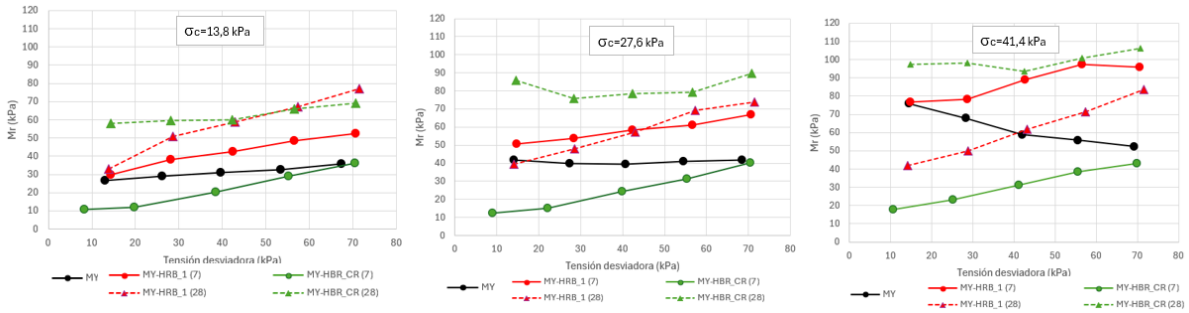


Figura 3. Variación del M_r para las muestras de suelo con yeso (MY) en función del confinamiento (σ_c).

En las figuras anteriores se observa que, en el suelo margoso (Figura 2), el M_r muestra una clara dependencia del confinamiento, observándose en general valores más elevados a medida que aumenta la presión confinante. Asimismo, la figura pone de manifiesto que la respuesta del material depende del tipo de tratamiento aplicado, ya que algunos ligantes producen incrementos apreciables del módulo mientras que otros presentan mejoras más moderadas o incluso reducciones relativas respecto al suelo natural. Por su parte, en el suelo con contenido en yeso (Figura 3), el M_r también aumenta con el nivel de confinamiento, aunque la magnitud de este efecto depende del tratamiento considerado. La comparación entre mezclas indica que tanto la naturaleza del ligante como el tiempo de curado modifican de forma significativa la rigidez dinámica del material, con respuestas diferenciadas según el estado tensional aplicado. En ambos materiales, en general, al aumentar la tensión desviadora se produce un incremento de M_r para las muestras tratadas, mientras que en el suelo el módulo disminuye ligeramente. Este efecto en los suelos naturales puede ser debido al efecto que produce la tensión en la estructura de los suelos arcillosos (Tanyildizi, 2025). Este mismo autor reporta trabajos donde se observa que el empleo de cal produce disminuciones del M_r al incrementarse la tensión desviadora, teniendo el efecto contrario cuando el suelo se estabiliza con cemento. En nuestro caso de estudio, en todos los tratamientos se produce un incremento del M_r al aumentar la tensión desviadora.

A continuación, se muestra la variación del M_r para cada uno de los tratamientos en función de la tensión desviadora y el tiempo de curado de 7 o 28 días (Figura 4).

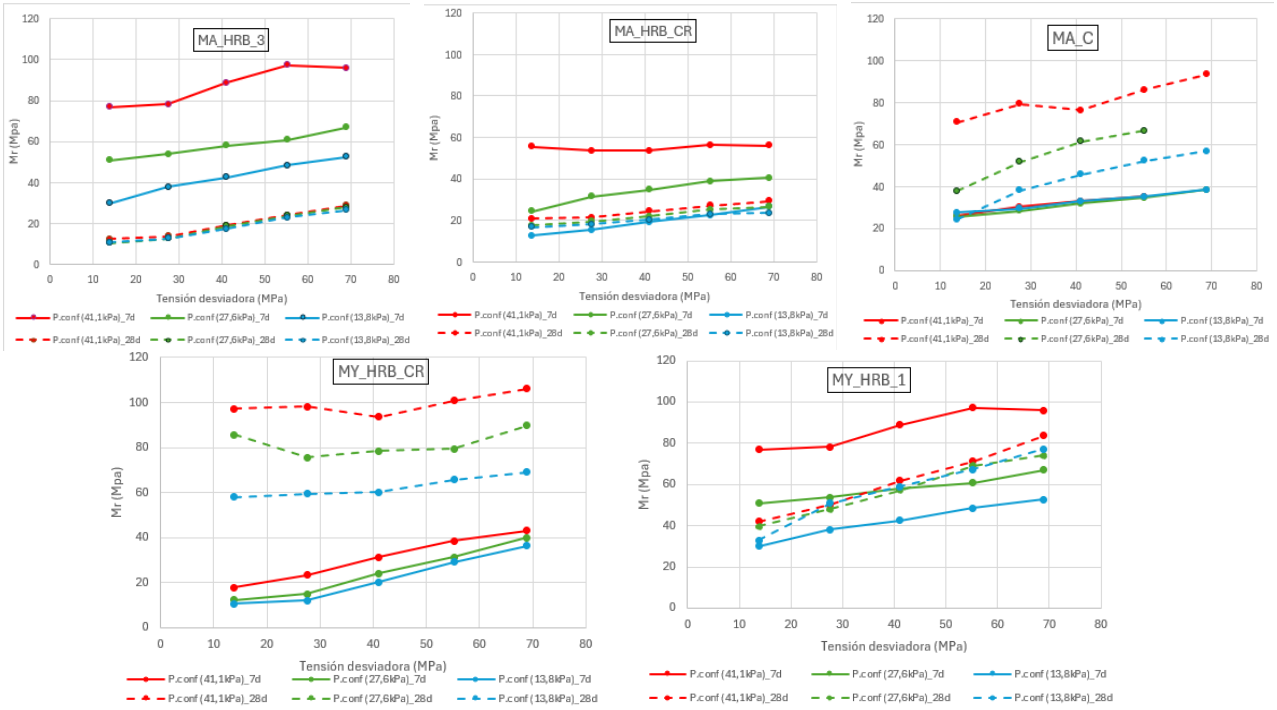


Figura 4. Variación del módulo resiliente (M_r) en función de la tensión desviadora para los distintos tratamientos, bajo varios niveles de confinamiento y tiempos de curado.

Las gráficas muestran que la mezcla MA_HRB_3 es la que alcanza los valores más altos de M_r en todo el rango de tensiones, con una evolución clara y consistente tanto con el confinamiento como con el curado, lo que la convierte en el tratamiento más eficaz para mejorar la rigidez de la marga arcillosa. El MA_HRB_CR presenta mejoras moderadas, con aumentos más suaves y una evolución con el curado menos marcada,

situándose como una opción intermedia. En cambio, la mezcla estabilizada con cal (MA_C) muestra valores iniciales más bajos pero un incremento notable tras 28 días, especialmente bajo mayores confinamientos, lo que confirma el desarrollo progresivo de reacciones de estabilización típicas de la cal. En conjunto, los tres tratamientos muestran un aumento de M_r frente a la tensión desviadora, pero con claras diferencias en el grado de mejora, destacando HRB-3 por su rendimiento global y la cal por su mejora significativa a edades más largas.

En los suelos yesíferos (MY), las gráficas muestran diferencias claras entre los dos tratamientos evaluados. La mezcla MY_HRB_1 presenta los valores más elevados de M_r en todo el rango tensional, con un aumento continuo tanto con la tensión desviadora como con el confinamiento, y una mejora muy marcada entre 7 y 28 días, lo que evidencia una evolución mecánica sólida y una fuerte contribución de las escorias de acería en el desarrollo de rigidez. Por el contrario, MY_HRB_CR muestra un comportamiento más variable: a 7 días destaca por valores relativamente altos bajo confinamiento elevado, pero su evolución con el curado es menos consistente y la mejora global es menor que la de HRB_1. A confinamientos bajos, sus valores son significativamente inferiores. En conjunto, de nuevo, los dos tratamientos muestran un aumento de M_r frente al incremento de tensión desviadora, pero HRB_1 se confirma como la opción más eficaz para mejorar la rigidez resiliente del suelo yesífero, mientras que HRB_CR actúa como alternativa intermedia con mejoras más moderadas.

A continuación, en la Figura 5, se representan los valores de M_r obtenidos en cada una de las probetas respecto al número de secuencia, es decir, se muestra la evolución de M_r a lo largo del ensayo. Se incluye una representación para cada suelo estudiado: margas-arcillosas (izquierda) y margas yesíferas (derecha).

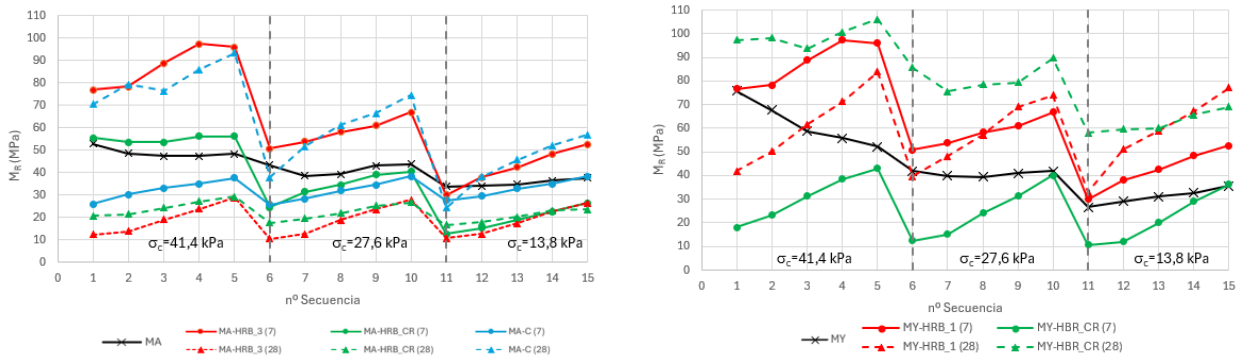


Figura 5. Variación del módulo resiliente (Mr) a lo largo del protocolo de carga repetida, para diferentes confinamientos y edades de curado: MA, margas-arcillosas (izquierda); y MY, margas yesíferas (derecha).

En términos generales, las muestras estabilizadas tienden a mostrar una evolución creciente del M_r mientras que en los suelos naturales la variación es más moderada o incluso ligeramente descendente. No obstante, esta tendencia debe interpretarse con cautela, ya que el avance en el número de secuencia implica simultáneamente un aumento del número acumulado de ciclos y un cambio en el estado tensional aplicado.

Los valores de M_r de los suelos estudiados se encuentran en el rango recopilado en la bibliografía. Para suelos naturales con clasificación CL, Tanyildizi (2025) y AASHTO (2008) informan de valores de entre 50 - 75 MPa y 95 - 165 MPa respectivamente.

Los M_r de los tratamientos obtenidos en este estudio se sitúan muy por debajo de los valores orientativos que la MEPDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*) publicada por AASHTO asigna a materiales fuertemente estabilizados químicamente, como suelos tratados con cal (310 MPa) o suelocemento (345 MPa), y se aproximan más al rango característico de subrasantes y materiales no ligados o moderadamente mejorados (34 - 69 MPa para subrasantes y 103 - 207 MPa para bases/subbases granulares). Dado que los valores medidos en las mezclas estudiadas se sitúan, en términos generales, entre aproximadamente 10 y 106 MPa, los resultados sugieren que los tratamientos ensayados producen una mejora de la rigidez resiliente del suelo, pero sin llegar a conferir al material un comportamiento propio de capas rígidamente estabilizadas. Brown y Pappin (1985) establecen como criterio para el empleo de materiales en capas de soporte la obtención de valores de M_r superiores a 100 kPa; en el presente estudio, dicho umbral únicamente se alcanza en el suelo con yeso y en el material tratado con HRB_CR.

3.2.2. MODELIZACIÓN

Como ya se ha indicado anteriormente el módulo resiliente (M_r) depende, entre otros factores, del estado tensional, y es habitual que en los estudios se incluya una modelización tenso-deformacional. Para ello se han desarrollado varios modelos, algunos de los cuales incluyen variedad de parámetros, y una buena recopilación se encuentra en Wang y Baaj (2023).

En este trabajo se han analizado los resultados con los tres modelos utilizados para describir la dependencia tensional de M_r: modelo k-θ, modelo Universal y modelo tipo Uzan (Tabla 4). Todos ellos proceden de la formulación clásica desarrollada por Witczak y Uzan (1988), ampliamente adoptada en trabajos posteriores y en el proyecto del *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) centrado en mejorar y estandarizar el ensayo de módulo resiliente (NCHRP 1-28A). Estos modelos constituyen la base teórica de la caracterización no lineal del módulo resiliente incorporada en el MEPDG de la AASHTO (MEPDG, 2020), que especifica que los materiales de subrasante y capas no ligadas se representen mediante modelos dependientes del estado tensional basados en invariantes de tensiones. En el MEPDG, los parámetros de entrada pueden clasificarse en tres niveles de precisión. El nivel 1, utilizado en este estudio, corresponde al mayor grado de exactitud e implica la caracterización directa del material mediante ensayos de laboratorio, en este caso el ensayo triaxial cíclico. Los valores obtenidos se ajustan mediante modelos tensodependientes (k-θ, Universal o Uzan), proporcionando una representación del comportamiento resiliente del material bajo diferentes estados tensionales.

Tabla 4. Recopilación de ecuaciones utilizadas por los modelos de cálculo usados en los ajustes.

Modelo	Ecuación
k-θ	$M_r = k_1\left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2}$
Universal	$M_r = k_1\left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2}\left(\frac{\tau_{oct}}{p_a}+1\right)^{k_3}$
Uzan	$M_r = k_1\left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2}\left(\frac{\tau_{oct}}{p_a}+1\right)^{k_3}$
donde $p_a = 101.325$kPa, $\theta = \sigma_d + 3\sigma_3$ y, en compresión triaxial, $\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3}\sigma_d$.	

Los ajustes de los modelos, utilizando las tensiones desviadoras medidas, permiten obtener los parámetros recopilados en la Tabla 5 y Tabla 6, una por cada material tratado. Únicamente se han representado los parámetros correspondientes al modelo con mejor ajuste representado por el ajuste del coeficiente de determinación (R^2), siendo en todos los casos el modelo Universal. La Figura 6 recoge el ajuste gráfico de los modelos descritos anteriormente para los dos suelos analizados bajo el tratamiento que induce una mayor rigidez del material.

Tabla 5. Ajustes de los modelos para el suelo margo arcilloso (MA) y sus tratamientos.

Material	Mejor modelo	k_1	k_2	k_3	R^2
MA	Universal	31,742	0,439	-0,113	0,954
MA_HRB_3(7)	Universal	41,074	1,106	-0,108	0,962
MA_HRB_CR(7)	Universal	18,835	1,433	-0,191	0,981
MA_C (7)	Universal	49,068	-0,018	0,233	0,952
MA_HRB_3(28)	Universal	49,442	0,085	0,532	0,977
MA_HRB_CR(28)	Universal	30,725	0,222	0,188	0,962
MA_HRB_C(28)	Universal	57,406	0,872	0,077	0,970

Tabla 6. Ajustes de los modelos para el suelo margo arcilloso yesífero (MY) y sus tratamientos.

Material	Mejor modelo	k_1	k_2	k_3	R^2
MY	Universal	24,209	1,073	-0,388	0,924
MY_HRB_1(7)	Universal	44,638	1,108	-0,103	0,964
MY_HRB_CR(7)	Universal	38,288	0,481	0,483	0,967
MY_HRB_1(28)	Universal	86,764	0,103	0,423	0,969
MY_HRB_CR(28)	Universal	62,548	0,656	-0,138	0,957

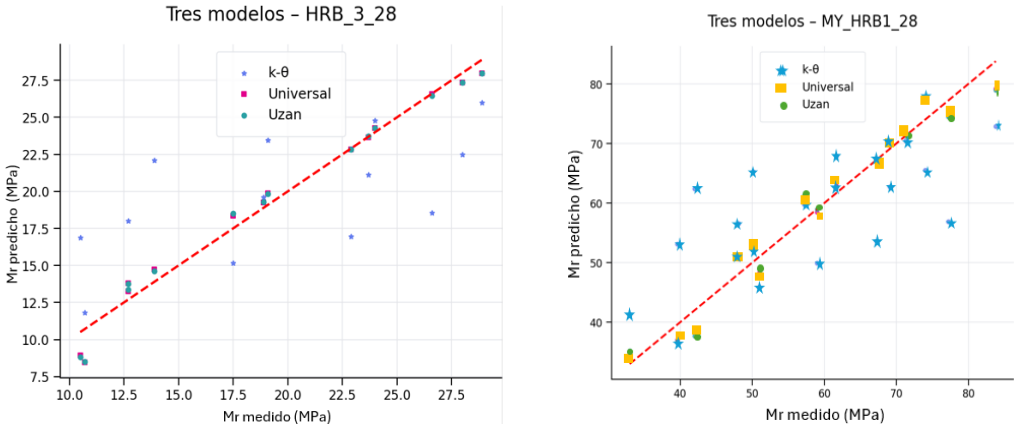


Figura 6. Ajuste de los modelos al suelo margo-arcilloso estabilizado con HRB_3 a 28 días de curado (izq.) y a las margas arcillosas yesíferas estabilizadas con el HRB_1 a 28 días (drch.).

Para el suelo margo-arcilloso, los resultados del ajuste mediante el modelo Universal muestran una mejora sistemática de M_r en todos los tratamientos respecto al suelo natural, evidenciada tanto por el incremento de los parámetros k_1 y k_2 como por los altos valores de R^2 obtenidos para cada material. Con 7 días de curado, los estabilizantes HRB_3 y HRB_CR presentan una respuesta muy dependiente del estado tensional ($k_2 > 1$), lo que indica una estructura en formación, pero aún sensible al confinamiento. En contraste, la cal a 7 días muestra un comportamiento más estable (k_2 próximo a 0), con mayor rigidez inicial pese al reducido tiempo de curado. Para 28 días de curación, los tres tratamientos reflejan una maduración clara: HRB_3 y HRB_CR incrementan su capacidad resistente, especialmente frente a esfuerzos desviadores (k_3 positivo), mientras que la cal destaca por el mayor aumento relativo de rigidez y una marcada dependencia del confinamiento (k_2 elevado). En conjunto, la evolución temporal confirma que todos los tratamientos mejoran el desempeño mecánico del material, siendo la cal a 28 días y HRB_3 a 28 días los que ofrecen el comportamiento más robusto y homogéneo frente a cargas repetidas.

El estudio de los modelos constitutivos aplicados al suelo yesífero y sus mezclas estabilizadas muestra que el modelo Universal ofrece el mejor ajuste de manera muy evidente frente al modelo k-θ, y respecto al modelo de Uzan el ajuste es muy similar, pero se obtienen mayores valores de R^2 con la propuesta Universal. En todos los materiales analizados, el Universal alcanza los valores más altos de R^2 y reproduce con mayor fidelidad la tendencia del M_r medido con el M_r estimado o predicho (MR medido–MR predicho), tal como evidencian las gráficas comparativas, donde sus puntos se alinean con la recta ideal mucho más estrechamente que los otros dos modelos. En cuanto a los tratamientos, la mezcla MY_HRB1_28 (HRB tipo I, 28 días de curado) es la que presenta un comportamiento más estable y predecible, con el mejor ajuste global y la menor dispersión relativa, lo que confirma tanto la eficacia del estabilizante HRB-I como la importancia del tiempo de curado en la mejora del módulo resiliente.

4. CONCLUSIONES

En este trabajo se evalúa el módulo resiliente de dos suelos problemáticos (margas arcillosas y margas arcillosas yesíferas) estabilizados mediante cal, cemento y distintos tipos de *Hydraulic Road Binder* (HRB) que incorporan escorias de acería de acero inoxidable, con el objetivo de caracterizar su respuesta bajo cargas repetidas siguiendo la norma AASHTO T0307-99 (2003).

La adición de estos ligantes modifica la humedad óptima de compactación, especialmente en mezclas con cal, mientras que los HRB y cementos generan incrementos más moderados.

Los resultados muestran que el módulo resiliente aumenta con el confinamiento en todos los materiales y que los tratamientos con HRB producen mejoras significativas frente al suelo natural, especialmente HRB-3 en margas arcillosas y HRB-1 en suelos yesíferos, destacando el papel positivo de las escorias como componente activo en mezclas hidráulicas. Aun así, los valores obtenidos (10 - 106 MPa) sitúan a estos materiales dentro del rango de suelos mejorados, pero por debajo de la rigidez propia de suelocemento o estabilizaciones fuertemente cementantes.

La modelización tensodependiente confirma que los modelos Universal y Uzan representan adecuadamente el comportamiento, siendo ligeramente superior el ajuste al modelo Universal, poniendo de manifiesto la influencia de la tensión desviadora y el curado en la respuesta mecánica.

En conjunto, los resultados indican que los HRB con escorias de acería de acero inoxidable constituyen una alternativa técnicamente viable y con interés ambiental para mejorar suelos margosos y yesíferos, si bien requieren evaluación adicional frente a otras condiciones y factores.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer a la empresa Acerinox Europa (https://www.acerinox.com/es/index.html) la realización de este trabajo de investigación, el cual estuvo financiado en la convocatoria Misiones 2020, de CDTI (https://www.cdti.es/), proyecto "INVESTIGACIÓN AVANZADA EN EL ÁMBITO DE LOS RESIDUOS INDUSTRIALES DE BASE MINERAL COMO MATERIAS PRIMAS SECUNDARIAS PARA LA FORMULACIÓN DE NUEVOS PRODUCTOS ECOLÓGICOS Y LA CREACIÓN DE BUCLES DE ECONOMÍA CIRCULAR - CERES". De manera especial quieren agradecer a Juan Almagro, Esther Quirós y Patricia Acosta, como coordinadores del proyecto en relación con los trabajos realizados en la Universidad de Córdoba.

REFERENCIAS

AASHTO T307-99 (2003). Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington DC.

Bhengu, P. H., & Allopi, D. (2016). Influence of Lime on Natural Occurring Acidic Soil Engineering Properties. *American Scientific Research Journal for Engineering, Technology, and Sciences* (ASRJETS).

Brown S.F. and Pappin J.W. (1985). Analysis of pavements with granular bases. *Transportation Research Record* 1022, 52-59.

De León C. (2021). Simulación numérica de la prueba triaxial cíclica. Caso de estudio: arcillas del ex lago de Texcoco. *Tesis doctoral Universidad Michoacan.*

Habert, G., Miller, S.A., John, V.M. et al. (2020) Environmental impacts and decarbonization strategies in the cement and concrete industries. *Nature Reviews Earth & Environment, 1 (11).* pp. 559-573. ISSN: 2662-138X https://doi.org/10.1038/s43017-020-0093-3

Kired, F., Šešlija, M., Milović, T., Starčev-Ćurčin, A., Bulatović, V., & Radović, N. (2023). Stabilization of Different Soil Types Using a Hydraulic Binder. *Buildings,* 13(8), 2040.

Manzoor, S. O., & Yousuf, A. (2020). Stabilisation of Soils with Lime: A Review. *Journal of Materials and Environmental Science*, 11(9), 1538–1551.

MEPDG (2020). Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, A Manual of Practice. AASHTO. ISBN: 978-1-56051-423-7

Mohd Azam, M., Usmani, M. A., & Junaid, M. (2020). Stabilisation of Clayey Soil by Using Lime. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology (IJIRSET)*, Vol. 9, Issue 8, August 2020.

NCHRP. (2003). Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus of Unbound Materials (NCHRP 1-28A). *Transportation Research Board*.

Scrivener, K., John, V. M., & Gartner, E. (2018). Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO_2 cement-based materials industry. *Cement and Concrete Research, 114*, 2–26.

Tanyildizi M. (2025). Experimental evaluation of strength and resilient modulus of expansive subgrade stabilized with cement and pumice. *Scientific Reports* 15:41496 https://doi.org/10.1038/s41598-025-23370-8

Wang S. and Baaj H. (2023). Impact of cementitious materials on the resilient modulus and damping ratio of weak subgrade. *Transportation Geotechnics*, 43, 101133, https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2023.101133.

Witczak, M. W., & Uzan, J. (1988). The Universal Airport Pavement Design System (UniPave): Granular Material Characterization. University of Maryland – Department of Civil Engineering.

EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE JET GROUTING MEDIANTE BARRA AUTOPERFORANTE TITAN®: APLICACIÓN PARA BARRERA DE IMPERMEABILIZACIÓN

Pablo RUIZ-TERÁN[(1)*], Joaquín Luis LÓPEZ JIMÉNEZ[(1)], Rodrigo MALO GÓMEZ[(2)] y Joan ALCOCER GRAU[(3)]

[(1)] Ferrovial Construcción, S.A.
*pruizteran@ferrovial.com

[(2)] Cimentaciones Especiales y Estructurales Cimsa, S.A.

[(3)] Ischebeck Ibérica, S.L.

RESUMEN

El jet grouting es un tipo de mejora del terreno que tiene por finalidad crear de forma controlada pseudo columnas de suelo-cemento. Las pseudo columnas se generan mediante la disgregación del terreno con alta energía y la inyección de lechada de cemento en éste. Existen diferentes tipos de jet grouting según el sistema que se emplee para fracturar el terreno: fluido único (lechada de cemento), doble fluido (aire y lechada de cemento) y triple fluido (aire, agua y lechada de cemento). Los parámetros de ejecución varían según el tipo de jet grouting. El diámetro de las pseudo columnas varía en función del tipo de jet grouting que se emplee y del tipo de terreno. Las columnas habitualmente están compuestas únicamente por suelo-cemento, aunque una vez ejecutadas pueden reforzarse mediante la introducción de una armadura. La mejora del terreno mediante jet grouting tiene múltiples aplicaciones: tapones de fondo y pantallas de impermeabilización, recalce de cimentaciones, protección de estructuras frente a excavaciones próximas, prolongación de cimentaciones profundas, construcción de bóvedas en túneles e impermeabilización de pantallas. Para ejecutar columnas de jet grouting es necesario emplear equipos desarrollados específicamente para esta aplicación. Dichos equipos son de muy altas prestaciones lo que hace que el coste de este tipo de tratamiento de terreno normalmente sea muy elevado. Se plantea la posibilidad de ejecutar las columnas de jet grouting empleando un sistema convencional con objeto de reducir su coste. Mediante el empleo del sistema autoperforante Titan® de Ischebeck es posible ejecutar columnas de jet grouting de fluido único. Para ello es necesario dotar a la boca de perforación de una tobera de jet grouting e inyectar a una presión mayor que las que se emplea en la inyección de micropilotes o anclajes. En función de los parámetros de ejecución (presión de inyección, volumen de inyección y velocidad de avance) es posible estimar el diámetro de la pseudo columna de jet grouting. Se presenta un caso práctico de aplicación para configurar una pantalla de impermeabilización mediante columnas de jet grouting.

ABSTRACT

Jet grouting is a ground improvement technique aimed at the controlled formation of jet-grouting columns. These columns are created by disaggregating the existing ground using high energy and injecting cement grout into it to form a soil-cement matrix. There are different types of jet grouting depending on the system used to fracture the soil: single-fluid (cement grout), double-fluid (air and cement grout), and triple-fluid (air, water, and cement grout). Execution

parameters vary depending on the type of jet-grouting adopted. The diameter of the columns depends on both the jet grouting system used and the type of existing ground. The resulting columns are typically composed solely of soil–cement; however, once executed, they can be reinforced by installing a reinforcement cage. Ground improvement by jet grouting has multiple applications, including bottom plugs and cut-off walls, foundations underpinning, protection of structures against adjacent excavations, extension of deep foundations, construction of tunnel vaults, and waterproofing of retaining walls. The execution of jet grouting columns requires the use of equipment specifically developed for this technique. Such equipment provides very high performance, which generally results in relatively high costs associated with this type of ground treatment. The feasibility of executing jet grouting columns using a conventional drilling system is investigated as a means of reducing costs. By using the Titan® self-drilling system developed by Ischebeck, it is possible to execute single-fluid jet grouting columns. This approach requires the installation of a jet grouting nozzle at the drilling head and the injection of cement ground at pressures higher than those typically used for micropile or anchor grouting. Based on the execution parameters (injection pressure, injection volume, and advance rate), it is possible to estimate the diameter of the jet grouting pseudo-column. A practical application case is presented, focusing on the configuration of a waterproofing cut-off wall constructed using jet grouting columns.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Jet grouting (Jet grouting), Titan® (Titan®), Barra autoperforante (Self-drilling bar).*

1. TIPOS DE JET GROUTING Y APLICACIONES

El jet grouting es un tipo de mejora del terreno que tiene por finalidad crear de forma controlada pseudo columnas de suelo-cemento (Figura 1).



Figura 1. Campo de pruebas de jet grouting (Croce *et al.*, 2014).

Las pseudo columnas se generan mediante la disgregación del terreno con alta energía y la inyección de lechada de cemento en éste.

Existen diferentes tipos de jet grouting según el sistema que se emplee para fracturar el terreno (Figura 2):

- Fluido único: lechada de cemento.
- Doble fluido: aire y lechada de cemento.
- Triple fluido: aire, agua y lechada de cemento.

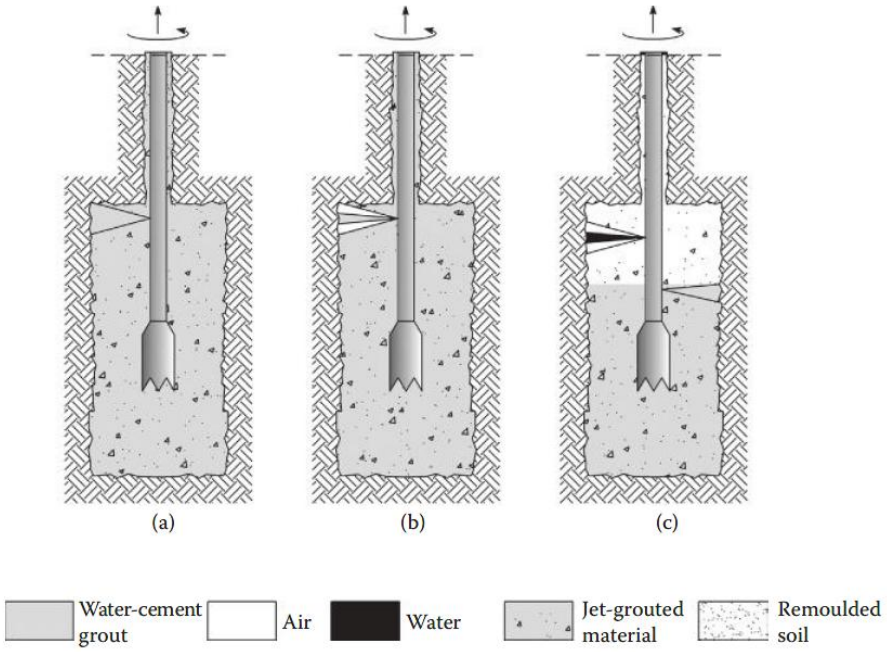


Figura 2. Sistemas de ejecución de jet grouting: (a) fluido único, (b) doble fluido y (c) triple fluido (Croce *et al.*, 2014).

Los parámetros de ejecución varían según el tipo de jet grouting (Tabla 1).

Tabla 1. Parámetros de ejecución de jet grouting (Croce et al., 2014).

			System		
Treatment parameter	*Symbol*	*Unit*	*Single fluid*	*Double fluid*	*Triple fluid*
Lifting step	Δs	mm	40–50	40–80	40–100
Average lifting speed	v_r	mm/s	4–10	1–8	0.5–5
Rotational velocity	ω	rpm	5–40	3–30	1–40
Nozzle diameter	d	mm	2–8.0	2–8	2–8
Number of nozzles	M	–	1–2	1–2	1–2
Grout pressure	p_g	MPa	30–55	20–40	2–10
Air pressure	p_a	MPa	–	0.5–2.0	0.5–2.0
Water pressure	p_w	MPa	–	–	20–55
Grout flow rate	Q_g	L/s	2–10	2–10	2.0–5
Air flow rate	Q_a	L/s	–	200–300	200–300
Water flow rate	Q_w	L/s	–	–	0.5–2.5
W-C ratio by weight	W/C	–	0.60–1.25	0.60–1.25	0.40–1.0

El diámetro de las pseudo columnas varía en función del tipo de jet grouting que se emplee y del tipo de terreno (Tabla 2).

Tabla 2. Diámetros esperables de columnas de jet grouting (Croce et al., 2014).

Treatment system	*Mean diameter of columns (m)*			
	Moderately stiff clay	*Soft silt and clay*	*Silty sand*	*Sand and/or gravel*
Single fluid	NR*	0.4–0.8	0.6–1.0	0.6–1.2
Double fluid	0.5–1.0	0.6–1.3	1.0–2.0	1.2–2.5
Triple fluid	0.8–1.5	1.0–1.8	1.2–2.5	1.5–3.0

Las columnas habitualmente están compuestas únicamente por suelo-cemento, aunque una vez ejecutadas pueden reforzarse mediante la introducción de una armadura.

La mejora del terreno mediante jet grouting tiene múltiples aplicaciones: tapones de fondo y pantallas de impermeabilización, recalce de cimentaciones, protección de estructuras frente a excavaciones próximas, prolongación de cimentaciones profundas, construcción de bóvedas en túneles, impermeabilización de pantallas, etc.

2. EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE JET GROUTING MEDIANTE BARRA AUTOPERFORANTE TITAN®

Para ejecutar columnas de jet grouting es necesario emplear equipos desarrollados específicamente para esta aplicación. Dichos equipos son de muy altas prestaciones lo que hace que el coste de este tipo de tratamiento de terreno normalmente sea muy elevado.

Se plantea la posibilidad de ejecutar las columnas de jet grouting empleando un sistema convencional con objeto de reducir su coste.

En el mercado existen diferentes tipos de ejecución de micropilotes o de anclajes. Dentro de estos está el sistema autoperforante Titan® de Ischebeck (Figura 3).

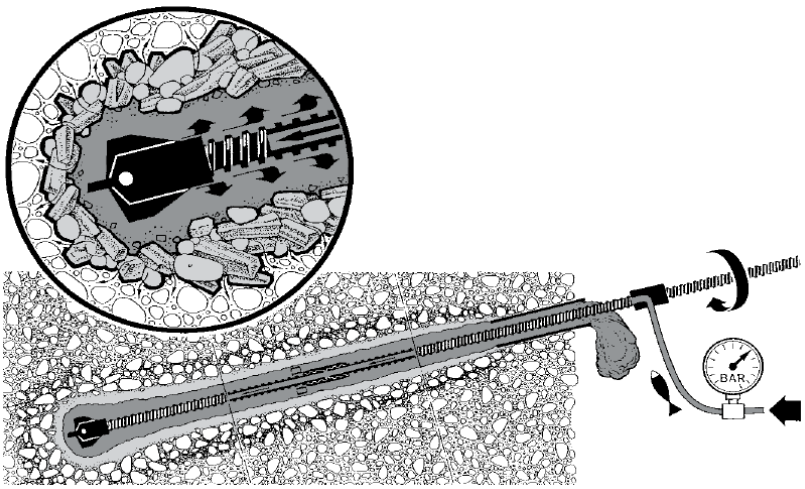


Figura 3. Sistema Titan® para micropilotes y anclajes (Ischebeck, 2026).

La característica principal que lo diferencia de otros sistemas de ejecución es que el elemento portante (barra hueca roscada) cumple con 3 funciones: varillaje de perforación, tubería de inyección y armadura.

En una sola operación se ejecuta la perforación del taladro, la colocación de la armadura y la inyección, permitiendo así alcanzar elevados rendimientos en la ejecución.

Para la ejecución se necesita un equipo convencional de perforación provisto de un martillo en cabeza con un cabezal de inyección que conecta martillo, la central de inyección y la barra autoperforante.

En función del tipo de terreno existen diferentes bocas de perforación. Para poder ejecutar jet grouting es necesario anular todas las salidas que tienen las bocas de perforación convencionales a excepción de una, dotando a esta última de una tobera de jet grouting (Figura 4).



Figura 4. Implementación de tobera de jet grouting en boca de perforación Titan®.

Adicionalmente es necesario inyectar a una presión mayor que la que se emplea en la inyección de micropilotes o anclajes, donde se emplean presiones de inyección comprendidas entre la presión atmosférica y 40 bares.

Teniendo en cuenta que los manguitos de conexión de las barras Titan® están dotados de una junta de sellado que es capaz de soportar presiones de hasta 200 bares, esa es la presión máxima que se podría llegar a emplear.

En función de los parámetros de ejecución (presión de inyección, volumen de inyección y velocidad de avance) es posible estimar el diámetro de la pseudo columna de jet grouting (Ischebeck, 2006).

3. APLICACION EN UN CASO PRÁCTICO

El caso práctico que se presenta corresponde a la ejecución de unas pantallas continuas, las cuales debían ejecutarse atravesando una terraza aluvial compuesta por suelos granulares groseros con pocos finos de elevada permeabilidad y debían empotrarse en un sustrato Mioceno formado por arcillas arenosas y margas de elevada plasticidad con niveles de yeso y detríticos intercalados, muy compactas y de elevada resistencia, prácticamente impermeable.

Durante la ejecución de las pantallas se detectó que, como consecuencia de la presencia de un acuífero permanente y libre íntegramente contenido en el nivel de la terraza aluvial, los niveles de yeso del sustrato Mioceno se encontraban parcialmente disueltos, llegando incluso en algunos casos a un colapso de su estructura con el consiguientes hundimiento y arrastre de los suelos granulares de la terraza aluvial, siendo el resultado una masa heterogénea muy poco densa y permeable compuesta por suelos arcillosos plásticos contaminados por gravas y arenas.

La problemática que se perseguía resolver era la falta de empotramiento de algunos paneles de pantalla en un sustrato impermeable lo que hacía que entrase agua hacia el interior de la excavación (Figura 5).

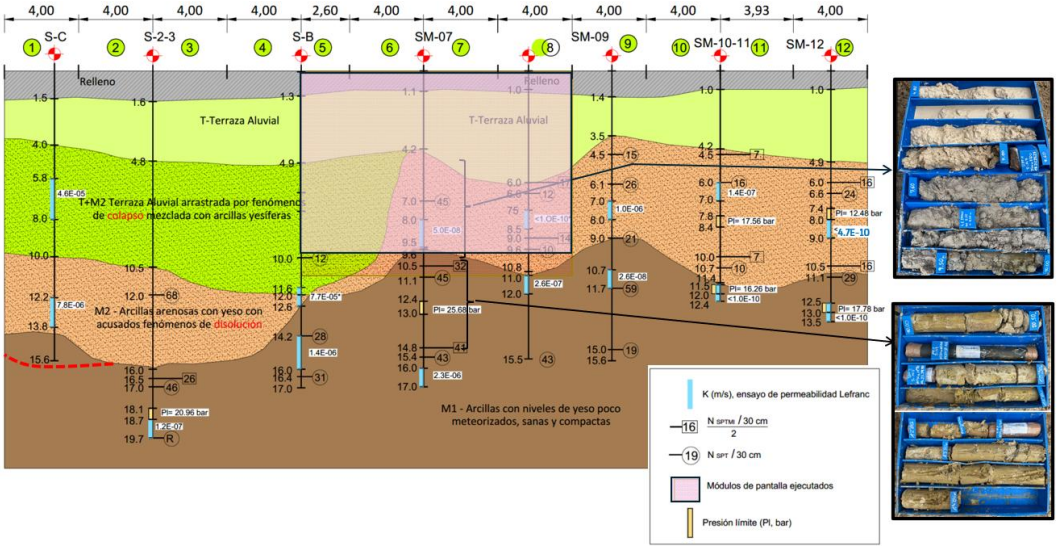


Figura 5. Perfil geológico y posición de los módulos de pantalla con longitud de empotramiento insuficiente.

La solución que se planteó fue prolongar dichos paneles de pantalla mediante una barrera de impermeabilización mediante columnas secantes de jet grouting.

Se planteó la necesidad de ejecutar un campo de pruebas con objeto de verificar que con los parámetros de diseño propuestos (presión de inyección de 100 bares, caudal de inyección de 100 litros/minuto y velocidad de ascenso de 1 cm/segundo) se alcanzaba el diámetro de columna estimado (60 cm).

Se ejecutaron un total de 3 columnas de jet grouting. Al cabo de una semana se exhumaron en su totalidad con objeto de poder medir su diámetro (Figura 6).



Figura 6. Exhumación de columnas de jet grouting del campo de pruebas.

Se realizó un escaneo 3D de las mismas con objeto de poder medir con precisión el diámetro alcanzado en cada una de ellas (Figura 7).



Figura 7. Escaneo 3D de las columnas de jet grouting del campo de pruebas.

El diámetro que se obtuvo en cada una de ellas fue el siguiente:

- Columna nº1: diámetro mínimo de 70 cm y máximo de 100 cm.
- Columna nº2: diámetro mínimo de 70 cm y máximo de 90 cm.
- Columna nº3: diámetro mínimo de 60 cm y máximo de 70 cm.

Finalmente se realizó la extracción de las columnas (Figura 8).



Figura 8. Extracción de una de las columnas de jet grouting del campo de pruebas.

Una vez validados los parámetros de ejecución para alcanzar el diámetro mínimo estimado se procedió a la ejecución de la barrera de impermeabilización mediante columnas secantes de jet grouting.

Conforme se fue ejecutando la misma se observó su efectividad ya el nivel de agua en el interior de la excavación comenzó a bajar llegando a ya no ser necesario el empleo de un bombeo existente (Figura 9).



Figura 9. Descenso del nivel de agua en el interior de la excavación.

4. CONCLUSIONES

Usualmente, para ejecutar columnas de jet grouting es necesario emplear equipos desarrollados específicamente para esta aplicación. Dichos equipos son de muy altas prestaciones lo que hace que el coste de este tipo de tratamiento de terreno normalmente sea muy elevado.

Es posible ejecutar columnas de jet grouting de fluido único (lechada de cemento) mediante el empleo del sistema autoperforante Titan® de Ischebeck. Para ello es necesario dotar a la boca de perforación de una tobera de jet grouting e inyectar a una presión mayor que las que se emplea en la inyección de micropilotes o anclajes. Al emplear un sistema convencional, es posible reducir el coste de ejecución.

En el caso práctico presentado, se ha demostrado mediante un campo de pruebas que obtener columnas de jet grouting con un diámetro mínimo de 60 cm y máximo de 100 cm.

REFERENCIAS

Croce *et al.* (2014). *Jet Grouting. Technology, Design and Control.* CRC Press (United States of America).
Ischebeck (2006). *Jet Grouting Designer. Estimation for Ground Body Diameter of Micropiles TITAN*.
Ischebeck (2026). https://www.ischebeck.es/sistemas-geotecnicos/

TRATAMIENTOS DEL TERRENO PARA UNA LAGUNA DE OLAS EN EL ENTORNO DEL ESTADIO METROPOLITANO (MADRID)

Francisco Javier SAMPER URBANO[(1)*] y José Luis ABIA PASCUAL[(1)]

[(1)] TYPSA, Técnica y Proyectos, S.A.
*fjsamper@typsa.es

RESUMEN

*En la actualidad se están llevando a cabo las obras de una laguna de olas en el entorno del estadio metropolitano de Madrid. La laguna tiene unas grandes dimensiones, del orden de 25.000 m^2, y está situada en una zona geotécnicamente compleja, dado que existe un espesor de rellenos no compactados de 30-40 m, debido a la existencia de una mina de sepiolita en el pasado. En el presente artículo se describe, en primer lugar, el proceso que dio lugar a la elección de las soluciones geotécnicas proyectadas: compactación dinámica clásica con una energía de unos 300 t*m/m^2 para la mejora de los últimos metros de los rellenos, RIC (Rapid Impact Compaction) para la mejora más superficial con una energía de 100 t*m/m^2) y pilotaje de los elementos que transmiten mayores cargas y más sensibles frente a asientos. Debido a la imposibilidad de continuar con el tratamiento RIC por cuestiones meteorológicas, ha sido necesario realizar un saneo de 3-5 m y posterior ejecución de un relleno compactado de 2-3 m de espesor. Los pilotes son de una gran longitud (32-41 m), para garantizar un empotramiento de, al menos, 4 diámetros en el terreno natural; esto ha hecho necesario el empleo de pilotes de 1,2 m de diámetro para garantizar su correcta ejecución. Adicionalmente, se ha estudiado la estabilidad de los taludes exteriores y las disposiciones tomadas con relación a este aspecto. Y las medidas empleadas para el aprovechamiento de los desmontes para la ejecución de los nuevos rellenos compactados. También se describen los procedimientos empleados para el control de la compactación dinámica y el RIC. Dada la singularidad del diseño, se ha proyectado un terraplén de prueba que simula los asientos que experimentará la instalación durante su operación, a fin de verificar la bondad de los cálculos efectuados. También se describe la instrumentación que se dispondrá en la instalación para controlar sus asientos durante su explotación.*

ABSTRACT

*Work is currently underway on a wave lagoon in the vicinity of Madrid's metropolitan stadium. The lagoon is large, measuring around 25,000 m^2, and is located in a geotechnically complex area, given that there is a layer of uncompacted fill measuring 30-40 m thick, due to the existence of a sepiolite mine in the past. This article first describes the process that led to the choice of the planned geotechnical solutions: classic dynamic compaction with an energy of around 300 t*m² to improve the last few metres of the fill, RIC (Rapid Impact Compaction) for more superficial improvement with an energy of 100 t* m/m^2) and piling of the elements that transmit greater loads and are more sensitive to settlement. Due to the impossibility of continuing with the RIC treatment due to weather conditions, it was necessary to carry out a 3-5 m clean-up and subsequent execution of a 2-3 m thick compacted fill. The piles are very long (32-41 m) to ensure that they are embedded at least four diameters deep into the natural ground; this has made it necessary to use piles with a diameter of 1.2 m to ensure their correct execution. In addition, the stability of the outer slopes and the measures taken in this regard have been studied. The measures used to take advantage of the excavations for the execution of the new compacted fills*

are also described. The procedures used to control dynamic compaction and RIC are also described. Given the uniqueness of the design, a test embankment has been designed to simulate the settlement that the facility will experience during operation, in order to verify the accuracy of the calculations made. The instrumentation that will be installed at the facility to monitor its settlement during operation is also described.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Rellenos (Made ground), Compactación dinámica (Dynamic compaction), Pilotaje (Piling).*

1. INTRODUCCIÓN

Se está llevando a cabo la construcción de una piscina de olas para la práctica de surf de grandes dimensiones (de una superficie del orden 25.000 m^2) en el entorno del estadio metropolitano de Madrid. Esta instalación está sometido a acciones dinámicas y tiene unas limitaciones de asiento significativas.

El sustrato geotécnico de la zona está constituido por un espesor de rellenos no compactados con un espesor de entre 30 y 40 m debido a la existencia de una mina de sepiolita en el pasado, bajo los que se han detectado los suelos de la facies de transición del neógeno, con un espesor de 5-10 m, y a su vez, a más profundidad, se han encontrado arcillas negras, también del neógeno.

En el presente artículo se describe, en primer lugar, el proceso que dio lugar a la elección de las soluciones geotécnicas proyectadas y los procedimientos empleados para el control de la compactación dinámica y el RIC.

Adicionalmente, se describe un terraplén de prueba (y su instrumentación) que simula los asientos que experimentará la instalación durante su operación, a fin de verificar la bondad de los cálculos efectuados. También se describe la instrumentación que se dispondrá en la instalación para controlar sus asientos durante su explotación.

Finalmente, se muestra el estado de los trabajos en el momento de la redacción del presente documento.

2. DATOS DE PARTIDA

2.1. INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA Y GEOTÉCNICA

La parcela en estudio está situada en una plataforma relativamente plana rodeada por tres de sus lados por un vial que llega discurrir hasta unos 30 m bajo la superficie de la misma, como se aprecia en la siguiente imagen tomada de Google Earth.



Figura 1. Estado de la parcela al comienzo de las obras (Fuente: Google Earth).

El sustrato geotécnico de la zona está constituido por un espesor de rellenos no compactados con un espesor de entre 30 y 40 m debido a la existencia de una mina de sepiolita en el pasado, bajo los que se han detectado los suelos de la facies de transición del neógeno, con un espesor de 5-10 m, y a su vez, a más profundidad, se han encontrado arcillas negras, también del neógeno. En el siguiente esquema se muestra la estructura descrita.

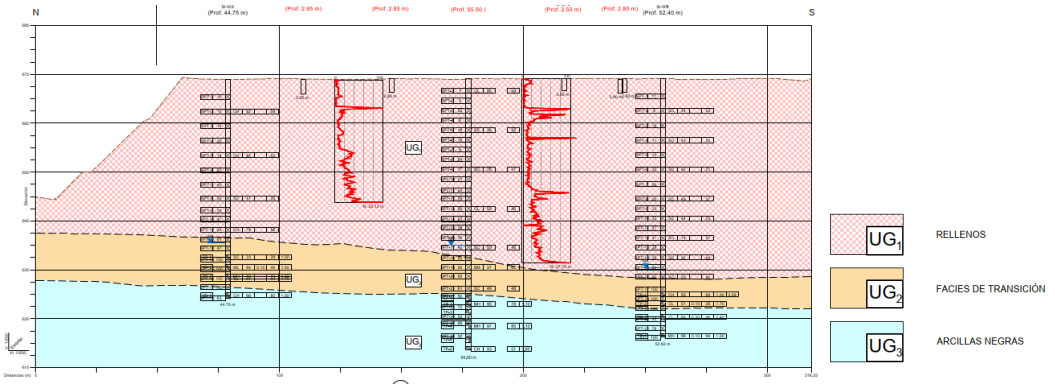


Figura 2. Estructura geotécnica del terreno.

2.2. CARGAS APLICADAS Y ASIENTOS ADMISIBLES

En el fondo de la laguna, las máximas cargas consideradas llegan a los 75 kPa, de acuerdo con lo indicado en el siguiente esquema.

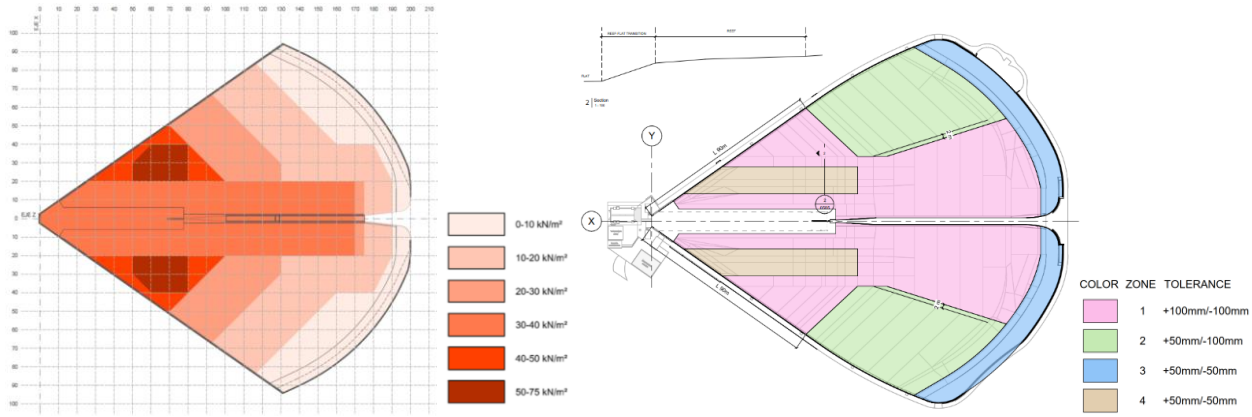


Figura 3.Combinación de cargas máximas (izqda.) y asientos admisibles en la laguna y orilla (drcha.).
(+) Levantamiento / (-) Asiento.

Además, en la zona del plinto se producen cargas dinámicas debidos al equipo de generación de olas y existen unos muros laterales y central en zonas exteriores e interior de la piscina.

Por otro lado, los asientos admisibles en la laguna y orilla son de 5-10 cm, como se muestra en la figura 3.

Además, el máximo asiento diferencial en la laguna y la orilla es de 1/100 y en la zona del plinto es de 2 mm en 1,5 m (lo que corresponde a 1/750). Se debe tener especial precaución para asegurar la integridad de la geomembrana (liner) del fondo de la laguna en su contacto con los muros debido a asientos diferenciales entre los muros y las zonas más cercanas del fondo de la laguna.

3. ESTABILIDAD DE LOS TALUDES EXTERIORES

Debido a que se trata de un relleno vertido, los taludes exteriores tienen un coeficiente de seguridad inferior a los exigidos por la normativa (Se ha adoptado un valor mínimo de F=1,4).

Dado el alto coste de realizar un tratamiento de estabilización, se ha dejado una banda de seguridad de unos 15 m de ancho donde el coeficiente de seguridad es inferior a 1,4, en la que no se deberían construir elementos de responsabilidad. Los cálculos se han realizado con el programa SLIDE 2D, Versión 9.038.

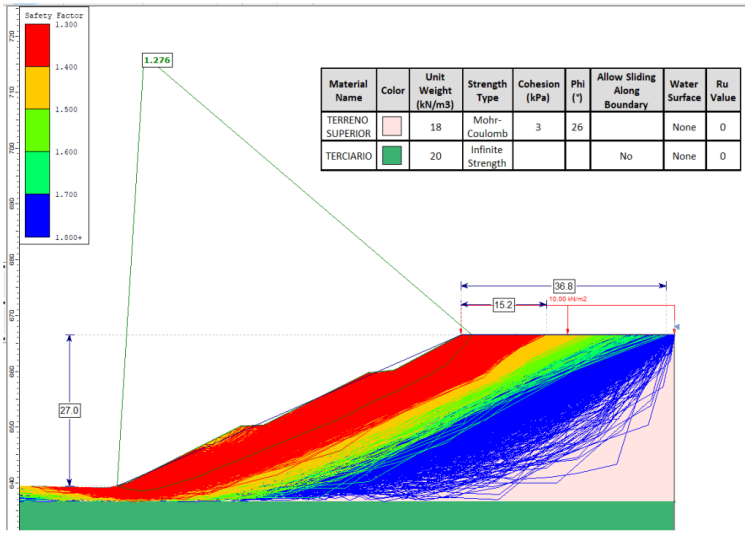


Figura 4. Estabilidad de los taludes exteriores.

4. PILOTAJE DE LOS ELEMENTOS MAS CARGADOS Y SENSIBLES A ASIENTOS

Se ha diseñado un pilotaje de los elementos más cargados o más sensibles frente a asientos: plinto (elemento donde se apoya el equipo generador de olas), área técnica, muros laterales y central.

Los pilotes son de una gran longitud (32-41 m), dado que es necesario garantizar un empotramiento de, al menos, 4 diámetros en el terreno natural. Esto ha hecho necesario el empleo de pilotes de 1,2 m de diámetro para garantizar su correcta ejecución.

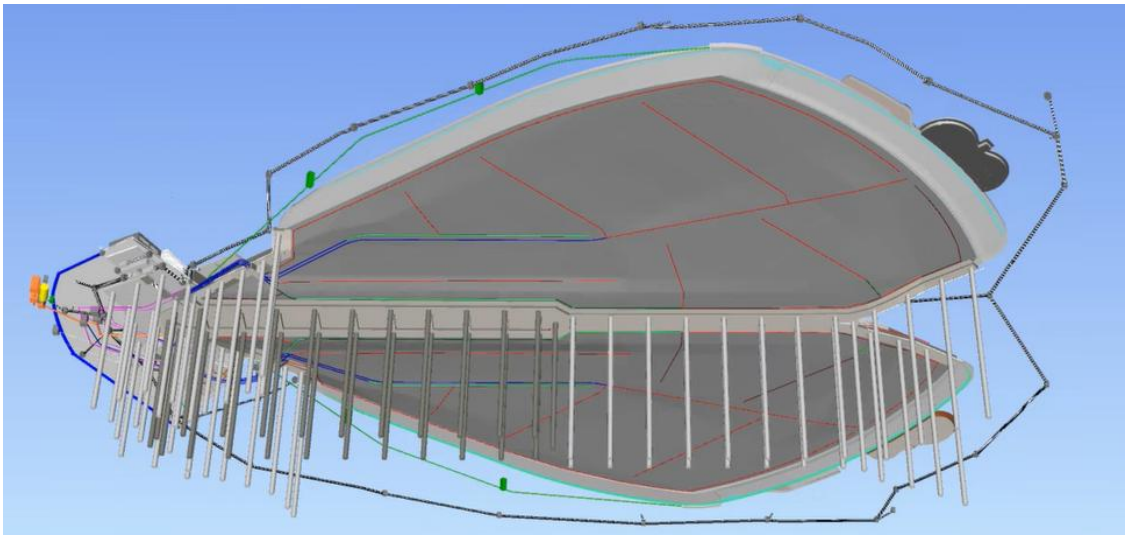


Figura 5. Pilotaje.

5. TRATAMIENTO DEL TERRENO EN EL INTERIOR DE LA LAGUNA

En primer lugar, hay que señalar que la presión de tierras inicial es superior a la presión aplicada en la laguna en fase de explotación por la retirada de tierras, de manera que los asientos se producirán en la rama de recarga.

Adicionalmente, se ha realizado una mejora mediante compactación dinámica de los 7-8 m superiores de los rellenos, que tienen una mayor deformabilidad que los subyacentes. Por debajo de esa profundidad, la compacidad o/y consistencia de los rellenos es de media a elevada, de manera que el golpeo N de los ensayos SPT son crecientes de 15 a 40, como se observa en la siguiente figura.

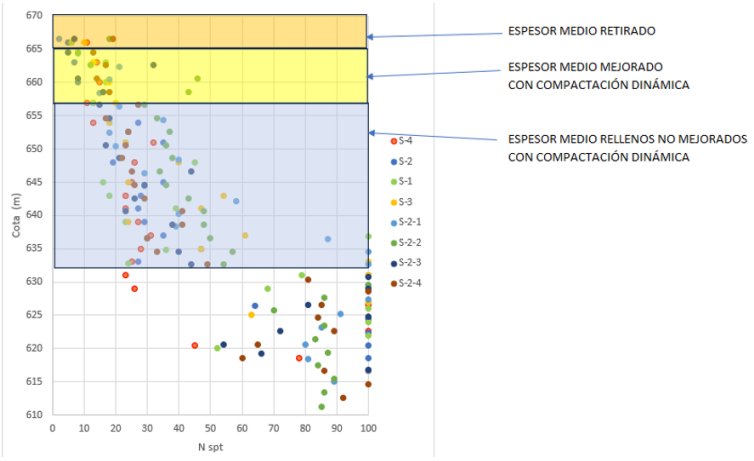


Figura 6. Tratamiento del terreno en el interior de la laguna.

6. COMPACTACIÓN DINÁMICA

Tras analizar los resultados de tres áreas de prueba, se decidió emplear la metodología utilizada en el área de prueba 2. Así, el tratamiento de compactación dinámica (Ladd *et al*., 1984; Montejano, 2025) se ha realizado en tres fases:

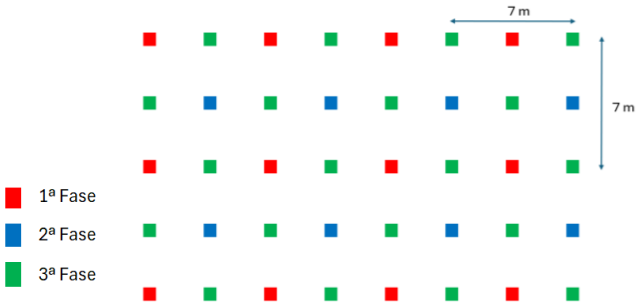


Figura 7. Malla de tratamiento de la compactación dinámica.



Figura 8. Equipo y cráter de compactación dinámica. (Maza de 17 toneladas).

Tabla 1. Características del tratamiento de compactación dinámica.

Malla	Separación de puntos de impacto	Altura de caída (m)	Maza (t)	Número mínimo de golpes(1)	Número máximo de golpes(1)	Energía aplicada (t*m/m²)	Número de puntos de impacto.
Primaria (F1)	7,0m x 7,0m	23,5	17	14	21	141	901
Secundaria (F2)	7,0m x 7,0m	17,0	17	12	16	86	891
Terciaria (F3)	7,0m x 3,5m	17,0	17	8	12	79	1958
Total						306	

(1) Dentro del este rango de golpes se producía la parada cuando con 3 golpes con una penetración no superior a 10cm.

Por otro lado, se definieron las "pastillas" de unos 2500 m^2. La compactación de las pastillas 1A a 1J se ha realizado desde la plataforma superior (a cota +667,5m), la compactación de las 2A a 2D desde la plataforma intermedia (a cota + 665,5) y la compactación de las 3A a 3E desde la plataforma inferior (a cota +664,0).

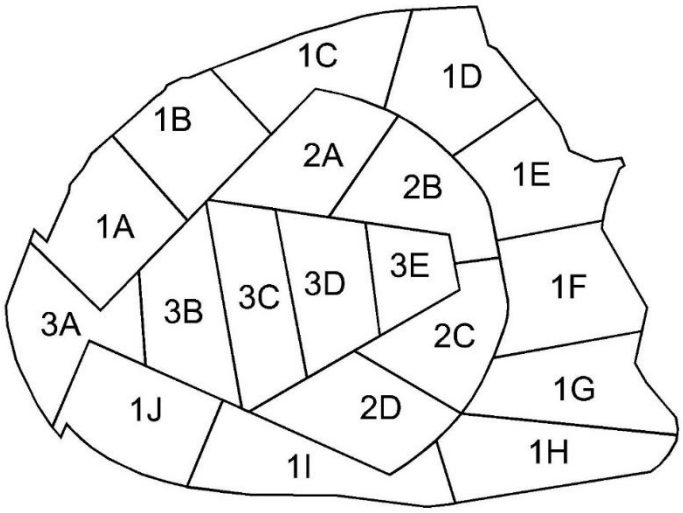


Figura 9. Pastillas de compactación dinámica.

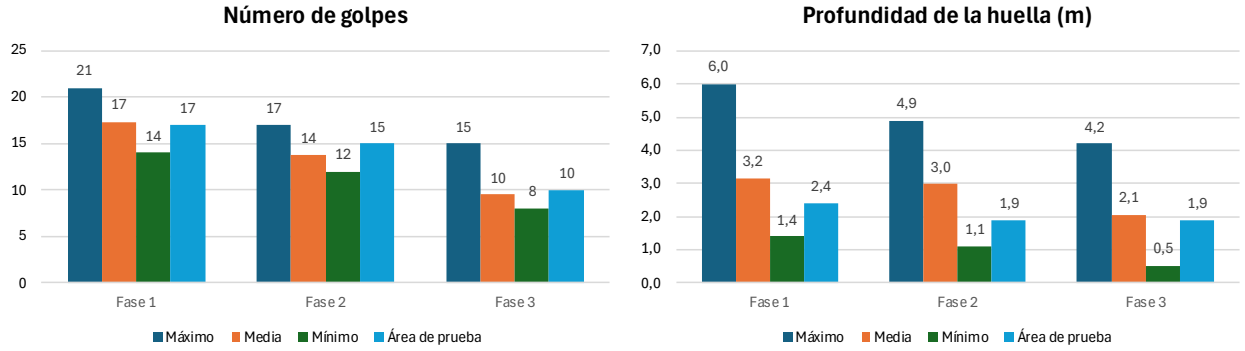


Figura 10. Características de la compactación dinámica.

Excepto en las zonas de prueba (más intensamente reconocidas), el control del tratamiento se ha efectuado llevando a cabo 5 ensayos DPSH por cada "pastilla" de 2500 m^2. En los primeros 8 metros mejorados, el valor mínimo de la media o mediana debía ser de, al menos, 10. Los 2,5-3,5 m superiores quedaban aflojados como consecuencia de los impactos.

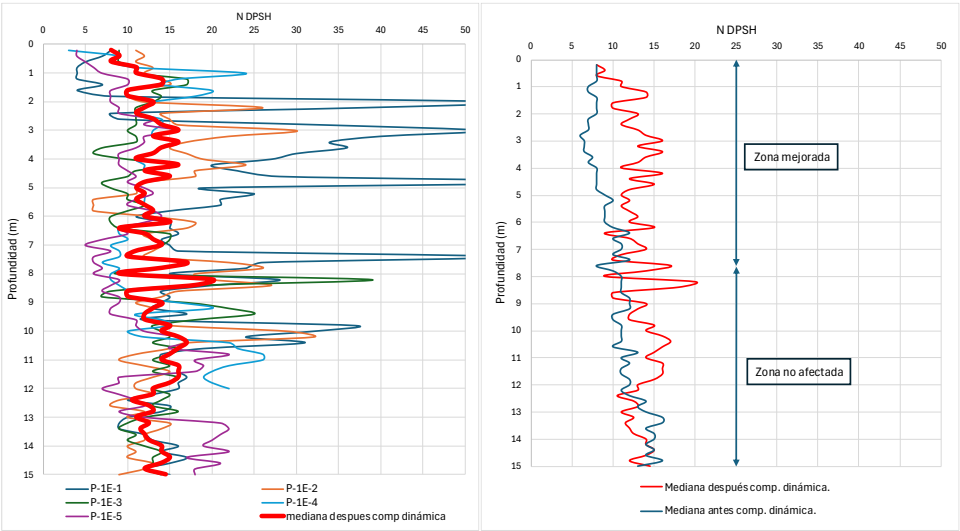


Figura 11. Control de ejecución de la compactación dinámica.

7. COMPACTACIÓN DINÁMICA RÁPIDA (RIC)

Tras la ejecución de la compactación dinámica, se rellenaron los cráteres producidos, de 2 m de diámetro y hasta 6 m de profundidad, con material vertido, de una mucha menor compacidad que el terreno que lo rodeaba; dando lugar a puntos blandos, que podrían comprometer la operatividad de la instalación.

Para la mejora de los 2,5-3,5 m más superficiales se planteó el empleo de la técnica de compactación dinámica rápida (RIC) (Adam *et al*, 2007; Dijkstra *et al*, 2016, Watts *et al*, 2011). Los cráteres más profundos se mejoraron en una 4ª fase de la compactación dinámica. El equipo empleado dispone una maza de 9 t, que se deja caer de 1,2 m de altura y el disco donde la carga se aplica al terreno tiene un diámetro de 1,5 m. La malla de puntos de impactos están separados 1,75 m, de manera que un 25 % están situados sobre los cráteres de la compactación dinámica. En cada punto se dan de 12 a 25 golpes. La profundidad de las huellas suele estar entre 50 y 80 cele tratamiento se realiza en 4 fases. La energía del tratamiento es de 100 t*m / m^2



Figura 12. Equipo y cráter de compactación dinámica rápida (RIC).

El tratamiento se ha efectuado en siete pasos:

- Fase 1 de compactación: Tratamiento RIC con 25 golpes por punto en las huellas de la compactación dinámica (situadas en una malla cuadrada de 3,5 m de lado).
- Relleno de las huellas del RIC con material relativamente seco
- Fase 2 de compactación: Tratamiento RIC con 25 golpes en los puntos situados en la diagonal entre cráteres de compactación dinámica (situados en una malla cuadrada de 3,5 m de lado).
- Relleno de las huellas del RIC con material relativamente seco
- Fase 3 de compactación: Tratamiento RIC con 20 golpes en el resto de los puntos.
- Relleno de las huellas del RIC con material relativamente seco
- Fase 4 de compactación: Tratamiento RIC con 12 golpes en todos los puntos de las 1ª, 2ª, y 3ª fases.

Excepto en las zonas de prueba (más intensamente reconocidas), el control del tratamiento se ha realizado mediante ensayos DPSH. En los primeros 2,5-3,5 metros mejorados, el valor mínimo de la media o mediana debe ser de, al menos, 10, como se muestra en la siguiente figura.

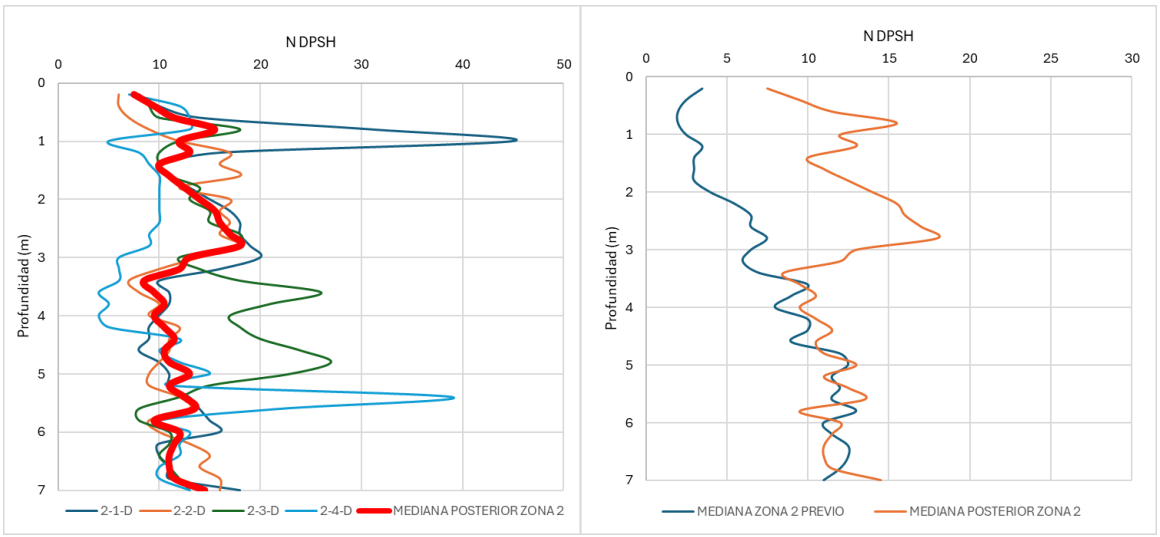


Figura 13. Control de ejecución de la compactación dinámica rápida (RIC).

Debido a las lluvias de comienzo de 2025 fue necesario interrumpir los trabajos de RIC, dado que la humedad del terreno no hacia viable este tratamiento.



Figura 14. Estado de los cráteres de compactación dinámica rápida (RIC) tras el episodio de lluvias.

Posteriormente, se han ido realizando calicatas regularmente. Ha sido posible comprobar que el material en general se secaba, pero no el relleno del interior de los cráteres de la compactación dinámica. De esta manera, fue necesario descartar esta técnica de mejora.

8. SOLUCIÓN ALTERNATIVA Y ESTADO ACTUAL DE LOS TRABAJOS

En esas condiciones, se propuso realizar un desmonte de una altura de 3-5 m y posteriormente un terraplén compactado 2-3 m con los materiales procedentes de desmonte del interior de la parcela, hasta 60 cm bajo el fondo de la piscina. Sobre esa superficie se dispondría 30 cm de material seleccionado compactado y la base de drenante de otros 30 cm. Esta solución cumple el mismo objetivo que el tratamiento RIC, aunque con un mayor coste.

Realizar un terraplén compactado con rellenos no es habitual. La alternativa sería retirar unos 130.000 m^3 y traer unos 60.000 m^3 de préstamos y compactarlos, comprometía la viabilidad del proyecto. Así, se están retirando todos los cascotes de más de 20 cm, restos orgánicos, basuras, etc., que afortunadamente no son abundantes. El material resultante es tolerable de acuerdo con el PG-3 y relativamente uniforme, lo que ha permitido su control con métodos convencionales (Ensayo Proctor Modificado en laboratorio de referencia, control de humedad y densidad “in situ (troxler) y ensayos de carga con placa). No ha sido posible el control mediante placa dinámica, dada la dispersión de los resultados.



Figura 15. Ejecución del terraplén compactado.

En el momento de redactar el presente artículo se estaba realizando el pilotaje y las obras de movimiento de tierras se habían tenido que interrumpir debido a el invierno excepcionalmente húmedo de este año.

9. TERRAPLEN DE PRUEBA E INSTRUMENTACION EN FASE DE EXPLOTACIÓN

Mediante el programa informático Settle 3D, Versión 5.025. se han estimado los asientos que tendrá la instalación en fase de explotación (unos 6 cm) que son similares a los indicados en las especificaciones del cliente (5-10 cm).

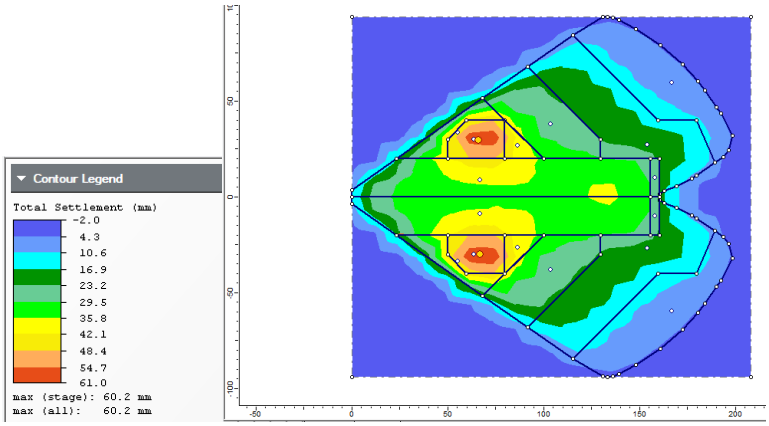


Figura 16. Estimación de asientos en fase de explotación.

Para verificar este aspecto se ha diseñado un terraplén de prueba, en el que se medirán los asientos experimentados a distintas profundidades (placas de asiento y extensómetro). El asiento máximo del terraplén de prueba (unos 7 cm) es similar al que se ha estimado al de la instalación.

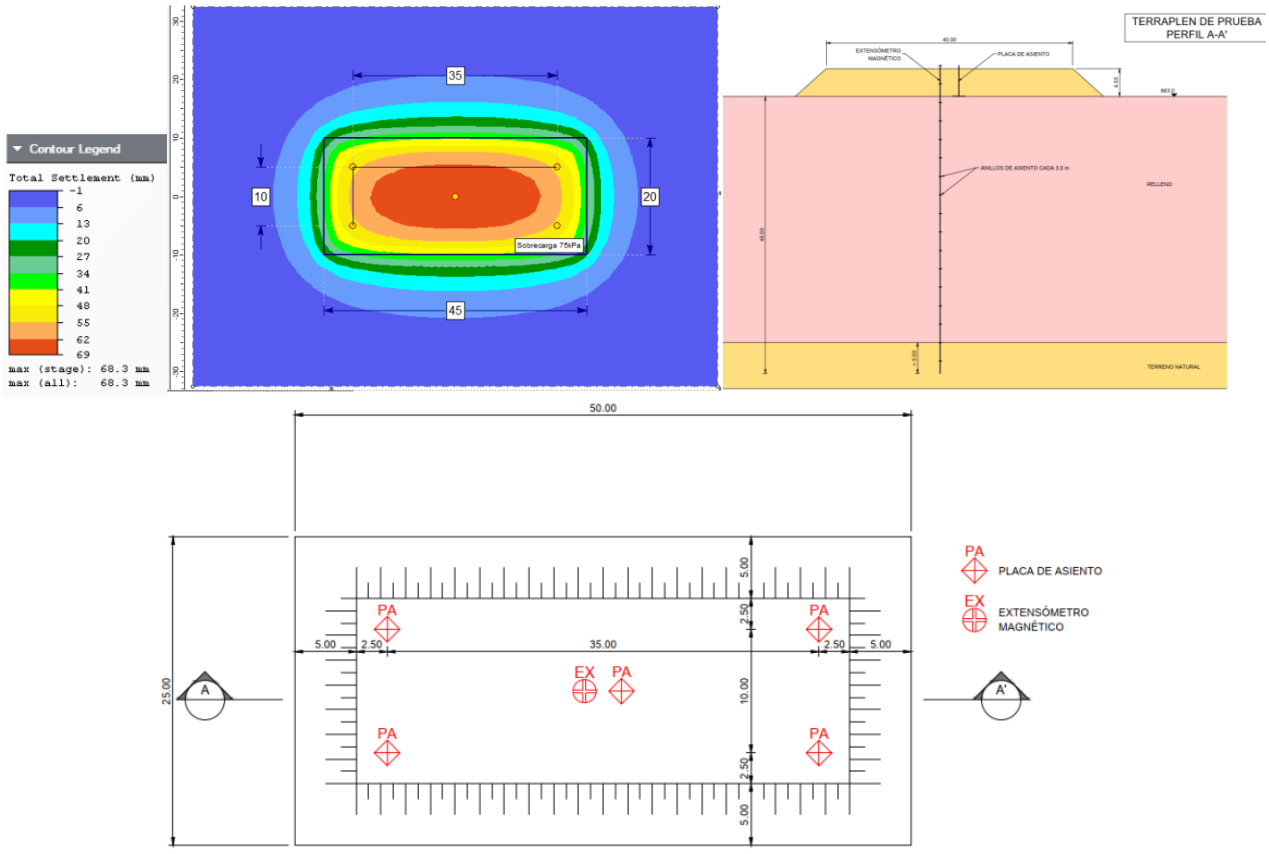


Figura 17. Terraplén de prueba.

Adicionalmente, se ha diseñado una instrumentación en fase de explotación basada en clavos de asiento y células de asiento. En este caso, se medirán los asientos en superficie o en el fondo de la laguna.

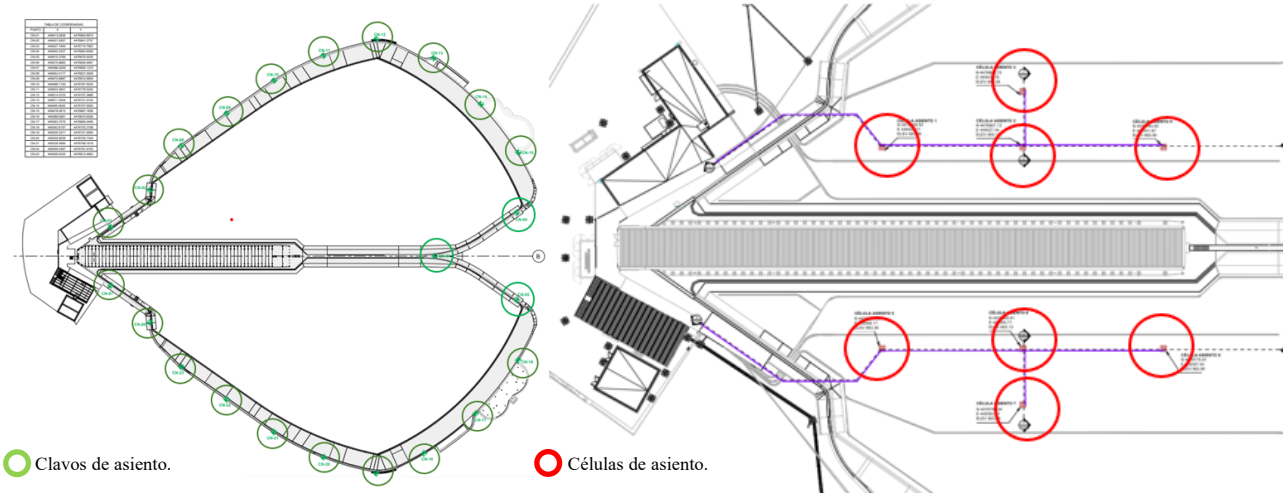


Figura 18. Instrumentación en fase de explotación.

10. CONCLUSIONES

Se ha proyectado la construcción de una piscina de olas para la práctica de surf de grandes dimensiones (de una superficie del orden 25.000 m^2) en una zona geotécnicamente muy compleja, debido a la existencia de un espesor de rellenos no compactados de un espesor de 30-40 m.

A partir de la información disponible, se ha realizado un diseño que incluye el pilotaje de los elementos más pesados y sensibles a asientos, mientras que el resto de la laguna se ha tratado con compactación dinámica, sobre la que se ha dispuesto un terraplén compactado con espesor de 2-3 m.

En el momento de redactar el presente artículo se estaba realizando el pilotaje y las obras de movimiento de tierras se habían tenido que interrumpir debido a el invierno excepcionalmente húmedo de este año.

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer la colaboración del personal de las empresas ACCIONA y CONSTRUCTORA SAN JOSÉ adjudicatarias de la primera y segunda fase de las obras, de la propiedad STONEWEG INFRASPORTS (joint venture STONEWEG SPAIN y TERAS CAPITAL) y CLUB ATLÉTICO DE MADRID, del project manager HILL INTERNATIONAL SPAIN y de la dirección facultativa (CONURMA).

También quieren agradecer la colaboración del personal de MENARD, en especial a Juan Carlos Montejano Sanz, empresa especialista encargada del tratamiento de compactación dinámica y compactación dinámica rápida (RIC), con el que hemos trabajado mano a mano en la adaptación del diseño de estos tratamientos a nivel de proyecto a las condiciones reales de obra.

REFERENCIAS

Adam, D., Paulmichl, I. (2007). Rapid Impact Compactor - An innovative dynamic compaction device for soil improvement. *International Geotechnical Conference 'Improvement of Soil Properties'*. Bratislava: 183-193.

Dijkstra, J., Laumen, T., van Paassen, L. (2016). Optimizing the relationship between CDC compaction induced settlement data and the average CPT cone resistance after compaction. *19th Southeast Asian Geotechnical Conference & 2nd AGSSEA Conference (19SEAGC & 2AGSSEA)*

Mayne, P.W., Jones, J.S., Dumas, J.C. (1984). Ground response to dynamic compaction. *Journal of Geotechnical Engineering,* 110 (6): 757–774.

Montejano, J.C. (2025). Obras recientes de compactación dinámica. 59ª Jornadas de Obras de Interés Geotécnico. *Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica*.

Rocscience. (2025). *Settle3D (Versión 5.025).*

Rocscience. (2025). *Slide 2D (Versión 9.038).*

Watts, K.S., Cooper, A. (2011). Compaction of fills in land reclamation by rapid impact. Geotechnical Engineering Volume 164 June 2011 Issue GE3, 181-193.

IMAGEN NO DESTRUCTIVA DE LA PERMEACIÓN DE SÍLICE COLOIDAL EN MATERIALES FINOS GRANULARES COMPACTADOS PARA MEJORA DEL TERRENO

Núria SAU[(1,2)*], Roberto QUISPE-ROJO[(1,2)], Enrique ROMERO[(2,1)] y Marcos ARROYO[(2,1)]

[(1)] Grupo de Geomecánica
Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)
*nuria.sau@upc.edu

[(2)] Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

RESUMEN

La sílice coloidal se utiliza como agente de mejora del terreno debido a su capacidad para permear materiales granulares finos como una suspensión de baja viscosidad y formar posteriormente un gel que modifica la conectividad del espacio poroso. La distribución del gel dentro del material tratado controla en gran medida sus efectos en el comportamiento hidráulico y mecánico, pero su observación directa no es posible mediante ensayos hidromecánicos convencionales, que son en su mayoría destructivos. Este trabajo emplea microtomografía computerizada de rayos X para analizar de forma no destructiva la permeación de sílice coloidal en probetas compactadas de material fino granular. Se analizan cuatro muestras: una muestra saturada de referencia y tres muestras permeadas con dos formulaciones comerciales con diferente contenido de sílice, incluyendo dos muestras tratadas con la misma formulación, pero con distintos tiempos de curado. La interpretación de las imágenes se apoya en ensayos de calibración y en el análisis de perfiles longitudinales de valores de gris, segmentación del espacio poroso discernible y comparación de histogramas normalizados. Los resultados muestran una reducción del volumen de macroporos detectables y cambios sistemáticos en la distribución de valores de gris tras la permeación, coherentes con el relleno parcial del espacio poroso por el gel de sílice. No se observan diferencias apreciables asociadas al tiempo de curado dentro de la resolución del sistema de tomografía.

ABSTRACT

Colloidal silica is used as a ground improvement agent due to its ability to permeate fine granular materials as a low-viscosity suspension and subsequently form a gel that modifies the connectivity of the pore space. The distribution of the gel within the treated material largely controls its effects on hydraulic and mechanical behaviour, but direct observation is difficult using conventional hydro-mechanical tests, which are mostly destructive. This study employs micro X-ray computed tomography to non-destructively analyse the permeation of colloidal silica in compacted fine granular material specimens. Four samples are analysed: a saturated reference sample and three samples permeated with two commercial formulations with different silica content, including two samples treated with the same formulation but with different curing times. Image interpretation is supported by calibration tests and the analysis of longitudinal profiles of grayscale values, segmentation of the discernible pore space, and comparison of normalized histograms. The results show a reduction in the volume of detectable macropores and systematic changes in the

grayscale distribution after permeation, consistent with the partial filling of the pore space by silica gel. No appreciable differences associated with curing time are observed within the resolution of the tomography system.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Sílice coloidal (Colloidal silica), Microtomografía computerizada (Microcomputed tomography); Mejora del terreno (Ground improvement).*

1. INTRODUCCIÓN

Las técnicas de mejora del terreno basadas en la inyección de suspensiones de sílice coloidal han despertado un creciente interés en las últimas décadas, fundamentado en su capacidad para modificar las propiedades hidráulicas y mecánicas de materiales granulares finos. La inyección por permeación destaca como un tratamiento mínimamente invasivo en el que aditivos de baja viscosidad se introducen en los vacíos del suelo a presiones suficientemente reducidas como para preservar la integridad de la estructura granular original (Han, 2015). Sin embargo, se trata de un proceso hidrodinámico complejo que depende de múltiples variables, tales como la presión y el caudal de inyección, la reología evolutiva de la lechada (Raffle y Greenwood, 1961) y la permeabilidad intrínseca del medio receptor, condicionada a su vez por la porosidad, la distribución granulométrica y otros factores (Kim *et al.*, 2009). La eficacia de estos tratamientos reside, en última instancia, en la distribución espacial del gel dentro de la matriz, ya que dicha homogeneidad controla el grado de alteración de las propiedades hidro-mecánicas del material. No obstante, tal y como apuntan (Fraccica *et al.*, 2022), buena parte de los estudios disponibles (Ciardi *et al.*, 2021; Zhao *et al.*, 2019; Georgiannou *et al.*, 2017; Wong *et al.*, 2018) se ha centrado exclusivamente en las propiedades del producto final, empleando métodos de preparación como el mezclado manual o la pluviación, -entre otros- que obvian las complejidades intrínsecas del flujo a través del medio poroso.

Asimismo, la investigación existente sobre la permeación de sílice coloidal se ha restringido mayoritariamente a suelos arenosos con permeabilidades pre-tratamiento superiores a 10^{-5}m/s. Son escasos los estudios que abordan materiales con permeabilidades del orden de 10^{-6} m/s o con fracciones limosas significativas, y estos se han realizado generalmente bajo condiciones de no confinamiento (Fraccica *et al.*, 2022; Liu *et al.*, 2023). El presente estudio profundiza en esta línea al investigar la permeación en suelos de baja permeabilidad (del orden de 10^{-6} m/s), incorporando confinamiento uniaxial, una condición más representativa del entorno *in situ*.

Más allá de la técnica de mejora del terreno investigada, este trabajo también ilustra el desarrollo de metodologías para la explotación de datos de microtomografía computarizada (μCT) como herramienta de diagnóstico no destructiva. A diferencia de técnicas de alcance limitado como la microscopía electrónica de barrido (SEM), la microscopía electrónica de barrido por emisión de campo (FESEM) o porosimetría por intrusión de mercurio (MIP), la μCT permite una caracterización volumétrica integral de la muestra ensayada, facilitando la detección de caminos preferentes de flujo o heterogeneidades estructurales que podrían inducir comportamientos anómalos en análisis hidromecánicos posteriores. En la literatura existente relativa a la inyectabilidad de lechadas, hay casos donde se ha evaluado su alcance con CT (Bezuijen *et al.*, 2006; Fraccica *et al.*, 2022; Minto *et al.*, 2017; Pedrotti *et al.*, 2020; Shen *et al.*, 2026; Tagawa *et al.*, 2022; Takano *et al.*, 2013) pero en general se emplean resoluciones milimétricas, que resultan algo groseras. En medios como arenas finas, limos o arcillas, la segmentación de la fase inyectada resulta compleja o prácticamente imposible debido a la escala de los poros. El uso de resoluciones milimétricas suele introducir artefactos de volumen parcial que dificultan la distinción de la contribución del gel frente a la matriz base, lo que justifica la necesidad de aumentar la resolución espacial para un análisis con más detalle.

El principal objetivo de este trabajo es explorar el uso de la microtomografía computerizada de haz cónico como herramienta para analizar la permeación de sílice coloidal en materiales finos granulares. El estudio se centra en evaluar la homogeneidad de la permeación bajo carga uniaxial, comparar la distribución del gel asociada a distintas formulaciones de sílice coloidal y analizar posibles efectos del tiempo de curado en la estructura interna del material. Para ello, presenta diferentes enfoques de análisis estadístico.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental incluyó el análisis mediante tomografía de cuatro probetas cilíndricas de material fino granular, preparadas bajo condiciones controladas. Las muestras se compactaron estáticamente hasta alcanzar una densidad relativa del 40% con un grado de saturación del 70%.

Se analizaron cuatro estados del material. Una de las probetas correspondió a una muestra no permeada, utilizada como referencia (referencia: FG-SAT). Las tres restantes fueron permeadas con soluciones de sílice coloidal. Dos de ellas se trataron con una misma formulación comercial, con una concentración del 40% (MP320), y se escanearon tras 3 y 21 días de tiempo de curado a humedad relativa del 100% (referencia: FG-320-3 y FG-320-21). La tercera fue permeada con una formulación alternativa, con un contenido de sílice coloidal del 15% (MP325), y fue escaneada tras 21 días de curado (referencia: FG-325-21).

3. MATERIAL BASE Y PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS

El material utilizado para evaluar la permeación del suelo es un material subproducto de la actividad minera. La Figura 1 muestra su distribución granulométrica, a partir de la cual se deduce que se trata de una arena fina a media con cierto contenido de limo (12.6%). Algunos de los parámetros granulométricos relevantes para la permeación y el análisis de imagen se recogen en la Tabla 1.

En cuanto a su composición mineralógica, el análisis mediante difracción de rayos X indica que el mineral predominante es el cuarzo, con un 80.9%, acompañado de una fracción metálica compuesta por óxidos e hidróxidos de hierro (goethita, hematita y magnetita), que representa un 16.9%. El resto del material está constituido por hidróxidos de aluminio (gibbsita) y trazas minoritarias de filosilicatos.

Las cuatro muestras de suelo FG se prepararon mediante la compactación estática de una mezcla de suelo y agua con un tiempo de equilibrio de 24 horas y directamente en la célula cilíndrica de acero inoxidable empleada para los ensayos de permeación. Todas las muestras se prepararon de forma que sus propiedades y variables de estado iniciales pre permeación fueran las mismas, siendo éstas las recogidas en la Tabla 1. Las dimensiones de las muestras son 70 mm de diámetro y 167.6 mm de altura. La compactación se realizó en dos capas de igual espesor (83.8 mm cada una), con el fin de minimizar la formación de planos de discontinuidad. La tensión vertical media de compactación fue de 0.9 MPa siendo la velocidad de desplazamiento axial de 4.5 mm/min.

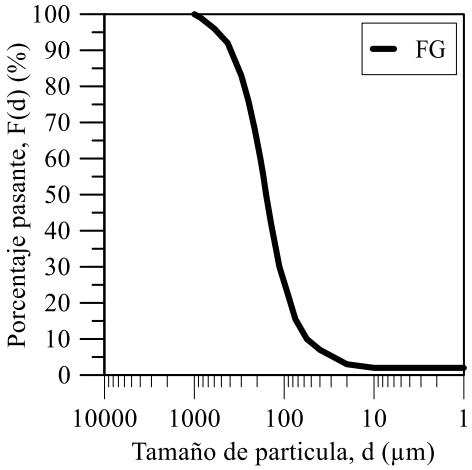


Figura 1. Curva granulométrica del material FG.

4. PERMEACIÓN Y CURADO DE LAS MUESTRAS

La configuración experimental utilizada en este estudio es una modificación del sistema empleado por Fraccica *et al.* (2022) desarrollada durante la tesis de máster de Quispe-Rojo, (2024). La mejora introducida es la posibilidad de permear el material bajo diferentes niveles de confinamiento uniaxial, monotorizando la deformación axial. La Figura 2 presenta el esquema de la configuración.

El sistema de inyección de sílice coloidal está formado por un controlador automático de presión/volumen (P/V), que trabaja con agua destilada y desaireada, una célula de interfase que contiene la solución de sílice, y las correspondientes líneas de drenaje y válvulas para conducir la solución hasta la célula que aloja la muestra de suelo. El sistema de saturación utiliza el mismo controlador P/V, aunque en este caso

conectado directamente a la célula de ensayo. Tanto la saturación como la inyección de sílice coloidal se realizan por la base de la muestra, mientras que la salida del flujo tiene lugar en el cabezal superior. Dos válvulas de tres vías permiten alternar entre ambos circuitos según la fase del ensayo. Tanto en la base como en la cabeza de la muestra se dispusieron distribuidores de flujo y mallas metálicas de 150 μm, con el fin de favorecer una distribución homogénea y evitar la obstrucción de las líneas de inyección por un posible arrastre de partículas.

Tabla 1. Composición, propiedades físicas y variables de estado iniciales de las muestras pre-permeación.

	Muestras FG compactadas
Máximo tamaño de grano, d_{100} *(μm)*	1000
Tamaño de grano medio, d_{50} *(μm)*	159
Tamaño de grano efectivo, d_{10} *(μm)*	56
Densidad de las partículas sólidas, ρ_s *(Mg/m³)*	2.88
Densidad natural, ρ *(Mg/m³)*	1.81
Densidad seca, ρ_d *(Mg/m³)*	1.47
Contenido gravimétrico de agua, *w (%)*	23.5
Índice de poros, *e (-)*	0.97
Grado de saturación, S_r *(%)*	70.0
Porosidad, *n (-)*	0.49
Tensión vertical media de compactación (kPa)	900

El sistema de confinamiento consiste en una palanca mecánica con un bastidor rígido con una luz libre superior a 25 cm, en cuyo interior se coloca la célula de permeación. La carga vertical se transmite a la muestra mediante un pistón móvil superior, que actúa como cabezal y permite distribuir uniformemente la carga sobre la superficie circular de la probeta. Un sensor LVDT permite medir los desplazamientos verticales durante las diferentes fases.

En este estudio se utilizaron dos soluciones comerciales con distinta concentración de sílice coloidal: MP320, con un contenido de sílice del 40%, y MP325, con un 15%. En ambos casos se empleó el mismo acelerador de gelificación, consistente en una disolución de cloruro de sodio al 10%. La dosificación del acelerador en la mezcla final a inyectar fue del 12% para la solución MP320 y del 8% para la solución MP325.

El protocolo experimental consistió, en primer lugar, en la aplicación de una carga vertical uniaxial de 350 kPa, inferior a la carga de compactación, de modo que las muestras se mantuvieron en un estado sobreconsolidado y experimentaron deformaciones iniciales mínimas. A continuación, se procedió a la saturación de las probetas (empleando la Ruta A del esquema), cuyo grado de saturación inicial era aproximadamente del 70%. La saturación se llevó a cabo aplicando una presión de entrada en el pedestal de Pe = 40 kPa, mientras que el cabezal se mantuvo a presión atmosférica (Ps), de forma que la presión permaneciera por debajo de un tercio de la carga vertical aplicada y se evitara así un posible efecto pistón. Durante esta fase, el flujo de agua entrante fue de 0.22 cm^3/s, alcanzándose un volumen total medio transportado de 925 cm^3, equivalente aproximadamente a tres veces el volumen de huecos de las muestras. Dado que la carga vertical aplicada fue significativamente inferior a la de compactación y que el grado de saturación inicial era elevado, la deformación debida a la saturación fue pequeña, manteniéndose las muestras en un estado esencialmente sobreconsolidado. La conductividad hidráulica saturada pre-inyección fue, en todos los casos, del orden de $2.4 \cdot 10^{-6}$ m/s. Posteriormente, se llevó a cabo la inyección de la solución de sílice coloidal previamente preparada, manteniendo una presión de entrada de Pe = 40 kPa. En todas las muestras se inyectó un volumen acumulado aproximado de 1.6 a 1.7 veces el volumen de huecos, dentro de la ventana temporal de gelificación. Finalmente, se realizó una descarga rápida en condiciones no drenadas. Tras desmontar se procedió a almacenar la camisa metálica con el material permeado en un recipiente con humedad relativa controlada del 100% durante 3 días. Transcurrido este periodo, la muestra se desmoldó. En el caso de las muestras FG-320-21 y FG-325-21, tras el desmoldeo, el curado continuó durante 18 días adicionales. Por su parte, para la muestra FG-SAT se empleó una célula de metacrilato en lugar de la de acero inoxidable, con el objetivo de evitar interferencias durante el escaneado tomográfico ya que no se puede desmoldar por falta de estabilidad. En este caso, la muestra se descargó tras la etapa de saturación.

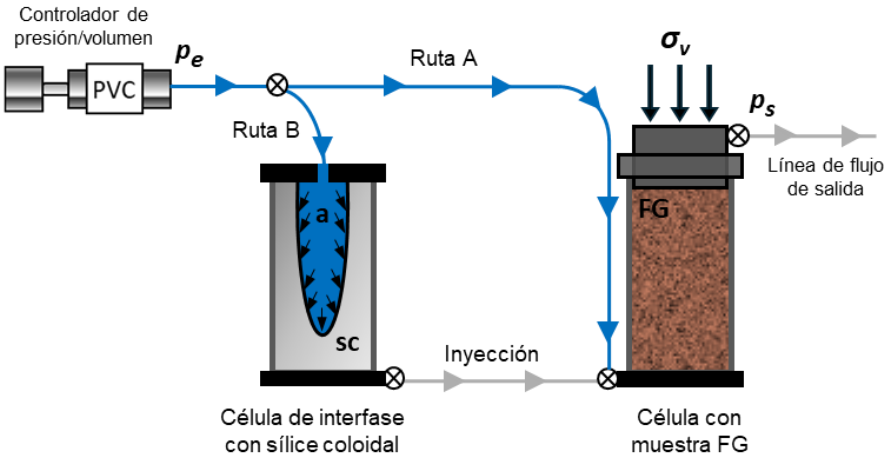


Figura 2. Esquema del equipo de permeación.

5. MICROTOMOGRAFÍA COMPUTERIZADA DE RAYOS X

El equipo de tomografía computerizada de rayos X de haz cónico (CBCT) utilizado es un prototipo diseñado para la adquisición de imágenes de alta resolución, con capacidad para alcanzar resoluciones del orden de la escala micrométrica (Laboratorio de análisis no destructivo de materiales geológicos CORELAB situado en la Facultad de Ciencias de la Tierra de la UB). Esta característica lo convierte en una herramienta especialmente útil para el análisis de medios porosos y para la identificación de cambios macro y microestructurales.

Las muestras se escanearon utilizando una energía de haz de rayos X de 150 kVp, obteniéndose imágenes con una resolución espacial de 96 µm × 96 µm × 96 µm por vóxel y una profundidad de 16 bits por píxel, lo que proporciona un rango de 65536 niveles de intensidad en la escala de grises. El nivel de energía de haz de rayos X es suficientemente elevado para minimizar los efectos fotoeléctricos de los elementos con números atómicos elevados como el hierro (Z =26) presente en los minerales ferrosos (véase Duchesne *et al.* (2009)). Adicionalmente, , previo al escaneo, se realizó un análisis para evaluar la capacidad de diferenciar entre los distintos componentes a esta energía. A partir de la base de datos XCOM, administrada por el Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (NIST), se obtuvieron los coeficientes de atenuación másica (μ/ρ) de los minerales, el agua y las mezclas de sílice coloidal MP320 y MP325. Cabe destacar que esta base de datos considera únicamente la composición química, sin incluir información cristalográfica, por lo que no diferencia entre sílice cristalina y amorfa. Multiplicando los coeficientes de atenuación másica por la densidad correspondiente de cada material, se determinaron los coeficientes de atenuación lineal en un rango de energías fotónicas, lo que resulta más intuitivo desde el punto de vista de la tomografía computarizada, ya que se relaciona directamente con los valores de gris de los píxeles.

En la Figura 3 se puede observar que, en el rango de posibles energías efectivas del ensayo (75-90 keV), las diferencias de atenuación entre el agua (ρ = 1.0 Mg·m^{-3}), el gel MP320 (ρ = 1.269 Mg·m^{-3}) y el gel MP325 (ρ = 1.098 Mg·m^{-3}) son pequeñas. En contraste, las fases sólidas minerales atenúan la intensidad de rayos X de manera mucho más significativa, especialmente los minerales ferrosos frente al cuarzo (ρ = 2.65 Mg·m^{-3}). No obstante, diferenciar entre hematita (ρ = 5.25 Mg·m^{-3}) y magnetita (ρ = 5.15 Mg·m^{-3}) no resulta posible. Por último, señalar que la curva de la goethita se determinó con un valor medio ρ = 3.8 Mg·m^{-3}. Sin embargo, este mineral puede presentar una variabilidad significativa en su densidad debido a su frecuente carácter poroso, por lo que, en muestras de baja porosidad, su curva podría solaparse con la de otros minerales ferrosos.

El valor de gris (VG) asociado a cada vóxel representa el promedio ponderado de la atenuación de los rayos X de los elementos constituyentes en ese volumen, que depende de su densidad aparente y de la composición química, además de los parámetros de adquisición del propio escáner. Por esta razón, la interpretación cuantitativa de los VG requiere un procedimiento de calibración. Para este propósito se escanearon varios materiales de referencia con densidad conocida, incluida una muestra de agua. La Figura 4 presenta los valores medios y el intervalo de dispersión del 95% de los datos ($\mu \pm 2\sigma$) de cada material juntamente con sus ajustes lineales. Todos los materiales representados presentan histogramas con distribuciones aproximadamente gaussianas similares al que se presenta de la probeta de agua. Según el ajuste lineal de los valores medios, los VG correspondientes al gel de Sílice MP320 y MP325 deberían estar alrededor de 16250 y 15400 respectivamente, si tenemos en cuenta la densidad de la solución no gelificada (1.27 y 1.07 Mg·m^{-3}).

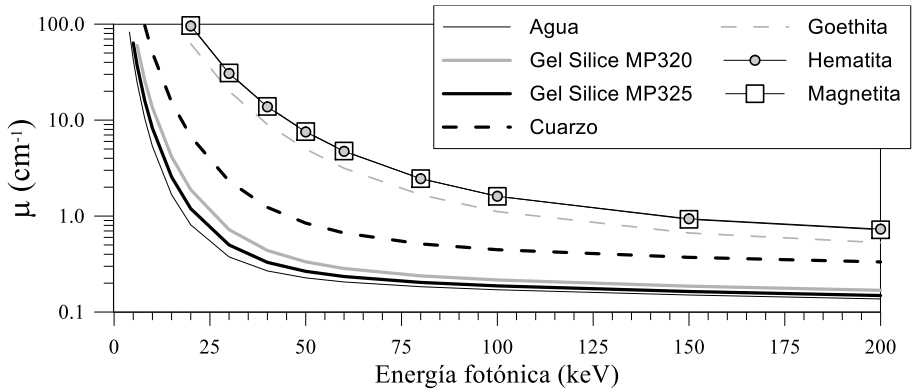


Figura 3. Coeficiente de atenuación lineal versus energía fotónica.

Sin embargo, el proceso de gelificación lleva consigo una densificación por la agregación de los coloides de sílice y una posible sinéresis de agua fuera de su matriz. Es por ello, que adicionalmente, se prepararon dos probetas mezclando perlas de resina (de 1.5 a 3 mm de diámetro) y gel de sílice MP320 y MP325 dejándose curar durante 14 días. Las perlas son suficientemente grandes y densas para facilitar hacer las segmentaciones de los VG de los vóxeles ocupados por los geles y poder detectar una distribución bimodal en el histograma total. Los histogramas normalizados de ambas muestras presentan una distribución bimodal donde el pico con más frecuencia corresponde a las perlas, siendo los de VG más bajos los de los geles (véase Figura 5). Considerando que perlas y geles presentan distribuciones normales, se han proyectado sobre los histogramas totales, marcado en sombreado rayado las zonas dónde se solapan. El sentido físico del aumento de estos VG es que corresponden a los vóxeles de contacto entre gel y perlas. Los VG más frecuentes de los vóxeles de gel MP320 y MP325 son 20343 y 18726, que corresponden a unas densidades de 2.06 y 1.75 $Mg \cdot m^{-3}$ respectivamente. Valores más cercanos a un sílice amorfo y coherentes con la concentración de sílice de las soluciones.

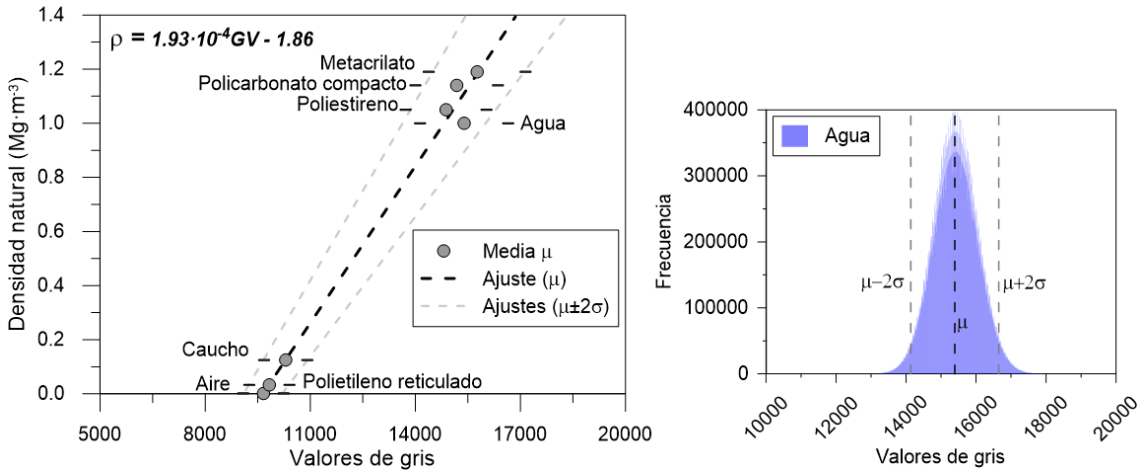


Figura 4. Calibración de los valores de gris con la densidad.

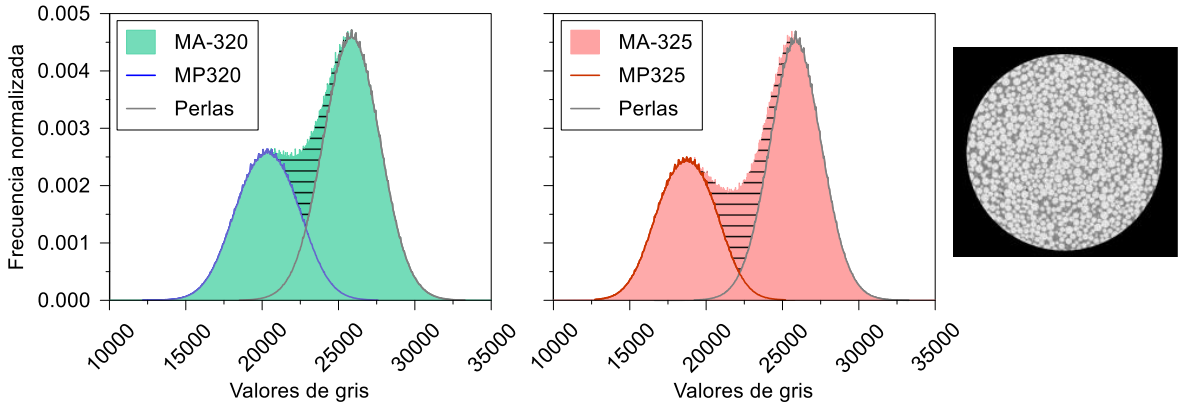


Figura 5. Histogramas normalizados de las muestras artificiales de perlas.

6. ANÁLISIS DE IMÁGENES

En el volumen de un vóxel ($8.85 \cdot 10^{-4}$ mm^3) pueden coexistir distintas combinaciones de los componentes de las muestras: aire, agua, gel de sílice y partículas de suelo Las combinaciones de aire, agua y geles presentan los VG más bajos, la matriz cuarcítica (80.9% del volumen de las partículas sólidas) concentra los VG más frecuentes, mientras que las partículas de minerales ferrosos, más atenuantes, registran los VG más elevados. Según la distribución granulométrica del material FG, y considerando las partículas esféricas, alrededor de un 66% de las partículas tiene un volumen superior al del vóxel. Esto incide en la densidad aparente calculada, debido a que numerosos vóxeles registran VGs más similares a las densidades de las partículas sólidas (de 2.65 a 5.25 $Mg \cdot m^{-3}$). Esto provoca un sesgo hacia valores superiores; en consecuencia, los análisis de las muestras de suelo se presentan en términos de VGs.

Con el fin de evaluar el reemplazo de agua / aire por los geles de sílice permeado se ha segmentado el volumen de poros discernibles, considerando un poro mínimo formado por una isla de 4 vóxeles y que almacene VG de 10000 a 20000, ya que este último valor es el de mayor probabilidad para el gel de sílice (MP320, con un 40% de concentración, Figura 5). Se obtuvieron así histogramas normalizados de los volúmenes de poros. Como se ve en la Figura 6, en las tres muestras permeadas disminuyen los vóxeles con VG característicos de aire/agua (10000–17000) y aumenta la frecuencia en el rango asociado a los geles de sílice (17000–20000). El VG crítico que marca el umbral entre reducción e incremento de probabilidad observada es el mismo en todos los casos (17630).

El porcentaje del volumen de poros discernibles es menor en las muestras permeadas. Mientras que era un 6.61% para la muestra saturada, pasa a ser un 3.89% y 4.02% para las muestras permeadas FG-320-3 y FG-320-21, respectivamente, y un 5,18% para la muestra FG-325-21. La disminución es mayor en las muestras permeadas con MP320, lo cual es consistente con su mayor concentración de sílice coloidal. La diferencia absoluta entre probabilidades acumuladas (área) por debajo del punto crítico, tomando como referencia la muestra FG-SAT, es de 0.12 para las muestras permeadas con gel MP320 y de 0.10 para la FG-325-21. Por otra parte, cuando se comparan entre sí los histogramas de las dos muestras permeadas con gel MP320 se superponen casi completamente.

Por otro lado, se obtuvieron también los histogramas normalizados de los volúmenes totales de las 4 muestras para evaluar el impacto global de la permeación con gel (véase Figura 7). Todos presentan una distribución monomodal. Los histogramas de ambas muestras permeadas con MP320 son casi idénticos, mostrando una disminución sistemática en los VGs más bajos y un aumento en el número de vóxeles asociados con los VGs más probables, consecuencia de la permeación de los poros no visibles. El VG con frecuencia relativa máxima permanece inalterado tras la permeación, al igual que los VG superiores a 30000. La muestra FG-325-21 presenta un ligero desplazamiento hacia la izquierda en su máximo y una menor frecuencia relativa de vóxeles con niveles altos de VG. La probabilidad acumulada de VG > 26770 es de 0.32, frente al 0.38 del resto de muestras. Al igual que en las muestras anteriores, se observa una reducción sistemática en los VG más bajos y un aumento en la probabilidad de los VG dominantes.

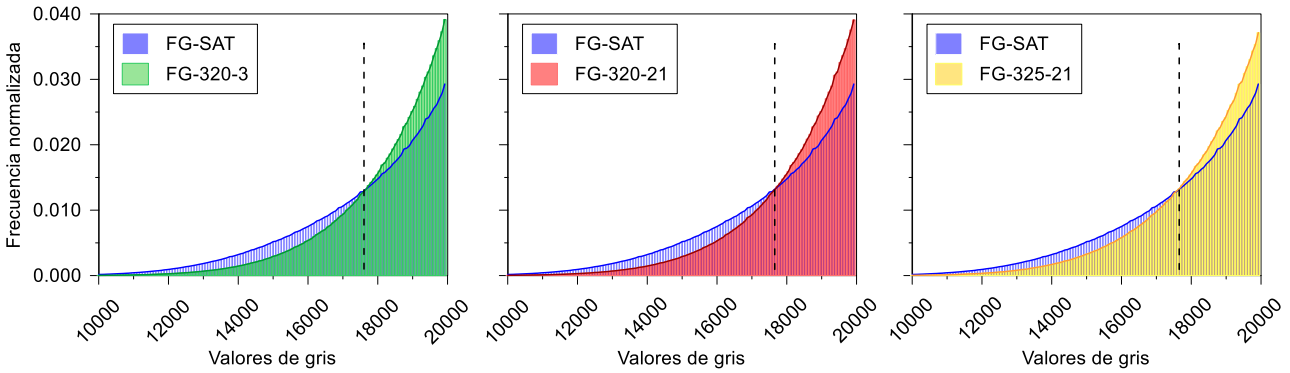


Figura 6. Histogramas normalizados de la segmentación de poros discernibles.

Con el fin de valorar el grado de homogeneidad de la permeación y de la compactación a lo largo del eje longitudinal de las muestras cilíndricas, se adoptaron varias estrategias. Una de ellas consistió en comparar histogramas normalizados para secciones de 5 mm de altura (véase Figura 8). En general, no se observan variaciones significativas en términos de probabilidad de VG. La muestra con mayor variación es la FG-320-3, donde la moda parece desplazarse ligeramente hacia valores menores; sin embargo, esta variación no está relacionada con la posición espacial. El segundo enfoque consistió en estimar los perfiles verticales de valores

medios de la superficie total y de cinco subáreas dentro de ésta (véase Figura 9). Todas las muestras presentan VG más bajos en la zona superior, atribuidos al esponjamiento por la descarga final del ensayo. En cuanto a la homogeneidad de la compactación, se observa un pequeño escalón alrededor de los 80 mm, correspondiente al límite entre las dos capas compactadas. La inspección visual de las imágenes indica que los picos hacia VG mayores corresponden a zonas con menor porosidad discernible, con apariencia de agregado más compacto. En definitiva, según estos perfiles la permeación obtenida parece homogénea a lo largo del eje vertical.

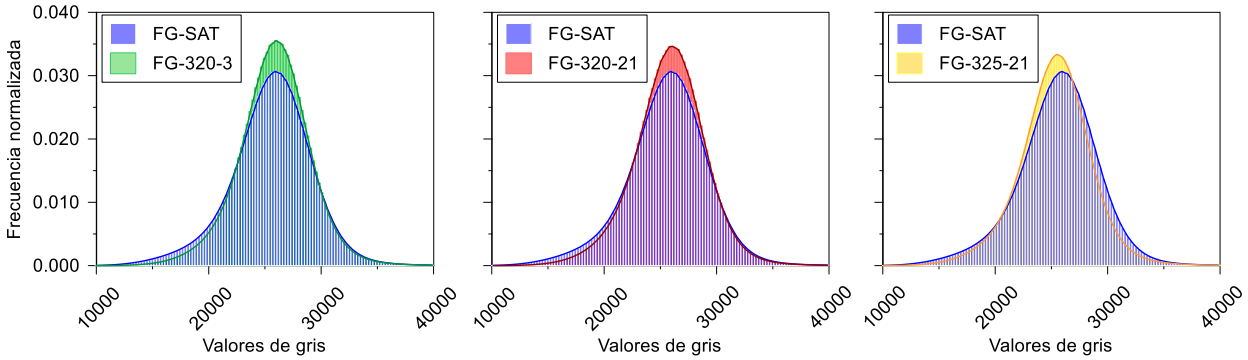


Figura 7. Histogramas normalizados del volumen total de las muestras.

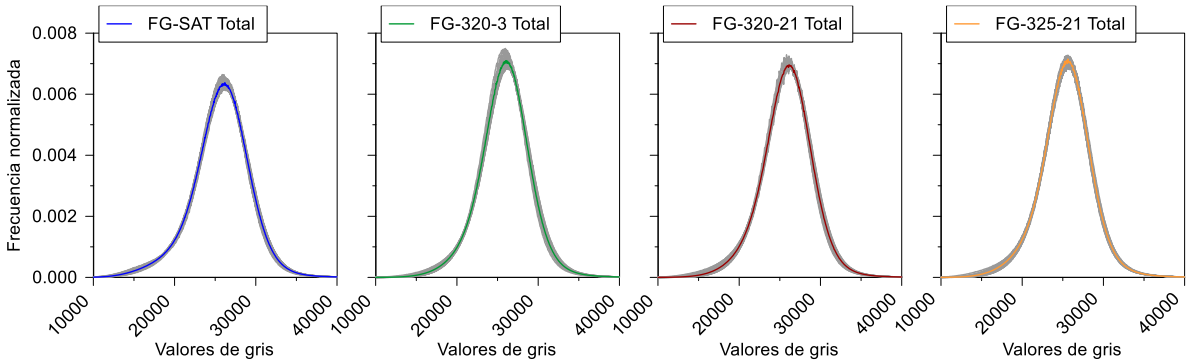


Figura 8. Histogramas normalizados de secciones secuenciales de 5 mm altura frente a los totales.

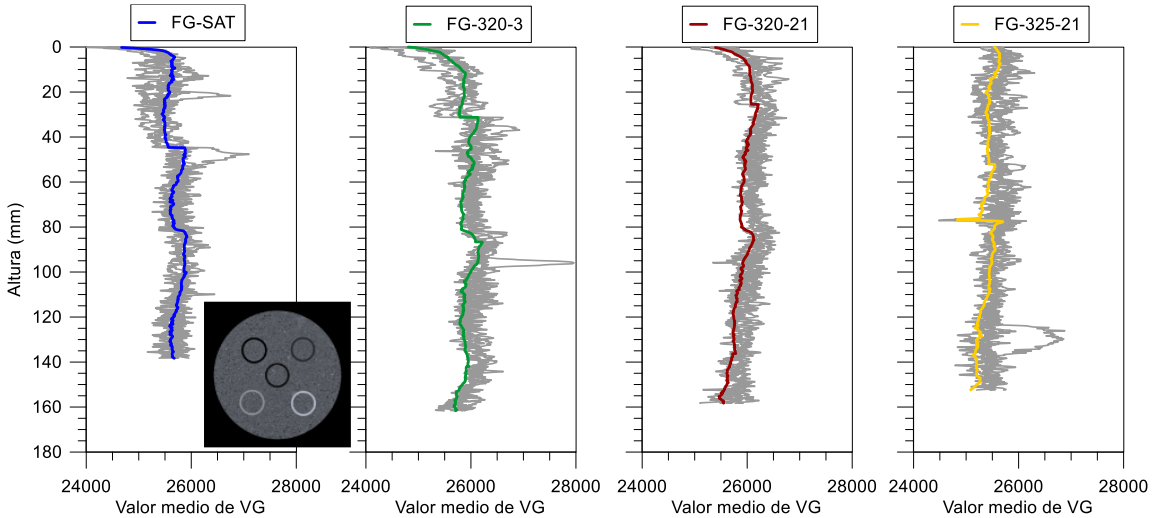


Figura 9. Perfiles de valores medios VG de la superficie global y de 5 subáreas (círculos en la imagen).

Para enfatizar el efecto de la permeación, se graficaron los perfiles de VG medio normalizados respecto al VG medio de la muestra de referencia FG-SAT (véase Figura 10). La posición del perfil de la muestra FG-325-21 indica aparentemente que es menos densa que la muestra no permeada. Sin embargo, los valores de permeabilidad, de volumen inyectado de solución de sílice y de peso de la muestra tras el curado, son los mismos que en el resto de muestras. Una ligera variación en la fracción mineralógica más atenuante podría explicar la menor atenuación de rayos X. Esta hipótesis explicaría de igual forma el desplazamiento hacia la izquierda de los histogramas (véase Figura 7). Por otro lado, los perfiles de las muestras permeadas con MP320 son prácticamente idénticos, lo que indica que, dentro de la resolución disponible, no se detecta efecto del tiempo de curado sobre la densidad.

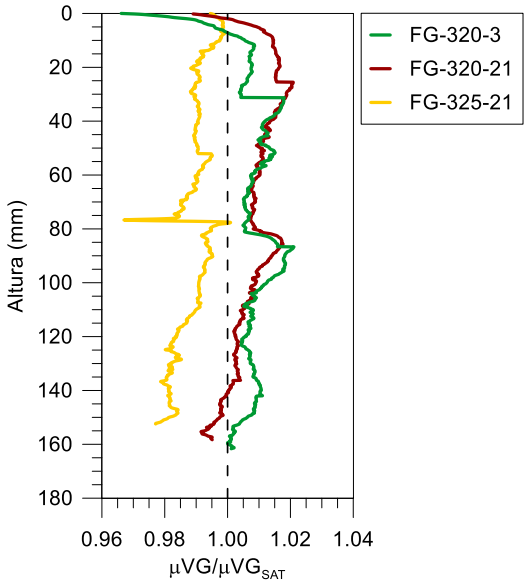


Figura 10. Perfiles de valores medios de VG normalizados.

7. RESUMEN Y DISCUSIÓN

En este trabajo se ha empleado tomografía computerizada de rayos X para evaluar la distribución de la permeación de sílice coloidal en probetas de material fino granular compactado con conductividades hidráulicas del orden de $2.4 \cdot 10^{-6}$ m/s. La permeación se realizó utilizando un sistema de inyección controlado con presión/volumen bajo condiciones de carga vertical uniaxial, asegurando la inyección de un volumen equivalente a 1.7 veces el volumen de poros de la muestra. Este volumen de inyección se logró para los dos geles de sílice coloidal (40% y 15%).

Los resultados muestran que la tomografía permite identificar de forma no destructiva cambios en la estructura interna asociados al proceso de permeación. En particular, la segmentación del espacio de poros discernible revela una reducción del volumen de macroporos detectables y un desplazamiento en la distribución de valores de gris (VG) consistente con la presencia de gel de sílice en el espacio poroso.

El análisis de los perfiles longitudinales de VG indica que las variaciones a lo largo de las muestras son relativamente pequeñas, lo que evidencia que la permeación ocurre de manera homogénea. Todas las muestras presentan una zona superior con valores de gris ligeramente inferiores, sugiriendo una menor densidad aparente en esa región, probablemente asociada a la descarga de tensiones al finalizar el ensayo.

Se identifican también zonas localizadas con VG relativamente altos, correspondientes a regiones con menor macroporosidad. Estas áreas aparecen dispersas y no muestran un patrón sistemático de heterogeneidad. La mayor reducción de poros observada en las muestras tratadas con MP320 es coherente con el mayor contenido de sílice coloidal de esta formulación, confirmando que el gel actúa efectivamente como material de relleno del espacio poroso.

El análisis de los resultados atípicos de la muestra permeada FG-325-21 han remarcado la importancia de integrar todos los datos experimentales para interpretar y razonar ciertas anomalías.

Por último, la comparación entre las muestras permeadas tras 3 y 21 días de curado no evidencia diferencias apreciables ni en los histogramas ni en los perfiles longitudinales. Dentro de la resolución del sistema de tomografía empleado, no se detecta un efecto significativo del tiempo de curado sobre la distribución espacial del gel.

REFERENCIAS

Bezuijen, A., Tol, A.F. van, Bosch, J.W., Haasnoot, J.K. (2006). Analytical model for fracture grouting in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(5), : 647-658.

Ciardi, G., Vannucchi, G., Madiai, C. (2021). Effects of Colloidal Silica Grouting on Geotechnical Properties of Liquefiable Soils: A Review. *Geotechnics*, 1(2), : 460-491.

Duchesne, M.J., Moore, F., Long, B.F., Labrie, J. (2009). A rapid method for converting medical computed tomography scanner topogram attenuation scale to Hounsfield unit scale and to obtain relative density values. *Engineering Geology*, 103, : 100-105.

Fraccica, A., Spagnoli, G., Romero, E., Arroyo, M., Gómez, R. (2022). Permeation grouting of silt-sand mixtures. *Transportation Geotechnics*, 35(June).

Georgiannou, V.N., Pavlopoulou, E.M., Bikos, Z. (2017). Mechanical behaviour of sand stabilised with colloidal silica. *Geotechnical Research*, 4(1), : 1-11.

Han, J. (2015). Principles and Practice of Ground Improvement. Hoboken, New Jersey, John Wiley & Sons, Inc.

Kim, J., Lee, I.-M., Jang, J., Choi, H. (2009). Groutability of cement-based grout with consideration of viscosity and filtration phenomenon. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33, : 1771-1797.

Liu, G., Zhao, M., Wang, T., Connolly, D.P., Cai, Y., Jiang, J., Bai, W. (2023). Permeation grouting of low-permeability silty sands with colloidal silica. *Case Studies in Construction Materials*, 19.

Minto, J.M., Hingerl, F.F., Benson, S.M., Lunn, R.J. (2017). X-ray CT and multiphase flow characterization of a 'bio-grouted' sandstone core: The effect of dissolution on seal longevity. *International Journal of Greenhouse Gas Control*, 64(April), : 152-162.

Pedrotti, M., Wong, C., Mountassir, G. El, Renshaw, J.C., Lunn, R.J. (2020). Desiccation behaviour of colloidal silica grouted sand: A new material for the creation of near surface hydraulic barriers. *Engineering Geology*, 270.

Quispe-Rojo, R.M. (2024). Stabilization of tailings deposits through permeation with colloidal.

Raffle, J.F., Greenwood, D.A. (1961). The relation between the rheological characteristics of grouts and their capacity to permeate soil. *5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, , pp. 319-323.

Shen, Y., Chai, Z., Liu, X., Xiao, C., Li, T., Liu, X., Guo, J. (2026). Mechanical Behavior of Grouted Fractured Sandy Mudstone Under Different Grouting Pressures: Experimental Investigation and CT-Based In Situ Numerical Modeling. *Materials*, 19(5).

Tagawa, C., Nakashima, S., Yoshizu, Y., Iseki, H., Kishida, K. (2022). Application of machine learning technique for X-ray CT image segmentation of cement grouted rock. *International Conference on Grouting and Deep Mixing*, , pp. 467-474.

Takano, D., Morikawa, Y., Nishimura, S., Takehana, K. (2013). Experimental study on compaction grouting method for liquefiable soil using centrifuge test and X-ray tomography Etude expérimentale sur la CPG pour le sol liquéfiable par centrifugation et tomographie à rayons X. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, , pp. 965-968.

Wong, C., Pedrotti, M., Mountassir, G. EL, Lunn, R. (2018). A study on the mechanical interaction between soil and colloidal silica gel for ground improvement. *Engineering Geology*, 243, : 84-100.

Zhao, M., Liu, G., Zhang, C., Guo, W., Luo, Q. (2019). State-of-the-art of colloidal silica-based soil liquefaction mitigation: An emerging technique for ground improvement. *Applied Sciences (Switzerland)*, 10(1).

EVALUACIÓN MEDIANTE MÉTODOS DE ONDAS SUPERFICIALES DE LOS TRATAMIENTOS DE MEJORA DEL TERRENO Y SU INFLUENCIA EN LA VELOCIDAD CRÍTICA EN UNA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD

Ángel TIJERA[(1)*], José ESTAIRE[(1)], María SANTANA[(1)] y Miguel RODRÍGUEZ-PLAZA[(2)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*angel.tijera@cedex.es

[(2)] Subdirección de Innovación Estratégica. ADIF

RESUMEN

Las técnicas de mejora del terreno se aplican habitualmente en la construcción de líneas de alta velocidad para incrementar la rigidez y la capacidad portante de suelos blandos. En este trabajo se presentan los resultados de dos campañas de ensayos geofísicos de ondas superficiales (SASW y MASW) realizadas en 2023 y 2024 en un tramo en construcción de la línea de alta velocidad Murcia–Almería, con el objetivo de evaluar la eficacia de los tratamientos de mejora aplicados y su influencia en la velocidad crítica de la sección ferroviaria. Las medidas se efectuaron en dos emplazamientos representativos, mejorados respectivamente mediante columnas de grava y mediante un terraplén construido por fases sobre un terreno tratado con drenes verticales. Los resultados muestran incrementos significativos en la velocidad de propagación de las ondas de corte (Vs) en los materiales de los estratos tratados, lo que confirma el aumento de rigidez del terreno inducido por los tratamientos y por la carga del terraplén. A partir de los modelos de capas derivados de las curvas de dispersión obtenidas con los métodos geofísicos se aplicó un modelo teórico para estimar la velocidad crítica de cada sección. Se observó que la mejora del terreno conlleva un incremento de la velocidad crítica, lo que implica una mayor seguridad frente a posibles fenómenos de amplificación dinámicos asociados a velocidades de circulación elevadas, superiores a 350 km/h. La respuesta dinámica (vibración, asiento y deflexión) de la vía se amplifica intensamente cuando la velocidad del tren se aproxima a la velocidad de propagación de las ondas superficiales en la plataforma y en el terreno subyacente. El estudio pone de manifiesto la utilidad de los métodos geofísicos de ondas superficiales para el control de la eficacia de los tratamientos de mejora y su relación directa con el comportamiento dinámico de la sección ferroviaria.

ABSTRACT

Ground improvement techniques are commonly applied in the construction of high-speed railway lines to increase the stiffness and bearing capacity of soft soils. This study presents the results of two geophysical survey campaigns using surface wave methods (SASW and MASW), conducted in 2023 and 2024 along a section under construction of the Murcia–Almería high-speed rail line. The aim was to assess the effectiveness of the applied ground improvement treatments and their influence on the critical velocity of the railway section. Measurements were carried out at two representative sites, improved respectively by means of gravel columns and by a staged embankment constructed over ground treated with vertical drains. The results show significant increases in shear wave velocity (Vs) within the treated layers, confirming the increase in ground stiffness induced by both the improvement techniques and the embankment loading. Based on the

layered models derived from the dispersion curves obtained through the geophysical methods, a theoretical model was applied to estimate the critical speed of each section. It was observed that ground improvement leads to an increase in critical velocity, implying enhanced safety against potential dynamic amplification phenomena associated with high train speeds, higher than 350km/h. The dynamic response (vibration, settlement, and deflection) of the track is strongly amplified when the train speed approaches the propagation speed of surface waves in the track platform and the underlying ground. This study highlights the usefulness of surface wave geophysical methods for evaluating the effectiveness of ground improvement treatments and their direct relationship with the dynamic performance of railway sections.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Mejora del terreno (Ground improvement), Velocidad crítica (Critical speed), Ondas superficiales (Surface waves).*

1. INTRODUCCIÓN

Las técnicas de mejora del terreno se utilizan con frecuencia en ingeniería geotécnica para mejorar las propiedades mecánicas de los suelos, especialmente en casos de terrenos blandos o de baja resistencia. Estas técnicas tienen como objetivo aumentar la capacidad portante, reducir los asientos y garantizar la estabilidad de las estructuras geotécnicas (Nicholson, 2015). Los métodos geofísicos se emplean habitualmente para evaluar la eficacia de estos tratamientos debido a su carácter no invasivo y a su capacidad para proporcionar información espacial continua. Entre ellos, los métodos sísmicos han demostrado ser particularmente útiles para evaluar el comportamiento mecánico de los suelos (Moxhay *et al*., 2001), especialmente mediante la estimación del módulo de corte (G), un parámetro fundamental en el análisis geotécnico (Kramer, 1996).

Este estudio presenta la aplicación de métodos de ondas superficiales (Foti *et al*., 2017) para evaluar actuaciones de mejora del terreno ejecutadas bajo un tramo de una línea de alta velocidad ferroviaria actualmente en construcción entre Murcia y Almería. Los tramos analizados, situados entre los puntos kilométricos pk 509+825 a 509+960 y los pk 510+920 a 510+840, se caracterizan por la presencia de suelos blandos, rellenos antrópicos sin compactar y arcillas naturales no consolidadas. Con el fin de mejorar su comportamiento geotécnico, se aplicaron diferentes tratamientos del terreno: en el primer tramo se ejecutaron columnas de grava (Raju y Sondermann, 2004), mientras que en el segundo se construyó un terraplén por fases sobre una cimentación mejorada mediante drenes verticales (Indraratna *et al*., 2012). Estas actuaciones tenían como objetivo mejorar la capacidad portante del terreno de cimentación y reducir los asientos posteriores a la construcción del terraplén ferroviario. Además, la mejora del terreno puede inducir un incremento de la velocidad crítica de la sección ferroviaria. La velocidad crítica es aquella velocidad de circulación del tren que produce una amplificación dinámica en el medio subyacente a la vía que provoca un aumento de los asientos y deflexiones de los elementos de la vía y del terreno subyacente, pudiendo comprometer la geometría de la vía y la seguridad de la explotación ferroviaria (Woldringh y New 1999). Este fenómeno, similar a la resonancia, se debe a un acople entre la velocidad del tren y las velocidades de propagación de las ondas superficiales en el medio subyacente a la vía. Este aspecto también se analiza en este trabajo mediante la aplicación de un modelo teórico desarrollado por el CEDEX (CEDEX, 2022).

Así pues, el presente trabajo tiene un doble objetivo: por un lado, evaluar la eficacia de los tratamientos de mejora del terreno mediante la comparación de los perfiles de velocidad de onda de corte (Vs) obtenidos en campo antes y después de su aplicación; y, por otro, utilizar dichos perfiles para estimar la velocidad crítica de la sección ferroviaria.

2. METODOLOGÍA

2.1. MÉTODOS DE ONDAS SUPERFICIALES

La caracterización geotécnica del terreno necesaria para este estudio se realizó mediante métodos de ondas superficiales, cuyo objetivo es determinar el perfil de velocidad de propagación de las ondas de corte (Vs) con la profundidad. Estos métodos se basan en el análisis de la dispersión de las ondas Rayleigh generadas durante el ensayo (Foti *et al*., 2017). A partir de la curva de dispersión obtenida experimentalmente, se aplica un proceso de inversión que permite obtener un modelo del terreno definido por capas con determinados espesores y valores de Vs.

En este trabajo se emplearon dos técnicas complementarias: el Análisis Espectral de Ondas Superficiales (Spectral Analysis of Surface Waves, SASW) y el Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (Multichannel Analysis of Surface Waves, MASW). El método SASW utiliza una pareja de sensores cuya separación se incrementa progresivamente para alcanzar mayores profundidades de investigación. En general, proporciona una mayor resolución en las capas superficiales, siendo especialmente adecuado para caracterizar capas de pequeño espesor. Por su parte, el método MASW utiliza una alineación de varios sensores (normalmente se usan 12, 24 o 48 sensores o incluso más en algunos casos especiales) que permiten analizar simultáneamente todo el perfil del terreno. La ejecución del ensayo en campo es más rápida que en el caso del SASW y permite obtener con mayor eficiencia la distribución de capas en el terreno natural y en terraplenes en construcción, especialmente cuando los espesores superan aproximadamente 1 m. Asimismo, su rapidez de ejecución facilita el estudio de extensiones amplias de terreno y la detección de posibles variaciones laterales en los perfiles. La combinación de ambas técnicas permite obtener una caracterización más fiable del terreno.

El resultado final de estos ensayos es un perfil Vs–z que describe la variación de la velocidad de onda de corte con la profundidad, información fundamental tanto para la caracterización geotécnica del terreno como para el análisis dinámico de la sección ferroviaria.

2.2.EVALUACIÓN DE LOS TRATAMIENTOS DE MEJORA DEL TERRENO

La eficacia de los tratamientos de mejora del terreno se evaluó mediante la comparación de los perfiles de velocidad de onda de corte obtenidos en diferentes campañas de medida realizadas antes y después de la ejecución de las actuaciones de mejora. La velocidad de onda de corte está directamente relacionada con el módulo de corte máximo o módulo a pequeñas deformaciones (G_{max}), según la ecuación 1:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \tag{1}$$

donde ρ es la densidad del terreno. En consecuencia, aunque la comparación entre campañas se realiza directamente en términos de V_s, un incremento de esta velocidad implica un aumento de la rigidez del terreno.

2.3.MÉTODO UTILIZADO PARA DETERMINAR LA VELOCIDAD CRÍTICA DE SECCIONES FERROVIARIAS

En la actualidad, es habitual que los administradores ferroviarios tiendan a aumentar la velocidad comercial en las líneas de alta velocidad (LAV) para poder afrontar el aumento de la demanda. Además, en algunos nuevos proyectos, las LAV están siendo proyectadas para que los trenes alcancen velocidades de circulación superiores a los 350 km/h. Este aumento de velocidad hace que el estudio de la velocidad crítica sea especialmente relevante, siendo el análisis espectral de ondas superficiales una herramienta fundamental para dicho estudio.

Como se ha comentado en la introducción, los perfiles de *Vs* obtenidos, además de para evaluar la eficacia de los tratamientos, también se emplearon para estimar la velocidad crítica de las secciones ferroviarias mediante un modelo teórico desarrollado por el CEDEX.

Este modelo se basa en la relación entre la velocidad crítica y las curvas de dispersión de las ondas superficiales asociadas al sistema multicapa que representa la sección ferroviaria. Para ello, en primer lugar, se define un modelo de capas de la sección que incluye las distintas unidades que la componen, caracterizadas por su espesor y sus propiedades mecánicas, entre las que destaca la velocidad de onda de corte (Tijera *et al*., 2024).

A partir de este modelo se calculan las curvas de dispersión de las ondas Rayleigh. La velocidad crítica de la sección ferroviaria se obtiene como el valor mínimo de la velocidad de fase en dichas curvas de dispersión, lo que corresponde a la velocidad de circulación del tren que induciría la mayor amplificación dinámica en el sistema (Kausel *et al*., 2020). El análisis de las curvas de dispersión puede realizarse utilizando las curvas modales o la denominada curva de dispersión aparente. En este trabajo, por simplicidad metodológica, se ha optado por utilizar la curva de dispersión aparente, cuyo valor mínimo coincide con la velocidad crítica de la sección ferroviaria. Las curvas de dispersión se calcularon mediante el programa *WinSASW 4.3*.

3. TRABAJO DE CAMPO REALIZADO

Con el objeto de caracterizar las zonas de estudio se llevaron a cabo dos campañas de medidas en ambos tramos en noviembre de 2023 y noviembre de 2024. En cada campaña se realizaron ensayos SASW y MASW en los dos puntos tratados.

Para los ensayos SASW, se utilizaron acelerómetros de baja frecuencia y geófonos de 1 Hz. La separación entre sensores varió entre 0,5 m y 10 m. Como fuentes de impacto, se emplearon martillos de distintos tamaños para separaciones inferiores a 4 m, mientras que para mayores separaciones entre el punto de disparo y el primer geófono se utilizó un mazo de 8 kg. Los impactos se realizaron en ambas direcciones para mejorar la fiabilidad de los datos.

Para los ensayos MASW, se utilizaron 24 geófonos de 4,5 Hz espaciados cada 2 m, dispuestos mediante un sistema *land streamer*, en el que los sensores estaban fijados a una manguera, permitiendo desplazar simultáneamente toda la línea de sensores sísmicos como una única unidad a lo largo del perfil. Se emplearon dos tipos de fuentes de impacto: un mazo golpeando a 10 m del extremo de la línea de sensores sísmicos y un deflectómetro de impacto golpeando a 15 m del extremo de la línea. Se realizaron múltiples disparos MASW para cubrir un área más amplia que en el ensayo SASW. Los perfiles de velocidad obtenidos mostraron alta consistencia, lo que sugiere una variación lateral despreciable en las condiciones del terreno.

Los ensayos SASW se llevaron a cabo en el centro de las zonas tratadas, alineados con puntos seleccionados de ensayo MASW para permitir una comparación directa. Debido a los tipos de sensores, separaciones y fuentes utilizadas, el método SASW proporcionó mayor resolución en las capas superficiales, mientras que el método MASW alcanzó mayor profundidad de investigación.

En los siguientes apartados se presentan los resultados obtenidos en cada emplazamiento.

4. RESULTADOS: ZONA TRATADA CON COLUMNAS DE GRAVA

4.1. EVALUACIÓN DEL TRATAMIENTO

Según el informe geotécnico del proyecto, las columnas de grava en este tramo fueron ejecutadas sobre un relleno antrópico no compactado (Rv), situado sobre un depósito de glacis cuaternario (Qg) y, a mayor profundidad, por una unidad de arcillas margosas terciarias (Mm).

Se realizaron dos campañas de medida: la primera en noviembre de 2023, inmediatamente después de la ejecución de las columnas de grava y antes de la construcción del terraplén, y la segunda en noviembre de 2024, una vez que el terraplén había sido construido completamente. La Figura 1a muestra la situación del emplazamiento durante la primera campaña, cuando únicamente se había colocado la capa granular situada sobre las columnas de grava. En 2024 (Figura 1b), el terraplén ya estaba finalizado. Una estructura de paso inferior de fábrica, visible en ambas imágenes, permite comparar visualmente el progreso de la construcción.

La Figura 1c presenta los resultados de los ensayos de ondas superficiales obtenidos en 2023 tanto en el terreno natural como sobre la zona tratada con columnas de grava y en 2024 sobre la coronación del terraplén terminado. Para permitir la comparación entre ambas campañas, los modelos representativos que se muestran en la Figura 1c están referidos a la cota de los ensayos realizados en 2024. Aunque no se dispone de valores de velocidad de onda de corte (*Vs*) previos al tratamiento en el relleno antrópico (Rv), debido a la diferente estratigrafía del terreno natural cercano y a que las columnas de grava ya estaban ejecutadas cuando se realizaron las medidas en 2023, se dispone de información geotécnica procedente de ensayos de penetración dinámica (DPSH). Estos muestran valores de N20 muy bajos (3–7), comparables a los registrados en otras zonas donde ensayos de ondas superficiales han proporcionado velocidades *Vs* entre 100 y 175 m/s. Basándose en esta correspondencia, se adopta un valor representativo de Vs = 125 m/s para el relleno antrópico no compactado (Rv) previo al tratamiento.

A partir de los perfiles mostrados en la Figura 1c, se pueden realizar las siguientes observaciones:

- La capa tratada con columnas de grava incrementó su velocidad de onda de corte desde Vs = 200–235 m/s en 2023 hasta Vs = 390 m/s en 2024. La carga del terraplén, de 9 m de altura, comprimió significativamente el suelo tratado, densificándolo y aumentando su rigidez. La mejora respecto al relleno antrópico original es muy notable, considerando la velocidad estimada del estrato original de Vs = 125 m/s.
- El depósito de glacis (Qg), subyacente a las columnas de grava, también muestra un aumento de rigidez, con un incremento de *Vs* de 235 m/s a 390 m/s entre 2023 y 2024. Esto sugiere que la carga del terraplén no solo afectó a la capa tratada, sino que también indujo densificación en los suelos subyacentes.

- La unidad de arcillas margosas (Mm), encontrada por debajo de los 20 m de profundidad, muestra ligeras variaciones entre campañas. Los valores de *Vs* oscilan entre 400 y 500 m/s en 2024, consistentes con los 450 m/s medidos en 2023. Los resultados para esta capa en 2024 deben interpretarse con cautela, ya que se encuentra en el límite de la capacidad de penetración alcanzada con las técnicas empleadas, debido a la longitud de los extendimientos de los sensores. Puede considerarse que la velocidad no ha cambiado antes y después del tratamiento, asignando un valor de Vs = 450 m/s.
- En cuanto al terraplén, se obtuvo una velocidad media de onda S de Vs = 350 m/s, un valor típico para líneas de alta velocidad ferroviaria (LAV) en España (Tijera *et al*., 2024). También se detectó una capa superficial de baja velocidad, aunque no es relevante para este estudio, ya que el proceso de compactación del terraplén aún no había finalizado. Entre esta capa superficial y la parte central del terraplén se identificó una capa intermedia más rígida con Vs = 420 m/s, consistente con valores observados en las capas superiores de terraplenes y capas de forma en otras líneas de alta velocidad.

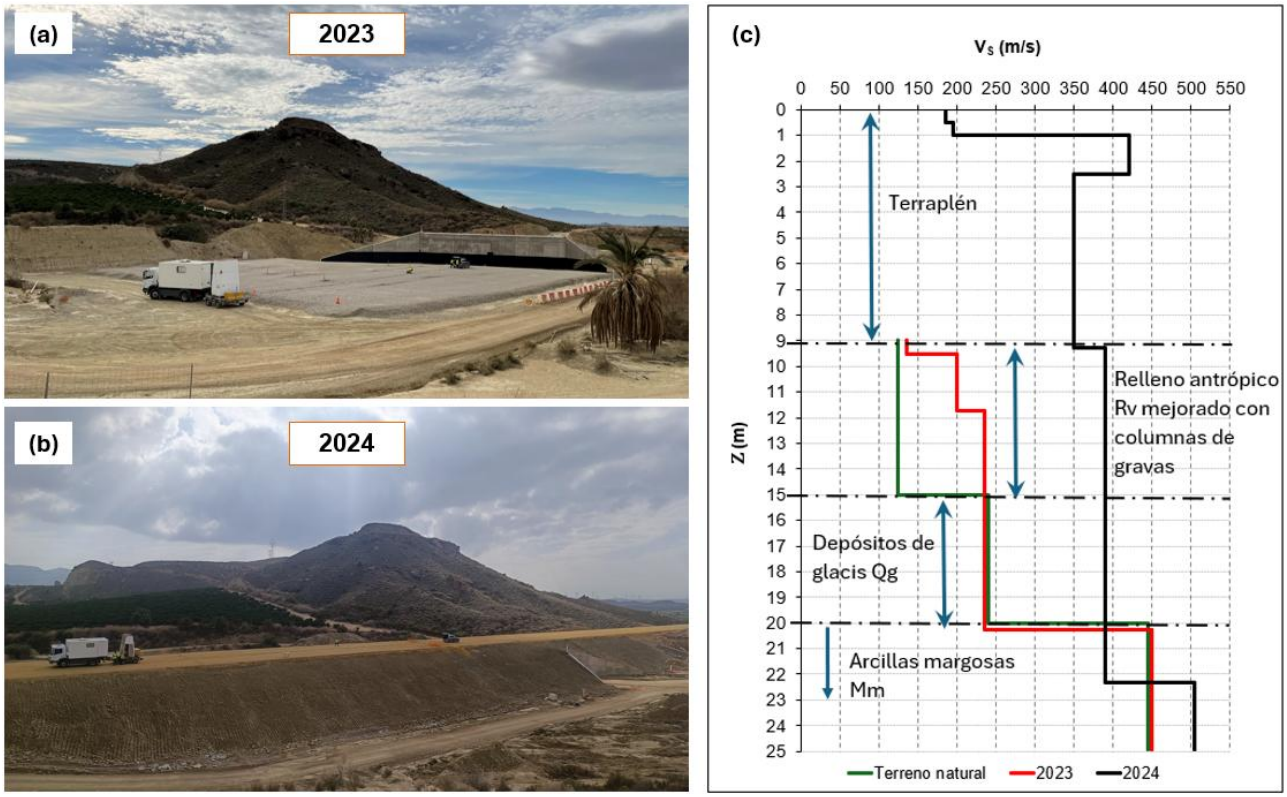


Figura 1. (a) Estado del emplazamiento en 2023, tras la ejecución de las columnas de grava. (b) Terraplén finalizado en 2024. (c) Comparación de los resultados obtenidos en 2023 y 2024 en la zona tratada con columnas de grava.

4.2.INFLUENCIA DEL TRATAMIENTO EN LA VELOCIDAD CRÍTICA

La variación de la velocidad crítica de la sección ferroviaria debida al tratamiento de mejora del terreno con columnas de grava se ha realizado considerando los modelos simplificados de capas, presentados en la Tabla 1 (terreno sin tratar) y en la Tabla 2 (terreno tratado). En ambos casos, se ha considerado que el terraplén tiene una Vs=350 m/s, valor representativo obtenido en la campaña de 2024. Las arcillas margosas, consideradas como semiespacio en el modelo teórico, también se han considerado iguales en ambos casos. Los valores del resto de las capas son los mismos que los presentados en la Figura 1c.

Con estos modelos se calculan sus curvas de dispersión teóricas asociadas y a partir del mínimo de estas curvas se podrá determinar la velocidad crítica de la sección.

Tabla 1. Modelo simplificado terraplén sobre terreno sin tratamiento.

Capa	Descripción	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	Terraplén	9	350
2	Relleno Rv sin tratar	6	125
3	Dep. de glacis Qg original	5	230
4	Arcillas margosas Mm	∞	450

Tabla 2. Modelo simplificado terraplén sobre terreno tratado con columnas de grava.

Capa	Descripción	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	Terraplén	9	350
2	Relleno Rv tratado	6	390
3	Dep. de glacis Qg bajo capa tratada	5	390
4	Arcillas margosas Mm	∞	450

En la Figura 2 se presentan los modelos de capas considerados (a) y sus correspondientes curvas de dispersión teóricas (b). Puede observarse que la forma de las curvas de dispersión cambia notablemente tras el tratamiento del terreno con columnas de grava. En particular, el mínimo de la velocidad de fase de las ondas Rayleigh y, por tanto, la velocidad crítica, aumenta de 225 m/s a 329 m/s.

En el caso del terraplén construido sobre terreno sin tratamiento, se obtiene una velocidad crítica relativamente elevada (Vc = 225 m/s), a pesar de la presencia de una capa con *Vs* muy baja. Esto se debe a que la elevada altura del terraplén (9 m) atenúa el efecto del estrato de baja velocidad sobre la velocidad crítica (Estaire y Crespo-Chacón, 2024). Se trata de una comparación teórica, pues no se puede conocer la velocidad del terreno sin tratamiento bajo el terraplén, pero es útil para visualizar cómo varía la velocidad crítica con el cambio de velocidad del estrato tratado.

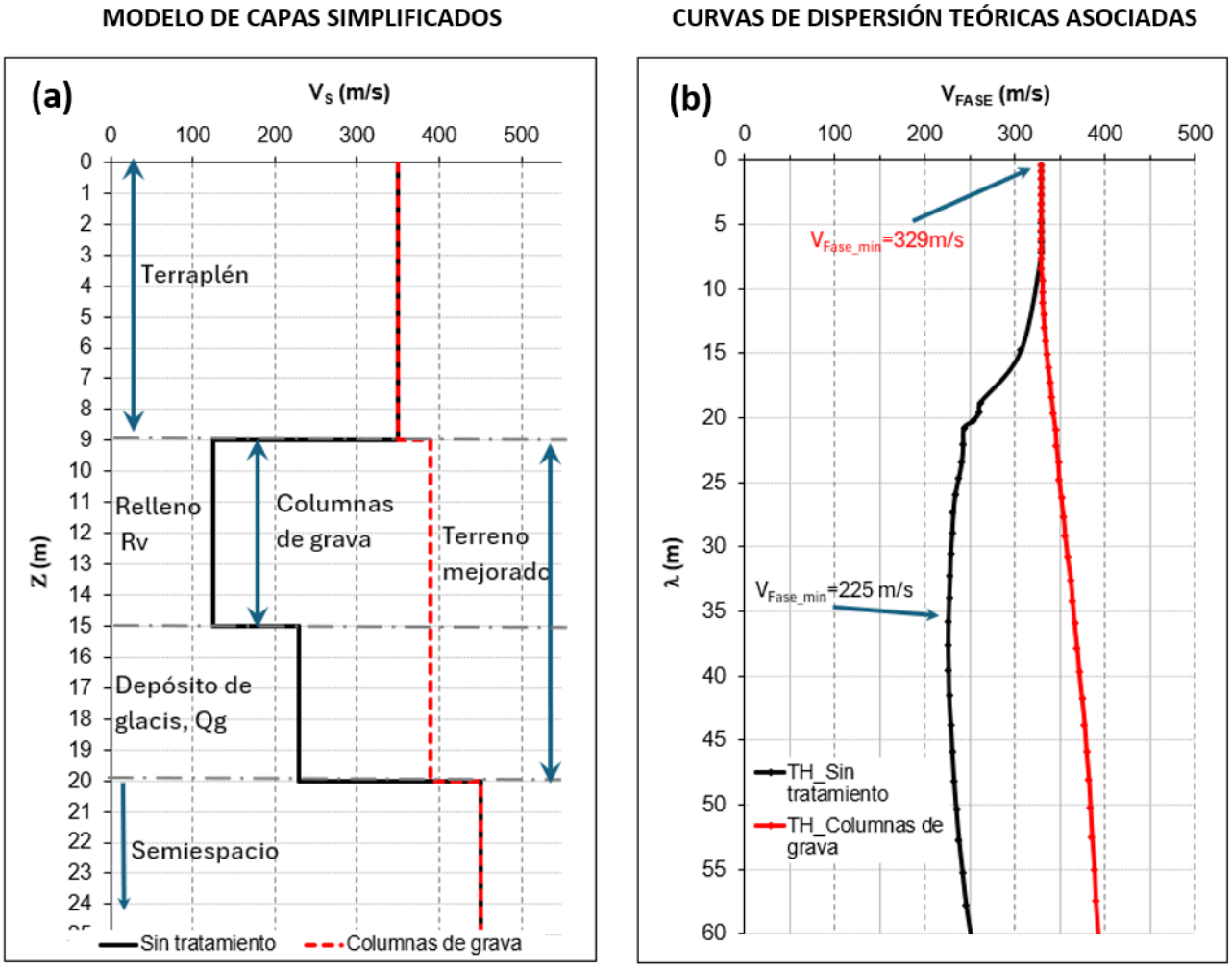


Figura 2. Modelos de capas simplificados antes y después del tratamiento con columnas de grava (a) y las curvas de dispersión teóricas asociadas (b).

5. RESULTADOS: ZONA TRATADA CON DRENES VERTICALES

5.1. EVALUACIÓN DEL TRATAMIENTO

En la zona donde se construyó un terraplén por fases sobre un terreno mejorado con drenes verticales, se llevaron a cabo dos campañas de medida. En 2023 se realizaron ensayos de ondas superficiales tanto sobre el terraplén, de aproximadamente 7 m de altura, como sobre el terreno natural, constituido por depósitos de glacis cuaternarios (Qg) y las arcillas margosas subyacentes (Mm), que corresponden a las mismas unidades geotécnicas presentes bajo el terraplén. En 2024 se realizaron ensayos adicionales únicamente sobre la superficie del terraplén, que había sido recrecido aproximadamente 1 m, alcanzando una altura total de 8 m.

La Figura 3a muestra el terraplén en 2023, indicando la localización de las medidas realizadas en el terreno natural. La Figura 3b ilustra la superficie del terraplén en 2024, con los cambios de cota señalados entre ambos años. La Figura 3c presenta los perfiles de velocidad obtenidos en 2023 (tanto en el terreno natural como en el terraplén) y en 2024 (en el terraplén), con las profundidades referidas a la superficie de 2024.

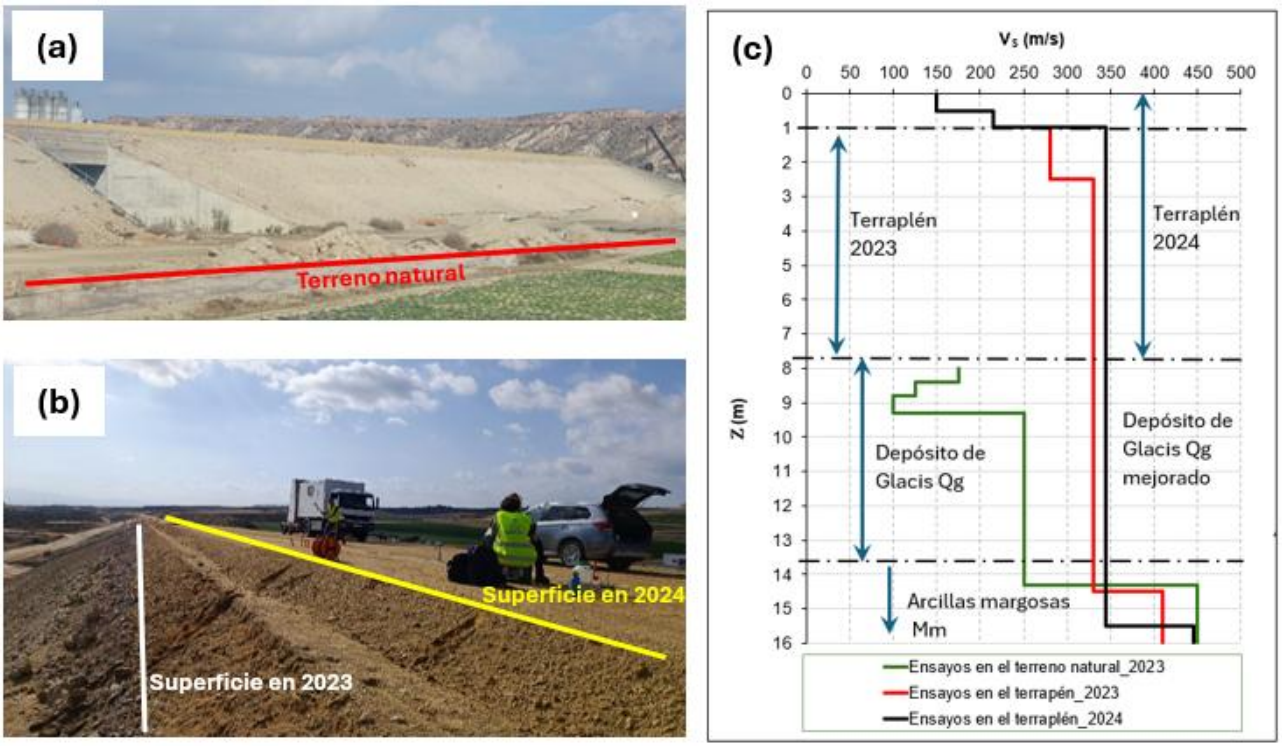


Figura 3. (a) Terraplén en 2023; (b) terraplén en 2024; (c) comparación de los resultados obtenidos en las campañas de medida de 2023 y 2024 en el tramo del terraplén construido sobre terreno tratado con drenes verticales.

Las principales conclusiones que se desprenden de la Figura 3c son las siguientes:

- El depósito de glacis (Qg), tratado con drenes verticales y situado bajo el terraplén, muestra un incremento significativo en la velocidad de onda de corte, debido a la densificación por el peso del terraplén, pasando de Vs = 250 m/s en el terreno natural a Vs = 345 m/s en 2024 bajo el terraplén. El depósito de glacis subyacente (Qg) también muestra un aumento de rigidez, con un incremento de *Vs* desde 235 m/s hasta 390 m/s entre 2023 y 2024. Esto sugiere que la carga del terraplén no solo afectó a la capa tratada, sino que también indujo densificación en la capa subyacente.
- La capa de arcillas margosas (Mm) presenta cambios despreciables en la velocidad de onda de corte entre ambas campañas, manteniéndose consistente tanto en el terreno natural como en la zona tratada bajo el terraplén.
- Exceptuando el metro superior, afectado por una capa de baja velocidad probablemente relacionada con un proceso de compactación aún incompleto, el propio terraplén muestra un ligero incremento de rigidez, con velocidades de onda de corte que pasan de Vs = 330 m/s en 2023 a Vs = 345 m/s en 2024, un valor habitual en terraplenes de líneas de alta velocidad (LAV).

5.2. INFLUENCIA DEL TRATAMIENTO EN LA VELOCIDAD CRÍTICA

En primer lugar, se proponen los modelos de capas representativos simplificados para el terraplén construido sobre el terreno sin tratamiento, Tabla 3, y para el terraplén construido sobre el terreno tratado con drenes verticales, Tabla 4. En ambos casos se ha considerado un terraplén homogéneo, con una sola velocidad (Vs = 345 m/s), sin tener en cuenta las capas de baja velocidad observadas en la parte superior del terraplén, ya que cuando acabe la construcción de la plataforma habrán variado. La principal variación entre ambos modelos es la zona del terreno tratado con los drenes verticales, el depósito de glacis, Qg. El semiespacio, formado por las arcillas margosas, se considera que tiene el mismo valor antes y después del tratamiento, Vs = 450 m/s.

Tabla 3. Modelo simplificado terraplén sobre terreno sin tratamiento.

Capa	Descripción	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	Terraplén	8	345
2	Dep. de glacis Qg sin tratar	6	250
3	Arcillas margosas Mm	∞	450

Tabla 4. Modelo simplificado terraplén sobre terreno tratado con drenes verticales.

Capa	Descripción	Espesor (m)	Vs (m/s)
1	Terraplén	8	345
2	Dep. de glacis Qg tratado	6	345
3	Arcillas margosas Mm	∞	450

En la Figura 4 se presentan estos modelos de capas (a) y sus curvas de dispersión teóricas asociadas (b). Puede observarse que la forma de las curvas de dispersión cambia tras el tratamiento del terreno con drenes verticales, y que el mínimo de la velocidad de fase de las ondas Rayleigh y, por tanto, la velocidad crítica, aumenta, pasando de 296 m/s a 324 m/s.

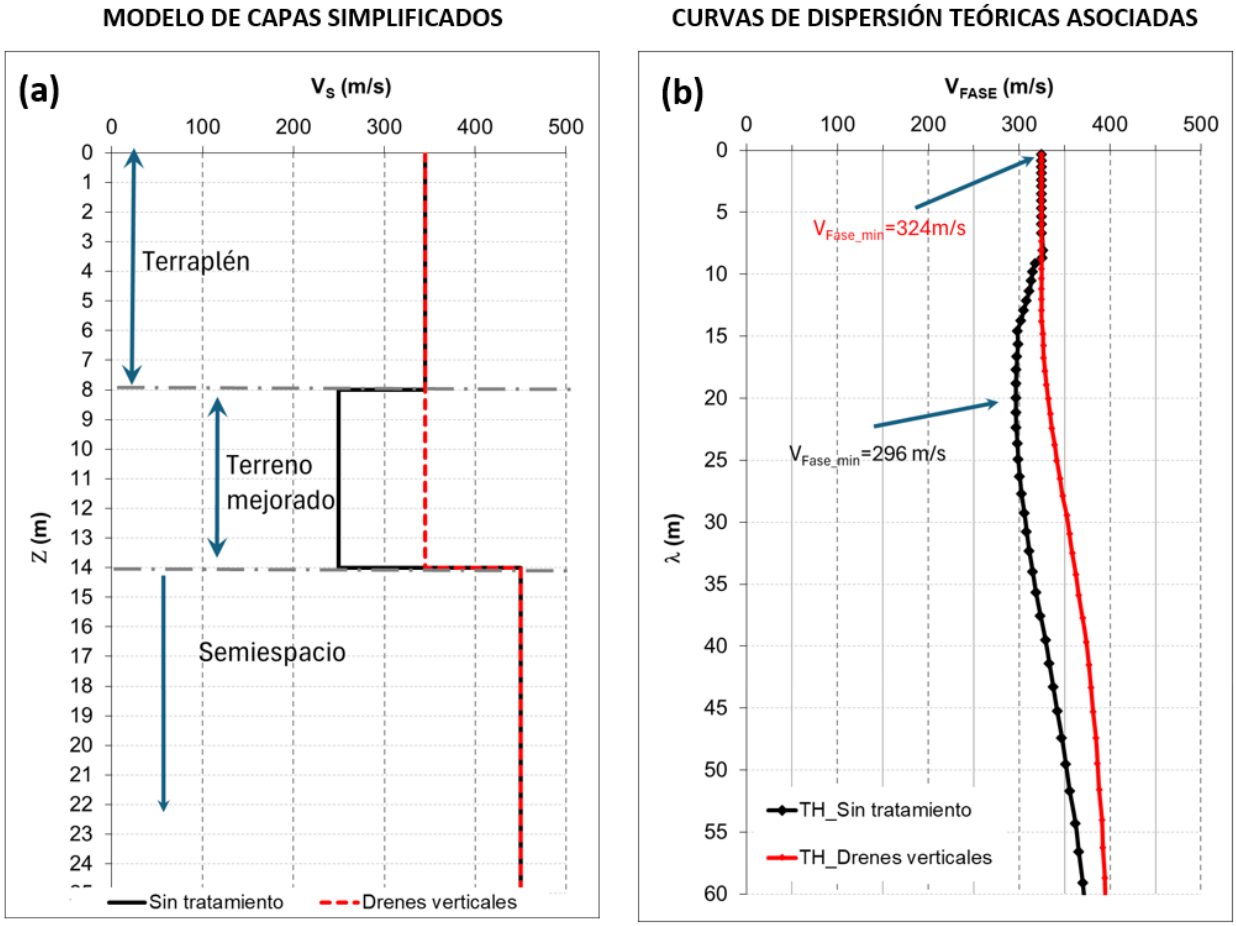


Figura 4. Modelos de capas simplificados antes y después del tratamiento con drenes verticales (a) y las curvas de dispersión teóricas asociadas (b).

El valor de la velocidad crítica es elevado incluso en el caso de no haber aplicado el tratamiento. Esto se debe que el valor de *Vs* asignado al terreno sin tratar también es alto y, además, la elevada altura del terraplén favorece atenuar el efecto del estrato de baja velocidad sobre la velocidad crítica (Estaire y Crespo-Chacón, 2024).

6. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones del trabajo son:

I. Los ensayos geofísicos de ondas superficiales han demostrado ser una herramienta útil para evaluar la eficacia de los tratamientos de mejora del terreno, observándose incrementos significativos en la velocidad de onda de corte (*Vs*) entre las campañas de 2023 y 2024 en ambos emplazamientos estudiados:

- Tratamiento con columnas de grava. El terreno mejorado corresponde a un relleno antrópico no compactado, con *Vs* muy baja de aproximadamente 125 m/s. Tras la ejecución de las columnas de grava, en 2023, se midió una *Vs* de 235 m/s y en 2024, tras la construcción del terraplén de 9 m de altura, la velocidad aumentó hasta 390 m/s, lo que indica un incremento notable de la rigidez del estrato tratado debido a su densificación. Asimismo, el depósito cuaternario subyacente también mostró un aumento de *Vs*, pasando de 235 m/s a 390 m/s tras la construcción del terraplén.
- Tratamiento con drenes verticales. El terreno tratado corresponde a un depósito cuaternario en el que la *Vs* aumentó de 250 m/s en su estado inicial a 345 m/s en 2024 tras la construcción de un terraplén de 8 m de altura.

En definitiva, se ha probado que los tratamientos (columna de grava más peso del terraplén y drenes más peso del terraplén) aumentan la densidad del material y por esa vía de incremento de densidad se logra un aumento de la *Vs*.

II. Se ha analizado la influencia de los tratamientos de mejora en la velocidad crítica de las secciones ferroviarias mediante la comparación de las curvas de dispersión obtenidas para modelos de capas representativos del terreno tratado y sin tratar. Los resultados muestran un incremento de la velocidad crítica tras la aplicación de los tratamientos:

- Sección con columnas de grava: la velocidad crítica aumenta, pasando de 225 m/s a 330 m/s.
- Sección con drenes verticales: la velocidad crítica aumenta, pasando de 295 m/s a 325 m/s.

AGRADECIMIENTOS

Los datos de campo utilizados en este trabajo, así como el estudio desarrollado, se han generado en el marco del *Encargo para la prestación de servicios de asesoramiento, investigación y desarrollo tecnológico en las diferentes técnicas del sistema ferroviario y de edificación de ADIF a CEDEX.* Los autores quieren agradecer a todos los compañeros del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX que han participado en este trabajo, especialmente a Natalia Montero, Felipe García-Matas, Fernando Pesquera y Alberto Santamaría. Además, se quiere agradecer la inestimable colaboración prestada por el personal de la dirección facultativa de la obra, con atención especial a Diego Martínez y José Luis de la Rosa.

REFERENCIAS

CEDEX. (2022). "Jornada de velocidad crítica de secciones ferroviarias". *Workshop at Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, CEDEX*, Madrid, Spain. 2022. Video available at: https://www.youtube.com/watch?v=kY1ZR1ZVK2c

Estaire, J. & Crespo-Chacón, I. (2024). "On the use of dispersion curves to determine the critical speed of railway tracks. Application to case studies". *Transportation Geotechnics, 46*. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2024.101225

Foti, S., Lai, C., Rix, G., Strobbia, C. (2017). Surface Wave Methods for Near-Surface Site Characterisation. CRC Press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, Florida.

Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Balasubramaniam, A. S., & McIntosh, G. (2012). Soft ground improvement via vertical drains and vacuum assisted preloading. *Geotextiles and Geomembranes*, 30, 16-23.

Kausel, E., Estaire, J., and Crespo-Chacón, I. (2020). "Proof of critical speed of high-speed rail underlain by stratified media".*Proc.R.Soc*.A476:2020008. http://dx.doi.org/10.1098/rspa.2020.0083

Krammer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, NJ, 653 pp.

Moxhay, A. L., Tinsley, R. D., & Sutton, J. A. (2001). Monitoring of soil stiffness during ground improvement using seismic surface waves. Ground engineering, 34(1), 34-38.

Nicholson, P. G. (2014). Soil improvement and ground modification methods. Butterworth-Heinemann.

Raju, V., & Sondermann, W. (2004). Chapter 21 Ground improvement using deep vibro techniques. Elsevier *Geo-Engineering Book Series*, 3, 601-638.

Tijera, A., Ruiz, R., Estaire, J. (2024). Critical speed of railway sections obtained using surface wave analysis tests. *7th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. Barcelona, Spain.

Woldringh, R. F., and New, B. M. (1999). Embankment design for high speed trains on soft soils. *In: 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*: 1703-1712.

MEJORAMIENTO DEL TERRENO MEDIANTE INCLUSIONES RÍGIDAS DE COMPACTACIÓN (IRC) PARA EL AUMENTO DE LA CAPACIDAD PORTANTE Y MITIGACIÓN DE LA LICUACIÓN EN LA CIMENTACIÓN DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Enrique TOVAR[(1)*] y Enmanuel CARVAJAL[(1)]

[(1)] Keller Cimentaciones S.L.U.
*enrique.tovar@keller.com

RESUMEN

Las Inclusiones Rígidas de Compactación (IRC) se presentan como una técnica de mejoramiento del terreno que incorpora los beneficios de las inclusiones rígidas convencionales y las inyecciones de compactación en un único elemento. Mediante esta técnica se logra mejorar las propiedades mecánicas del terreno natural, controlando asentamientos en condiciones estáticas y mejorando la capacidad portante. Además, en aquellos suelos granulares con compacidad suelta, permite mitigar los efectos de la licuación mediante la densificación por desplazamiento del terreno circundante. En este artículo se describen los principios de diseño y funcionamiento de esta técnica mediante un ejemplo práctico para la cimentación de tanques de almacenamiento.

ABSTRACT

The Compaction Rigid Inclusions (CRI) method is presented as a soil improvement procedure that combines the benefits of conventional rigid inclusions and compaction grouting into a single element. This technique improves the mechanical properties of the natural soil, controlling settlements under static conditions and improving the bearing capacity. In addition, in loose granular soils, it mitigates the effects of liquefaction by densifying the surrounding soil through displacement. This paper describes the design and operational principles of this technique by a case study for the foundation of storage tanks.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Inclusiones Rígidas de Compactación (Compaction rigid inclusions), Licuación (Liquefaction), Elementos finitos (Finite elements).*

1. INTRODUCCIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

Para la construcción de varios tanques de almacenamiento que dan servicio a una nueva terminal de petroquímicos fue necesario un mejoramiento del terreno de cimentación con el objetivo de aumentar la capacidad portante, reducir asentamientos y mitigar la licuación.

Para cumplir con los requerimientos técnicos de proyecto se adoptó una solución de mejora del terreno mediante Inclusiones Rígidas de Compactación (IRC). Esta técnica consiste en la ejecución, mediante inyección por desplazamiento, de columnas de mortero u hormigón, con rigidez y resistencia significativamente superiores a las del terreno natural, lo que permite mejorar las propiedades mecánicas del suelo tratado. El procedimiento genera simultáneamente una densificación lateral del terreno natural, mejorando su capacidad portante y reduciendo los asentamientos absolutos y diferenciales hasta valores compatibles con el comportamiento estructural previsto. Además, la metodología de ejecución permite realizar

la inyección de manera selectiva a cada profundidad, adaptando el diámetro de la inclusión en función de la rigidez del suelo circundante. De esta manera, en aquellas zonas donde exista una menor compacidad de los materiales y un mayor riesgo de licuación, se puede incrementar el diámetro de la columna a fin de densificar estos niveles, desplazando y confinando lateralmente el terreno.

1.2. DESCRIPCIÓN DE LOS TANQUES

De las diferentes tipologías de tanques de almacenamiento en los que se realizaron trabajos de mejora del terreno, este artículo se centra, de manera específica, en uno de ellos.

La Figura 1 muestra la planta general de una de las instalaciones de la terminal, destacándose en color rojo la localización de los tanques objeto de análisis.

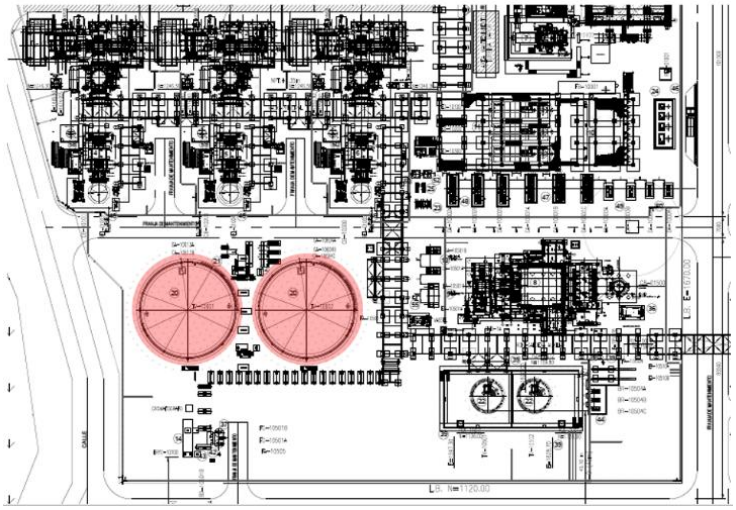


Figura 1. Planta general del área de trabajo y localización de los tanques de almacenamiento.

La cimentación de estos tanques se ha diseñado de modo tal que queden apoyados sobre el terreno mediante una zapata anular de hormigón armado y un relleno estructural de material granular en el interior del anillo.

Las principales características de estos tanques quedan resumidas en la Tabla 1.

Tabla 1. Características estructurales de los tanques.

Tanque	Diámetro	Altura	Capacidad operación	Altura Operación
[-]	[m]	[m]	[m^3]	[m]
TK-001/002	30,55	12,20	8900	11,00

2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

2.1. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

El perfil geotécnico en la zona de implantación de los tanques analizados está constituido, en primer lugar, por un relleno de aproximadamente 4,0 m de espesor, formado por arenas limpias de compacidad media a densa. A continuación, se localiza el terreno natural integrado inicialmente por un estrato de arenas y arenas limosas con intercalaciones puntuales de lentes arcillosas, que se extiende hasta una profundidad aproximada de 13,5 m y presenta una compacidad baja a media. Entre los 13,5 m y 18,5 m aparece un nivel de arcillas de consistencia muy blanda a blanda. A mayor profundidad, hasta aproximadamente 35,0 m, se identifica una sucesión de materiales areno-limosos con compacidad variable entre media y muy densa. El nivel freático se sitúa entre 3,0 y 4,0 m de profundidad respecto al nivel de plataforma.

En la Tabla 2 se recogen y detallan los parámetros característicos adoptados para cada unidad geotécnica (UG).

Tabla 2. Parámetros característicos de los estratos del área de proyecto.

UG	Prof.	q_c	Clasif. USCS	FC	γ_m	S_u	ϕ'	E_{50}
-	[m]	[MPa]	-	[%]	[kN/m^3]	[kPa]	[°]	MPa
U-1	0,0-3,5	8,6	SM	25	19	0	37	34
U-2	3,5-4,5	1,8	MH	90	18	0	26	12
U-3	4,5-13,5	8,8	SM	14	19	0	35	31
U-4	13,5-18,5	0,8	CH	85	18	32	26	3
U-5	18,5-30,0	4,5	SM	23	20	0	40	40
U-6	30,0-32,0	7,3	ML	58	18	195	26	45
U-7	32,0-34,0	14,8	SM	40	20	0	42	60
U-8	34,0-40,0	6,6	CH	86	20	215	26	25

Donde: q_c: resistencia punta CPTu; FC: contenido finos; γ_m: peso específico; S_u: resist. corte sin drenaje; ϕ: áng. rozamiento; E_{50}: Mód. elástico al 50% de la resistencia máxima de rotura.

2.2. RIESGO DE LICUACIÓN

De acuerdo con los estudios de peligrosidad sísmica disponibles, el emplazamiento del proyecto presenta una aceleración sísmica pico (a_0) de 0,19g y una magnitud (Mw) de 6,5.

El análisis de licuación realizado para el perfil geotécnico definido en la Tabla 2, cuyos resultados se recogen en la Figura 2, pone de manifiesto que los estratos U-1 y U-3 de arenas y arenas limosas saturadas, con compacidad baja a media, presenta unos asentamientos post-licuación asociados del orden de 10,0 cm (Robertson, 2009).

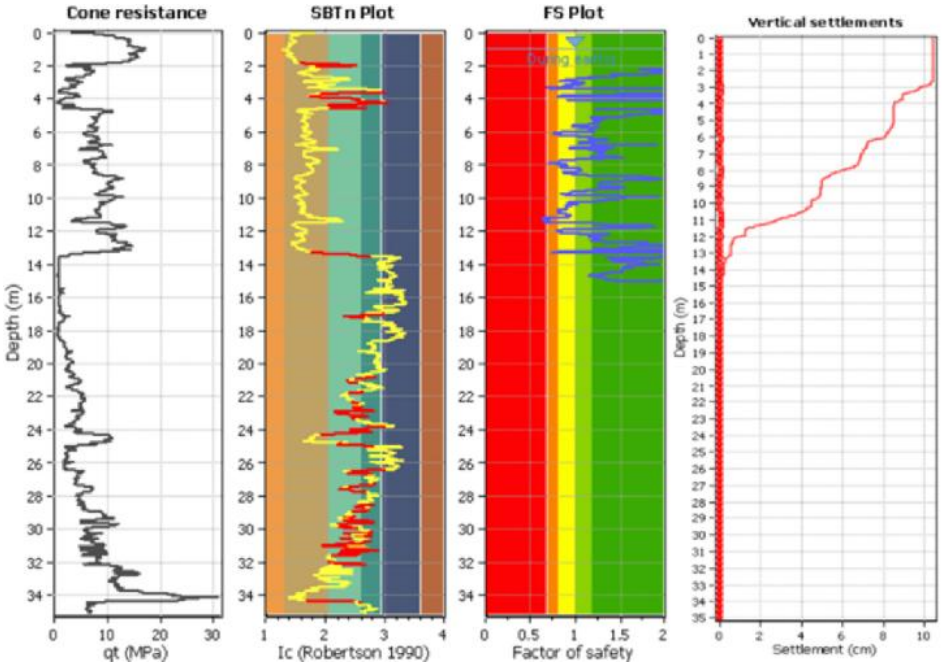


Figura 2. Análisis de licuación del suelo del área de proyecto.

De acuerdo con el Eurocódigo 8 y a Ishihara (1985), para el caso de cimentaciones superficiales, los efectos de la licuación por debajo de los 15,0 m de profundidad pueden desestimarse siempre que los resultados post-sísmicos no afecten a la integridad de las estructuras.

Como se muestra en la Figura 2, el nivel de asentamientos post-licuación queda lejos de valores admisibles para el correcto funcionamiento de las instalaciones, por lo que se justifica la necesidad de implementar un tratamiento de mejora del terreno orientado a mitigar dichos efectos.

3. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN DE MEJORA

El tratamiento de mejora del terreno debe dar respuesta a los dos requisitos fundamentales que debe cumplir la solución:

- Garantizar unos asentamientos admisibles en condiciones de carga estática y aumentar la capacidad portante del terreno.

- Mitigar el riesgo de licuación en los niveles arenosos U-1 y U-3, para un factor de seguridad frente a licuación, FSliq ≥1,10.

Para dar respuesta conjunta a ambas exigencias, se adoptó una solución mediante Inclusiones Rígidas de Compactación. Esta técnica combina el efecto del aumento de la capacidad portante de las inclusiones rígidas convencionales con el mecanismo de densificación asociado a las inyecciones de compactación, mediante la ejecución de columnas de mortero de diámetro variable que incrementan la rigidez del terreno, mejoran su respuesta deformacional y favorecen la densificación lateral de los niveles granulares menos compactos.

3.1. TÉCNICA DE INCLUSIONES RÍGIDAS DE COMPACTACIÓN (IRC). DESCRIPCIÓN

Esta metodología se basa en la inyección en el terreno de un mortero de baja movilidad, formulado para evitar su dispersión en el terreno y concentrar el volumen inyectado en el entorno inmediato del punto de tratamiento. El material inyectado rellena la cavidad de suelo previamente perforado y, en aquellas zonas donde sea necesario una densificación y mejora adicional de sus propiedades resistentes y de deformación, desplaza y compacta el terreno que rodea al punto de inyección. Tras el fraguado, el mortero se endurece formando una columna de elevada rigidez y resistencia, cuyo comportamiento mecánico equivale al de una inclusión rígida capaz de reforzar el terreno natural.

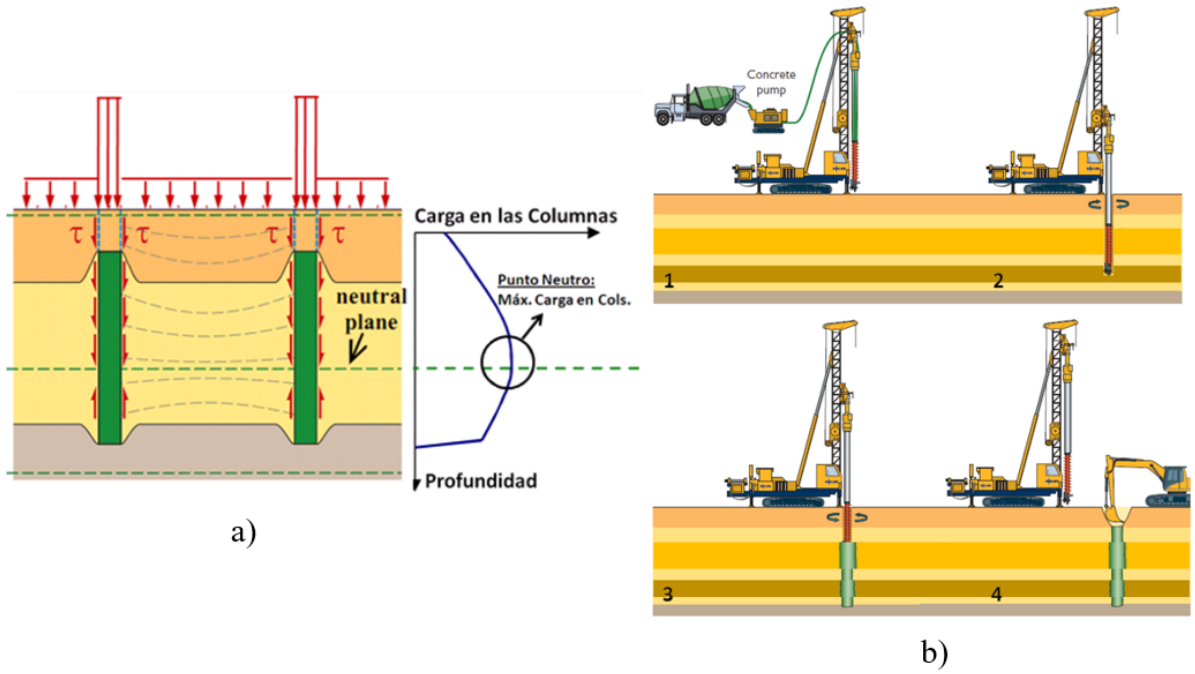


Figura 3. a) Comportamiento mecánico del terreno mejorado con inclusiones rígidas.
b) Proceso constructivo de las Inclusiones Rígidas de Compactación.

El mecanismo resistente del sistema se basa en transferir la mayor parte de las cargas estructurales hacia niveles profundos mediante la movilización combinada de rozamiento lateral y resistencia por punta de las inclusiones, apoyadas en estratos de mayor competencia geotécnica. El sistema contempla la colocación de una plataforma de transferencia de cargas (Load Transfer Platform, LTP) entre la cabeza de las inclusiones rígidas y la cimentación, de modo que no exista una conexión estructural, y se logre una significativa concentración de las cargas en las inclusiones, mediante el denominado efecto arco. De esta manera, en las cabezas de las inclusiones se concentra la mayor parte de las cargas, quedando el suelo natural con un nivel de carga reducido, aunque capaz de producir rozamiento negativo en la parte superior de la inclusión. Así, el comportamiento del sistema responde a un equilibrio tensional en profundidad entre el rozamiento negativo desarrollado en cabeza y la combinación de rozamiento positivo y resistencia por punta movilizados en los tramos inferiores, configurando el esquema resistente mostrado en la Figura 3a.

La particularidad de esta técnica permite también que, mediante el ajuste, previamente calibrado, de los distintos parámetros de ejecución (volumen de mortero, presión de inyección, velocidad de ascenso de la herramienta) se logre aumentar los diámetros efectivos del tratamiento en aquellos niveles más deformables o susceptibles a la licuación donde sea necesario intensificar el efecto de compactación. De esta manera se consigue un incremento de las propiedades resistentes del material, que se traduce en un aumento del CRR (Cyclic Resistance Ratio) y, por tanto, una mejora del factor de seguridad frente a licuación (FS_{liq}).

Los equipos de ejecución más habituales para esta técnica poseen un elevado par de rotación y un alto empuje vertical, y se equipan con una cabeza de corte helicoidal hueca que desplaza lateralmente y sin extracción el terreno conforme se profundiza. Además, todo el sistema de inyección y bombeo está diseñado de manera que soporte las elevadas presiones necesarias para que el mortero de baja movilidad sea capaz de desplazar y densificar el terreno. La Figura 3b resume el proceso constructivo de las Inclusiones Rígidas de Compactación.

El espaciamiento (s) entre puntos de tratamiento debe siempre verificarse y contrastarse mediante campos de prueba previos que permitan validar la malla óptima que mitigue la licuación.

3.2. DETERMINACIÓN DE LA MALLA DE TRATAMIENTO FRENTE A LICUACIÓN

El espaciamiento entre puntos de inyección debe definirse de forma que el tratamiento garantice una densificación suficiente del terreno natural para mitigar el potencial de licuación, lo que implica una reducción de la relación de vacíos (e) y un aumento de la densidad relativa (Dr) del suelo tratado. Esto se consigue al incorporar un volumen controlado de mortero de baja movilidad capaz de desplazar lateralmente y compactar los materiales. Para unas condiciones de presión y volumen de inyección fijas, se evalúan distintas aperturas de malla con el objetivo de determinar la malla óptima que cumpla con el factor de seguridad frente a licuación (FS_{liq}) requerido.

Según el ábaco propuesto por Ishihara y Yoshimine (1992), mostrado en la Figura 4a, el factor de seguridad frente a la licuación puede estimarse en función de la densidad relativa (Dr) del suelo, para un determinado nivel de deformaciones inducidas por el sismo (g_{max}, $e_{v,max}$). Bajo este enfoque, el diseño del mallado de las IRC puede basarse en la obtención de una densidad relativa objetivo. En general, la Dr mínima a obtener debe corresponder a factores de seguridad mayores que la unidad, para eliminar el riesgo de licuación y limitar las deformaciones unitarias (g_{max}, $e_{v,max}$) de forma que no se manifiesten unos asientos excesivos en la superficie.

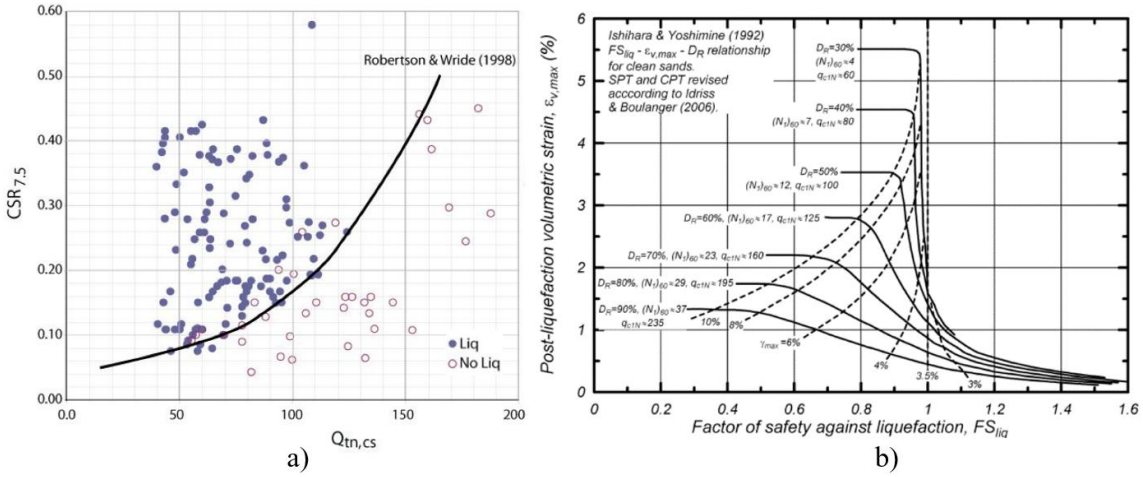


Figura 4. a) Relación entre el esfuerzo cortante máximo y el FS frente a licuación para diferentes densidades relativas Dr%. (Ishihara y Yoshimine 1992). b) Evaluación de la licuación basado en Qtn,cs para diferentes niveles de contenido de finos. (Robertson y Wride 1998).

El dimensionamiento del tratamiento de mejora mediante IRC inicia con la definición de la densidad relativa requerida para que no se presente licuación. Como resultado de este análisis, se define, a través de los ensayos CPTu previos, la resistencia por punta del cono (q_c) mínima, que garantice que los materiales a cada profundidad no licúen. A través de estos valores de resistencia q_c objetivo se determina la Dr requerida mediante la ecuación 1 (Baldi *et al*. 1986):

$$D_r = \left(\frac{1}{C_1}\right) \cdot ln\left(\frac{Q_{cn}}{C_0}\right) \quad (1)$$

Donde:Dr.: densidad relativa; σ_v': presión vertical efectiva; Q_{cn}: resistencia por punta del cono normalizada $(q_c/p_a) / (\sigma_v'/p_a)^{0,5}$; q_c: resistencia por punta del cono medida en campo; p_a: presión atmosférica de referencia; C_0 y C_2: constantes del suelo, de acuerdo con sus características "*in situ*".

Es importante que, para la evaluación del factor de seguridad frente a licuación, se tenga en cuenta la resistencia a la penetración corregida del ensayo CPTu, para considerar los efectos por profundidad, confinamiento y contenido de finos. Esta corrección abarca una serie de factores geomecánicos relacionados con las condiciones "in situ" (K_0, OCR, edad, cementación, microestructura, etc.).

En este sentido, la Figura 4b, muestra el gráfico propuesto por Robertson y Wride (1998) basado en el parámetro Qtn, cs (Resistencia por punta Normalizada), que se considera un indicador de resistencia a la licuación que incluye las correcciones antes mencionadas.

El valor de Qtn,cs se determina mediante la expresión 2 (Robertson y Wride, 1998):

$$(Q_{tn})_{cs} = K_c Q_{tn} \tag{2}$$

Donde: Qtn: la resistencia por punta normalizada sin corrección por finos; Kc: factor de corrección por finos y comportamiento del suelo, en función del índice Ic.Asimismo, todos los métodos de evaluación incorporan la corrección de las relaciones CRR y CSR (Cyclic Stress Ratio) para magnitudes sísmicas distintas de Mw = 7,5, dado que la mayor parte de las correlaciones empíricas se desarrollaron para dicha magnitud de referencia. Esta corrección se realiza mediante el denominado Factor de escala de magnitud (MSF), que ajusta la resistencia cíclica del terreno al escenario sísmico de proyecto.

Una vez corregida la resistencia qc y determinado el valor de densidad relativa D_r requerido, se puede realizar un pre-dimensionamiento del espaciamiento entre los ejes de las Inclusiones Rígidas de Compactación. Para ello puede considerarse que el aumento de la densidad relativa es función del volumen ocupado por las IRC (D_e) y, por consiguiente, de la reducción de la relación de vacíos inicial (e_0) del suelo natural. Esto queda plasmado a través de la Ecuación 3. En consecuencia, y con base en el balance volumétrico representado en la Figura 5, se determina la Ecuación 4 que permite estimar la relación de reemplazo de área (AIRC/A) en función de las relaciones de vacíos antes (e_0) y después de la mejora (e_1).

$$\Delta D_r = \frac{\Delta e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{e_0 - e_1}{e_{max} - e_{min}} \tag{3}$$

$$a_s = \frac{A_{IRC}}{A} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \tag{4}$$

Donde: ΔD_r: incremento de densidad relativa requerido para evitar licuación; e_0: relación de vacíos inicial (antes del tratamiento); e_1: relación de vacíos final (después del tratamiento); e_{max}: relación de vacío máxima del suelo; e_{min}: relación de vacío mínima del suelo; a_s: relación de reemplazo de área; A_{IRC}: área de la sección transversal de la IRC; A: área total tributaria.

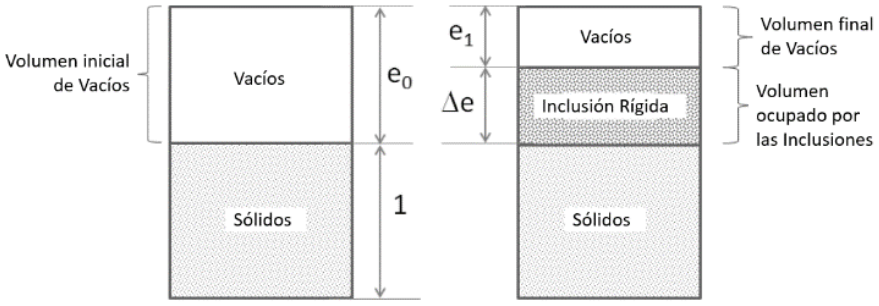


Figura 5. Conceptualización de la densificación mediante IRC.

Por lo tanto, a partir de los diámetros alcanzados por las inclusiones de compactación en cada estrato, pueden estimarse los volúmenes de reducción de vacíos (D_e), y extraer la Ecuación 5 para determinar el espaciamiento entre inclusiones, para una malla triangular, a partir de la cual se alcanza la relación de vacíos final (e_1) relacionada con la densidad relativa que se requiere.

$$s = 1.08 \cdot \sqrt{\frac{1 + e_0}{e_0 - e_1} \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot D^2}{4}} \tag{5}$$

Donde: s: espaciamiento entre IRC; D: diámetro de la IRC.
Es muy importante notar que un estudio teórico más profundo debería contemplar el procedimiento con que se desplaza y comprime lateralmente el terreno a partir del proceso de inyección de las IRC (El-Kelesh *et al*. 2001). En este sentido el marco teórico que suele emplearse se basa en la teoría de expansión de cavidades, bajo la consideración de las condiciones en que se produce la expansión de la cavidad (con o sin drenaje; en geometría esférica cilíndrica; características del modelo constitutivo del suelo; etc.).

Con lo descrito a lo largo de este apartado, se tienen los criterios generales para estimar el espaciamiento teórico y preliminar entre los puntos del tratamiento, para lograr los objetivos de la mejora. Sin embargo, debido a la enorme complejidad que supone el análisis teórico y representativo del proceso de ejecución de las IRC, la definición de los diseños debe siempre verificarse y contrastarse en sitio, mediante campos de prueba.

3.3. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN APLICADA

Para el caso práctico que se describe en este artículo, la solución adoptada consistió en una malla de Inclusiones Rígidas de Compactación distribuidas en anillos concéntricos bajo el tanque, como se muestra en la Figura 6.

Aplicando el procedimiento descrito en el apartado 3.2 se determina que, para una malla de inclusiones con un área de influencia por columna de 4,5 a 5,5 m^2, se logra un factor de seguridad frente a licuación $FS_{liq} \geq 1{,}10$.

Esta configuración de tratamiento garantiza mitigar el potencial de licuación en todos aquellos materiales con un Ic≤2,05, abarcando tanto los estratos de arenas limpias como de arenas limosas presentes en los niveles de la U-1 y U-3. La validez del tratamiento frente a licuación se verificó de manera empírica, mediante un campo de pruebas, que permitió seleccionar el espaciamiento (s) de malla óptima.

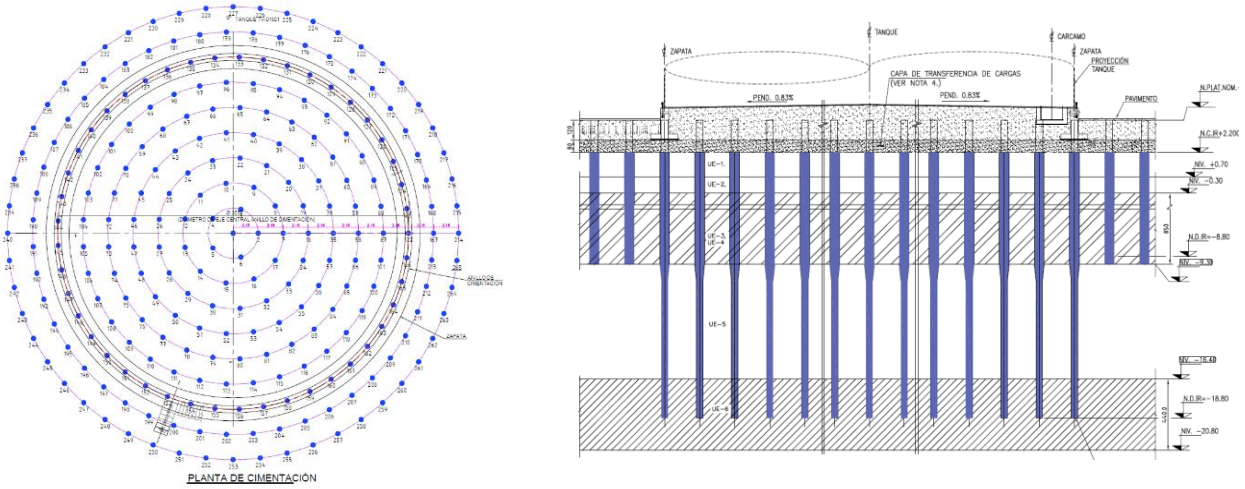


Figura 6. Perfil y planta de la configuración del tratamiento de mejora bajo los tanques.

La longitud de las inclusiones alcanzó una profundidad de 19,0 m de manera que atravesasen las capas blandas de la U-4 y se garantizase un correcto apoyo en las arenas de la U-5. El diámetro de la inclusión en los estratos no licuables fue de 40 cm (diámetro de la barrena) mientras que, en los niveles que requerían una densificación adicional el diámetro alcanzó hasta 60 cm. Igualmente, siguiendo las recomendaciones de diseño para tanques de combustible en zonas potencialmente licuables, el tratamiento incluyó dos alineaciones de inclusiones exteriores al tanque adicionales, tratando únicamente los 13,5 m potencialmente licuables (JGS, 1998).

4. EVALUACIÓN DE LA SOLUCIÓN

4.1. ANÁLISIS FEM DEL TRATAMIENTO DE MEJORA

Para verificar la eficacia de la solución se realizó un modelo 3D de elementos finitos (FEM) donde se comprobó el comportamiento tenso-deformacional del terreno mejorado con inclusiones rígidas.

Para definir los distintos materiales que componen la estratigrafía del terreno se ha utilizado el modelo constitutivo Hardening Soil para las arenas y arcillas que van desde la superficie hasta la cota de apoyo de las inclusiones. Para los estratos que se localizan por debajo de las inclusiones se ha utilizado el modelo Hardening Soil Small Strain, de manera que se pueda tener en cuenta el efecto de las pequeñas deformaciones en la rigidez de los suelos a grandes profundidades. Las inclusiones se modelan como elementos tipo embedded beams y el anillo de cimentación como un material Linear Elastic.

En la Tabla 3 se resumen los parámetros geotécnicos de cálculo de los distintos materiales.

Tabla 3. Propiedades de los materiales para el modelo FEM.

UG	E_{50}^{ref}	E_{ur}^{ref}	G_o^{ref}	$g_{0.7}$	E	ν	ϕ'	Su	γ_m
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[GPa]	[-]	[°]	[kPa]	[kN/m^3]
U-1	34	102	-	-	-	-	37	0	19,5
U-2	12	48	-	-	-	-	26	0	18,0
U-3	31	93	-	-	-	-	35	0	19,0
U-4	3	18	-	-	-	-	26	32	17.6
U-5	40	120	-	-	-	-	40	0	20,0
U-6	45	135	393	1,0E-4	-	-	26	195	18,0
U-7	60	180	525	2,3E-4	-	-	42	0	20,0
U-8	25	75	219	1,0E-4	-	-	26	215	20,0
Inclusión	-	-	-	-	10	0,2	-	-	22,0
Anillo	-	-	-	-	30	0,2	-	-	24,0

Los asentamientos de la cimentación del tanque a largo plazo tienen un comportamiento homogéneo y acorde a lo esperable para una cimentación flexible, como puede observarse en la Figura 7a y Figura 7b de los resultados obtenidos mediante el modelo de elementos finitos.

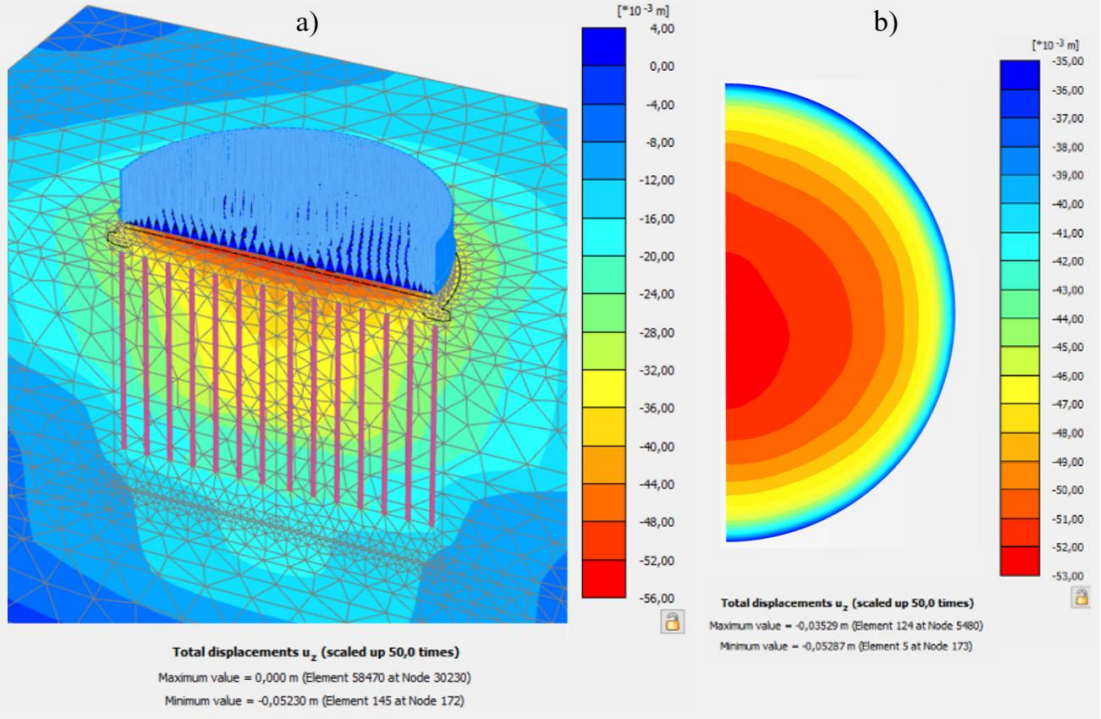


Figura 7. a) Asentamiento general de la fase hydrotest bajo el tanque. b) Distribución de asentamientos centro-borde de la fase hydrotest bajo el tanque. Modelo FEM 3D.

Para la etapa de prueba de carga hidráulica, se estiman unos asentamientos máximos en centro y borde del tanque del orden de 5,3 cm y 3,6 cm respectivamente. El asiento diferencial en el perímetro del anillo de cimentación se encuentra en el entorno de 0,1 mm en tramos de 10 m de circunferencia del anillo.

Todos los asientos quedan dentro de los valores aceptables fijados por el proyecto y la norma API-650 para deformaciones verticales y tilt de los tanques.

4.2. MITIGACIÓN DE LA LICUACIÓN

La validación del tratamiento frente a licuación se realizó mediante ensayos CPTu ejecutados antes y después de la mejora, localizados en los centroides de la malla triangular definida por las inclusiones y realizados al menos 72 horas después de la inyección. La comparación de los resultados de resistencia de punta (q_c), recogida en la Figura 8a, evidencia incrementos de resistencia del orden de 2 a 3 veces respecto al estado inicial.

El FS_{liq} y los asentamientos post-licuación del terreno mejorado se evaluaron mediante la teoría de Boulanger e Idriss (2014). En la Figura 8b se observa como el asiento post-licuación tras el tratamiento queda por debajo de 1,0 cm, y que este se localiza en la transición de la U-3 de material granular a la U-4 de material cohesivo no licuable.

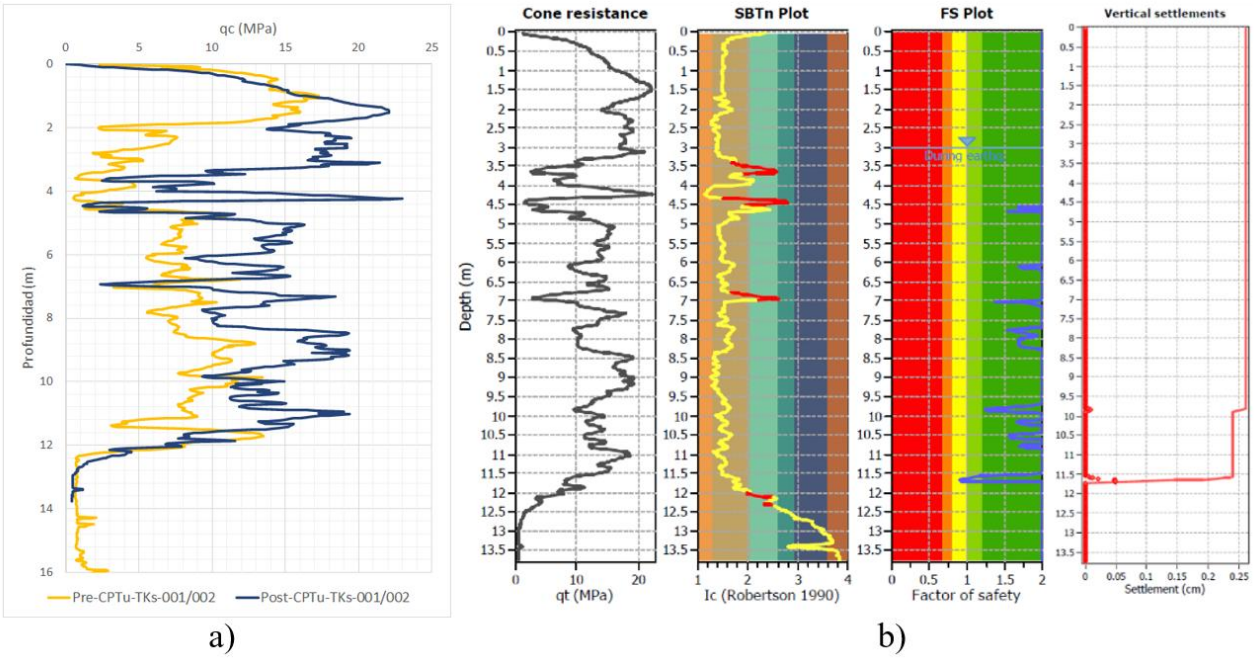


Figura 8. a) Comparativa de ensayos Pre y Post-CPT en los tanques.
b) Análisis de licuación del perfil de suelo tras el mejoramiento.

5. CONTROL DURANTE EL TRATAMIENTO

La efectividad del tratamiento de densificación por compactación lateral del terreno requiere controles sistemáticos y continuos de las propiedades reológicas del mortero inyectado. Cobra especial relevancia el ensayo de consistencia (cono de Abrams) ya que debe garantizarse una mezcla lo suficientemente densa como para desplazar el terreno natural y al mismo tiempo permitir su bombeabilidad.

Igualmente importante es el control de los parámetros de ejecución: presión de inyección y volumen de mortero inyectado en cada fase. Estos parámetros pueden registrarse de forma automática y en tiempo real mediante los sistemas de control del equipo, lo que permite su ajuste continuo conforme a los valores objetivo previamente definidos para garantizar el grado de densificación requerido.

6. CONCLUSIONES

Se presenta una descripción general del método de Inclusiones Rígidas de Compactación (IRC) y su aplicación en un caso práctico. Esta técnica combina el refuerzo estructural propio de las inclusiones rígidas con un efecto adicional de densificación lateral del terreno, permitiendo simultáneamente mitigar la licuación, reducir asentamientos y aumentar la capacidad portante. En el caso analizado, mediante un único punto de tratamiento se mejora tanto el comportamiento de capas granulares potencialmente licuables como de niveles finos compresibles de baja capacidad portante.

El procedimiento consiste en la inyección de un mortero de baja movilidad que desplaza y compacta lateralmente el terreno, incrementando sus propiedades resistentes. Una vez endurecido, el mortero forma una columna de elevada rigidez que actúa a su vez como inclusión rígida. El diseño del espaciamiento entre puntos de tratamiento se basa en una metodología analítica orientada al control de la licuación, cuya validez debe contrastarse mediante campos de prueba.

La solución adoptada se verificó mediante modelación numérica FEM, confirmándose que los asentamientos cumplen los límites exigidos por proyecto y por API 650. Asimismo, los ensayos CPTu posteriores evidenciaron incrementos de resistencia de punta (qc) de 2 a 3 veces respecto al terreno natural, reduciéndose los asientos post-licuación de 10,0 cm a valores inferiores a 1,0 cm.

REFERENCIAS

American Petroleum Institute. (2007). API 650, *Welded Steel Tanks for Oil Storage, 11th edition*, 7.3.6 Hydrostatic Testing Requirements.

ASIRI Standard. (2013). Recommendations for the Design, Construction and Control of Rigid Inclusions Ground Improvement, *Presse des Ponts, Paris*.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. and Pasqualini, E. (1986). Interpretations of CPT's and CPTU's, 2nd part: Drained penetration of sands. *4th International conference on field instrumentation and in-situ measurements, Singapore, pp. 143-156.*

CEN EN 1998-5 (2018): *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*.

Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas (2015). *Manual de Obras Civiles Capítulo C.1.3: Diseño por Sismo*, México.

El-Kelesh, Adel & Mossaad, Mostafa & Basha, Ismail. (2001). Model of Compaction Grouting. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - J GEOTECH GEOENVIRON ENG. 127. 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:11(955).*

Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, CA, USA, 1, pp. 321–376*.

Ishihara, K. Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils Found., Jpn. Geotech. Soc., 32 (1) (1992), pp. 173-188*.

Japanese Geotechnical Society (JGS). A.A. Balkema (1998). *Remedial measures against soil liquefaction. From investigation and design to implementation*.

Robertson, P.K. and Wride, C. (1998) Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test. *Canadian Geotechnical Journal, 35, 442-459*.

Robertson, P.K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal, 27(1): 151-158*.

Robertson, P.K. (2009). CPT interpretation – a unified approach, *Canadian Geotechnical Journal, 46: 1-19*

Yoshimine, M., H. Nishizaki, K. (2006). Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope. *Soil Dyn. and Earthquake Engrg., 26 (2-4), 253-264*.

INGENIERÍA GEOTÉCNICA E INTELIGENCIA ARTIFICIAL: POTENCIALES Y APLICACIONES CON UN ENFOQUE EN LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES ESPECIALIZADAS

Wolfgang Jimmy WEHR[(1)*] y Enmanuel CARVAJAL[(2)]

[(1)] Universidad de Ciencias Aplicadas de Erfurt
*wolfgang.wehr@fh-erfurt.de

[(2)] Keller Cimentationes S.L.

RESUMEN

Se presenta una síntesis del estado del arte respecto del uso de Inteligencia artificial en ingeniería geotécnica. La inteligencia artificial ofrece un potencial significativo, especialmente en la ingeniería especializada de cimentaciones, para complementar los métodos geotécnicos tradicionales. Las aplicaciones en la determinación de parámetros de materiales, la evaluación de riesgos geotécnicos, el diseño de excavaciones, el dimensionamiento de pilotes y la mejora del terreno demuestran que los modelos de IA pueden aumentar tanto la precisión predictiva como la eficiencia. Sin embargo, su uso responsable requiere datos de alta calidad, modelos transparentes y una estrecha integración con la experiencia geotécnica.

ABSTRACT

A synthesis of the state of the art regarding the use of artificial intelligence in geotechnical engineering is presented. Artificial intelligence offers significant potential, particularly in specialized foundation engineering, to complement traditional geotechnical methods. Applications in determining material parameters, assessing geotechnical risks, designing excavations and piles and ground improvement demonstrate that AI models can increase both predictive accuracy and efficiency. However, their responsible use requires high-quality data, transparent models, and close integration with geotechnical expertise.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Inteligencia artificial (Artificial intelligence), Mejora del terreno (Ground improvement).*

1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería geotécnica estudia el comportamiento mecánico, hidráulico y temporal del suelo y la roca como cimentaciones y materiales de construcción. En particular, en la ingeniería de cimentaciones especializadas —por ejemplo, en excavaciones, pilotajes y medidas de mejora del terreno—, los sistemas geotécnicos se caracterizan por no linealidades pronunciadas, variabilidad espacial e incertidumbres considerables (Phoon y Kulhawy , 1999). Los modelos analíticos y empíricos clásicos suelen alcanzar sus límites en estas situaciones.

Paralelamente, el desarrollo de la inteligencia artificial (IA) ha dado lugar a nuevos métodos basados en datos que permiten capturar directamente relaciones complejas a partir de datos de medición y de proyecto (Bishop, 2006; Goodfellow *et al.,* 2016). En los últimos años, los métodos de IA se han utilizado cada vez más para apoyar las tareas de planificación, diseño y supervisión en la ingeniería especializada de cimentaciones, por ejemplo, para estimar la capacidad portante de cimentaciones superficiales y profundas, el hundimiento del terreno y la construcción de túneles (Baghbani *et al.,* 2022).

2. FUNDAMENTOS DE LA INTELIGENCIA ARTIFICIAL EN GEOTECNIA

En la práctica geotécnica, predominan los métodos de aprendizaje supervisado, que utilizan variables de entrada y salida conocidas para la calibración del modelo. Los parámetros de entrada típicos incluyen resultados de ensayos de campo (SPT, CPT, DMT), ensayos de laboratorio, datos de geometría y estado estructural, y mediciones de monitoreo, que suelen presentarse mediante bases de datos digitales de fácil utilización en los modelos de IA; mientras que las variables objetivo incluyen, por ejemplo, capacidades portantes, asentamientos o márgenes de seguridad (Shahin *et al.,* 2001).

Las redes neuronales artificiales (RNA), las máquinas de vectores de soporte (SVM) y los métodos de conjunto, como los bosques aleatorios, están particularmente extendidos (Shao *et al.,* 2023). Los modelos de aprendizaje profundo cobran importancia cuando se dispone de grandes conjuntos de datos procedentes de sistemas de monitorización o de adquisición automatizada de datos de obras de construcción, por ejemplo, en la evaluación de protocolos de hincado de pilotes o datos de medición procedentes de la monitorización de excavaciones (Jong *et al.,* 2021). Cada vez se desarrollan más enfoques híbridos que combinan estructuras de modelos con base física y algoritmos de aprendizaje basado en datos (Zhang *et al.,* 2023).

3. APLICACIONES DE LA INTELIGENCIA ARTIFICIAL EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA Y LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES ESPECIALIZADAS

3.1. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE MATERIALES PARA LEYES DE MATERIALES

La determinación fiable de los parámetros del suelo es un reto clave en la ingeniería especializada de cimentaciones, ya que influye significativamente en el diseño y control de soluciones mediante pilotes y tratamientos de mejora del terreno. Los modelos de IA se utilizan para derivar ángulos de fricción, cohesión, módulo de rigidez o parámetros de compresibilidad a partir de mediciones indirectas, como datos de CPT o SPT (Shahin *et al.,* 2001; Baghbani *et al.,* 2022).

No solo se pueden modelar parámetros, sino también leyes de comportamiento de materiales completas mediante el aprendizaje automático (Liu *et al.* 2024; Zhang *et al.* 2023).

En la ingeniería de cimentaciones con pilotes, estos modelos permiten estimar con alta resolución los parámetros del suelo específicos del sitio a lo largo de la longitud del pilote, lo que permite un diseño más diferenciado de la fricción del fuste y el apoyo en los extremos (punta y cabeza). Los estudios demuestran que los modelos de redes neuronales artificiales (RNA) y de bosques aleatorios (random forest) superan las correlaciones empíricas clásicas, especialmente en secuencias estratigráficas heterogéneas (Shahin *et al.,* 2001).

3.2. RIESGOS GEOTÉCNICOS Y PELIGROS NATURALES

Los modelos de aprendizaje automático también se utilizan para evaluar riesgos geotécnicos, como la inestabilidad de taludes y la capacidad portante. En lugar de factores de seguridad deterministas, se pueden determinar probabilidades de estados críticos, lo que permite la toma de decisiones basada en el riesgo (Zhang *et al.,* 2025).

3.3. POZOS DE EXCAVACIÓN Y PREDICCIONES DE DEFORMACIÓN

Predecir deformaciones en excavaciones profundas es una tarea crucial para la seguridad. En este campo pueden utilizarse modelos de IA para predecir deformaciones de muros y suelos basándose en datos del estado de la construcción, parámetros del suelo y mediciones de inclinómetros o taquimetría (Jong *et al.,* 2021). La combinación con el método de elementos finitos resulta especialmente prometedora (Zhang *et al.,* 2021).

Especialmente en excavaciones complejas en áreas del centro de la ciudad, los modelos basados en datos muestran potencial para detectar desarrollos de deformación críticos de manera temprana y respaldar medidas de seguridad adaptativas. Estas posibilidades de la IA facilitan el uso del método observacional.

3.4. CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTES Y CIMENTACIONES DE PILOTES

Una aplicación consolidada de la IA en la ingeniería especializada de cimentaciones es la predicción de la capacidad portante axial y lateral de pilotes. Basándose en datos de CPT, dimensiones de pilotes, métodos de instalación (perforación, hincado, desplazamiento) y propiedades del suelo, los modelos de ML (Machine Learning) pueden predecir tanto la capacidad portante última como las relaciones carga-asentamiento (Jong *et al.,* 2021; Baghbani *et al.,* 2022).

Además, se utilizan modelos de IA para evaluar ensayos dinámicos de pilotes (p. ej., mediciones PDA) y estimar las capacidades portantes con mayor rapidez y robustez que con métodos de retrocálculo puramente analíticos (Gomez *et al.,* 2023). Esto permite una supervisión más eficiente de la construcción y la optimización de la ejecución de los pilotes.

Un enfoque prometedor es la combinación de modelos de IA con gemelos digitales en la ingeniería especializada de cimentaciones. Los modelos de planificación se actualizan continuamente con datos de medición de la fase de construcción. Se utilizan algoritmos de IA para calibrar los parámetros del modelo y predecir el progreso de la construcción (Zöhrer *et al.,* 2023; Fischer, 2025; Sheil *et al.,* 2026). Un ejemplo de gemelo digital combinado con aprendizaje automático se encuentra en Fischer (2025), quien simuló una plataforma de perforación de la empresa Bauer en su tesis doctoral.

3.5. MEJORA DEL SUELO

Los tratamientos de mejora del suelo son un instrumento clave en la ingeniería especializada de cimentaciones para abordar la capacidad portante insuficiente, la alta susceptibilidad a los asentamientos o las propiedades de deformación desfavorables del subsuelo. Los métodos típicos incluyen la vibrocompactación y la vibro-sustitución por reemplazo (Vibro-Columnas de grava), la mezcla de suelo-cemento (Soil Mixing) y los procedimientos de inyección de lechada . La planificación y el diseño de estas medidas están sujetos a considerables incertidumbres debido a las complejas interacciones entre el suelo, la tecnología de colocación y los parámetros del proceso (Phoon y Kulhawy , 1999).

Los enfoques tradicionales de diseño para la mejora del suelo suelen basarse en datos empíricos, modelos analíticos simplificados o factores generales de mejora. Estos enfoques suelen ser muy específicos para cada proyecto y solo consideran parcialmente la variabilidad espacial del suelo y la influencia de las condiciones del proceso de construcción. En particular, con secuencias estratigráficas complejas o con la combinación de varios métodos de mejora, esto puede dar lugar a diseños conservadores o, en el peor de los casos, inseguros (Baghbani *et al.*, 2022).

Los modelos de inteligencia artificial ofrecen la posibilidad de mapear las relaciones entre la condición inicial del suelo, los parámetros de implementación y la mejora resultante del suelo, basándose en el procesamiento de los datos. Las variables de entrada habitualmente incluyen parámetros geotécnicos (p. ej., resistencia a la penetración del cono, distribución granulométrica, contenido de agua), parámetros geométricos (diámetro de los elementos de mejora tipo columnas, malla o espaciamiento entre columnas, superposición de efectos, etc.) y datos del proceso constructivo, como el consumo de energía, el tiempo de mezclado o la presión de inyección. Las variables objetivo suelen ser aumentos en la rigidez, la capacidad portante o el asentamiento (Baghbani *et al.,* 2022).

Las redes neuronales artificiales (RNA), en particular, han demostrado ser adecuadas, ya que pueden modelar de forma fiable las interacciones no lineales y las interdependencias de parámetros (Shao *et al.,* 2023). Dichos modelos permiten utilizar sistemáticamente la experiencia específica del proyecto y generalizarla en múltiples obras.

3.5.1. APLICACIÓN A MÉTODOS DE VIBRACIÓN PROFUNDA

Para columnas de vibrocompactación, los modelos de aprendizaje automático pueden cuantificar la influencia de la malla o distancia entre columnas, las propiedades del material aportado y la energía de compactación en la capacidad portante global y el incremento de la rigidez. Esto permite un diseño más diferenciado en comparación con los modelos clásicos de suelo equivalente o compuestos y reduce el sobredimensionamiento.

Los modelos de inteligencia artificial ofrecen la posibilidad de mapear las complejas interacciones entre el subsuelo, la geometría de la columna y los parámetros de construcción mediante datos. Las variables de entrada utilizadas incluyen, entre otras:

- Resultados de los sondeos de presión y pruebas SPT antes de la medición,
- Distribución granulométrica, densidad in situ y contenido de finos,
- Espaciamiento entre columnas, diámetro de columnas y profundidad de tratamiento, y
- Parámetros del proceso como potencia de vibración , velocidad de penetración y transmisión de energía.

Los parámetros objetivo suelen ser el aumento de la rigidez, la reducción de los asentamientos o el aumento de la capacidad de carga última.

Las redes neuronales artificiales se han utilizado con éxito para predecir las vibraciones durante la vibrocompactación (Das *et al.* 2021).

En experimentos con modelos, los parámetros del vibrador profundo se variaron sistemáticamente (Wehr *et al.,* 2025a) y se evaluaron mediante RNA (Wehr *et al.,* 2026). Cerca del vibrador, la frecuencia es crucial mientras que a mayores distancias el desequilibrio de momento, el tiempo de permanencia por paso de profundidad y la amplitud son más importantes. Dado que, en la práctica, el control de calidad mediante sondeos de presión siempre se realiza en el punto más débil de la rejilla de columnas, a mayor distancia del punto de vibración, un desequilibrio de momento elevado y un tiempo de permanencia prolongado son cruciales para una buena compactación.

En la ejecución de columnas de vibrosustitución (Columnas de Grava), se registran rutinariamente numerosos parámetros para el control de calidad (Lin *et al.* 2020; Zöhrer *et al.* 2023; Tang *et al.* 2026). Por lo tanto, este método es adecuado para crear un gemelo digital en combinación con métodos de aprendizaje automático (Terbuch *et al.* 2022). En particular, estos avances representan un enfoque novedoso para el control de calidad de los procesos de vibrocompactación de la empresa Keller mediante aprendizaje automático híbrido. El aprendizaje automático híbrido describe la combinación de métodos analíticos clásicos con métodos de aprendizaje automático. La monitorización del proceso se realiza mediante un transportador de compactación vibratorio instrumentado de Keller. Al calcular indicadores de rendimiento, se identifican los elementos con características de calidad desviadas. Se aplica un algoritmo de aprendizaje automático no supervisado a las series temporales registradas, ya que no se puede determinar un valor de referencia para cada elemento. Al combinar dos métodos independientes (aprendizaje automático y clasificación mediante indicadores de rendimiento), se minimiza el riesgo de no detectar un elemento defectuoso. La clasificación basada en el aprendizaje automático proporciona una comprensión más profunda del proceso e identifica anomalías que no se incluyeron en la definición de indicadores clave de rendimiento (Terbuch *et al.* 2022).

La aplicación del aprendizaje automático (ML) para columnas de vibrosustitución (Columnas de grava) se puede dividir en los siguientes grupos: carga de columnas individuales, carga de grupos de columnas por cimentaciones rígidas, carga de grupos de columnas por estructuras flexibles (como presas de materiales sueltos).

La carga de columnas individuales únicamente mediante pruebas de carga de placa sirve como control de calidad para el tramo más superficial de la columna (hasta profundidades de aproximadamente 1,50 m), pero tiene poca relevancia para la estructura en su conjunto, ya que la cimentación tiene dimensiones mucho mayores y también se transmite una parte de la carga al suelo entre las columnas. Castillo *et al.* (2023) presentan un ejemplo de modelado de 51 pruebas de carga de placa con RNA. Con un coeficiente de determinación de 0,92 para el entrenamiento y 0,83 para las pruebas, es evidente que la predicción disminuye durante las pruebas, aunque el modelo aún realizó predicciones suficientemente precisas.

Das *et al.* (2017) publicaron experimentos con modelos sobre la capacidad portante de grupos de columnas en el laboratorio y los recalcularon mediante redes neuronales artificiales (RNA). Se centraron en seis parámetros diferentes: el ángulo de fricción del material de la columna, el diámetro de la columna, la longitud de la columna, la separación entre columnas, el número de columnas, la cohesión no drenada del suelo y la capacidad portante como parámetro de salida. Esto resultó en un total de 90 conjuntos de datos. El mejor coeficiente de determinación, R^2 , se obtuvo con una validación de entrenamiento del 90%/ prueba del 10% de 0,99781. Wehr *et al.* (2025b) informaron sobre la influencia de un porcentaje excesivamente alto de datos de entrenamiento. Además, Das *et al.* (2017) realizaron un experimento utilizando Plaxis-2D, que se analizó más a fondo utilizando cálculos mediante modelos de elementos finitos (FEM). Compararon los resultados con ANN y otros tres métodos establecidos para determinar la capacidad máxima de carga. Los resultados muestran que ANN tiene el mejor rendimiento de todos los métodos y se aproxima mucho a los resultados del mundo real,

al igual que los modelos FEM con el código Plaxis . Finalmente, cabe destacar que el ángulo de fricción de las columnas tiene la mayor influencia de todos los parámetros.

Fattahi *et al.* (2024) y Nivedhidha *et al.* (2024) utilizaron diferentes algoritmos de aprendizaje automático para describir experimentos de modelos con grupos de columnas revestidas con geomallas. Para analizar los datos recopilados, Fattahi utilizó dos algoritmos diferentes: el algoritmo de aprendizaje automático abeja colonia Algoritmo (algoritmo ABC) y la armonía buscar Algoritmo (algoritmo HS). El coeficiente de determinación obtenido con el algoritmo ABC fue de 0,9725 en las pruebas, mientras que el algoritmo HS arrojó un valor aún mayor de 0,9813. Nivedhitha seleccionó cinco parámetros de referencia: cohesión, relación de área, ángulo de fricción, módulo de elasticidad, relación longitud-diámetro y un parámetro de salida: la carga máxima. Esto resultó en un total de 64 conjuntos de datos, que evaluó y predijo utilizando cuatro algoritmos de aprendizaje automático diferentes: el modelo de regresión de refuerzo de gradiente (GBR), el modelo de refuerzo de gradiente extremo (XGBoost) y el modelo categórico. Se evaluaron el modelo de refuerzo (Cat Boost) y el modelo de bosque aleatorio. Los modelos se evaluaron mediante la medida de bondad de ajuste R^2 . El modelo GBR obtuvo el mejor rendimiento, mientras que el modelo de refuerzo XG obtuvo el peor. Con un coeficiente de determinación de 0,91, puede considerars que el resultado se encuentra en el rango muy bueno.

Kurdy *et al.* (2020) utilizó 64 ensayos de la literatura y calculó la capacidad portante última mediante ANN. Gnananandarao *et al.* (2023) replicó la capacidad portante de un total de 219 ensayos de campo y modelos mediante ANN.

Las cargas grupales de presas fueron modeladas utilizando ANN por Gaber *et al.* (2024) y Chik *et al.* (2012). Gaber utilizó el programa FEM Plaxis para generar 200 conjuntos de datos con valores de entrada y salida. Los valores de entrada fueron el diámetro y el espaciamiento de las columnas, el ángulo de fricción del material de la columna y la altura de la presa. Los valores de salida fueron la capacidad portante última de una sola columna y el factor de seguridad global para falla de talud. Gaber llegó a un coeficiente de determinación de 0,99 para el factor de seguridad y 0,99 para la capacidad portante, combinado con entrenamiento y validación. Finalmente, estimó qué variable de entrada tuvo la mayor influencia. Sus resultados mostraron que el diámetro de la columna tuvo la mayor influencia en la capacidad portante y el espaciamiento de las columnas en el factor de seguridad.

Chik *et al.* (2012) seleccionaron la longitud de la columna como parámetro de entrada, además de Gaber *et al.* (2024), y el asentamiento de la columna como parámetro de salida, que generalmente es más relevante en la práctica que la capacidad portante última. Los resultados muestran que el parámetro de entrada más importante es el ángulo de fricción de la columna, y que los asentamientos predichos por la RNA (Red Neuronal Automatizada) reflejan con mayor precisión los valores medidos que los asentamientos calculados mediante un método analítico. Un modelo no lineal predijo los asentamientos mejor que un modelo lineal, y un modelo de validación cruzada (TFCV) fue incluso más preciso que un modelo sin validación cruzada (NCV). El ángulo de fricción tuvo la mayor influencia en el asentamiento.

3.5.2. MÉTODOS DE MEZCLA PROFUNDA DE SUELOS Y JET GROUTING

En el contexto de los procesos de mezcla profunda de suelos (DSM), los modelos de IA permiten predecir la resistencia y rigidez alcanzables de la columna en función de la cantidad de aglutinante (fundamentalmente cemento), la energía de mezcla y las propiedades del suelo. Con base en datos históricos del proyecto, se pueden identificar los contenidos óptimos de aglutinante, lo que genera ventajas técnicas y económicas (Zhao *et al.,* 2025).

En un proyecto de investigación se evaluaron 15 sitios de construcción de la empresa Keller en cuanto al contenido de aglutinante y la resistencia a la compresión uniaxial y se creó una predicción para la licuefacción de los suelos utilizando varios algoritmos de Machine Learning ML (Cheng *et al.* 2025).

En síntesis, las áreas de aplicación de la IA en el jet grouting son:

1. Monitoreo de procesos en tiempo real:

Los sistemas modernos de inyección proporcionan continuamente datos como la presión de inyección, el caudal, la velocidad de rotación y estirado, y la profundidad. Los algoritmos de IA pueden analizar estos datos para detectar desviaciones del perfil objetivo en una etapa temprana, por ejemplo, una mezcla incompleta o una concentración insuficiente de ligante.

2. Predicción de la resistencia y rigidez de las columnas:

Los modelos de IA pueden predecir la resistencia y rigidez alcanzables de cada columna basándose en parámetros de inyección de lechada, datos del suelo y resultados históricos del proyecto. Esto permite un dimensionamiento óptimo de los diámetros de las columnas, el contenido de aglomerante y el espaciamiento.

3. Optimización de la malla o espaciamiento entre columnas:

Los estudios paramétricos con modelos ML entrenados permiten la variación virtual de los diámetros de las columnas, los espaciamientos de las columnas y las superposiciones para crear una columna de suelo homogénea con un consumo mínimo de aglutinante.

4. Predicción de asentamientos y deformaciones estructurales:

Los modelos que combinan IA con métodos numéricos (p. ej., MEF) pueden predecir asentamientos en áreas más extensas. Esto es especialmente relevante para estructuras con cimentaciones sensibles.

En las siguientes publicaciones, se predijo el diámetro de las columnas de Jet grouting utilizando varios algoritmos ML.

Ochmański *et al.* (2015) persiguieron el enfoque de determinación de rango utilizando redes neuronales artificiales ya en 2015. Se desarrolló una red neuronal artificial basada en cuatro parámetros de entrada clave: el tipo de proceso de inyección de acuerdo con las características del Jet p chorro aplicado (Single, Double, Triple), energía específica, tipo de suelo y frecuencia de golpes SPT. La energía específica transmitida el la ejecución del Jet grouting se deriva del número y diámetro de las boquillas (o toberas), la densidad de la lechada, la velocidad de salida del chorro y la velocidad de extracción. La red neuronal artificial se entrenó con más de 130 observaciones de campo, divididas en 50 casos para sistema de fluido único (S), 43 para sistema de doble fluido (D) y 38 para sistema de triple fluido (T). En su propio recálculo, la red neuronal artificial de Ochmański *et al.* (2015) arrojó un coeficiente de determinación R^2 de 0,86. Los parámetros más influyentes fueron la energía específica y el tipo de proceso. La frecuencia de golpeo SPT fue insignificante.

Njock *et al.* (2021) utilizaron 209 conjuntos de datos de la literatura y los mismos parámetros de entrada y salida que Ochmanski *et al.* (2015). Las RNA se equiparon con un algoritmo diferencial. Algoritmo de evolución optimizado. La Evolución Diferencial (ED) es un potente algoritmo de optimización estocástico (basado en el azar) perteneciente a la clase de algoritmos evolutivos. Se utiliza principalmente para la optimización global de funciones continuas, no lineales y no diferenciables. De esta manera, se logró un coeficiente de determinación de 0,94.

Wang *et al.* (2021) utilizaron 63 conjuntos de datos con los mismos parámetros de entrada y salida que Ochmanski *et al.* (2015), pero con el algoritmo de Regresión de Vectores de Soporte (SVR) y la función de base radial del kernel. Se obtuvo un coeficiente de determinación de 0,94 y se desarrollaron diagramas de diseño.

Díaz *et al.* (2021) utilizaron nuevamente los conjuntos de datos de Ochmanski *et al.* (2015) y añadieron otros conjuntos de datos, que lamentablemente no estaban completamente especificados. Se reportaron un total de 89 sistema S, 69 sistema D y 91 sistema T. Con una distribución 80/20 entre entrenamiento y prueba, se logró un coeficiente de determinación R^2 de 0,91, y también se presentaron diagramas de diseño.

Tamang *et al.* (2024) utilizaron diferentes algoritmos para la determinación del diámetro - K- más cercano vecinos (KNN), Artificial Redes neuronales (RNA), máquinas de vectores de soporte (SVM) y redes de memoria a largo plazo (LSTM). Con base en los datos de Wang *et al.* (2021), se utilizaron 239 conjuntos de datos, que también se listaron individualmente.

Tamang *et al.* (2025) comparan un modelo Transformador-Codificador (TEM) con ANN, Bosque Aleatorio y XGboost. TEM es un tipo específico de arquitectura de Transformador que se centra en la comprensión y representación profundas de secuencias de entrada (principalmente texto). El codificador procesa toda la entrada simultáneamente (bidireccionalmente) para crear representaciones contextuales. El TEM obtuvo el mejor rendimiento, determinando el 90% de las columnas con un error inferior a 0,2 m respecto al diámetro de columna. Según los autores, esto corresponde a un coeficiente de determinación R^2 de tan solo 0,77.

Los conjuntos de datos utilizados por Ochmanski *et al.* (2015) datan de hasta 2013, mientras que Tamang *et al.* (2024) incluyen conjuntos de datos hasta 2022. En la última década, se han producido avances tecnológicos significativos en la minimización de la pérdida de energía dentro del conjunto del haz y en la minimización del ángulo de propagación del haz, lo que significa que los experimentos que utilizan la nueva técnica no son

realmente comparables con los realizados antes de 2013. Se propone introducir dos nuevos métodos, D* y T*, y recalcular todo el proceso mediante ANN. Esto mejoró el coeficiente de determinación R^2 a 0,86 utilizando el mismo conjunto de datos de Tamang *et al.* (2025).

Wehr (2026) propone añadir el ángulo de propagación del chorro a los parámetros de entrada. Los cálculos de la ANN se realizaron utilizando 130 conjuntos de datos de arenas provenientes de experimentos de modelo y de campo. Se utilizó una matriz de correlación para evaluar inicialmente la influencia de los parámetros de entrada en el parámetro de salida "diámetro de la columna". El parámetro más importante fue la presión de la boquilla o tobera, seguido del diámetro de la boquilla, el coeficiente de uniformidad de las arenas y el ángulo de propagación del chorro. La densidad relativa de las arenas no influyó, al igual que la frecuencia de golpeo del SPT en el estudio de Ochmanski . El coeficiente de determinación final fue de 0,94.

También se han investigado otros parámetros del proceso de jet grouting. La resistencia a la compresión uniaxial de las obras de construcción de Soilcrete de Keller fue investigada por Thienert *et al.* (2025) y Diaz *et al.* (2024), mientras que la densidad, las propiedades de contracción y la elongación fueron investigadas por Inquiad *et al.* (2025).

4. OPORTUNIDADES, LIMITACIONES Y DESAFÍOS METODOLÓGICOS

La IA ofrece un potencial significativo en la ingeniería geotécnica para aumentar la eficiencia, el control de calidad y la minimización de riesgos. Mediante el análisis de grandes volúmenes de datos de obra y de monitorización, se pueden verificar las hipótesis de planificación, optimizar los procesos de construcción y detectar desviaciones con antelación.

El rendimiento de los modelos de IA depende en gran medida de la base de datos. En la ingeniería de cimentaciones especializada, los conjuntos de datos suelen ser específicos del proyecto, no estandarizados y de calidad variable. Por lo tanto, la transferencia acrítica de modelos entrenados a otros proyectos puede generar resultados erróneos (Phoon y Kulhawy, 1999).

Para la toma de decisiones relevantes para la seguridad en la ingeniería especializada de cimentaciones, la trazabilidad de las decisiones del modelo es esencial. Por lo tanto, los modelos de caja negra presentan reservas. En este sentido los métodos de modelado explicables a partir de la inteligencia artificial explicable (XAI) están ganando importancia para representar de forma transparente la influencia de parámetros individuales, como las características del suelo o las condiciones de la construcción (Cheng *et al.,* 2025; Sheil *et al.,* 2026).

Los modelos híbridos orientados al futuro combinan la IA con métodos numéricos como el método de elementos finitos. Estos enfoques de IA basados en la física pueden aumentar la generalización y, al mismo tiempo, garantizar la plausibilidad de la ingeniería (Zhang *et al.,* 2021; Sheil *et al.,* 2026).

5. CONCLUSIONES

La aplicación de la inteligencia artificial (IA) en la ingeniería geotécnica ofrece un enorme potencial para aumentar la eficiencia, la automatización y la precisión en todas las fases del proyecto, desde la investigación del sitio y los cálculos de diseño hasta la construcción. Los institutos de investigación y universidades chinos se encuentran entre los pioneros en este campo.

En la investigación del sitio, la IA se utiliza cada vez más para la evaluación automatizada de ensayos de laboratorio. La clasificación de suelos basada en IA también se realiza ahora utilizando datos CPT, donde las clasificaciones se reconocen y asignan automáticamente.

La capacidad portante de los pilotes también se puede estimar mediante sistemas de IA mediante la evaluación de registros de perforación, datos de pilotes y el comportamiento de asentamiento mediante modelos.

En el diseño, los métodos de IA ofrecen ventajas en la evaluación de la estabilidad de taludes. La IA se utiliza para la predicción de desplazamientos horizontales en excavaciones: los sensores de monitorización, junto con los cálculos FEM, permiten predecir las deformaciones basándose en datos en tiempo real.

Los métodos de IA también se utilizan en la ingeniería especializada de cimentaciones. El diseño analítico de la vibrocompactación se mejora mediante modelos de IA entrenados con los resultados de ensayos de laboratorio y de campo. El diámetro de las columnas de Jet grouting (Soilcrete) también se estima utilizando modelos basados en datos de inyección y parámetros del suelo.

Los métodos basados en IA están llamados a transformar radicalmente la práctica geotécnica. La combinación de pruebas tradicionales de laboratorio y de campo con aprendizaje automático y modelos basados en datos permite análisis más rápidos, objetivos y, a menudo, más precisos, a la vez que reduce la dependencia de la interpretación subjetiva. A largo plazo, la integración de la IA en los procesos geotécnicos conducirá a un nuevo nivel de calidad en la planificación, la supervisión de la construcción y la gestión de riesgos.

La inteligencia artificial también debe integrarse cada vez más en la formación geotécnica en universidades y universidades de ciencias aplicadas. FH Erfurt es un ejemplo de cómo esto se ha logrado con éxito durante más de tres años, por ejemplo, mediante el uso de formatos de enseñanza basados en proyectos y tesis que comparan métodos analíticos con los resultados de redes neuronales.

REFERENCIAS

Bishop, C. M. (2006). Pattern Recognition and Machine Learning. *Journal of Electronic Imaging* 16(4):140-155, DOI: 10.1117/1.2819119

Castillo M., Huaman M. (2023). Propuesta de un modelo de red neuronal artificial para la prediccion de desplazamiento maximo en columnas de grava en en base a ensayos de carga estatica. Tesis. *Universidad Peruana de Ciencas Aplicadas*.

Cheng, K. (2025), Explainable Machine Learning Applications for Liquefaction analysis and Mitigation, PhD thesis, *UC Davis*

Chik Z., Aljanabi Q., Kasa A., Taha M. (2012). Tenfold cross validation artificial neural network modelling of the settlement behavior of a stone column under a highway embankment. *Arab Journal of Geoscience* (2014) 7:4877–4887, DOI 10.1007/s12517-013-1128-6

Das A., Chakrabortty P. (2021) Artificial neural network and regression models for prediction of free-field ground vibration parameters induced from vibroflotation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 148, 1-15.

Das M., Dey A. (2017) Prediction of Bearing Capacity of Stone Columns Placed in Soft Clay Using ANN *Model. Geotech Geol Eng* (2018) 36:1845–1861, https://doi.org/10.1007/s10706-017-0436-0

Diaz E., Tomas R. (2021) Upgrading the prediction of jet grouting column diameter using deep learning with an emphasis on high energies. *Acta Geotechnica*, 16:1627–1633, https://doi.org/10.1007/s11440-020-01091-8

Diaz E., Salamanca-Medina E., Tomas R. (2024) Assessment of compressive strength of jet grouting by machine learning. *Journal of Rock Mechanics and Mechanical Engineering*, 16, 102-111, https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2023.03.008

Fattahi H., Ghaedi H., Malekmahmoodi F., Armaghani D. (2024). Accurate estimation of bearing capacity of stone columns reinforced: An investigation of different optimization algorithms. *Structures* 64 – 106419, 1-13

Fischer A. (2025). Simulationsgestützte Digitale Zwillinge in der Baulogistik. Dissertation. *Technische Universität TUM* München

Gaber M., Alsharef J. (2024) Prediction of Stone Column Bearing Capacity Using Artificial Neural Network Model (ANNs). *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* Vol. 55 No. 3 September 2024 ISSN 0046-5828, 53-59

Gnananandarao T., Onyelowe K., Murthy K. (2023) Experience in using sensitivity analysis and ANN for predicting the reinforced stone columns' bearing capacity sited in soft clays. *Artificial Intelligence and Machine Learning in Smart City Planning*, Chapter 11, ISBN 978-0-323-99503-0, https://doi.org/10.1016/B978-0-323-99503-0.00011-9

Gomez A., Vides L. (2023) Revision conceptual de las aplicaciones de la inteligencia artificial en el compo de la ingenieria geotecnica y su aproximacion a casos de studio de la region caribe colombi. *Universidad de Cartagena*

Goodfellow, I., Bengio, Y., & Courville, A. (2016). Deep Learning. *MIT Press*.

Inquiad W., Khan M., Mehmood Z., Khan N., Bilal M., Sazid M., Alarifi S. (2025). Utilizing contemporary machine learning techniques for determining soilcrete properties. *Earth Science Informatics,* 18:176, https://doi.org/10.1007/s12145-024-01520-2

Jong S., Ong D., Oh E. (2021) State-of-the-art review of geotechnical-driven artificial intelligence techniques in underground soil-structure interaction, *Tunnelling and Underground Space Technology* 113, 103946

Kurdy Al-obaidy N., Al-Shueli N. (2020) Utilizing an Artificial Neural Network Model to Predict Bearing Capacity of Stone Columns. *International Journal on Emerging Technologies* 11(1): 124-129

Lin P, Chen D, Zhang Z, Shi C, Li Z, Xia Y, Chen T, Knowledge-driven quality control method of vibro stone columns, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2025.10.022.

Liu H., Su H., Dias-da-Costa D. (2024) State-of-the-art review on the use of AI-enhanced computational mechanics in geotechnical engineering. *Artificial Intelligence Review,* 57:196, 1-58. https://doi.org/10.1007/s10462-024-10836-w

Nivedhitha R., Bhasi A., Davis R. (2024). Machine Learning Approaches for the Prediction of Bearing Capacity of Ordinary Stone Columns. M. S. Dixit et al. (eds.), *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference (IGC 2024),* Volume 8, Lecture Notes in Civil Engineering 704, 155-165, https://doi.org/10.1007/978-981-96-7783-2_13

Njock A., G.-P., Shen S.-L., Zhou A., und Modoni G., (2021). Artificial Neural Network Optimized by Differential Evolution for Predicting Diameters of Jet Grouted Columns. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 13, Nr. 6 (Dezember): 1500–1512. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2021.05.009.

Ochmański, M., G. Modoni, und J. Bzówka., (2015). Prediction of the Diameter of Jet Grouting Columns with Artificial Neural Networks. *Soils and Foundations* 55, Nr. 2 (April): 425–436. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.02.016.

Phoon, K. K., & Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 612–624.

Shahin, M. A., Jaksa, M. B., & Maier, H. R. (2001). Artificial neural network applications in geotechnical engineering. *Australian Geomechanics*, 36(1), 49–62.

Shao, W., et al. (2023). The Application of Machine Learning Techniques in Geotechnical Engineering: A Review and Comparison. *Mathematics*, 11(18), 3976.

Sheil, B., Anagnostopoulos C., Buckley R., Ciantia M.O., Febrianto E., Fu J., Gao Z., Geng X., Gong B., Hanley G., He P., Kolomvatsos K., Lopes B., Ninic J., Previtali M., Rezania M., Ruiz-Lopez A., Sun J., Suryasentana S., Taborda D., Utili S., Whyte S., Zhang P. (2026). Artificial intelligence transformations in geotechnics: progress, challenges and future enablers. *Computers and Geotechnics*, 189, 107604.

Tamang R., Zhu Y., Coe J. (2024). Performance of Machine Learning Algorithms for Predicting Jet Grout Column Diameter. *Geo-Congress*, DOI: 10.1061/9780784485347.049

Tamang R., Zhu Y., Coe J. (2025). Transformer-based model for predicting jet grout column diameter. *Geodata and AI*, Volume 3, June 2025, 100021

Tang K., Yuan H., Lv J., Chen F. (2020), Developing an Intelligent Monitoring Technology for Airport Stone Column Machines, *Sensors*, 20, 3050; doi:10.3390/s20113050

Terbuch A., Zöhrer A., Winter V., O'Leary P., Khalili-Motlagh-Kasmaei N., Steiner G. (2022) Quality monitoring in vibro ground improvement – A hybrid machine learning approach, *Geomechanics and Tunnelling* 15 (2022), No. 5, 658-664, DOI: 10.1002/geot.202200028

Thienert C., Gutberlet L., Klaproth C., Otterbein R., Ludwig F., Könemann F., Heim A., Budach C., (2025). Methoden Künstlicher Intelligenz in der Geotechnik - Ausgewählte Beispiele, *Workshop „smartGeotech – Künstliche Intelligenz, Automatisierung, Robotik*, TU Hamburg-Harburg, 67-77

Wang, Z.-F., und Cheng, W.-C., (2021). Predicting Jet-Grout Column Diameter to Mitigate the Environmental Impact Using an Artificial Intelligence Algorithm. *Underground Space* 6, Nr. 3 (Juni): 267–80. https://doi.org/10.1016/j.undsp.2020.02.004

Wehr W., Hell M., Leong K.W. (2025a) Knowledge transfer from model test to optimize vibro compaction, *International symposium on land reclamation, ground improvement and coastal protection (ISLGC-25)*, Singapore, 36-39, 2025

Wehr, W., Soranzo E. (2025b). Influence of climate on the 10-year evaluation of the radon content in soil air with machine learning, *Third Workshop on the Future of Machine Learning in Geotechnics*, Florence, Italy

Wehr, W. (2026). Diameter of jet grouting columns – analytical solution and artificial intelligence, *ICSMGE* Vienna.

Wehr, W., Hell, M. (2026). Artificial neural networks to predict vibro compaction results, *ICITG26,* Budapest

Zhang, M., Wei, J. (2025). Analysis of slope stability based on four machine learning models. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 69(2), pp. 505–518.

Zhang, P., Yin Z.-Y., Sheil B. (2023). Interpretable data-driven constitutive modelling of soils with sparse data. *Computers and Geotechnics*, 160, 105511.

Zhang, R., Wu C., Goh A., Böhlke T., Zhang W. (2021) Estimation of diaphragm wall deflections for deep braced excavation in anisotropic clays using ensemble learning, *Geoscience Frontiers* 12, 365-373

Zhao Y., Teng C. (2025) Classification of soil layers in Deep Cement Mixing using optimized random forest integrated with AB-SMOTE for imbalance data. *Computers and Geotechnics*, 179, 106976

Zöhrer A., Winter V., Terbuch A., O'Leary P., Khalili-Motlagh-Kasmaei N. (2023) Application of Hybrid Machine Learning Based Quality Control in Daily Site Management, paper 095, *15th ISRM Congress*, Salzburg, Austria

TEMA 13

INGENIERÍA SÍSMICA Y DINÁMICA DE SUELOS

ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO Y DINÁMICO DE GRANDES DESLIZAMIENTOS COSÍSMICOS (JIBOA Y VERACRUZ) EN EL RÍO JIBOA, EL SALVADOR

Alonso Armando ALFARO NAVARRETE[(1)], Julio GARZÓN-ROCA[(1)*], Martín Jesús RODRÍGUEZ-PECES[(1)] y Meaza TSIGE[(1)]

[(1)] Departamento de Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología
Universidad Complutense de Madrid (UCM)
*julgarzo@ucm.es

RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo estudiar dos deslizamientos ubicados en la Zona de falla del El Salvador cercanos al lago Ilopango: el deslizamiento de Jiboa, ocurrido tras el terremoto del 13 de febrero de 2001, y el deslizamiento de Veracruz, de origen incierto. Para estudiar el deslizamiento de Jiboa se llevó a cabo una restitución de la geometría de la ladera a la situación anterior al deslizamiento, y en base a ello se desarrolló un modelo de elementos finitos para analizar el comportamiento dinámico de la ladera, empleando un registro sísmico real de una localización cercana a la zona del deslizamiento. Este modelo permitió calibrar los parámetros geotécnicos resistentes de los materiales geológicos de la zona, los cuales se verificaron por medio de modelos de equilibrio límite a través de la determinación del factor de seguridad por un análisis pseudoestático, y el desplazamiento de Newmark empleando el registro sísmico. Una vez definidos los valores de los parámetros geotécnicos, estos fueron empleados para estudiar el deslizamiento de Veracruz. Se restituyó la geometría de la ladera a la situación anterior al deslizamiento, y se emplearon modelos de equilibrio límite para determinar la aceleración crítica necesaria para provocar la inestabilidad de la ladera. Esta aceleración crítica se comparó con la aceleración máxima del terreno estimada mediante ecuaciones de predicción del movimiento del terreno para cuatro sismos históricos ocurridos en El Salvador durante el siglo XX. Los análisis permitieron identificar que la aceleración crítica que pudo desencadenar el deslizamiento de Veracruz fue de 0,096g, sugiriendo que el terremoto del 20 de diciembre de 1936 fue el evento que causó la inestabilidad, por lo que se trataría de un deslizamiento cosísmico.

ABSTRACT

This study aims to investigate two landslides located in the El Salvador Fault Zone near Lake Ilopango: the Jiboa landslide, which occurred after the February 13, 2001 earthquake, and the Veracruz landslide, of uncertain origin. To study the Jiboa landslide, the slope geometry was restored to its pre-landslide state. Based on this, a finite element model was developed to analyze the dynamic behavior of the slope, using an actual seismic record from a location near the landslide area. This model allowed for the calibration of the geotechnical strength parameters of the geological materials in the area. These parameters were verified using limit equilibrium models by determining the safety factor through a pseudostatic analysis and the Newmark displacement using the seismic record. Once the geotechnical parameter values were defined, they were used to study the Veracruz landslide. The slope geometry was restored to its pre-landslide state, and limit equilibrium models were used to determine the critical acceleration required to cause slope instability. This critical acceleration was compared to the maximum

ground acceleration estimated using ground motion prediction equations for four historical earthquakes that occurred in El Salvador during the 20th century. The analyses identified that the critical acceleration that may have triggered the Veracruz landslide was 0.096g, suggesting that the December 20, 1936 earthquake was the event responsible for the instability, thus being that a coseismic landslide.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Deslizamiento cosísmico (Co-seismic landslide), Grandes deslizamientos (Large landslides), El Salvador (El Salvador).*

1. INTRODUCCIÓN

El Salvador ha sufrido varios terremotos destructivos durante los últimos 100 años, algunos de ellos de gran magnitud, que causaron graves daños y alarma social debido a sus procesos geológicos asociados, como los deslizamientos (White and Harlow, 1993; Bommer *et al*., 2002). Los daños y pérdidas causados por estos grandes sismos son cuantiosos y recurrentes. Así, en El Salvador, los daños y perdidas generados por los deslizamientos sobrepasan a los ocasionados por el colapso de las estructuras. Un lamentable ejemplo de esto es el deslizamiento cosísmico ocurrido en enero de 2001 en la colonia Las Colinas en Santa Tecla, que ocasionó más de la mitad de las víctimas mortales de dicho sismo.

Existen deslizamientos cosísmicos que por su ubicación no generan daños significativos, pero que son de gran interés debido al volumen de masa desplazada, y porque pueden servir de base para prever la ocurrencia de eventos similares en localizaciones que sí podrían generar algún tipo de daño o pérdida. Estos son precisamente los deslizamientos que en distintos momentos ocasionaron el represamiento del río Jiboa (Figura 1): un deslizamiento antiguo conocido como Veracruz, cuya ocurrencia no tiene registro sísmico documentado; y el deslizamiento del 13 de febrero de 2001 conocido como deslizamiento de Jiboa. Ambos sitios se encuentran en el Distrito de Jerusalén, municipio de La Paz Centro, departamento de La Paz.

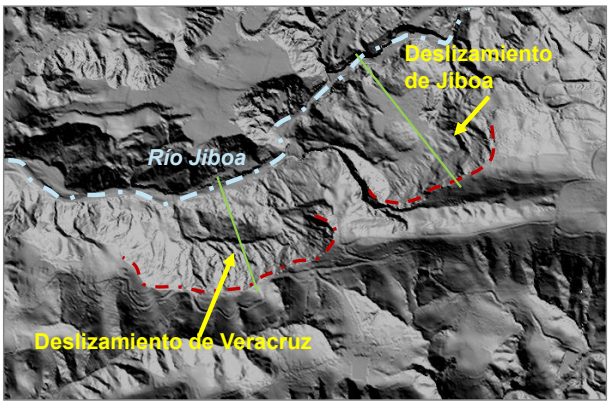


Figura 1. Vista en planta de los dos deslizamientos analizados. En verde se señala las secciones estudiadas.

El 13 de enero de 2001, El Salvador sufrió el terremoto de mayor magnitud e impacto en el siglo XX, cuya fuente fue la zona de subducción. Un mes después, en la mañana del 13 de febrero de 2001 con el inventario total de daños y perdidas del anterior aun en proceso, se experimentó el terremoto con mayores afectaciones proveniente del arco volcánico. Este terremoto de magnitud M_w 6,6 causó que en el margen izquierdo del río Jiboa, a una distancia de 2,7 km del epicentro, una masa deslizada de volumen considerable – estimado en $12 \cdot 10^6$ m^3 (García-Flórez, 2016; Tsige *et al*., 2018) – obstruyese por completo el cauce del río. Este evento, el deslizamiento de Jiboa, se dio 500 m aguas arriba de la confluencia del río Jiboa con el río Desagüe proveniente del lago de Ilopango, donde también se registraron inestabilidades de ladera que obstruyeron su flujo y generaron el aumento del nivel del lago. En Jiboa, la ladera deslizada posee una elevación sobre el nivel del río de 200 m en su parte más alta y de 185 m en su parte de menor elevación. La zona deslizada posee una longitud de 400 m en su porción media y una forma de semicírculo. La topografía original del sector presentaba pendientes pronunciadas en la proximidad del río (> 60°) y pendientes más suaves en la parte superior de la ladera (~45°) hasta alcanzar la cima.

El deslizamiento de Veracruz es, por su parte, una zona con evidencia de procesos de movimiento de ladera a 200 m aguas abajo del deslizamiento de Jiboa, siendo más antiguo que este. El deslizamiento de Veracruz se identifica por un escarpe de más de 600 m de longitud y 50 m de altura en la coronación y por la zona de

acumulación de material al pie de este. Para este deslizamiento, se ha estimado un volumen de $4 \cdot 10^6$ m^3 (Garzón-Roca *et al*., 2024). El origen de Veracruz se sospecha que pueda ser también cosísmico, relacionado con otros eventos históricos ocurridos en la zona.

Ante la existencia de infraestructuras y asentamientos humanos en las cercanías de los deslizamientos y ante la recurrencia de este tipo de materiales y configuración morfológicas en El Salvador, identificar las condiciones que hicieron posible la ocurrencia de estos deslizamientos constituye un aporte a la gestión del riesgo de desastres naturales. Así, en el presente trabajo se realiza un análisis retrospectivo del deslizamiento de Jiboa empleando el método de los elementos finitos y métodos de equilibrio límite con el fin de calibrar los parámetros geotécnicos del terreno, y en base a ello, determinar el evento sísmico pasado que pudo desencadenar el deslizamiento de Veracruz.

2. CONTEXTO GEOGRÁFICO Y GEOLÓGICO

La ocurrencia de sismos en El Salvador cuenta con registros más o menos fiables desde el siglo XVI. La arqueología, no obstante, ha permitido también recoger evidencias de eventos volcánicos y sísmicos que afectaron a las comunidades prehispánicas. Solo en el siglo XX se encuentran eventos tan significativos como: el terremoto del 8 de junio de 1917 (Ms 6,7), que causó 101 víctimas; el evento del 20 de diciembre de 1936 (Ms 6,1), con en más de 200 víctimas en la zona de San Vicente y la destrucción del pueblo de San Esteban; y el terremoto del 10 de octubre de 1986 (Ms 7,5), que provocó más de 1500 fallecidos en la ciudad de San Salvador (Mercurio, 2022).

La principal fuente sismogénica, la zona de subducción de la Placa de Coco por debajo de la placa de Caribe, se localiza en el denominado arco centroamericano, a unos 150 km de la costa salvadoreña y centroamericana en general. Con respecto a los sistemas de fallas locales en El Salvador, la segunda fuente de sismicidad en términos de magnitud de sus eventos lo constituye la llamada "Zona de falla del El Salvador", un sistema de fallas de más de 100 km de longitud, que atraviesa el país dentro del arco volcánico, desde el borde este hasta el oeste del lago Ilopango, y que coincide con la alineación de los volcanes, orientada de ONO a ESE (Bommer *et al.*, 2002). Estos terremotos intraplaca ocurren a profundidades menores a los de subducción. Dado que las principales ciudades salvadoreñas están localizadas a lo largo de esta alineación volcánica, debido a la ubicación de asentamientos prehispánicos y a la fertilidad de los suelos, es entendible que estos sismos hayan generado pérdidas económicas y de vidas de manera recurrente. La mayoría de los deslizamientos cosísmicos en El Salvador se encuentran asimismo en esta zona central, donde existen depósitos piroclásticos volcánicos recientes no consolidados, propensos a una gran amplificación sísmica (Tsige *et al.*, 2010).

Los deslizamientos de Jiboa y Veracruz se localizan precisamente en esta zona central y en las cercanías del lago Ilopango. Están ubicados a unos 33 km al este de la capital, San Salvador y dentro de la Zona de falla del El Salvador (en concreto, en la zona de la falla de San Vicente). En las cercanías del lago Ilopango, y por tanto en la zona de los deslizamientos, la sismicidad ha sido recurrente a lo largo del tiempo. La Figura 2 muestra un mapa de isosistas (Bommer *et al*., 1997) para sismos generados por fallas de la cadena volcánica que presentaron una intensidad de VII en la escala de Mercalli Modificada (MM) en el entorno del Área Metropolitana de San Salvador a lo largo de la historia. Este mapa muestra que los sismos que tuvieron influencia significativa en la zona al este del lago de Ilopango, o sus proximidades, fueron los ocurridos en 1712, 1748, 1857, 1860, 1936, 1965 y 1986.

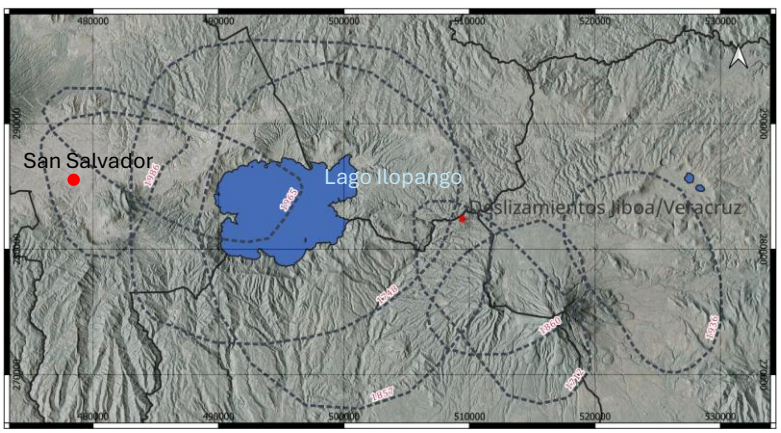


Figura 2. Mapa de isosistas de la sismicidad histórica con Intensidad VII (MM) entorno a la ciudad de San Salvador, el lago Ilopango y de la zona de los deslizamientos de Jiboa y Veracruz. Modificado de Bommer *et al*. (1997).

De acuerdo con el mapa geológico de El Salvador, la secuencia geológica del área de los deslizamientos de Jiboa y Veracruz pertenece a la Formación Cuscatlán, que agrupa a un conjunto de productos de actividad volcánica explosiva predominantemente silícicos, asociados con la evolución de calderas, incluyendo contrapartes retrabajadas y lavas silícicas a máficas interestratificadas o suprayacentes (Lexa *et al*., 2011). En el área de estudio, la Formación Cuscatlán reposa sobre rocas de la Formación Bálsamo.

Investigaciones recientes enmarcan los materiales de la Formación Cuscatlán presentes en la zona como Ignimbritas de Olocuilta (Suñe-Puchol *et al*., 2019). Estas ignimbritas son producto de una erupción de la caldera de Ilopango con gran volumen expulsado, mayor que la que dio origen a la Tierra Blanca Joven (TBJ) de la Formación San Salvador, más superficial y consistente principalmente en Epiclastitas ácidas poco consolidadas, también presentes en las partes superficiales del deslizamiento de Jiboa.

3. METODOLOGÍA

En primer lugar, se realizó el estudio detallado del deslizamiento de Jiboa mediante la restitución topográfica de la zona a la situación previa a la ocurrencia del deslizamiento mediante el algebra de mapas, teniendo como fuentes principales para su elaboración dos modelos digitales de terreno (MDT) y empleando un Sistema de Información Geográfica (QGIS). La topografía previa al sismo de febrero de 2001 se obtuvo a partir de la topografía digitalizada proveniente del Mapa Topográfico Escala 1:25,000 del 2001 de El Salvador, restituido el año 2000. La zona de los deslizamientos está representada en el Encuadre 2457 III SW, San Pedro Nonualco (Instituto Geográfico Nacional, 2001). Para la topografía posterior al sismo de febrero de 2001 se empleó la topografía proveniente del levantamiento realizado por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) mediante tecnología LiDAR (*Light Detection and Ranging*) recopilada a partir de 2014 (MARN, 2018).

El modelo de elementos finitos del deslizamiento de Jiboa se desarrolló en deformación plana mediante el *software* RS2 de Rocscience. Como criterio de rotura de los materiales implicados se consideró el criterio de Mohr-Coulomb. El modelo se malló con 1741 celdas triangulares. Se aplicó una densificación manual a la zona próxima a la cara de la ladera a fin de tener mejores resultados sin sacrificar tiempo de procesamiento. En la base del modelo se aplicó una carga dinámica correspondiente al registro sísmico del terremoto de febrero de 2001 (Figura 3) registrado en Hospital Nacional de Zacatecoluca, como parte de la red de acelerógrafos de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, UCA. El uso de este registro se debe a que la localización de esta estación sísmica es la más cercana a la zona de los deslizamientos, distando unos 16 km hacia el SO. Además, la aceleración máxima del terreno (PGA, *peak ground acceleratio*n) horizontal registrada (0,405g) es similar a la que se obtiene empleando la ecuación de predicción de movimiento del terreno (GMPE, *ground motion prediction equation*) propuesta por Cepeda *et al*. (2004) en la zona del deslizamiento de Jiboa (0,409g). Para la elaboración del modelo, se consideró una amortiguación de Rayleigh promedio de 9,4 %.

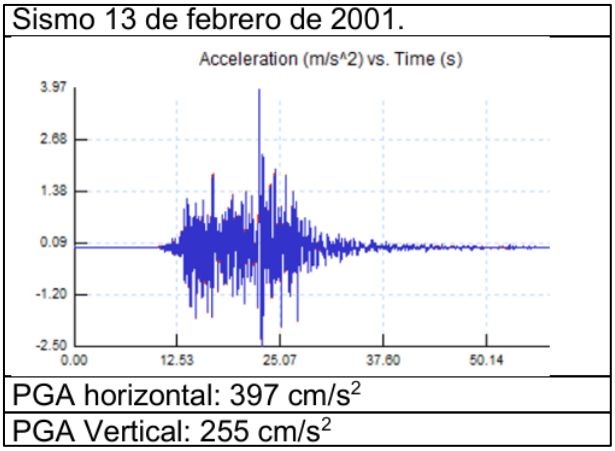


Figura 3. Características del acelerograma del terremoto de febrero de 2001, registrado en Hospital Nacional de Zacatecoluca, localizado a unos 16 km hacia el SO del deslizamiento de Jiboa.

En lo que respecta a los parámetros geotécnicos de los materiales geológicos, el conocimiento de estos es relativamente bajo. Si bien en el pasado se llevó a cabo una campaña de investigación (García-Flórez, 2016), la profundidad de los sondeos fue poco significativa para la altura total del deslizamiento. Para complementar esta información, se recopilaron datos de campañas geotécnicas realizadas en proyectos de obras civiles y obras viales. En concreto se estudiaron las unidades geológico-geotécnicas en dos puntos de la carretera

Panamericana (Ruta CA-1), en el lugar conocido como Curvas de La Leona (departamento San Vicente) y en el sector de Los Chorros (departamento La Libertad). También se consideró, por la semejanza al caso de estudio, los datos geológico-geotécnicos relativos al gran deslizamiento de Las Colinas en Santa Tecla (García-Flórez, 2016; Jiménez Seta, 2020).

La Figura 4 muestra la ubicación de dichas localizaciones en relación con la zona de los deslizamientos, cuyos materiales pertenecen a la misma formación geológica. Ante la variabilidad de valores en los sitios de referencia, se decidió dividir la ladera en dos unidades geotécnicas, una superior y otra inferior, agrupando así los espesores propuestos por García-Flórez (2016).

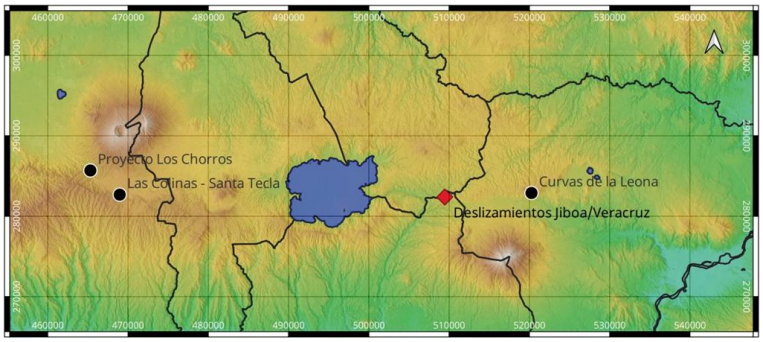


Figura 4. Localización de las ubicaciones donde se han tomado datos de las unidades geológico-geotécnicas para complementar los datos en la zona de los deslizamientos de Jiboa y Veracruz.

El modelo de elementos finitos desarrollado se empleó para calibrar los parámetros geotécnicos de los materiales geológicos, en concreto los parámetros resistentes (cohesión, c, y ángulo de rozamiento interno, ϕ), partiendo de unos valores iniciales estimados a partir de la información recopilada anteriormente. Los pesos específicos se consideraron fijos dado su menor variabilidad, así como los módulos de Young, estimados a partir de la velocidad de ondas S.

Con el fin de verificar los valores de los parámetros resistentes obtenidos en el modelo de elementos finitos, se desarrolló un modelo de equilibrio límite mediante el *software* Slide de Rocscience. Con este modelo se analizó el factor de seguridad de la ladera según su topografía previa al deslizamiento considerando la acción sísmica por el método pseudoestático, con un coeficiente sísmico igual a la mitad de la PGA (tanto horizontal como vertical). Asimismo, se determinó el desplazamiento de Newmark, tanto para valores de pico como residual de los parámetros resistentes, que se tendría en la ladera previa al deslizamiento empleando el acelerograma del terremoto de febrero de 2001.

Determinados y verificados los valores de los parámetros geotécnicos, estos se emplearon para desarrollar un modelo de equilibrio límite del deslizamiento de Veracruz empleando el *software* Slide. Para ello, se llevó a cabo la restitución topográfica de la zona a la situación previa a la ocurrencia del deslizamiento mediante el algebra de mapas, de un modo similar al seguido para el deslizamiento de Jiboa. En base al perfil del terreno previo al deslizamiento se determinó la aceleración crítica, es decir la aceleración sísmica mínima que debería darse en la zona para que se iniciase la inestabilidad de la ladera. Dichos valores se compararon con las PGA obtenidas a partir de las GMPE propuestas por Cepeda *et al*. (2004) y Schmidt (2014) para cuatro eventos sísmicos históricos ocurridos en El Salvador durante el siglo XX:

- El terremoto de 20 diciembre de 1936: este sismo de arco volcánico destruyó por completo la ciudad de San Vicente y pueblos vecinos, además de causar un deslizamiento en el kilómetro 55 de la carretera Panamericana (Bommer *et al*., 1997). Se estima que su magnitud fue de 6,1 a una profundidad de 15 km, estando la ubicación del epicentro situada en la ciudad de Cojutepeque, o en la zona oriental del país (Rodríguez Rivera, 1982). Para este estudio, se ha asumido un valor medio de la distancia del epicentro a la zona de los deslizamientos de Jiboa y Veracruz de 6,3 km.
- El terremoto de 3 de mayo de 1965: este sismo generó muchos daños en la parte oriental de la incipiente área metropolitana de San Salvador. Inicialmente este sismo fue reportado como un sismo de subducción, pero su ubicación real fue determinada en las inmediaciones del lago de Ilopango (Rodríguez Rivera, 1982), siendo por tanto de arco volcánico. Se estima que su magnitud fue de 5,9 a 15 km de profundidad y la ubicación del epicentro a 17 km de la zona de los deslizamientos de Jiboa y Veracruz.

- El terremoto de 19 de junio de 1982: fue un sismo con origen en la zona de subducción dañando extensivamente la zona central del país, causando daños significativos o el colapso de edificaciones, sobre todo de estructuras de adobe (Rodríguez Rivera, 1982). Se estima que su magnitud fue de 7,2, su profundidad 80 km y la ubicación del epicentro a 58,5 km de la zona de los deslizamientos de Jiboa y Veracruz.
- El terremoto de 10 de octubre 1986: fue un sismo de arco volcánico con gran impacto en la ciudad de San Salvador y pueblos aledaños. La poca profundidad de este y su localización cerca del centro de la ciudad hicieron que, a pesar de su poca duración e intensidad, se hayan registrado aceleraciones muy altas, con consecuencias trágicas (Bommer *et al*., 1997). Se estima que su magnitud fue de 5,4, su profundidad 10 km y la ubicación del epicentro a 28,1 km de la zona de los deslizamientos de Jiboa y Veracruz.

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1. DESLIZAMIENTO DE JIBOA

El resultado del algebra de mapas refleja claramente las zonas de aumento de volumen (zona de depósito), en contraste con la zona de disminución de volumen (zona de corte). El volumen computado para cada una de estas zonas fue de $4 \cdot 10^6$ m^3 y $4{,}1 \cdot 10^6$ m^3, respectivamente. Este valor se aleja de las estimaciones previas (García-Flórez, 2016; Tsige *et al*., 2018) que asignaban valores mucho mayores, cerca de 3 veces más. No obstante, dado que una parte de la superficie de rotura se encuentra por debajo de la masa deslizada, cabe la posibilidad que el volumen sea un poco mayor al calculado en este trabajo.

La Figura 5 muestra los perfiles topográficos del deslizamiento de Jiboa (pre-sismo y pos-sismo de 2001) paralelo a la dirección del movimiento, orientado en sentido noroeste, construido a partir del algebra de mapas.

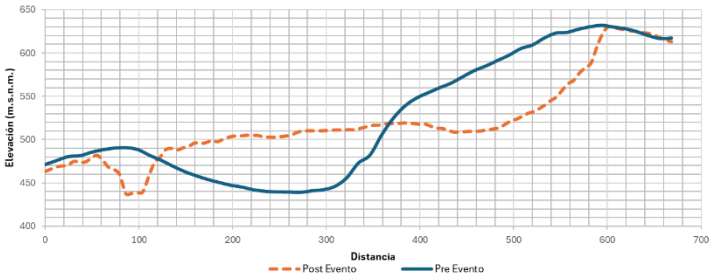
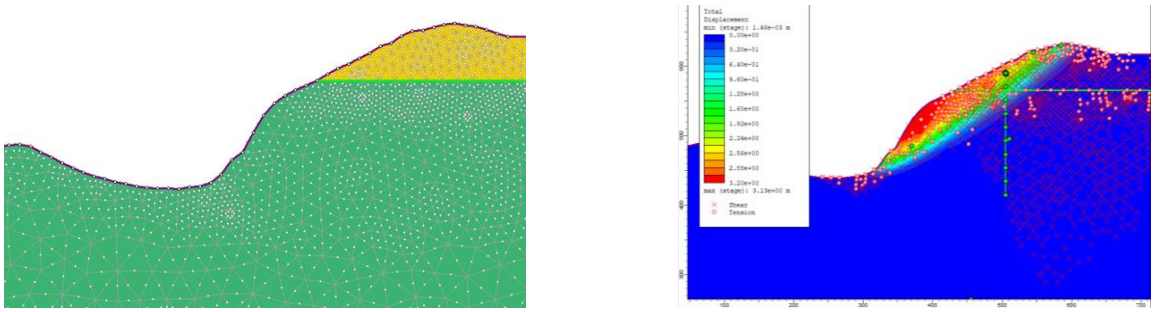


Figura 5. Sección central de deslizamiento de Jiboa.

Tras el proceso de calibración del modelo de elementos finitos considerando la geometría de la Figura 5, se llegó a una combinación de parámetros resistentes que hacía estable el deslizamiento en condiciones estáticas, pero inestable al ser atravesado por el registro sísmico de febrero de 2001 mostrado previamente en la Figura 3. La Figura 6 muestra el modelo de elementos finitos desarrollado y los desplazamientos totales que se darían en la ladera original con el paso del registro sísmico, donde se observa asimismo la formación de una superficie de rotura con desplazamientos métricos.



(a) (b)

Figura 6. Modelo de elementos finitos desarrollado para el deslizamiento de Jiboa: (a) Modelo pre-sismo de 2001 desarrollado según Figura 5; (b) Desplazamientos obtenidos para los valores recogidos en la Tabla 1 y el registro sísmico de la Figura 3.

La Tabla 1 resume los parámetros geotécnicos finales del modelo para las dos unidades geotécnicas consideradas en el deslizamiento de Jiboa tras el proceso de calibración de los mismos.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos finales considerados en el modelo de elementos finitos desarrollado para el deslizamiento de Jiboa.

Unidad geotécnica	Peso específico (kN/m^3)	Vs promedio (m/s)	Módulo de Young (MPa)	Parámetros resistentes de pico		Parámetros resistentes residuales	
				c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
Superior	11,6	2000	4730	85	30	10	30
Inferior	12,4	3000	11376	263	30,8	20	30,8

La Figura 7 muestra los análisis realizados mediante el método de equilibrio límite para los parámetros geotécnicos de pico y residuales, los cuales verifican el valor de los parámetros geotécnicos obtenidos con el modelo de elementos finitos. Las geometrías pre-sismo y pos-sismo obtenidas en la Figura 5 se tuvieron en cuenta tanto para definir el perfil transversal del modelo, como para delimitar las zonas de cabecera y pie del deslizamiento, así como para forzar a que la superficie de rotura pasase por la zona del escarpe visible en la actualidad.

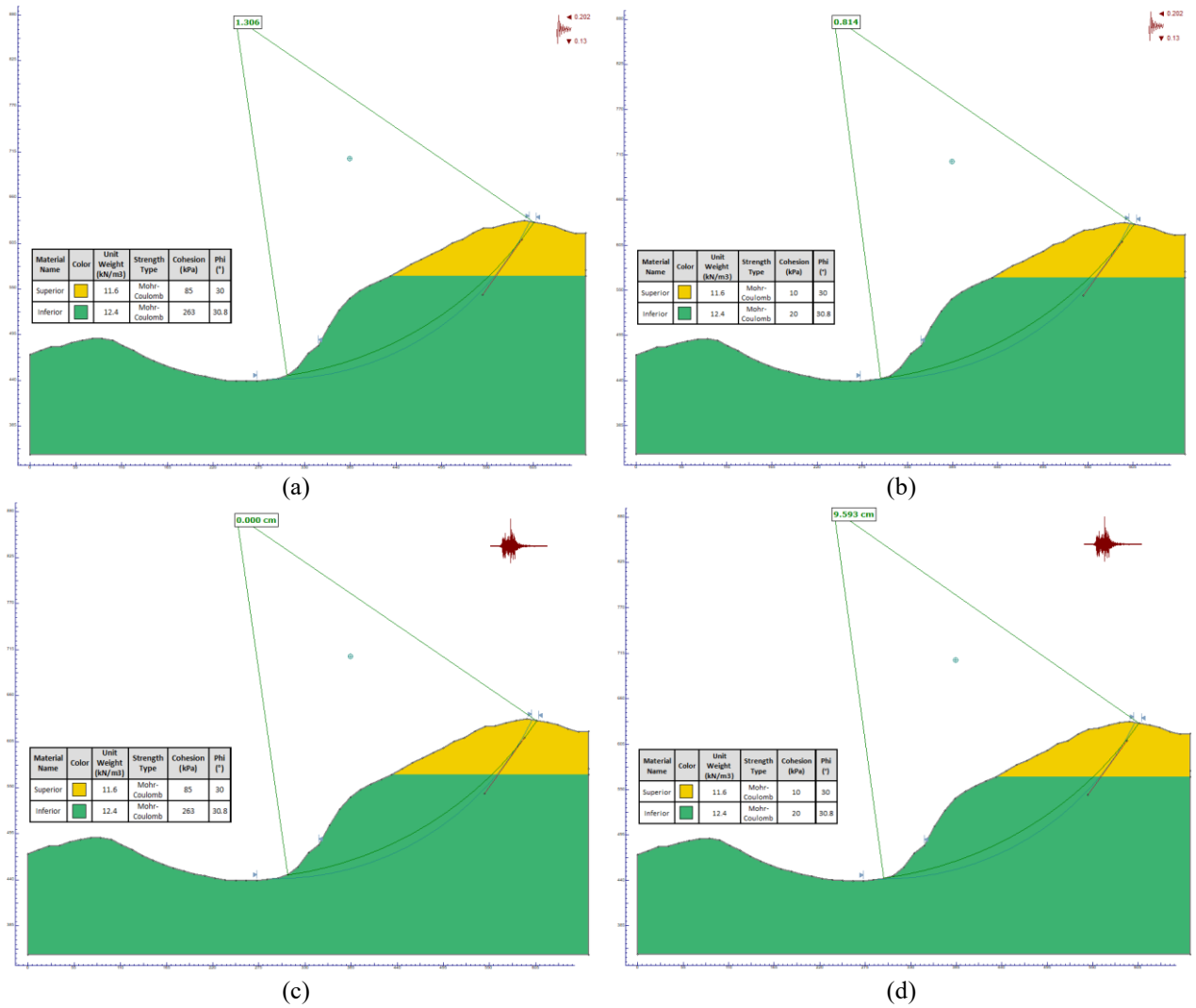


Figura 7. Resultados de los análisis mediante métodos de equilibrio límite en el deslizamiento de Jiboa: (a) Factor de seguridad para parámetros resistentes de pico; (b): Factor de seguridad para parámetros resistentes residuales; (c) Desplazamiento de Newmark para parámetros resistentes de pico; (d) Desplazamiento de Newmark para parámetros resistentes residuales.

Como puede observarse, el factor de seguridad teniendo en cuenta los parámetros resistentes de pico (Figura 7a) es ligeramente superior a la unidad, pudiendo considerarse estable. Sin embargo, dada la actividad sísmica de la zona, es de esperar una degradación de estos parámetros. Así, el factor de seguridad cuando se consideran los parámetros residuales (Figura 7b) es inferior a la unidad, lo que supone que la ladera es inestable y tiene lugar el deslizamiento. Por su parte, el desplazamiento de Newmark considerando los parámetros resistentes de pico (Figura 7c) es nulo (no hay deslizamiento), mientras que dicho valor cuando se consideran los

parámetros residuales (Figura 7d) es superior a 5 cm e incluso muy cercano a 10 cm, umbrales de desplazamiento de Newmark que implican una probabilidad alta de que tenga lugar el deslizamiento (Jibson y Michael, 2009).

4.2. DESLIZAMIENTO DE VERACRUZ

La Figura 8 muestra la topografía actual y la reconstrucción topográfica de la sección central del deslizamiento de Veracruz, realizada en base a la topografía pre-deslizamiento de Jiboa, y considerando la mayor pendiente del valle aluvial en las cercanías del cauce del río al pie de deslizamiento y con pendientes más suaves en la cima. Cabe mencionar que el desnivel existente entre la cima del escarpe actual y el río es menor que el desnivel en el deslizamiento de Jiboa, y que se ha asumido que la actual coronación del escarpe es el nivel que correspondía a la cima de la ladera previa al deslizamiento. Como parte de la modelación se asume que la interfase entre el material inferior y superior está ubicada a la misma cota que en el deslizamiento de Jiboa, dado que los contactos entre unidades son subhorizontales en toda la zona. Debido a la menor elevación de la cima de la ladera en el punto de Veracruz, el espesor del nivel superior (20 m) es bastante menor que el registrado en el deslizamiento de Jiboa.

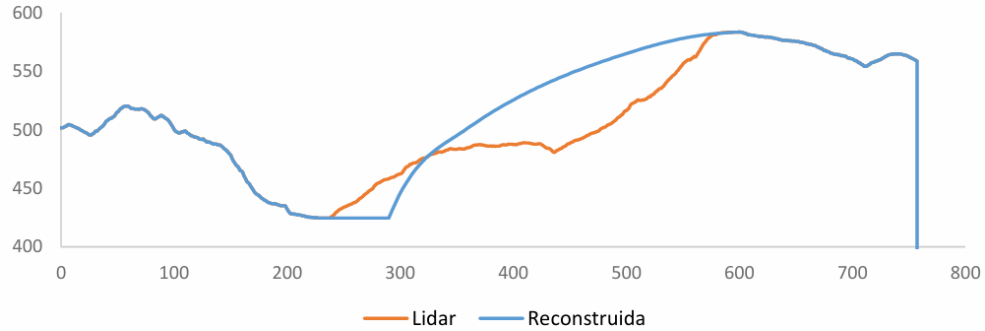
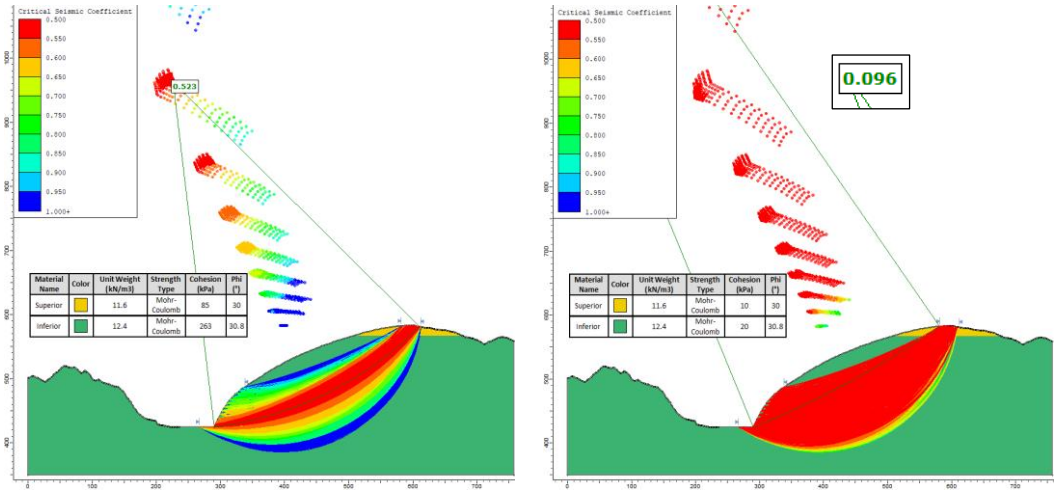


Figura 8. Sección central de deslizamiento de Veracruz.

A partir de esta topografía y asumiendo las propiedades geotécnicas para los materiales geológicos análogos a las que se obtuvieron en el deslizamiento de Jiboa (Tabla 1), la Figura 9 muestra los valores de aceleración crítica que serían necesarios para que se produjera el deslizamiento de Veracruz. Se observa que, al considerar los parámetros resistentes de pico (Figura 9a) se obtiene una aceleración crítica de 0,523g, un valor muy elevado y que puede considerarse poco realista. Por su parte, al considerar los parámetros resistentes residuales (Figura 9b), la aceleración crítica es mucho menor, siendo igual a 0,096g.

La Tabla 2 muestra los valores de PGA en la zona del deslizamiento de Veracruz obtenidos según las GMPE propuestas por Cepeda *et al*. (2004) y Schmidt (2014) para los diferentes sismos recientes. Al comparar estos valores con las aceleraciones críticas obtenidas queda patente que, si se considera que el deslizamiento tendría lugar con valores resistentes residuales, el deslizamiento de Veracruz podría ser cosísmico al terremoto de 1936. El terremoto de 1982 también podría ser el causante del deslizamiento, si bien sólo lo habría sido si el deslizamiento no hubiese ocurrido previamente en 1936.



(a) (b)

Figura 9. Resultados de los análisis mediante métodos de equilibrio límite en el deslizamiento de Veracruz: (a) Factor de seguridad para parámetros resistentes de pico; (b) Factor de seguridad para parámetros resistentes residuales.

Tabla 2. PGA en la zona del deslizamiento de Veracruz para diferentes sismos recientes en base a GMPE.

Sismo	PGA (en unidades g)	
	Cepeda *et al.* (2004)	Schmidt (2014)
1936	0,131	0,162
1965	0,087	0,069
1982	0,190	0,140
1986	0,051	0,030

5. CONCLUSIONES

Las conclusiones de este trabajo son las siguientes:

- Se ha desarrollado una metodología basada en modelación dinámica mediante elementos finitos y análisis de equilibrio límite que ha permitido calibrar los parámetros resistentes de los materiales volcánicos implicados en el deslizamiento cosísmico de Jiboa a partir de su geometría pre-evento y del registro sísmico del terremoto de febrero de 2001. Los parámetros obtenidos reproducen de forma consistente el mecanismo de rotura observado.
- Los análisis pseudoestáticos y los cálculos de desplazamiento de Newmark confirman la coherencia entre la modelación dinámica mediante elementos finitos y los métodos de equilibrio límite, lo que refuerza la robustez de los parámetros calibrados, indicando que la ladera de Jiboa se encontraba próxima al equilibrio límite en condiciones estáticas. La inestabilidad sólo se produce al considerar parámetros resistentes residuales, lo que pone de manifiesto el papel determinante de la degradación resistente de los materiales volcánicos en el desencadenamiento del deslizamiento.
- La aplicación de los parámetros geotécnicos calibrados al deslizamiento de Veracruz permite estimar una aceleración crítica de 0,096g bajo condiciones resistentes residuales, valor coherente con el comportamiento esperado de laderas desarrolladas en depósitos piroclásticos volcánicos poco consolidados.
- La comparación entre la aceleración crítica obtenida y las aceleraciones máximas estimadas mediante ecuaciones de predicción del movimiento del terreno permite restringir el origen cosísmico del deslizamiento de Veracruz, identificando el terremoto de 1936 como el evento más compatible con las condiciones de inestabilidad requeridas. El sismo de 1982 representa un escenario alternativo, posible únicamente si el deslizamiento no hubiera ocurrido previamente.
- Los resultados obtenidos confirman la validez de utilizar deslizamientos cosísmicos recientes como casos de calibración para la estimación retrospectiva de aceleraciones críticas y la identificación de eventos sísmicos desencadenantes de deslizamientos antiguos. Este enfoque proporciona una base cuantitativa útil para la evaluación de la peligrosidad por deslizamientos cosísmicos en regiones volcánicas activas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha realizado con el apoyo de la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo, así como con el soporte del proyecto de investigación *Model_Shaker PID2021-124155NB-C31* financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología, y del grupo de investigación de la Universidad Complutense de Madrid "Geodinámica planetaria, tectónica activa y aplicaciones a riesgos" UCM-910368.

REFERENCIAS

Bommer, J., Salazar, W., Samayoa, R. (1997). *Riesgo sísmico en la Región Metropolitana de San Salvador*. Editorial Prisma, San Salvador

Bommer, J.J., Benito, M.B., Ciudad-Real, M., Lemoine, A., López-Menjívar, M.A., Madariaga, R., Mankelow, J., Méndez de Hasbun, P., Murphy, W., Nieto-Lovo, M., Rodríguez-Pineda, C.E., Rosa, H., (2002). The El Salvador earthquakes of January and February 2001: context, characteristics and implications for seismic risk. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(5): 389–418.

Cepeda, J.M., Benito, M.B., Burgos, E A. (2004). Strong-motion characteristics of January and February 2001 earthquakes in El Salvador. *Geological Society of America Bulletin*, 75:405-422

García-Flórez, I. (2016). *Factores geológicos-geotécnicos que controlan los deslizamientos inducidos por terremotos en zonas de alta y media actividad sísmica: caso de El Salvador*. Tesis Doctoral, Universidad Complutense de Madrid.

Garzón-Roca, J., Tsige, M., Rodríguez-Peces, M.J., Martínez-Díaz, J.J., García-Flórez, I., Jiménez Seta, V. (2024). Earthquake-Induced reactivation of large landslides: Veracruz Landslide, El Salvador. *EGU General Assembly*, Viena, 2024.

Instituto Geográfico Nacional de El Salvador. (2001). Mapa Topográfico 1:25000.

Jibson, R.W., Michael, J.A. (2009). Maps showing seismic landslide hazards in Anchorage, Alaska. U.S. *Geological Survey Scientific Investigations Map 3077*. 2 sheets (scale 1:25, 000).

Jiménez Seta, V. (2020). *Inestabilidades de ladera sismo-inducidas en El Salvador: Estudio para los casos de los deslizamientos de Jiboa y Veracruz en relación con terremotos históricos, mediante la relación Ac, PGA y DN*. Trabajo de Fin de Máster, Universidad Complutense de Madrid.

Lexa, J., Šebesta, J., Chavez, J. A., Hernández, W., y Pécskay, Z. (2011). Geology and volcanic evolution in the southern part of the San Salvador Metropolitan Area. *Journal of Geosciences*, 56(1): 105–140.

MARN (2018). *Actualización del Atlas de Amenazas*. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales de El Salvador.

Mercurio, C. (2022). Landslides Susceptibility Stochastic Modelling under Earthquakes and Rainfalls Triggering: Applications to 2001 Earthquakes (13th January and 13th February) and 2009 Tropical Storm (Ida/96e) in El Salvador. Tesis Doctoral, Universita degli Studi di Palermo.

Rodríguez Rivera, R. (1982). *La Experiencia en desastres en El Salvador*. Organización Panamericana de la Salud / Organización Mundial de la Salud (OPS/OMS).

Schmidt, V. (2014). Ecuaciones predictivas del movimiento del suelo para América Central, con datos de 1972 a 2010. *Revista geológica de América Central*, 50: 7–37.

Suñe-Puchol, I., Aguirre-Díaz, G.J., Dávila-Harris, P., Miggins, D. P., Pedrazzi, D., Costa, A., Ortega-Obregón, C., Lacan, P., Hernández, W., y Gutiérrez, E. (2019). The Ilopango caldera complex, El Salvador: Origin and early ignimbrite-forming eruptions of a graben/pull-apart caldera structure. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 371: 1–19.

Tsige, M., I. García-Flórez, R. Mateos, (2010). Geological control of earthquake induced landslide in El Salvador. *EGU General Assembly*, Viena, 2010.

Tsige, M., Rodríguez-Peces, M.J., García-Flórez, I. (2018). Failure mechanism of large landslides triggered by earthquakes in the El Salvador Fault Zone: the case of Jiboa landslide. *GSA Annual Meeting in Indianapolis*, Indiana, USA, 2018.

White, R.A., Harlow, D.H. (1993). Destructive upper crustal earthquakes of Central America since 1900. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 83(4): 1115–1142.

ANÁLISIS DE LA REACTIVACIÓN SÍSMICA DE GRANDES DESLIZAMIENTOS COHERENTES: EL CASO DE GÜEVÉJAR, GRANADA

Icíar ESTEBAN SÁNCHEZ DE PAZOS[(1)], Martín Jesús RODRÍGUEZ-PECES[(1)] y Julio GARZÓN-ROCA[(1)*]

[(1)] Departamento de Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología
Universidad Complutense de Madrid (UCM)
*julgarzo@ucm.es

RESUMEN

El presente trabajo analiza la potencial reactivación, inducida por sismos, del gran deslizamiento coherente de Güevéjar, localizado en la provincia de Granada. La combinación de los materiales poco consolidados de la Cuenca de Granada, y los relieves pronunciados de las sierras, junto con la sismicidad activa que caracteriza la región, generan una zona vulnerable a procesos de inestabilidad de laderas. Registros históricos documentan reactivaciones ante dos eventos sísmicos (Lisboa de 1755 y Arenas del Rey de 1884), lo que motiva la evaluación de su susceptibilidad frente a futuros sismos. En este contexto, en este trabajo se determina la potencial de reactivación del deslizamiento debido a futuros sismos producidos por las fallas activas localizadas en un radio de 100 km, través de la construcción de gráficos de susceptibilidad que determinan pares magnitud-distancia epicentral que podrían producir dicha reactivación. Esta susceptibilidad se ha basado en el desplazamiento de Newmark, fijando umbrales de 5 y 10 cm como generados potenciales de la reactivación. El desplazamiento de Newmark se ha estimado en base a 9 modelos empíricos. Adicionalmente, se han recopilado y seleccionado datos sísmicos y tectónicos de la zona, y se han empleado ecuaciones de predicción de movimiento del terreno con el fin de estimar las aceleraciones y velocidades de eventos sísmicos pasados sobre el deslizamiento. Las curvas de atenuación obtenidas muestran concordancia con los registros sísmicos reales en general y las gráficas de susceptibilidad no presentan diferencias significativas entre desplazamientos de Newmark de 5 y 10 cm. Estas gráficas permiten determinar que las fallas más problemáticas frente a la reactivación del deslizamiento corresponderían con la falla de El Fargue-Jun y la de Granada. La metodología empleada reproduce adecuadamente el comportamiento observado, y proporciona una herramienta útil para evaluar la susceptibilidad sísmica de grandes deslizamientos en contextos geológicos similares. A pesar del enfoque conservador de este estudio, eventos de baja magnitud que se localicen próximos al deslizamiento podrían generar su reactivación. Esto, junto con la urbanización creciente sobre el deslizamiento, refuerza la necesidad de considerar estos análisis en las evaluaciones de estabilidad de laderas en regiones con actividad sísmica.

ABSTRACT

This study analyzes the potential for earthquake-induced reactivation of the large coherent landslide at Güevéjar, located in the province of Granada. The combination of the poorly consolidated materials of the Granada Basin and the steep mountain ranges, along with the active seismicity that characterizes the region, creates an area vulnerable to slope instability processes. Historical records document reactivations following two seismic events (Lisbon in 1755 and Arenas del Rey in 1884), prompting an assessment of its susceptibility to future earthquakes. In

this context, this study determines the potential for landslide reactivation due to future earthquakes generated by active faults located within a 100 km radius, through the construction of susceptibility graphs that identify magnitude-epicentral distance pairs that could trigger such reactivation. This susceptibility assessment was based on the Newmark displacement, establishing thresholds of 5 and 10 cm as potential triggers for reactivation. The Newmark displacement was estimated using nine empirical models. Additionally, seismic and tectonic data from the area were compiled and selected, and ground motion prediction equations were used to estimate the accelerations and velocities of past seismic events along the landslide. The resulting attenuation curves generally agree with actual seismic records, and the susceptibility graphs show no significant differences between Newmark displacements of 5 and 10 cm. These graphs indicate that the most problematic faults for landslide reactivation would be the El Fargue-Jun and Granada faults. The methodology employed accurately reproduces the observed behavior and provides a useful tool for evaluating the seismic susceptibility of large landslides in similar geological contexts. Despite the conservative approach of this study, low-magnitude events located near the landslide could trigger its reactivation. This, along with increasing urbanization above the landslide, reinforces the need to consider these analyses in slope stability assessments in seismically active regions.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Reactivación sísmica (Seismic reactivation), Deslizamiento cosísmico (Co-seismic landslide), Desplazamiento de Newmark (Newmark displacement).*

1. INTRODUCCIÓN

Los deslizamientos son un tipo de inestabilidad de ladera capaz de generar graves pérdidas sociales y económicas. Según Froude y Petley (2018), los deslizamientos son una amenaza global que causó la muerte de casi 60.000 personas en 4862 diferentes eventos registrados durante el periodo de 2004-2016. Entre los ejemplos más recientes y dañinos se encuentra el gran deslizamiento en Niscemi (Italia), ocurrido en enero de 2026 tras unas intensas lluvias, que produjo el derrumbamiento de edificios y obligó la evacuación de 1500 habitantes; estimándose que los daños podrían superar los 740 millones de euros. Eventos de esta magnitud subrayan la necesidad y la importancia de la realización de estudios geotécnicos detallados en lo relativo a las inestabilidades de ladera, así como a una adecuada ordenación territorial.

El presente trabajo se centra en el estudio del deslizamiento cosísmico de Güevéjar y el modo en que este puede ser afectado en el futuro por la sismicidad activa de la zona. De hecho, se tienen evidencias históricas de que este deslizamiento ha sido reactivado en el pasado por eventos sísmicos. El terremoto de Lisboa de 1755, con una magnitud estimada de 8,5 y epicentro a 580 km, tuvo un efecto destructivo sobre el pueblo de Güevéjar teniendo que ser reconstruido posteriormente, así como sobre el río Bermejo, cuyo curso fue desplazado varios centenares de metros. En 1884 tuvo lugar el terremoto de Arenas del Rey, que generó grietas significativas, de las cuales se conserva registro fotográfico (Figura 1). Su epicentro se ha estimado a 55 km del deslizamiento, con una magnitud de 6,5, asociando su origen a la Falla de Ventas de Zafarraya, Granada (Rodríguez Peces *et al*., 2013). Tras este último evento se abandonó la zona, y la población se trasladó fuera de los límites de la inestabilidad. Sin embargo, la expansión demográfica ha supuesto la edificación dentro de los límites del deslizamiento. Por ello, y aunque actualmente el deslizamiento de Güevéjar se presenta inactivo, cabe analizar su potencial reactivación ante un evento sísmico relevante.

Un primer análisis retrospectivo del deslizamiento de Güevéjar ante sus pasadas reactivaciones fue desarrollado por Rodríguez Peces *et al*. (2011). Este trabajo muestra que en las condiciones actuales y estáticas el deslizamiento es muy estable: factor de seguridad de 4,00 y 2,66 en condiciones secas y saturadas, respectivamente. Para evaluar las posibles reactivaciones futuras consideraron la topografía actual y la superficie de rotura de 1884, dado que no se ha producido la reactivación del deslizamiento desde entonces. Este estudio concluye que las fallas de Granada y Atarfe, bajo condiciones secas y mediante un sismo de gran magnitud, serían capaces de producir la reactivación del deslizamiento. Asimismo, y bajo condiciones de saturación, también la falla de Santa Fe podría provocar su reactivación. Estos autores también indican que el deslizamiento podría reactivarse en el caso de magnitudes moderadas (4,7 a 5,6), con distancias epicentrales entre 1 y 13 km, y en el caso de magnitudes más altas (6,5 a 6,9), con distancias epicentrales de 25 a 33 km.



Figura 1. Deslizamiento de Güevéjar tras el terremoto de Arenas del Rey de 1884 (El Independiente de Granada, 2017).

En un estudio más reciente realizado por Paz Haumán (2024) y Rodríguez Peces *et al.* (2025) se analiza la posible reactivación del deslizamiento de Güevéjar ante eventos sísmicos de diferente magnitud, teniendo en cuenta un modelo geológico-geotécnico tridimensional del deslizamiento y la directividad de la señal sísmica con respecto la orientación de la masa deslizada. Este estudio corrobora el estado actual de no inestabilidad, siendo el factor de seguridad de 1,42 en condiciones saturadas y 2,20 en condiciones secas. El estudio muestra, no obstante, que las fallas activas de El Fargue-Jun, Atarfe, Santa Fe, Granada, Padul-Nigüelas y Albuñuelas son posiblemente problemáticas al poder producirse una reactivación del deslizamiento en caso de que se produjese un terremoto de magnitud máxima en dichas fallas. Además, el estudio estima que la reactivación podría darse a una distancia epicentral de 1 km ante un evento sísmico de baja magnitud (2,8), y a distancias epicentrales de 10 a 60 km ante eventos de magnitudes entre 3,7 y 6,8.

En este contexto, el presente trabajo se centra en el análisis de la susceptibilidad a la reactivación del deslizamiento de Güevéjar para diferentes umbrales de desplazamientos de Newmark que podrían provocar las fallas activas localizadas en las proximidades de este.

2. CONTEXTO GEOGRÁFICO Y GEOLÓGICO

El deslizamiento de Güevéjar se localiza en la comunidad autónoma de Andalucía, en la ladera occidental del Cerro de Castillejo, a aproximadamente 10 km al norte de Granada (Figura 2). Se encuentra en la Cuenca de Granada, una cuenca intramontañosa del Neógeno y Cuaternario, comprendida en la región central de la Cordillera Bética. La cuenca de Granada tiene una forma alargada en sentido E-O, concordante con la tectónica extensional, con su máximo espesor en la zona central. Se trata de una de las zonas más sísmicamente activas de la península ibérica, limitada al norte y al sur por una serie de fallas normales con dirección E-O que buzan hacia la cuenca, mientras que la zona central y el extremo este, presentan otro sistema de fallas normales con direcciones NNO-SSE y buzamientos opuestos (Instituto Geográfico Nacional, 2025).

La cartografía de Delgado *et al*. (2021) indica que los materiales de la zona se corresponden, de muro a techo, con los siguientes depósitos continentales: una unidad con más de 100 m de espesor de limos, arenas y margas con finas intercalaciones de yesos y calizas; sobre ella, una unidad compuesta por limos rojos con algunos niveles de arcillas, arenas y conglomerados muy cementados, la cual, junto con la unidad anterior, corresponde con depósitos de abanico aluvial (la primera unidad con distales y la segunda con proximales); sobre ambas, se encuentran margas y calizas lacustres. Todas las unidades anteriores se depositaron durante el Mioceno terminal. Por último, se tiene arcillas, arenas y conglomerados rojos del Plioceno–Pleistoceno (Figura 3).

El deslizamiento de Güevéjar es uno de los deslizamientos más grandes de España, con unos 2000 m de longitud y 600 m de anchura. Presenta un comportamiento mixto: en la parte superior y media se trata de un deslizamiento coherente, con una superficie de rotura roto-traslacional; la parte inferior consiste en un flujo con morfología lobular al pie del deslizamiento. Esto se ha corroborado mediante técnicas geofísicas con las que se ha podido observar que el flujo de lodo pierde toda su estructura, mientras que la zona de deslizamiento coherente la mantiene (Delgado *et al*., 2021). También se ha planteado que la superficie de deslizamiento se pudo desarrollar en la unidad de margas inferior (Rodríguez Peces *et al*., 2011).

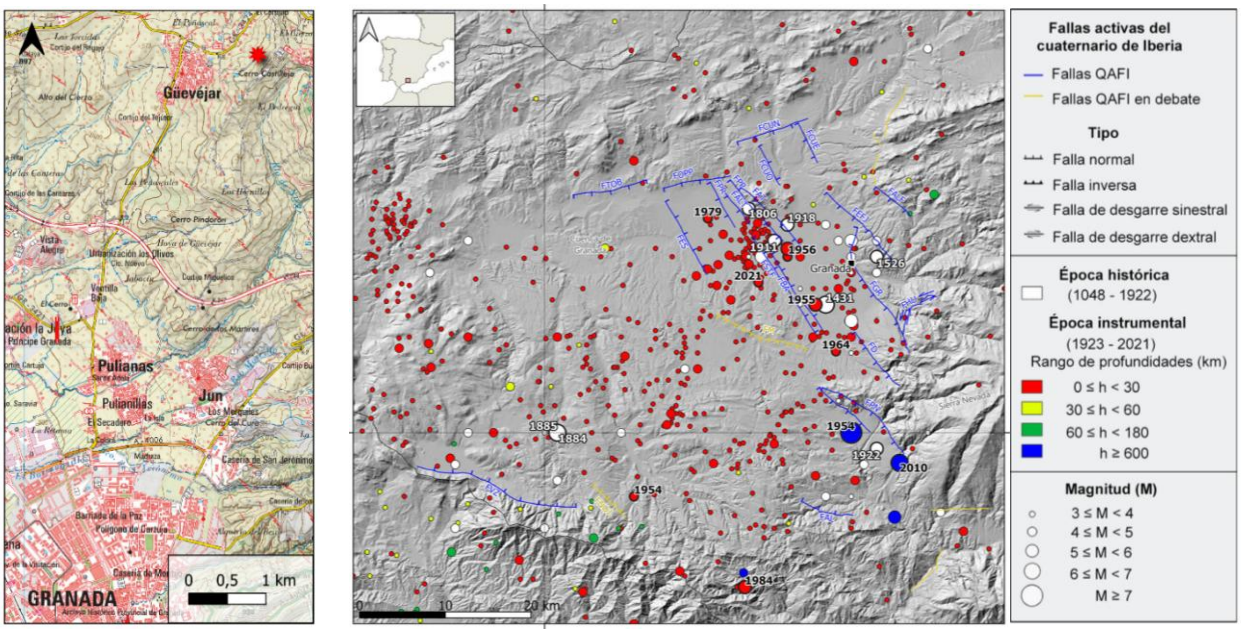


Figura 2. Izquierda: Municipio de Güevéjar. El asterisco indica la ubicación del deslizamiento. Derecha: Fallas activas cuaternarias y sismos históricos e instrumentales de la cuenca de Granada (Zonas Sismotectónicas de España, 2025).

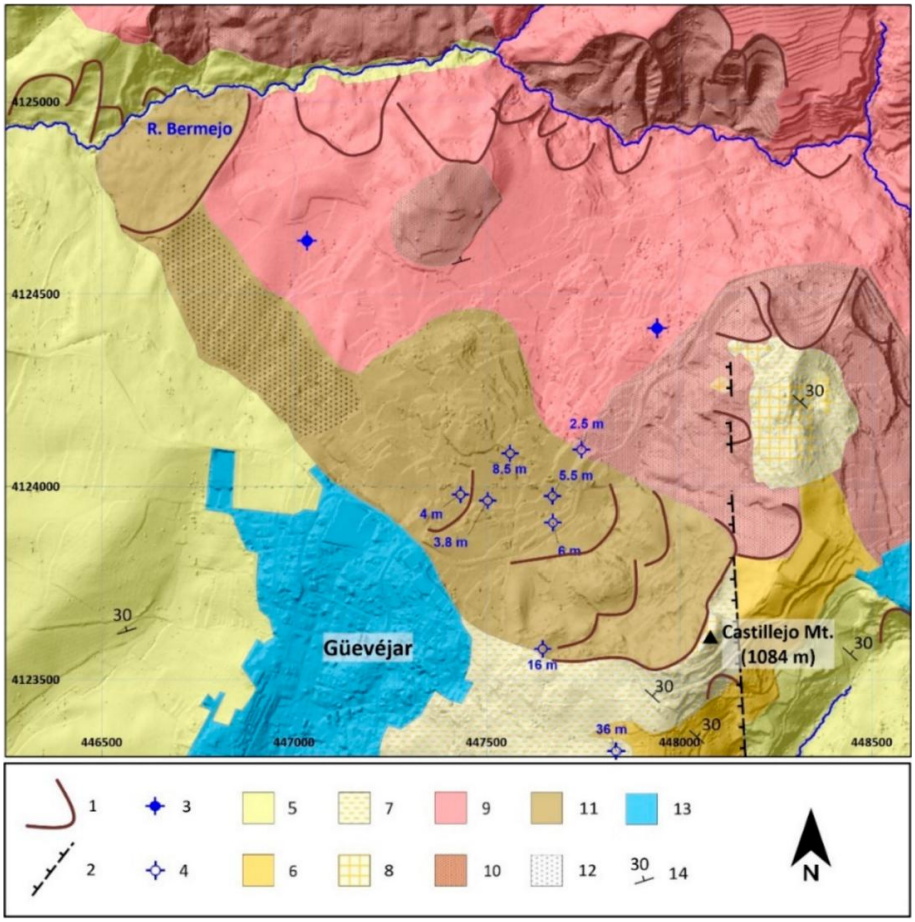


Figura 3. Mapa geológico del área del deslizamiento de Güevéjar. (1) Escarpe de cabecera, (2) fallas, (3) manantiales, (4) pozos y su altura sobre el nivel freático (m), (5) unidad de margas, (6) unidad de limos rojos, (7) margas de la unidad de margas y calizas, (8) calizas de la unidad de margas y calizas, (9) arcillas rojas, (10) otros deslizamientos, (11) deslizamiento de Güevéjar, (12) flujo de tierra del deslizamiento de Güevéjar, (zonas urbanas), (14) dirección y buzamiento del basamento (Delgado *et al*., 2021).

3. METODOLOGÍA

Las Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Terreno (GMPE, *Ground Motion Prediction Equations*) son modelos matemáticos de base empírica o semiempírica que permiten estimar la intensidad del movimiento del terreno causado por un terremoto en un punto determinado. Estos modelos permiten estimar la aceleración máxima del suelo (PGA, *Peak Ground Acceleration*) y su velocidad máxima (PGV, *Peak Ground Velocity*). En este trabajo, se considera como GMPE el modelo de Akkar *et al*. (2014), uno de los más aceptados en Europa y Oriente Próximo. Las especificaciones para aplicar dicha GMPE fueron las siguientes: distancias epicentrales (de 1 a 100 km); velocidad de propagación de onda (V_{s30}) de 200 m/s para un suelo granular suelto o cohesivo blando, de acuerdo con la Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02 (2002); e intervalo de incertidumbre para el cálculo de PGA y PGV de ±1 desviación típica.

El análisis de los desplazamientos inducidos por sismos se puede realizar utilizado el método del bloque rígido deslizante de Newmark (Newmark, 1965). Se trata de un método dinámico simplificado que asemeja la inestabilidad a un bloque que desliza sobre un plano inclinado y que define una aceleración crítica (a_y) que cada vez que es superada por la aceleración provocada durante un sismo, genera un cierto desplazamiento del terreno. Acumulando todo el desplazamiento provocado por el sismo de este modo se tiene el denominado Desplazamiento de Newmark (D_N). Superado un determinado valor o umbral de D_N, se considera que se produce la inestabilidad del deslizamiento. Como valor de a_y en este trabajo se ha considerado 0,05 g, valor determinado por Paz Haumán (2024) y Rodríguez Peces *et al*. (2025) para la dirección de la aceleración más desfavorable que podría darse en la reactivación del deslizamiento de Güevéjar.

Aunque los D_N pueden obtenerse analíticamente siguiendo el procedimiento anterior, existen numerosos modelos empíricos para su estimación. En este estudio, los D_N se han calculado utilizando modelos empíricos que consideran tres parámetros: PGA o PGV, a_y y magnitud. Así, se han considerado 9 modelos: J07_1 y J07_2 propuestos por Jibson (2007); BT07 propuesto por Bray y Travesarou (2007); SR08_1 y SR08_3 propuestos por Saygili y Rathje (2008); RS09 propuesto por Rathje y Saygili (2009); y DR20_1, DR20_2 y DR20_3 propuestos por Delgado *et al*. (2020). Cabe señalar que la mayoría de estos modelos se aplican a eventos de magnitudes moderadas a altas ($M_w > 6,0$). Sin embargo, la sismicidad en la Península Ibérica se caracteriza por magnitudes bajas o moderadas. Por ese motivo se han incluido los modelos de Delgado *et al*. (2020), los cuales emplean datos de la Cordillera Bética con magnitudes en el rango de 3,5 a 6,3, ya que son adecuados para magnitudes bajas ($M_w < 5,0$) y aceleraciones críticas bajas ($a_y < 0,1$ g).

Los modelos empíricos anteriores calculan D_N en función de PGA o PGV, por lo que es posible realizar el cálculo inverso y determinar, dada una magnitud y un umbral de D_N, el valor de PGA o PGV que provocaría la reactivación del deslizamiento. En el estudio de la susceptibilidad a la reactivación de deslizamientos coherentes, es habitual considerar un umbral de 5 cm para D_N (Rodríguez Peces, 2010). No obstante, Jibson y Michael (2009) asocian valores de D_N de 5 y 10 cm con peligrosidades moderadas a altas y probabilidades de reactivación del 2 al 15 % y del 15 al 32 %, respectivamente. Así, en este trabajo se han considerado ambos umbrales para D_N: 5 y 10 cm. Por su parte, se han considerado magnitudes en el intervalo de 4,5 a 7,0, abarcando desde las magnitudes mínimas de los sismos registrados en la zona que superan la aceleración crítica, a las magnitudes máximas que podrían provocar las fallas activas cuaternarias presentes en el entorno del deslizamiento.

Los valores obtenidos en el cálculo inverso anterior pueden representarse en las curvas de atenuación para PGA y PGV construidas de acuerdo con la GMPE de Akkar *et al*. (2014). Se puede entonces seleccionar la menor PGA o PGV (de entre todos los modelos) que produciría la reactivación del deslizamiento para una magnitud dada, cuya intersección con la curva de atenuación proporciona la distancia epicentral máxima a la que debería encontrarse la fuente sísmica para reactivar el deslizamiento. Puesto que la GMPE empleada considera desviación típica, cada curva de atenuación posee valores mínimos, medios y máximos lo que permite determinar tres distancias epicentrales (mayor, media y menor) que delimitan cuatro niveles de susceptibilidad: baja, media-baja, media-alta y alta. La integración de estos resultados para las diferentes magnitudes consideradas permite elaborar un gráfico magnitud-distancia epicentral donde quedan definidos los cuatro niveles de susceptibilidad anteriores. Todo este proceso se realiza tanto para el umbral de D_N de 5 cm como para el de 10 cm, obteniendo así sus respectivos gráficos de susceptibilidad.

En estos gráficos de susceptibilidad se incluyen la ubicación respecto al deslizamiento de Güevéjar de las fallas activas localizadas en un radio de 100 km, considerando su magnitud máxima estimada. Estos datos se han obtenido de la Base de Datos de Fallas Activas de Iberia (QAFI), la cual recoge información sobre aquellas con evidencias de actividad durante el Cuaternario (García-Mayordomo *et al.*, 2012). Se han seleccionado un

total de 25 fallas, las cuales presentan magnitudes máximas entre 5,5 y 6,8.

Adicionalmente, se han estudiado los sismos instrumentales producidos en un radio de 100 km desde el deslizamiento de Güevéjar recopilados por el Instituto Geográfico Nacional (IGN). Los sismos seleccionados estaban comprendidos en el periodo de 1995 a 2021, con magnitudes entre 3,5 y 4,5. Para estos sismos, se ha determinado el valor de su PGA y PGV en la ubicación del deslizamiento de Güevéjar a partir de los registros de acelerogramas correspondiente a la componente horizontal y el empleo de la GMPE de Akkar *et al*. (2014). Esto ha permitido determinar el valor de D_N que produjeron estos sismos en el deslizamiento. Estos sismos se han incluido asimismo en los gráficos de susceptibilidad.

4. RESULTADOS

La Figura 4 muestra las curvas de atenuación para PGA y PGV correspondiente a una magnitud 3,8 junto con 4 sismos instrumentales de la misma magnitud. Como puede verse, la curva de atenuación está representada por una línea sólida inscrita en una zona sombreada que se corresponde al modelo aplicado con ±1 desviación típica. Los segmentos verticales representan los rangos de PGA y PGV atenuadas en la localización del deslizamiento, según las distancias epicentrales de los diferentes eventos sísmicos, los cuales se muestran en la leyenda. Las estaciones sísmicas que registran dichos sismos están también representadas por asteriscos.

En total, se han obtenido 8 pares de gráficas para las magnitudes correspondientes a los sismos seleccionados: 3,5; 3,7; 3,8; 3,9; 4,1; 4,3; 4,4 y 4,5. De estos sismos, sólo 3 superaban el valor de aceleración crítica en la zona del deslizamiento, en concreto los correspondientes a la serie sísmica de Santa Fe de fechas 23/01/2021, 26/01/2021 y 28/01/2021, todos ellos con magnitud 4,4.

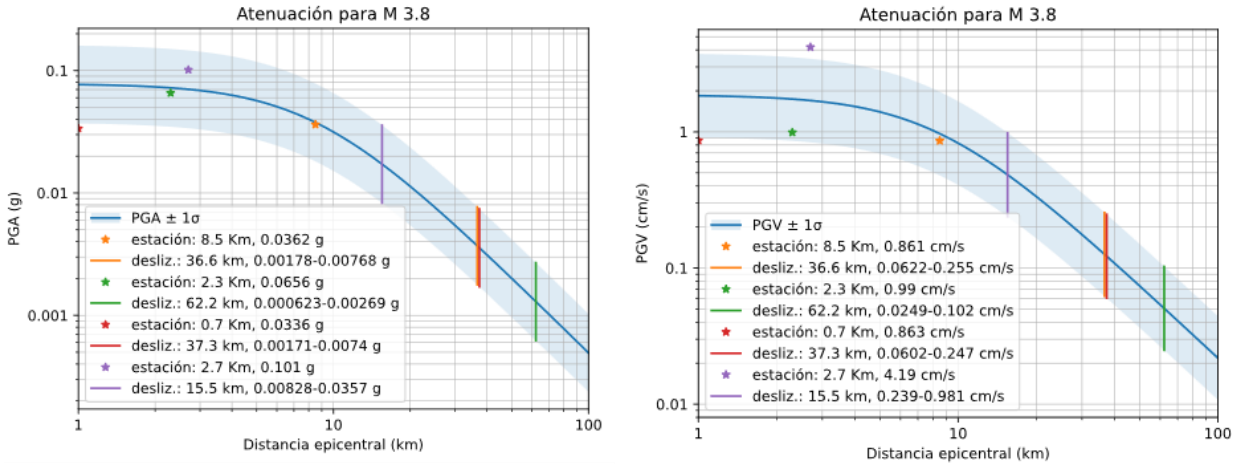


Figura 4. Atenuación de PGA y PGV para la magnitud de 3.8.

La Tabla 1 muestra los desplazamientos de Newmark calculados mediante cada uno de los 9 modelos empíricos para estos 3 sismos registrados. Como se puede observar, los valores obtenidos son todos inferiores a 1 cm, siendo coherente con el hecho de que el deslizamiento de Güevéjar no se reactivó durante la serie sísmica de Santa Fe de 2021.

Tabla 1. Desplazamiento de Newmark calculado para tres sismos de la serie sísmica de Santa Fe de 2021 utilizando nueve modelos de estimación de D_N diferentes.

Serie Santa Fe	Desplazamiento de Newmark (cm)								
	J07_1	J07_2	BT07	SR08_1	RS09	SR08_3	DR20_1	DR20_2	DR20_3
23/01/2021	0.402	0.036	0.742	0.457	0.056	0.068	0.042	0.035	0.051
26/01/2021	0.118	0.010	0.441	0.120	0.015	0.018	0.012	0.010	0.015
28/01/2021	0.038	0.003	0.323	0.034	0.004	0.005	0.003	0.003	0.004

Por su parte, la Figura 5 muestra la curva de atenuación para un sismo de magnitud 6,0 y los correspondientes valores de PGA (líneas horizontales) que producen la reactivación del deslizamiento de Güevéjar de acuerdo con los 9 modelos empíricos y los dos umbrales de D_N (5 cm y 10 cm) considerados. La intersección del menor valor de PGA en cada caso con los valores mínimo, medio y máximo de la curva de atenuación determinan los valores de distancia epicentral que definen los cuatro niveles de susceptibilidad (baja, media-baja, media-alta y alta). Se han obtenido gráficas similares correspondientes a las magnitudes 4,5, 5,0, 5,5, 6,0, 6,5 y 7,0, así como con el valor de PGV.

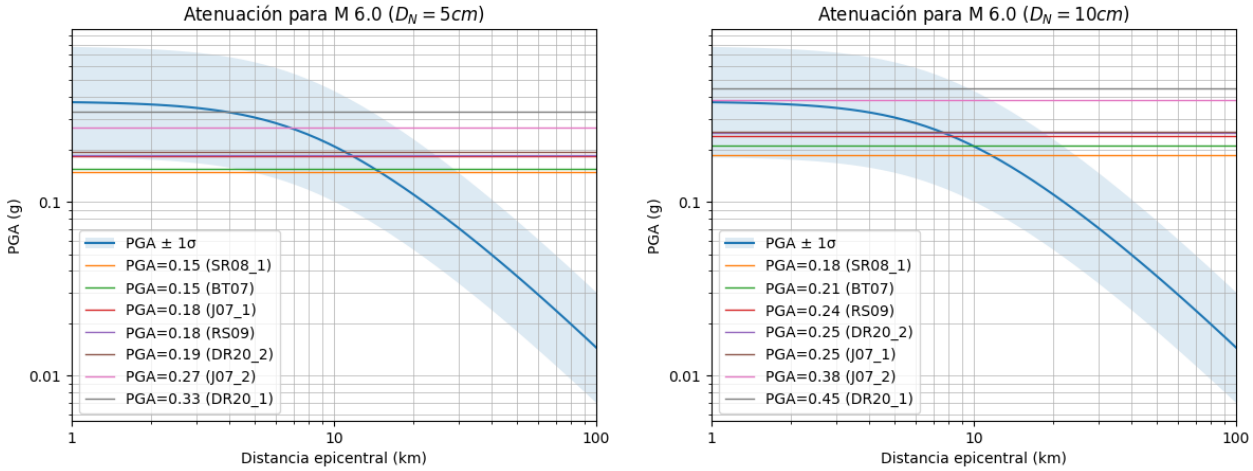


Figura 5. PGA de cada modelo representada sobre la gráfica de atenuación para magnitud 6.0 y umbrales de desplazamientos de Newmark de 5 cm (izquierda) y 10 cm (derecha).

A partir de los valores de intersección de la PGA menor en cada una de estas gráficas se han construido los gráficos de susceptibilidad para un umbral de D_N de 5 cm y 10 cm (Figura 6 y Figura 7, respectivamente). En estos gráficos se han incluido los pares magnitud-distancias de las fallas activas, así como los pares correspondientes a los sismos instrumentales con magnitud superior a 4,0 (incluyendo los de la serie sísmica de Santa Fe de 2021).

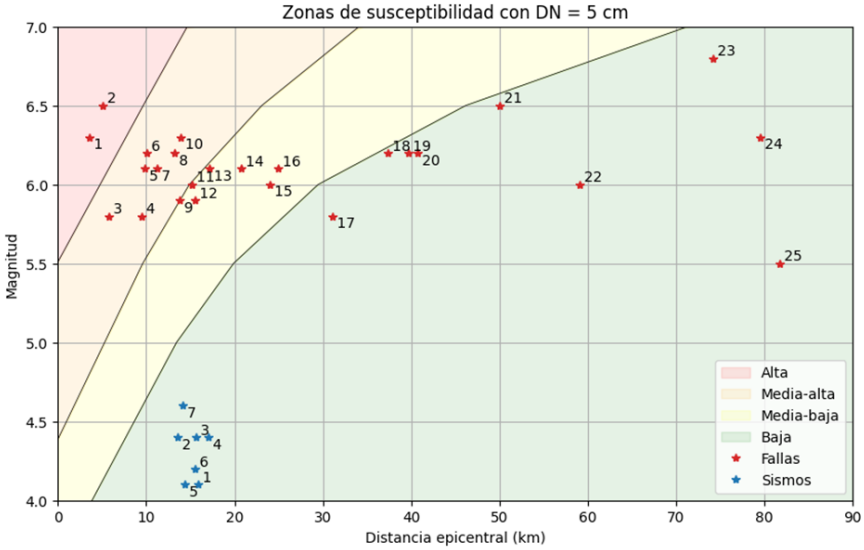


Figura 6. Zonas de susceptibilidad de potencial reactivación del deslizamiento de Güevéjar para D_N = 5 cm.

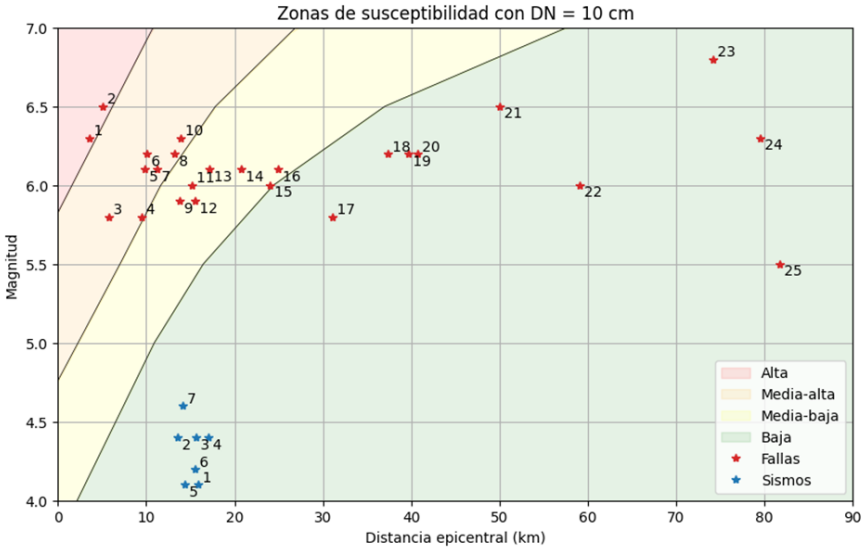


Figura 7. Zonas de susceptibilidad de potencial reactivación del deslizamiento de Güevéjar para D_N = 10 cm.

5. DISCUSIÓN

Se han estimado los valores de aceleración máxima del terreno (PGA) y velocidad máxima del terreno (PGV) correspondientes a los principales eventos sísmicos registrados en el entorno de Güevéjar, evaluando su atenuación en función de la distancia epicentral. Además, mediante la aplicación de diversos modelos empíricos para el cálculo del desplazamiento de Newmark se ha podido comprobar la respuesta del deslizamiento frente a parámetros sísmicos reales. Finalmente, las gráficas de susceptibilidad han permitido evaluar la posible reactivación del deslizamiento de Güevéjar ante eventos sísmicos futuros.

Las curvas de atenuación obtenidas mediante las ecuaciones de predicción del movimiento del terreno se ajustan, en general, a los datos reales de las estaciones sísmicas estudiadas. Sin embargo, en algunos casos, el intervalo de ±1 desviación típica no parece ser suficiente. La disponibilidad limitada de registros sísmicos para cada magnitud condiciona la validación empírica de estos modelos. En varios casos, la información disponible se limitó a un único registro sísmico.

Los desplazamientos de Newmark estimados son menores a 1 cm para todos los modelos en los tres casos analizados de la serie sísmica de Santa Fe. Esto coincide con la realidad, ya que ninguno de los eventos sísmicos estudiados provocó la reactivación del deslizamiento de Güevéjar. Además, los resultados se mantienen muy por debajo del umbral de 5 cm de D_N, establecido como criterio para la reactivación de inestabilidades coherentes.

Las gráficas de susceptibilidad permiten identificar las fallas más problemáticas. Se han contrastado con los datos reales de la serie sísmica de Santa Fe, los cuales se localizan en la zona de baja susceptibilidad (zona verde en las gráficas), lo que muestra concordancia con la realidad. No se observan variaciones significativas entre ambas gráficas de susceptibilidad para D_N igual a 5 y 10 cm, por lo que, en lo sucesivo, se consideran conjuntamente en el análisis de los resultados.

A partir del análisis realizado, se puede descartar la influencia de las fallas que se encuentran en la zona de baja susceptibilidad como factor de reactivación del deslizamiento. A pesar de que presentan rangos de magnitudes de entre 5,5 a 6,8, sus distancias al deslizamiento son considerablemente altas, de 31 a 82 km, lo que demuestra la importancia de la proximidad al mismo. Como es esperable, el mayor número de fallas se localiza en los valores medios. Las fallas con susceptibilidad media-baja (zona amarilla) son las siguientes: Alitaje (9), Obéilar-Pinos Puente (11), Pedro Ruiz (12), Dílar (13), Escóznar (14), Padul-Nigüelas (15) y Tocón-Obéilar (16). Estas comprenden el rango de magnitud de 5,9 a 6,1 y rangos de distancia de 14 a 25 km. Las fallas con susceptibilidad media-alta (zona naranja) se corresponden con: Este de Cubillas (3), Oeste de Cubillas (4), Norte de Cubillas (5), Atarfe (6), Pinos Puente (7), Belicena-Alhendín (8) y Santa Fe (10). Estas presentan rangos de magnitud de 5,8 a 6,3 y distancias entre 6 y 14 km. Por último, existen dos fallas con alta susceptibilidad (zona roja): El Fargue-Jun (1) y Granada (2), con magnitudes de 6,3 y 6,5 a distancias de 4 y 5 km respectivamente.

Este análisis coincide con el estudio de Rodríguez Peces *et al*. (2011), en el que se concluye que las fallas con mayor probabilidad de originar un terremoto capaz de generar la reactivación del deslizamiento son la de Granada, Atarfe o Santa Fe, descartando la falla de Ventas de Zafarraya por su distancia al deslizamiento (55 km). Coincide también con el trabajo de Paz Huamán (2024), quien incluye las fallas ya mencionadas, y añade las de Padul-Nigüelas y El Fargue-Jun. También incluye la falla de Albuñuelas, que no ha sido considerada en este trabajo debido a su baja susceptibilidad.

Es importante señalar que la estimación de D_N para las diferentes fallas consideradas implica que se desarrolle una magnitud máxima correspondiente a la ruptura de la falla en toda su extensión. La probabilidad de que esto ocurra es baja, especialmente considerando la sismicidad moderada a baja que caracteriza a España. Esto puede llevar a pensar que los resultados de este estudio sobrestiman la realidad. Sin embargo, el deslizamiento de Güevéjar podría reactivarse bajo condiciones menos extremas y magnitudes moderadas de las fallas activas cercanas, tal como se menciona en Rodríguez Peces *et al*. (2011), para quienes un evento de magnitud 4,7 localizado en el emplazamiento del deslizamiento sería suficiente para provocar su reactivación. Asimismo, según Paz Huamán (2024) y Rodríguez Peces *et al*. (2025), un sismo de magnitud mayor a 2,8 con epicentro en un radio de 1 km desde el deslizamiento podría reactivarlo, al igual que un evento de magnitud 3,7 con epicentro localizado a 10 km.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha estudiado la susceptibilidad de reactivación del deslizamiento de Güevéjar ante eventos sísmicos provocados por fallas activas. En base a los análisis realizados, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Los modelos de atenuación generados con la ecuación de predicción del movimiento del terreno de Akkar *et al*. (2014) muestran un grado de ajuste razonable a las condiciones locales, y podrían aplicarse a situaciones similares.
- Los cálculos del desplazamiento de Newmark (D_N) han generado resultados consistentes entre sí, que concuerdan con que no se reactivara el deslizamiento tras la serie sísmica de Santa Fe de 2021, y con el umbral de reactivación de 5 cm para inestabilidades coherentes.
- Las gráficas de susceptibilidad para D_N de 5 y 10 cm no presentan diferencias significativas entre sí. Ambas son coherentes con el comportamiento histórico y los estudios realizados en la zona. Para utilizar un mayor margen de seguridad sería de aplicación la gráfica de 5 cm.
- Aunque el deslizamiento de Güevéjar se encuentra actualmente inactivo, podría llegar a reactivarse ante un sismo de baja a moderada magnitud (4,0 a 5,5) que se produjese a una distancia epicentral próxima (4 a 20 km).
- Las fallas de El Fargue-Jun y la de Granada destacan como las más críticas ante la posible reactivación del deslizamiento, en el caso de romper en toda su extensión. Sin embargo, la probabilidad de que esto ocurra es relativamente baja.
- Se puede definir un radio de 30 km a partir del cual las fallas activas están suficientemente alejadas como para suponer un riesgo de reactivación del deslizamiento.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo se ha realizado con el soporte del proyecto de investigación *Model_Shaker PID2021-124155NB-C31* financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología, y del grupo de investigación de la Universidad Complutense de Madrid “Geodinámica planetaria, tectónica activa y aplicaciones a riesgos” UCM-910368.

REFERENCIAS

Akkar, S., Sandıkkaya, M.A., Bommer, J.J. (2014). Empirical ground-motion models for point- and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East. *Bulletin of Earthquake Engineering,* 12 (1): 359-387.

Bray, J.D. y Travasarou, T. (2007). Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 133 (4): 381-392.

Delgado, J., Rosa-Herranz, J., Peláez Montilla, J.A., Rodríguez Peces, M.J., Garrido Manrique, J., Tsigé, M. (2020). On the applicability of available regression models for estimating Newmark displacements for low to moderate magnitude earthquakes. The case of the Betic Cordillera (S Spain). *Engineering Geology,* 274: 105710.

Delgado, J., Galiana-Merino, J.J., García-Tortosa, F.J., Garrido, J., Lenti, L., Martino, S., Peláez, J.A., Rodríguez Peces, M.J., Sanz de Galdeano, C., Soler-Llorens, J.L. (2021). Ambient Noise Measurements to Constrain the Geological Structure of the Güevéjar Landslide (S Spain). *Applied Sciences,* 11 (4): 1454.

Froude, M. J., Petley, D. N. (2018). Global fatal landslide occurrence from 2004 to 2016. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 18: 2161–2181.

García-Mayordomo, J., Insua-Arévalo, J.M., Martínez-Díaz, J.J., Jiménez-Díaz, A., Martín-Banda, R., Martín-Alfageme, R., Álvarez-Gómez, J.A., Rodríguez-Peces, M.J., Pérez-López, R., Rodríguez-Pascua, M.A., Masana, E., Perea, H., Martín-González, F., Giner-Robles, J., Nemser, E.S., Cabral, J. and the QAFI Compilers Working Group (2012). The Quaternary Faults Database of Iberia (QAFI v.2.0). *Journal of Iberian Geology,* 38 (1): 285-302.

Instituto Geográfico Nacional – Red Sísmica Nacional (2021). *Informe de la actividad sísmica en Atarfe-Santa Fe (Granada)*. Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana.

Instituto Geográfico Nacional (s.f.). *Sismotectónica: Zona central del Sistema Bético*. Recuperado en 2025, de https://tinyurl.com/sismotec-betico-c

Jibson, R.W. (2007). Regression models for estimating coseismic landslide displacement. *Engineering Geology,* 91: 209-218.

NCSE-02 (2002). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación*. Ministerio de Fomento, Madrid.

Newmark, N.M. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Geotechnique,* 15 (2): 139-160.

Paz Haumán, J.P. (2024). *Reactivación de grandes deslizamientos por terremotos: El deslizamiento co-sísmico de Güevéjar (Granada, España)*. Trabajo de fin de máster. Universidad Complutense de Madrid.

Rathje, E.M. y Saygili, G. (2009). Probabilistic assessment of earthquake-induced sliding displacements of natural slopes. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering,* 42 (1): 18-27.

Rodríguez Peces, M.J. (2010). *Analysis of earthquake-triggered landslides in the South of Iberia: testing the use of the Newmark's method at different scales*. Tesis doctoral. Universidad de Granada.

Rodríguez-Peces, M.J., García-Mayordomo, J., Azañón, J.M., Insua Arévalo, J.M., Jiménez Pintor, J. (2011). Constraining pre-instrumental earthquake parameters from slope stability back-analysis: Palaeoseismic reconstruction of the Güevéjar landslide during the 1st November 1755 Lisbon and 25th December 1884 Arenas del Rey earthquakes. *Quaternary International,* 242 (1): 76-89.

Rodríguez Peces, M.J., García-Mayordomo, J., Azañón, J.M., Insua Arévalo, J.M., Jiménez Pintor, J. (2013). Estimación de la localización y la magnitud de terremotos pre-instrumentales mediante el estudio de inestabilidades de ladera: el caso del deslizamiento de Güevéjar (Granada). *Cuaternario y Geomorfología,* 27 (3-4): 99-108.

Rodríguez Peces, M.J., Garzón-Roca, J., Paz Haumán, J.P. (2025). Potencial reactivación sísmica del deslizamiento co-sísmico de Güevéjar (Granada). *XI Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables*, Bilbao, julio 2025.

Saygili, G. y Rathje, E.M. (2008). Empirical predictive models for earthquake-induced sliding displacements of slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 134 (6): 790-803.

PRESIÓN DE HUNDIMIENTO DE UNA ZAPATA BAJO CARGA INCLINADA CÍCLICA EN UNA ARENA SUSCEPTIBLE A LICUEFACCIÓN

José Luis PASTOR[(1)*], Rubén A. GALINDO[(2)] y Fausto MOLINA-GÓMEZ[(3)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil
Universidad de Alicante (UA)
*joseluis.pastor@ua.es

[(2)] Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

[(3)] Departamento de Estructuras y Física de Edificación
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

RESUMEN

La presión de hundimiento de los suelos granulares sometidos a cargas dinámicas se estudia habitualmente en relación con el fenómeno de licuefacción, o licuación, durante el cual el suelo experimenta una transformación de un estado sólido a un fluido viscoso. En esta etapa, las tensiones efectivas dentro de la masa del suelo se anulan debido al incremento de la presión intersticial. En contraste, cuando no se alcanza la licuefacción total, la capacidad portante de una cimentación sometida a cargas dinámicas suele evaluarse mediante soluciones pseudoestáticas. No obstante, la presión de poros generada por la aplicación de una carga cíclica desempeña un papel relevante en la capacidad portante de cimentaciones superficiales, incluso cuando no se alcanza el estado de licuefacción. En esta investigación se evalúa la presión de hundimiento de una cimentación superficial sobre un suelo granular (arena de Ottawa) sometido a una carga inclinada cíclica. Se realizaron ensayos de corte simple directo cíclico en este material para obtener sus parámetros geotécnicos y establecer una correlación entre la presión intersticial generada y la tensión cortante cíclica aplicada. La evaluación de la capacidad portante se llevó a cabo utilizando el software FLAC2D basado en el método de diferencias finitas. Los resultados obtenidos muestran una reducción significativa en la capacidad portante de la cimentación al considerar la presión intersticial generada, lo que pone de manifiesto la importancia de incluir este efecto en la evaluación de la presión de hundimiento.

ABSTRACT

The bearing capacity of granular soils under dynamic loading is commonly studied in relation to the liquefaction phenomenon, during which the soil undergoes a transformation from a solid state to a viscous fluid. At this stage, the effective stresses within the soil mass vanish due to the increase in pore water pressure. In contrast, when full liquefaction is not reached, the bearing capacity of a foundation subjected to dynamic loads is usually evaluated using pseudo-static solutions. However, the pore pressure generated by the application of cyclic loading plays a significant role in bearing capacity of shallow foundations, even when the liquefaction state is not achieved. In this study, the bearing capacity of a shallow foundation on a granular soil (Ottawa sand) subjected to an inclined cyclic load is evaluated. Cyclic direct simple shear tests were performed on this material to obtain its geotechnical parameters and to establish a correlation between the generated pore pressure and the applied cyclic shear stress. The bearing

capacity assessment was carried out using the FLAC2D software based on the finite difference method. The results show a significant reduction in the bearing capacity of the foundation when the generated pore pressure is considered, highlighting the importance of including this effect in the evaluation of bearing capacity.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Carga cíclica (Cyclic loading), Método de diferencias finitas (Finite difference method), Generación de presión intersticial (Pore pressure generation), Presión intersticial (Bearing capacity).*

1. INTRODUCCIÓN

Cuando se evalúa la capacidad portante de suelos granulares sometidos a cargas dinámicas, clásicamente se emplean dos enfoques independientes. El primero consiste en estimar la probabilidad de ocurrencia de la licuefacción, fenómeno durante el cual el suelo puede comportarse como un fluido viscoso. Si no se alcanza el estado de licuefacción, el segundo enfoque se basa en la aplicación de análisis pseudoestáticos para estimar la capacidad portante de las cimentaciones. Los primeros estudios que aplicaron este tipo de análisis se atribuyen a Meyerhof (1951; 1953).

En la actualidad, el enfoque pseudoestático continúa utilizándose ampliamente mediante distintos métodos de cálculo. Por ejemplo, Jadar y Ghosh (2017) emplearon un método pseudoestático para evaluar la capacidad portante sísmica de una zapata corrida superficial mediante el método de las rebanadas horizontales. Por su parte, Izadi *et al*. (2019) analizaron la capacidad portante pseudoestática de cimentaciones superficiales sobre depósitos marinos heterogéneos mediante cálculos de equilibrio límite. Más recientemente, Beygi *et al*. (2022) aplicaron un coeficiente sísmico horizontal pseudoestático mediante análisis límite con elementos finitos para estudiar la capacidad portante sísmica de una zapata corrida situada junto a excavaciones. En este tipo de análisis pseudoestáticos, normalmente no se considera la presión intersticial generada por cargas cíclicas cuando no se alcanza la licuefacción.

En los estudios de licuefacción, la generación de exceso de presión de agua en los poros constituye un aspecto clave, lo que ha motivado numerosos trabajos recientes orientados a comprender mejor este fenómeno. Do *et al*. (2023) investigaron la generación de presión intersticial en materiales granulares finos sometidos a cargas triaxiales cíclicas no drenadas, observando que la presión de poros aumenta ligeramente para valores bajos del *Cyclic Stress Ratio* (CSR), mientras que para valores más altos de CSR se produce un incremento mucho más pronunciado. Asimismo, Wei *et al*. (2024) desarrollaron modelos de presión intersticial que consideran diferentes contenidos de finos, densidades de empaquetamiento, presiones de confinamiento y amplitudes de carga. Sin embargo, la mayor parte de estas investigaciones se ha centrado principalmente en la generación de presión intersticial en el contexto del análisis de licuefacción. Aun así, la presión intersticial inducida por cargas cíclicas puede influir significativamente en la capacidad portante de cimentaciones superficiales, incluso cuando no se alcanza completamente el estado de licuefacción.

En este trabajo se analiza la capacidad portante dinámica de un suelo arenoso. En una primera etapa, se estudiaron los resultados de ensayos de corte cíclico realizados en muestras de arena Ottawa. A partir de estos ensayos, se estableció una relación entre las tensiones cortantes aplicadas y la presión de agua generada en los poros. Este modelo de generación de presión de poros fue posteriormente implementado en el software FLAC2D (Itasca, 2000). Finalmente, se determinó la carga cíclica máxima para diferentes inclinaciones de carga, lo que pone de manifiesto la importancia de considerar la presión intersticial inducida por cargas cíclicas en la evaluación de la capacidad portante de las cimentaciones superficiales.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

2.1. SUELO DE ESTUDIO

El suelo utilizado en la presente investigación es arena silícea Ottawa estándar, compuesta por granos de forma subredondeada. Las principales características de esta arena se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1. Características principales de la arena de Ottawa.

Parámetro	Valor
D_{10}	0.139 mm
D_{30}	0.177 mm
D_{60}	0.234 mm
G_s	2.65
e_{max}	0.76
e_{min}	0.52

2.2. CORTE SIMPLE CÍCLICO

Los ensayos se realizaron utilizando un equipo de corte simple cíclico. Este equipo permite realizar ensayos bajo condiciones de volumen constante (no drenadas) y bajo condiciones de carga axial constante (drenadas). Los ensayos de corte simple cíclico a volumen constante son equivalentes a ensayos no drenados, en los cuales un cambio en la tensión vertical aplicada es equivalente a un cambio en la presión intersticial dentro de la muestra, suponiendo que el drenaje se impide mientras se mantiene constante la presión vertical (Bjerrum y Landva, 1966; Dyvik *et al*., 1987). En estas condiciones, el cambio en la presión intersticial es igual al cambio en la tensión normal efectiva necesario para mantener el volumen constante.

Se realizaron un total de 12 ensayos de corte simple cíclico con el fin de obtener datos para evaluar un modelo de generación de presión de poros bajo carga cíclica. La Tabla 2 muestra las condiciones iniciales de los ensayos de corte simple cíclico realizados. La amplitud de la tensión cortante se define como el porcentaje de la tensión vertical de confinamiento, expresada mediante la relación de tensión cíclica (CSR, *Cyclic Stress Ratio*). Los ensayos se llevaron a cabo hasta que la presión intersticial generada alcanzó la tensión vertical de confinamiento inicial.

Tabla 2. Condiciones iniciales de los ensayos de carga simple cíclica.

Número de ensayo	σ'_{v0} (kPa)	e_0	CSR
1	40	0.60	0.12
2	40	0.60	0.13
3	40	0.60	0.14
4	40	0.60	0.15
5	40	0.60	0.16
6	40	0.60	0.17
7	100	0.59	0.11
8	100	0.59	0.12
9	100	0.59	0.13
10	100	0.59	0.14
11	100	0.59	0.15
12	100	0.59	0.16

La Figura 1a muestra la relación entre la deformación y la tensión cortante para el ensayo número 2**,** mientras que la Figura 1b presenta la relación entre la tensión axial y la tensión cortante para ese mismo ensayo.

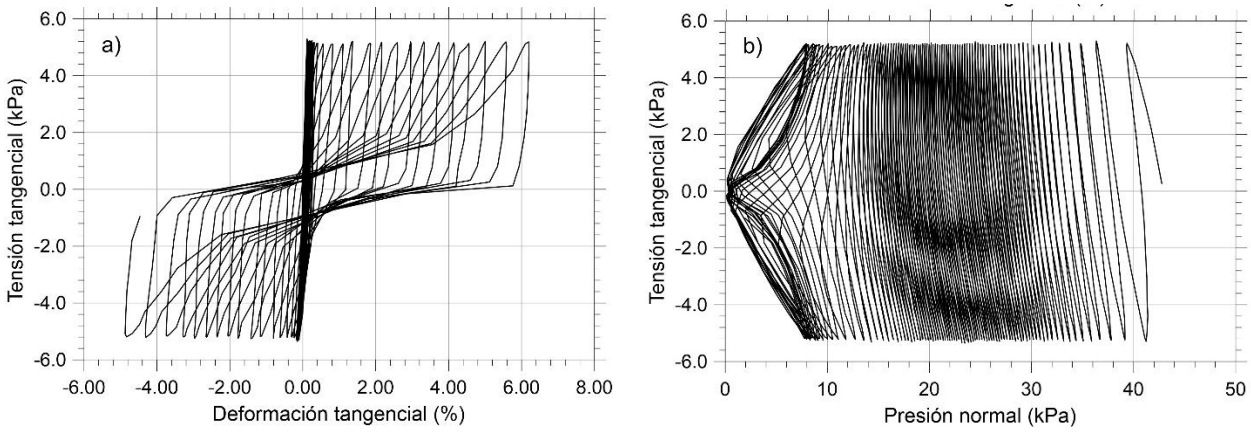


Figura 1. Resultados de ensayos de corte cíclico para el ensayo número 2.

3. DEFINICIÓN DEL PUNTO DE ROTURA DEL SUELO Y ENVOLVENTE DE MOHR – COULOMB

A partir de los resultados de los ensayos de corte simple cíclico, se observa que la deformación cortante permanece aproximadamente constante a medida que aumenta el número de ciclos, hasta alcanzar un punto a partir del cual se incrementa bruscamente, llegando al estado de licuefacción con un pequeño aumento adicional en el número de ciclos.

La Figura 2 muestra la relación entre la deformación cortante (en porcentaje) y la relación entre la presión intersticial en exceso y la tensión vertical efectiva inicial (r_u), representadas frente al número de ciclos para el ensayo número 2.

En esta investigación, el inicio de la rotura súbita se define como el punto en el que la deformación cortante aumenta bruscamente con el número de ciclos. Para el ensayo 2, esta definición de rotura corresponde a 76 ciclos, señalado por la intersección de las dos líneas rojas en la Figura 2a. El valor correspondiente de r_u puede obtenerse entonces para ese número de ciclos (Figura 2b).

La tensión de corte y la tensión vertical efectiva en el punto de rotura se determinaron para todos los ensayos según la definición anterior del punto de rotura. El ángulo de fricción interna de la envolvente de Mohr-Coulomb se determinó como la pendiente de la recta de mejor ajuste que pasa por todos los pares de valores de las tensiones de corte y verticales efectivas.

A partir de los 12 ensayos realizados, se obtuvo un ángulo de fricción interna de 25° como pendiente de la envolvente de rotura.

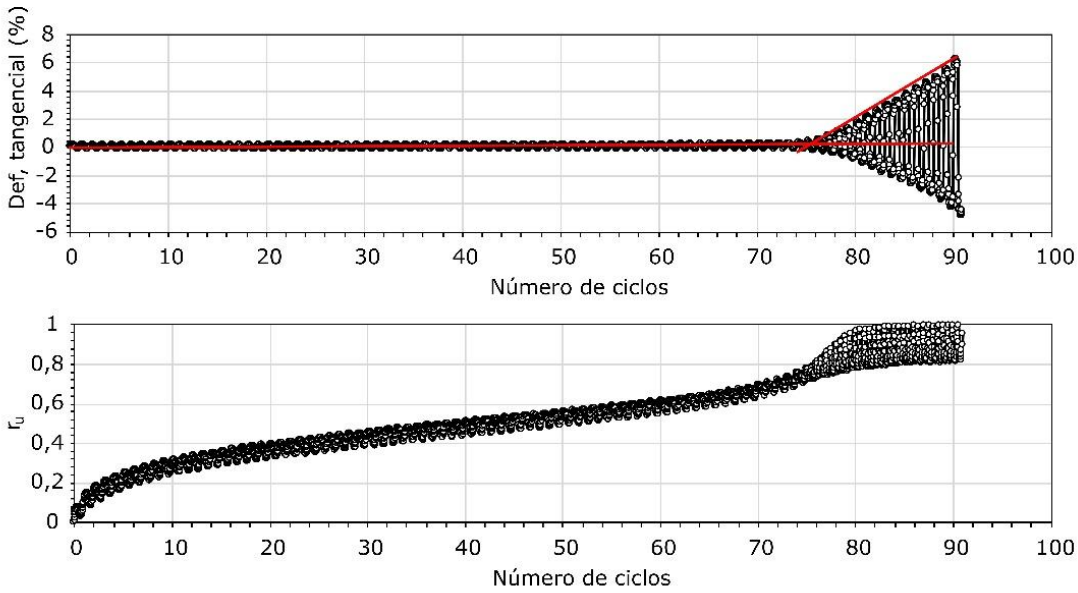


Figura 2. Ensayo número 2. a) Deformación de corte (%) vs. el número de ciclos.
b) ratio de presión intersticial a la presión inicial vertical efectiva (r_u) vs. el número de ciclos.

4. GENERACIÓN DE PRESIÓN INTERSTICIAL

Se realizó un análisis de la presión intersticial considerando la relación entre r_u y CSR para 5, 10 y 15 ciclos. Esta relación entre la presión intersticial normalizada y la tensión cortante cíclica normalizada se muestra en la Figura 3.

La tensión cortante cíclica aumenta desde un valor nulo, correspondiente al caso estático, hasta 0,17. Los valores más bajos de tensión cortante cíclica generan las menores presiones intersticiales, mientras que para las tensiones cortantes cíclicas máximas se obtienen valores cercanos a 1,00. Estos valores próximos a 1 son comúnmente observados en ensayos de corte cíclico en arenas.

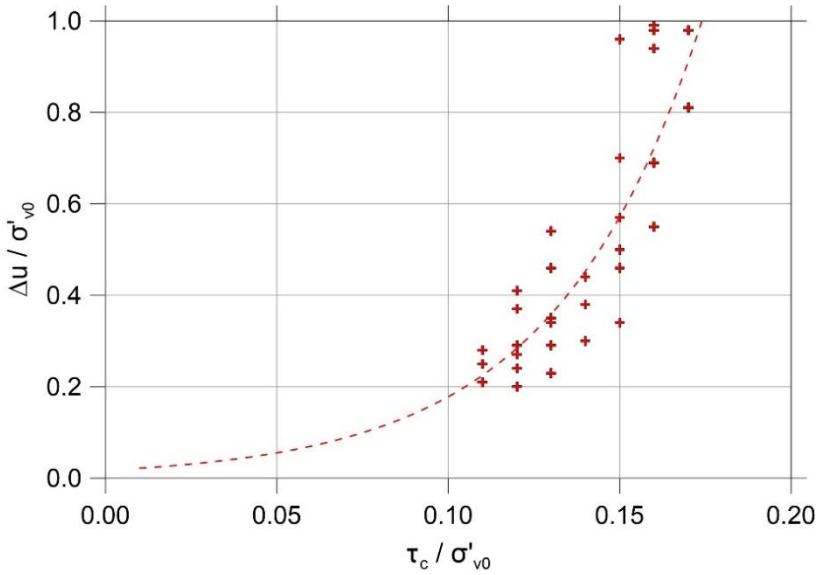


Figura 3. Relación entre la presión intersticial normalizada y la tensión de corte cíclica normalizada para 5, 10 y 15 ciclos.

La Ecuación (1) muestra la correlación entre la presión intersticial y la tensión cortante cíclica para la línea de ajuste mostrada en la Figura 2.

$$\frac{\Delta u}{\sigma_{v0}^{'}} = \beta_0 \cdot e^{\beta_1 \cdot \frac{\tau_c}{\sigma_{v0}^{'}}} \quad (1)$$

Donde Δu es la presión intersticial generada, $\sigma_{v0}^{'}$ la tensión vertical inicial efectiva, τ_c la tensión de corte cíclica y β_0, β_1 constantes empíricas.

La mejor correlación se obtuvo para β_0 = 0,0173 y β_1 = 23,313**,** con un coeficiente de regresión (R^2) del 71 %.

5. METODOLOGÍA NUMÉRICA

En esta investigación, la capacidad portante de una cimentación se determina considerando la presión intersticial generada en la masa de suelo por las tensiones cortantes cíclicas inducidas por una carga cíclica. La cimentación está sometida inicialmente a una carga permanente, definida como una fracción de la capacidad portante estática, seguida de la aplicación de una carga cíclica, que genera un incremento de las tensiones verticales y cortantes en el suelo.

La presión de agua en los poros aumenta directamente debido al incremento de la tensión vertical producido por la carga cíclica en condiciones no drenadas, así como al aumento de la tensión cortante, según se define en la Ecuación (1). Bajo estas condiciones, se determina la carga cíclica que provoca el hundimiento para distintas inclinaciones de la carga cíclica.

Para los cálculos se utilizó el software FLAC2D, un programa computacional basado en el método de diferencias finitas, que incluye una opción de programación denominada FISH, que permite al usuario controlar el proceso de análisis. La presión de agua en los poros se especificó dentro del modelo antes de ejecutar el análisis de capacidad portante de la cimentación, y se calculó de acuerdo con la Ecuación (1). Los cálculos se realizaron mediante un análisis en deformación plana (plane strain). Se consideró el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, con un ángulo de dilatancia igual a cero.

Las dimensiones del modelo utilizadas en esta investigación consistieron en una profundidad igual a 12 veces el ancho de la cimentación, y una distancia horizontal suficiente para evitar efectos de borde en el modelo. La cimentación se ubicó en el lado izquierdo del modelo, ya que la inclinación de la carga se estableció hacia el lado derecho. Se utilizó una malla de 0,5 m. Estos parámetros se basaron en estudios previos (Panique *et al*., 2020; 2022) y fueron validados para los cálculos realizados.

El proceso de cálculo empleado en esta investigación sigue las seis etapas definidas para evaluar la capacidad portante de cimentaciones superficiales bajo carga cíclica en suelos cohesivos (Panique *et al*., 2020). Estas seis etapas pueden resumirse de la siguiente manera:

1. Generación de la malla, definición de las propiedades del suelo y del agua, establecimiento de las condiciones de contorno y evaluación del peso propio.
2. Aplicación de la carga permanente sobre la zapata y de la carga efectiva fuera de la cimentación.
3. Aplicación de la carga cíclica sobre la zapata con un ángulo de inclinación entre 0° (carga vertical) y 90° (carga horizontal).
4. Generación de presión intersticial.
5. Estado de equilibrio entre las tensiones en el suelo y la presión intersticial, con el fin de obtener las tensiones verticales efectivas.
6. Cálculo de la capacidad portante, aplicando una velocidad descendente a los nodos de la zapata. Cuando la capacidad portante en esta etapa es igual a cero, la capacidad portante de la cimentación es igual a la carga cíclica aplicada en la etapa 3.

Este procedimiento implica un proceso iterativo hasta obtener la capacidad portante. Durante este proceso debe satisfacerse el criterio de rotura de Mohr-Coulomb para que los cálculos se consideren válidos.

La investigación realizada no reproduce los pasos intermedios del incremento de la presión intersticial durante cada ciclo de carga, sino únicamente el estado final una vez alcanzado el estado crítico.

6. EJEMPLO DE APLICACIÓN

La metodología propuesta se aplicó a un ejemplo con el fin de evaluar la influencia de la inclinación de la carga en la capacidad portante dinámica de una cimentación. Se consideró una cimentación de 6,0 m de ancho y una profundidad de empotramiento de 1 m, lo que corresponde a una carga efectiva de 20 kPa sobre el suelo circundante.

El primer paso consistió en determinar la capacidad portante estática de esta cimentación sobre un suelo arenoso con un peso unitario saturado de 20 kN/m³ (estimado a partir de las propiedades físicas y las condiciones de ensayo presentadas en las Tablas 1 y 2, respectivamente), un ángulo de fricción interna de 25° y cohesión nula. La capacidad portante estática obtenida para este suelo, sin considerar presión de agua en los poros, fue de 730,3 kPa.

Posteriormente, se aplicó en la Etapa 2 una carga permanente equivalente al 20 % de la capacidad portante estática, y se determinó la capacidad portante cíclica de la cimentación para inclinaciones de la carga cíclica de 0° (vertical), 5°, 10°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75° y 90° (horizontal).

Como ejemplo, se presentan los resultados correspondientes a una inclinación de carga cíclica de 15°. La Figura 4 muestra el cortante bajo la cimentación después de aplicar una carga cíclica inclinada 15° que provoca el hundimiento de la cimentación. La generación de presión intersticial resultante de esta carga cíclica se muestra en la Figura 5.

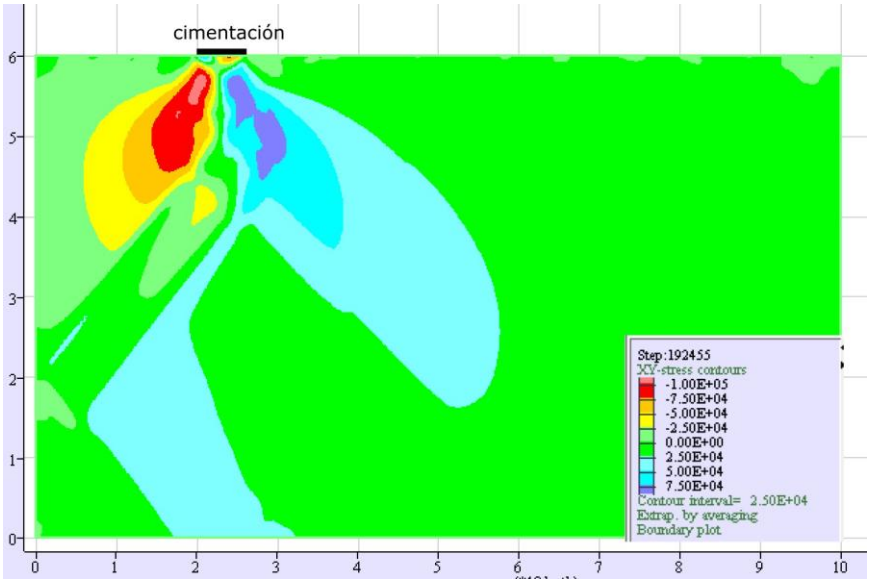


Figura 4. Tensión cortante bajo la cimentación para una inclinación de carga cíclica de 15°.

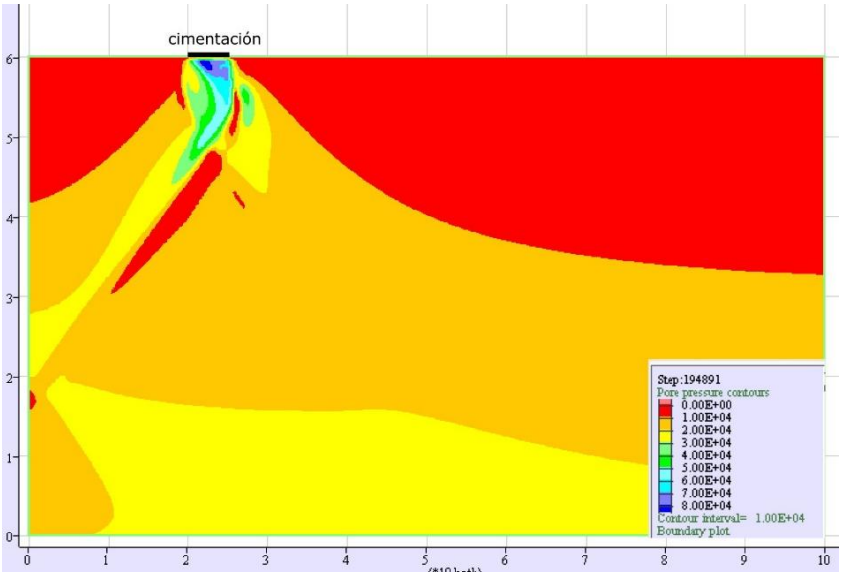


Figura 5. Generación de presión intersticial para una inclinación de carga cíclica de 15º.

Como se indicó previamente, el criterio de rotura de Mohr–Coulomb debe cumplirse durante el proceso para que el cálculo se considere válido. La envolvente de fallo de Mohr–Coulomb para una inclinación de la carga cíclica de 15° se muestra en la Figura 5.

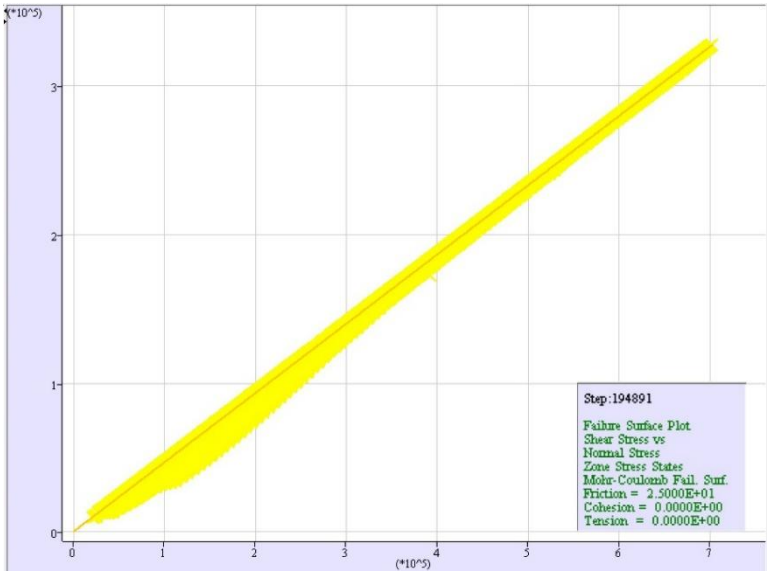


Figura 6. Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb para una inclinación de carga cíclica de 15º.

La magnitud de la carga cíclica que provoca la rotura de la cimentación, en función de su inclinación, se muestra en la Figura 7. Una de las principales conclusiones que se desprenden de esta figura es que la capacidad portante de la cimentación disminuye considerablemente cuando se considera la presión intersticial generada por la carga cíclica.

La carga cíclica vertical que provoca el hundimiento de la cimentación es de 66,0 kPa. Al sumarse a la carga permanente de 135,0 kPa, la cimentación colapsa bajo una carga vertical total de 201,0 kPa, lo que representa solo el 28 % de la capacidad portante estática cuando no se genera presión intersticial.

La Figura 7 también pone de manifiesto la importancia del ángulo de inclinación de la carga cíclica. La carga cíclica que provoca la rotura cuando la carga está inclinada 15° corresponde al 80 % de la carga cíclica vertical que produce el colapso, disminuyendo hasta 43 % y 38 % cuando la inclinación de la carga cíclica es de 45° y 75°, respectivamente.

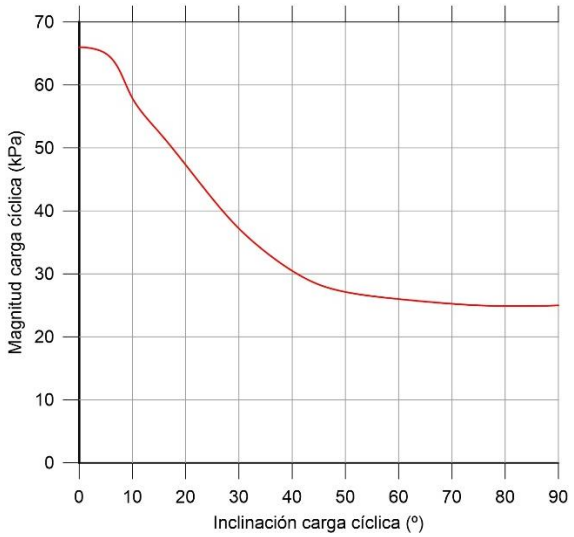


Figura 7. Magnitud de la carga cíclica que provoca el hundimiento de la cimentación en función de la inclinación de la carga cíclica.

7. CONCLUSIONES

Se ha evaluado la influencia de la generación de presión intersticial en la capacidad portante de una cimentación superficial sobre un suelo arenoso. En primer lugar, se obtuvo una ecuación que relaciona las tensiones cortantes inducidas por la carga cíclica con la generación de presión intersticial, a partir de ensayos de corte simple cíclico realizados en laboratorio. Esta ecuación se implementó en el software FLAC2D para evaluar la influencia de la generación de presión intersticial mediante un ejemplo de aplicación que estima la capacidad portante de una cimentación superficial.

Los resultados muestran que la capacidad portante de la cimentación disminuye de manera significativa cuando se considera la presión intersticial generada por la carga cíclica, incluso bajo cargas verticales. En cuanto al efecto de la inclinación de la carga cíclica, se observó que la carga cíclica necesaria para provocar el colapso de la cimentación disminuye con el ángulo de inclinación hasta aproximadamente un 60 %. Más allá de este ángulo, la carga cíclica requerida para inducir el colapso no presenta cambios significativos.

Finalmente, indicar que el índice de huecos inicial del suelo no se consideró en esta investigación al obtener la correlación entre la presión intersticial y la tensión cortante cíclica. No obstante, se espera que el índice de huecos inicial tenga un papel importante en la ecuación que relaciona ambos parámetros, lo cual deberá abordarse en investigaciones futuras.

REFERENCIAS

Beygi, M., Keshavarz, A., Abbaspour, M., Vali, R., Saberian, M., Li, J. (2022). Finite element limit analysis of the seismic bearing capacity of strip footing adjacent to excavation in c-φ soil. *Geomechanics and Geoengineering*, 17 (1): 246–259.

Bjerrum, L., Landva, A. (1966). Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay. *Géotechnique*, 16 (1): 1–20.

Do, T.M., Laue, J., Mattsson, H., Jia, Q. (2023). Excess pore water pressure generation in fine granular materials under undrained cyclic triaxial loading. *International Journal of Geo-Engineering*, 14 (1): 1–17.

Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S., Raadim, B. (1987). Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests. *Géotechnique*, 37 (1): 3–10.

Itasca Consulting Group Inc. (2000). *FLAC: Fast Lagrangian analysis of continua*. Itasca Consulting Group Inc.

Izadi, A., Nazemi Sabet Soumehsaraei, M., Jamshidi Chenari, R., Ghorbani, A. (2019). Pseudo-static bearing capacity of shallow foundations on heterogeneous marine deposits using limit equilibrium method. *Marine Georesources and Geotechnology*, 37 (10): 1163–1174.

Jadar, C.M., Ghosh, S. (2017). Seismic bearing capacity of shallow strip footing using horizontal slice method. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 11 (1): 38–50.

Meyerhof, G.G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, 2 (4): 301–332.
Meyerhof, G.G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In: *Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 440–445.
Panique Lazcano, D.R., Galindo Aires, R., Patiño Nieto, H. (2020). Bearing capacity of shallow foundation under cyclic load on cohesive soil. *Computers and Geotechnics*, 123: 103556.
Panique Lazcano, D.R., Galindo Aires, R., Patiño Nieto, H. (2022). Long-term dynamic bearing capacity of shallow foundations on a contractive cohesive soil. *Acta Geotechnica*, 17 (5): 1897–1915.
Wei, X., Zhuang, Y., Yang, J., Zhang, L. (2024). Excess pore pressure generation in silty sands subjected to cyclic triaxial loading. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 10 (17): 552–557.

EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE GEOMATERIALES MEDIANTE LA INTEGRACIÓN DE TRES ENSAYOS AVANZADOS DE LABORATORIO

Hernán PATIÑO[(1)], Fausto MOLINA-GÓMEZ[(1)*] y Rubén A. GALINDO-AIRES[(1)]

[(1)] Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
*fausto.molina@upm.es

RESUMEN

La caracterización dinámica de geomateriales depende del nivel de deformación aplicado. Sin embargo, no todos los equipos de laboratorio cuentan con los instrumentos o métodos de ensayo que permiten evaluar el comportamiento dinámico desde las pequeñas hasta las grandes deformaciones, requiriendo la combinación de dos o más tipos de ensayo. Este estudio presenta una metodología para integrar los resultados de las curvas de degradación de rigidez obtenidas mediante tres métodos experimentales. El enfoque propuesto se basa en un amplio programa experimental que incluye ensayos de columna resonante, ensayos de corte simple cíclico y ensayos triaxiales cíclicos. Estos ensayos se realizaron bajo diferentes condiciones de deformación cíclica y de tensión de consolidación efectiva, con el objetivo de identificar las variables que permitan unificar el comportamiento de cada tipo de material en una ecuación predictiva común. Para validar este enfoque innovador, se ensayaron tres materiales procedentes de los estériles de las minas de Riotinto (Huelva, España). Los resultados de laboratorio demuestran que es posible capturar la tendencia de variación de la degradación de la rigidez del suelo en función de la deformación cíclica mediante varios tipos de ensayos.

ABSTRACT

The dynamic characterization of geomaterials depends on the level of deformation applied. However, not all laboratory equipment includes the instruments or testing methods necessary to evaluate dynamic behavior from small to large deformations, requiring the combination of two or more types of tests. This study presents a methodology for integrating results from stiffness degradation curves obtained using three experimental methods. The proposed approach is based on a comprehensive experimental program comprising resonant column tests, cyclic single-shear tests, and cyclic triaxial tests. These tests were performed under different cyclic deformation and effective consolidation stress conditions, with the aim of identifying the variables that would allow the behaviour of each material type to be unified in a common predictive equation. To validate this innovative approach, three materials from the waste rock of the Riotinto mines (Huelva, Spain) were tested. Laboratory results demonstrate that it is possible to capture the trend of soil stiffness degradation as a function of cyclic deformation by different testign methods.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Ensayos de laboratorio (laboratory testing), Dinámica de suelos (soil dynamics), Módulo de corte (shear modulus).*

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los principales factores que caracterizan el comportamiento dinámico de los suelos es el módulo de rigidez cortante (G). Según Hardin y Drnevich (1972a, 1972b), Krizek et al. (1974), Kuribayashi et al. (1974) y Kuribayashi et al. (1975), el módulo de rigidez cortante depende del nivel de deformación cíclica, la tensión efectiva de consolidación, la consolidación secundaria, el índice de plasticidad, el índice de huecos, la amplitud de vibración, la historia de tensiones, la relación de tensiones cíclicas, el grado de saturación, la distribución granulométrica, la estructura del suelo, la frecuencia de vibración y el tipo de onda.

A niveles de pequeña deformación, la respuesta del material es prácticamente elástica lineal, por lo que el módulo de corte o rigidez mantiene un valor prácticamente constante, igual a su valor máximo (Gmax). Sin embargo, bajo deformaciones significativas, el suelo experimenta una degradación progresiva de sus propiedades mecánicas, lo que conduce a la acumulación de presiones intersticiales o a deformaciones permanentes, según las condiciones de drenaje (Lo Presti et al., 1997; Ciancimino et al., 2020).

En particular, estudios previos han evaluado la degradación de rigidez utilizando uno o dos procedimientos experimentales en un mismo equipo, tales como columna resonante y corte torsional cíclico (Alarcón-Guzman et al., 1989; Lo Presti et al., 1997; Ciancimino et al., 2023), columna resonante y elementos bender (Hoyos et al., 2015; Molina-Gómez et al., 2023), o triaxial cíclico y elementos bender (Rios et al., 2021). En algunos casos, se han combinado dos técnicas experimentales de distintos equipos para complementar los niveles de deformación alcanzables por cada procedimiento (Molina-Gómez et al., 2020; Noh et al., 2023; Shirkavand y Fakharian, 2023). Sin embargo, la combinación de resultados de más de dos equipos es una práctica menos habitual.

El presente estudio integra, de manera novedosa, resultados obtenidos mediante ensayos de columna resonante, triaxial cíclico y de corte simple cíclico, con el objetivo de evaluar de forma integral las curvas de degradación del módulo de corte. La principal innovación radica en la propuesta de una metodología experimental que combina resultados obtenidos mediante diferentes técnicas, validada mediante el análisis de tres materiales no plásticos procedentes de estériles mineros de las minas de Riotinto, en el sur de España. Los resultados obtenidos a partir de estos tres equipos de ensayo se ajustaron mediante un conjunto de curvas modelo, lo que permitió caracterizar la degradación de la rigidez en función de diferentes niveles de tensión efectiva de consolidación. Esta metodología representa un avance significativo en la caracterización de las curvas de degradación de rigidez en un amplio rango de deformaciones, aportando nuevos conocimientos sobre el comportamiento dinámico de los suelos bajo varias condiciones de carga. Asimismo, contribuye a mejorar el análisis y la seguridad de balsas estériles ubicadas en zonas con riesgo sísmico, así como al desarrollo de la ingeniería geotécnica y minera.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. ESTÉRILES MINEROS DE RIOTINTO

Las muestras utilizadas en esta investigación proceden de depósitos de estériles de las minas de Riotinto, situadas en la zona centro-este de la provincia de Huelva (España), como se muestra en la Figura 1. Las minas de Riotinto constituyen uno de los yacimientos más importantes de España en cuanto a concentración de oro, cobre y plata. Este hecho ha condicionado la ocupación humana de la región desde tiempos remotos, y existen evidencias de asentamientos desde aproximadamente el año 2000 a.C.

La explotación minera ha generado, en una superficie aproximada de 1.200 hectáreas, un elevado número de escombreras y balsas de estériles que, en su estado actual, presentan un notable interés geotécnico, especialmente en lo relativo al comportamiento dinámico de las presas construidas con estos materiales.

Las muestras utilizadas se obtuvieron superficialmente. Los tres materiales analizados en este estudio se identifican en la mina como: “arena Cerro Salomón” (CSS), “lodos de alta densidad” (HDS) y “lamas de cobre” (CL). Las propiedades índices de estos materiales se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Propiedades físicas de los estériles mineros de Riotinto.

Material	Contenido de finos (%)	Límite Líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Gravedad específica	Densidad seca (g/cm^3)
CSS	32.7	No presentó	No presentó	No presentó	3.02	1.60
HDS	48.5	No presentó	No presentó	No presentó	2.99	1.65
CL	85.9	26.9	19.9	7	2.83	1.65

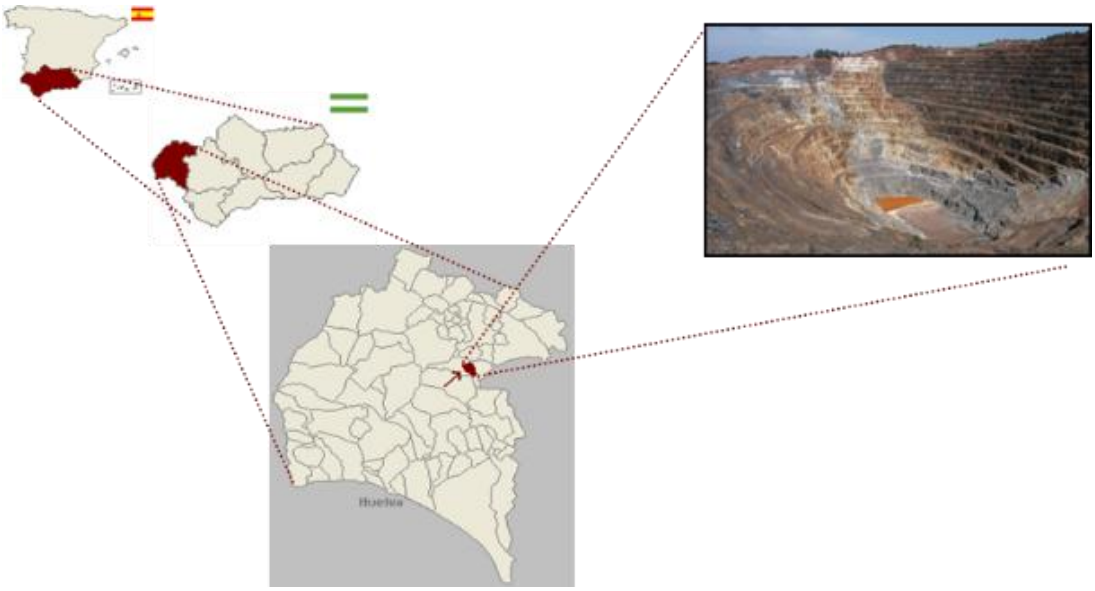


Figura 1. Localización geográfica de las minas de Riotinto de donde se extrajeron las muestras de estériles.

2.2. DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS DINÁMICOS UTILIZADOS

Actualmente no existe un equipo comercial que permita estudiar el comportamiento dinámico de los suelos en un amplio rango de deformaciones cíclicas. Por ello, para alcanzar los objetivos de esta investigación fue necesario emplear los tres tipos de equipos que se describen a continuación.

2.1.1. COLUMNA RESONANTE

El equipo de columna resonante consiste en un sistema de oscilación forzada con un único grado de libertad torsional, que hace vibrar la probeta en un rango de frecuencias en el que puede identificarse su primer modo natural. En esta investigación, la probeta se mantuvo fija en su base y libre para vibrar en su extremo superior (ver Figura 2).

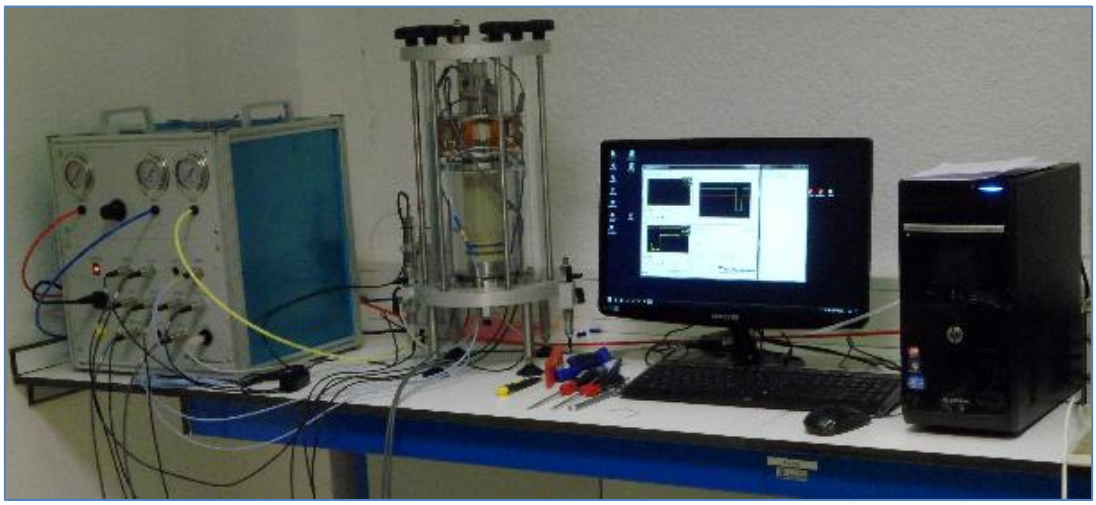


Figura 2. Equipo de columna resonante de la UPM.

Este equipo automatizado e instrumentado combina funciones de columna resonante y de corte torsional. No es necesario utilizar un osciloscopio ni un generador de funciones, ya que ambos están integrados en el software del equipo. La estructura flotante interna del sistema de excitación permite realizar ensayos en los que las probetas pueden experimentar grandes deformaciones axiales durante la fase de consolidación. Esta configuración permite visualizar en tiempo real la respuesta de los sensores durante el ensayo.

El equipo está constituido por:

- Dos celdas cilíndricas de policarbonato, una interna y otra externa. La celda interna permite aplicar la tensión de consolidación mediante un fluido presurizado, manteniendo los componentes electrónicos fuera del fluido. La celda externa ejerce la presión de confinamiento mediante un sistema neumático. Incluye, además, una base inferior que permite la aplicación de contrapresión y el drenaje.
- Una cabeza corrugada que transmite las fuerzas torsionales a la probeta y no permite el drenaje.
- Un sistema de accionamiento formado por ocho bobinas y cuatro imanes para aplicar la carga torsional.
- Un acelerómetro acoplado al sistema de excitación para medir la respuesta dinámica y calcular la velocidad de propagación de ondas de corte.
- Un LVDT para medir deformaciones axiales (recorrido de ±12.5 mm y precisión del 0.2%) y dos transductores de proximidad para medir deformaciones de corte.
- Tres transductores de presión para medir la presión de celda, la contrapresión y la presión intersticial, así como un sensor para medir los cambios volumétricos durante la consolidación.
- Una unidad de control con un sistema de adquisición de datos.
- Un ordenador para el control del equipo y el registro de datos.

Se realizaron un total de 108 determinaciones de frecuencia de resonancia, a partir de las cuales se obtuvieron las velocidades de propagación de las ondas de corte. El módulo de corte se calculó a partir de vibraciones torsionales y de la densidad del material. Las condiciones de ensayo se resumen en la Tabla 4.

Tabla 2. Condiciones de los ensayos de columna resonante.

Presión de cámara σ_c (kPa)	**Presión de cola B_p (kPa)**	**Tensión efectiva de confinamiento σ'_c (kPa)**	**Excitaciones torsionales T_e (V)**
450	400	50	0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8
500	400	100	0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8
550	400	150	0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8
600	400	200	0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8
650	400	200	0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8
700	400	300	0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8

2.1.2. CORTE SIMPLE CÍCLICO

El equipo de corte simple cíclico utilizado en esta investigación dispone de un doble control servo (Figura 3), lo que permite aplicar cargas axiales y de corte de forma independiente. El sistema funciona mediante accionamiento neumático con una presión máxima de 800 kPa. El equipo permite realizar ensayos no drenados (a volumen constante) o drenados (a carga axial constante). El confinamiento se proporciona mediante un conjunto de anillos apilados de baja fricción, que garantizan un diámetro constante durante el ensayo.

Los principales componentes del equipo son: dos actuadores que aplican cargas axiales y de corte con capacidad de 75 kN, controlados por válvulas servodigitales con frecuencias de hasta 70 Hz; dos células de carga de 5 kN de capacidad y precisión de 1.2 N; tres sensores LVDT para medir deformaciones axiales y de corte; un sistema de control y adquisición de datos conectado a un ordenador mediante USB, con múltiples canales de entrada y alta resolución; y un software de control que permite definir el tipo de onda, la amplitud y la frecuencia, y registrar simultáneamente las variables medidas.

Se realizaron 27 ensayos en condiciones no drenadas (volumen constante). Siguiendo el enfoque de Finn y Vaid (1977), la presión de poros se evaluó a partir de las variaciones de la tensión vertical necesarias para

mantener constante la altura de la probeta. Las probetas tenían dimensiones H = 19 mm y D = 70 mm, y se aplicó una onda sinusoidal con un periodo de 0.5 s. Se establecieron cuatro criterios automáticos de finalización del ensayo: (i) relación de presión de poros, $u/\sigma'_{ov} \geq 95\%$; (ii) deformación cíclica, $\gamma_c \geq 14\%$; (iii) deformación permanente, $\gamma_p \geq 14\%$; y (iv) número de ciclos, $N = 1300$. Las condiciones de los ensayos de corte simple cíclico se resumen en la Tabla 3.

Tabla 3. Condiciones de los ensayos de corte simple cíclico.

Material	σ'_{ov} (kPa)	τ_c/σ'_{ov} (%)	τ_c (kPa)
CSS	50	5, 10, 15	2.5, 5.0, 7.5
	100	5, 10, 15	5, 10, 15
	150	5, 10, 15	7.5, 15, 22.5
HDS	50	5,10, 15	2.5, 5.0, 7.5
	100	5, 10, 15	5, 10, 15
	150	5, 10, 15	7.5, 15, 22.5
CL	50	10, 20,30	5, 10, 15
	100	10, 20, 30	10, 20, 30
	150	10, 20, 30	15, 30, 45

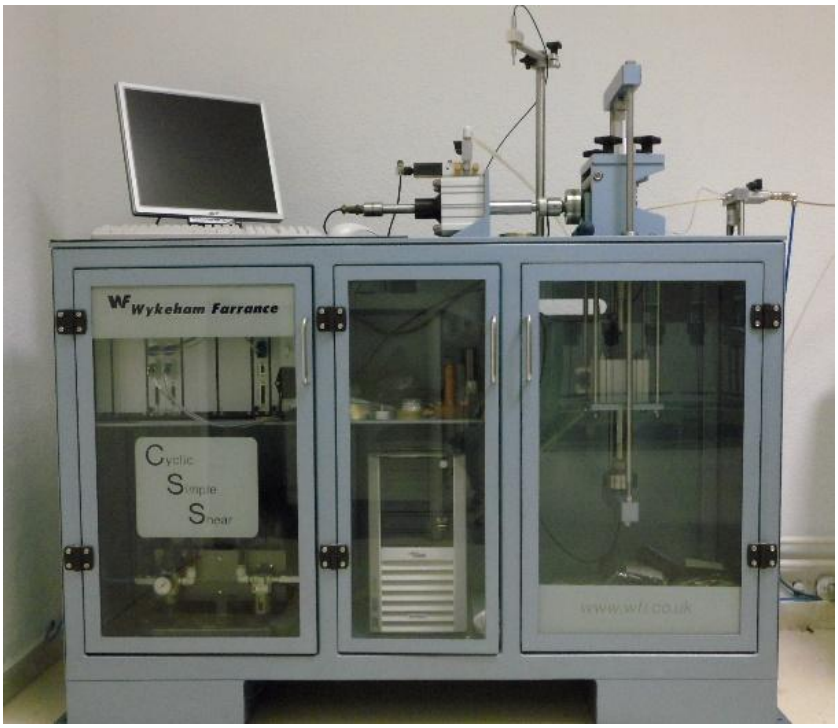


Figura 3. Equipo de corte simple cíclico de la UPM.

2.1.3. TRIAXIAL CÍCLICO

El equipo triaxial cíclico utilizado (Figura 4), fabricado por Wykeham Farrance, es un sistema neumático de doble control servo que permite aplicar tanto una carga axial cíclica como una presión de confinamiento dinámica, a diferencia de los equipos triaxiales convencionales. Sus principales componentes son: un bastidor con capacidad de carga axial de 50 kN; un actuador neumático de doble efecto con capacidad de ±5 kN; una célula triaxial; tres válvulas servo para controlar la carga axial, la presión de la celda y la contrapresión; un LVDT para la deformación axial; tres transductores de presión para medir la presión de celda, la contrapresión y la presión intersticial; una célula de carga sumergible; un sistema para medir los cambios volumétricos durante la consolidación; y un sistema de control y adquisición de datos conectado a un ordenador.

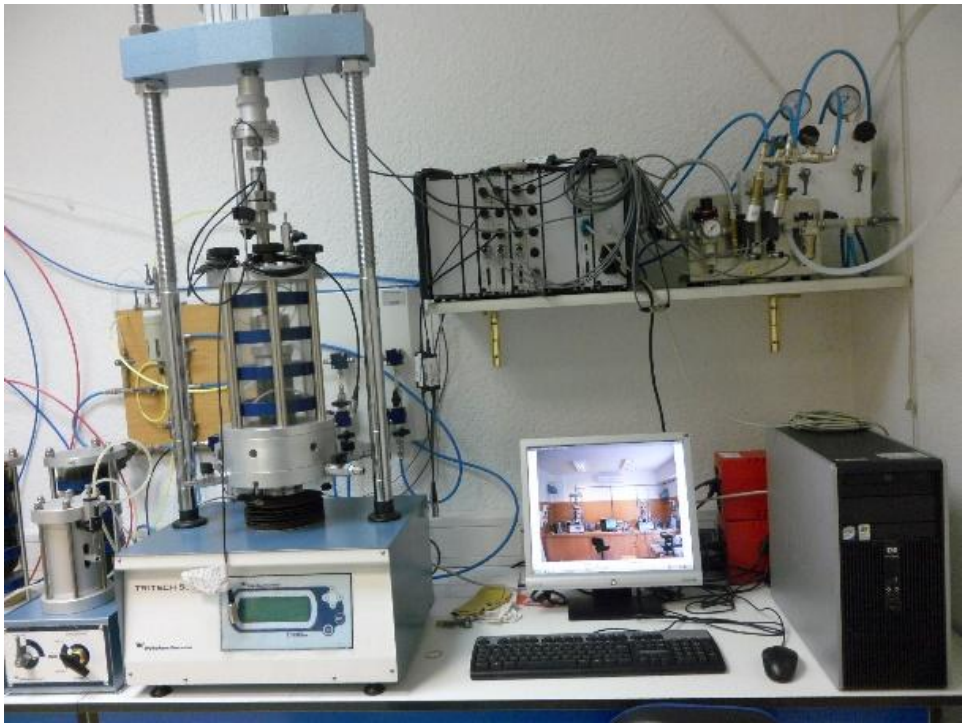


Figura 4. Equipo triaxial cíclico de la UPM.

Se realizaron 29 ensayos triaxiales cíclicos en condiciones no drenadas, midiendo la presión de poros bajo diferentes tensiones de consolidación y esfuerzos cíclicos en probetas de 50 mm de diámetro y de 100 a 110 mm de altura. Se aplicó una carga sinusoidal con un periodo de 0.5 s. El esfuerzo cíclico se definió como el porcentaje de la tensión efectiva de consolidación. Se establecieron los mismos criterios de finalización que en los ensayos de corte simple. Las condiciones de los ensayos triaxiales cíclicos se resumen en la Tabla 4.

Tabla 4. Condiciones de los ensayos de triaxial cíclico.

Material	σ_c (kPa)	B_p (kPa)	σ'_c (kPa)	σ_{cv}/σ'_c (%)	σ_{cv} (kPa)
CSS	450	400	50	5, 10, 15	2.5, 5.0, 7.5
	500	400	100	5, 10, 15	5, 10, 15
	550	400	150	5, 10, 15	7.5, 15, 22.5
HDS	450	400	50	5, 10, 15	2.5, 5.0, 7.5
	500	400	100	5, 10, 15	5, 10, 15
	550	400	150	5, 10, 15	7.5, 15, 22.5
CL	450	400	50	10, 20, 30	5, 10, 15
	500	400	100	10, 20, 30	10, 20, 30
	550	400	150	10, 20, 30	15, 30, 45

2.2. PREPARACIÓN DE MUESTRAS

Las muestras fueron preparadas mediante el método de compactación en húmedo. Este procedimiento incluyó la reconstitución de muestras en el laboratorio con densidades secas representativas de las zonas de muestreo (Tabla 5). La compactación incluyó una humedad inicial de 5% para asegurar la estabilidad de las muestras durante su montaje. No obstante, dependiendo del tipo de ensayo, se implementó la compactación en un número diferente de capas con base en el tamaño de las muestras: para los ensayos de columna resonante y triaxial cíclico se utilizaron 6 capas (dimensiones de 50 de diámetro y entre 101 y 109 mm de altura.), mientras que para los ensayos de corte simple se utilizaron 3 capas (con altura de 19 mm y un diámetro de 70 mm).

Tabla 5. Densidades secas de preparación de las muestras según el tipo de relave.

Material	ρ_d (g/cm^3)
CSS	1.60
HDS	1.65
CL	1.65

3. RESULTADOS

Los resultados de la Figura 5 muestran las curvas de módulo de corte para distintas tensiones efectivas de confinamiento, destacando su influencia en la variación del módulo de corte (*G*) en función de la deformación de corte (γ). Para cada nivel de tensión efectiva de consolidación y para los tres materiales ensayados, se realizaron determinaciones con seis niveles de excitación torsional: 0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4 y 0.8 voltios. Los valores de la velocidad de propagación de ondas de corte (*Vs*) se obtuvieron mediante la función implícita propuesta por Hardin (1965), calculada a partir de la frecuencia de resonancia, el momento polar de inercia del sistema de excitación respecto al eje de simetría, el momento polar de inercia de la muestra, la altura de la probeta y el módulo de corte. Este procedimiento se basa en la teoría de la vibración torsional de una barra y establece una relación entre G, la densidad del material (ρ) y *Vs*.

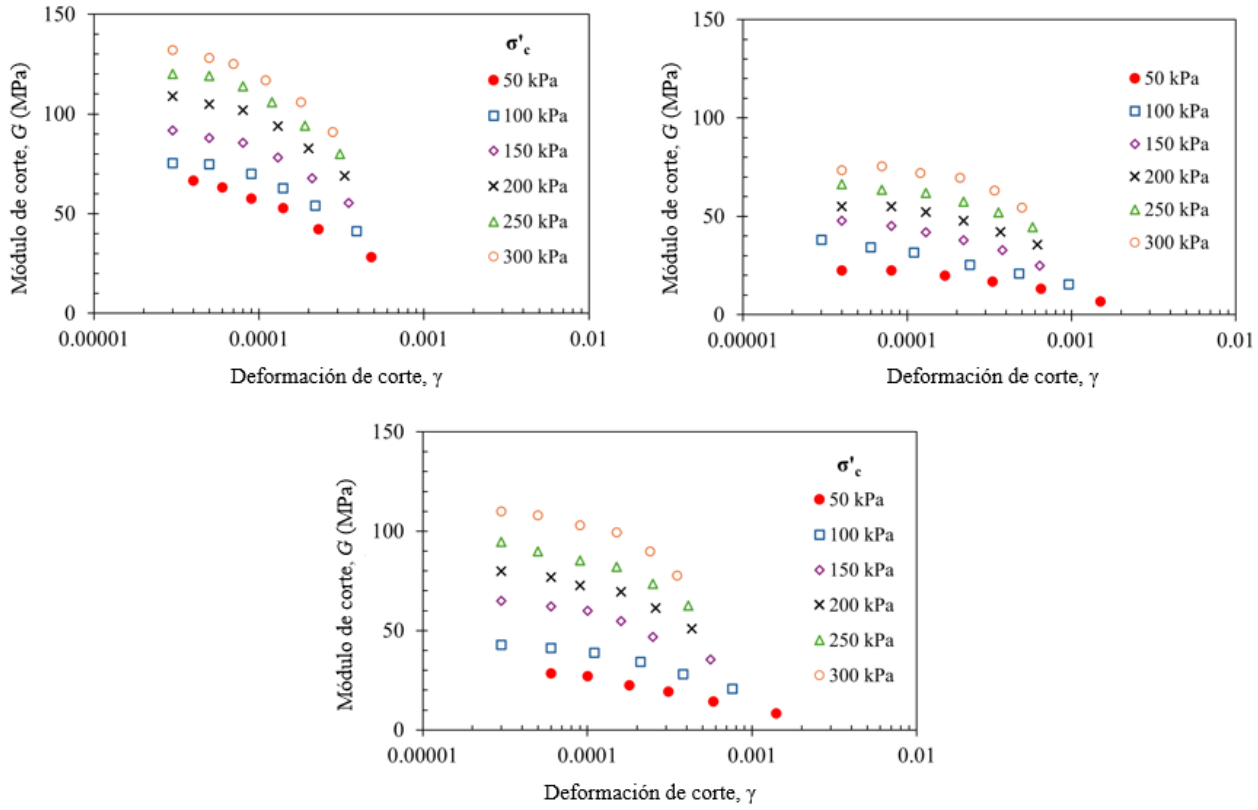


Figura 5. Variación de *G* en los ensayos de columna resonante en función de γ, para varios valores de σ'c: a) CL; b) CSS; c) HDS.

Los resultados experimentales representados en la Figura 5 indican que, independientemente del tipo de material, σ'c ejerce una influencia muy significativa en la degradación de *G*, incluso mayor que la propia deformación γ. Asimismo, para un mismo nivel de deformación, *G* disminuye notablemente al reducirse la tensión efectiva de consolidación. El contenido de finos (<80 μm), aunque no sean plásticos, influye significativamente en el módulo de corte. Esto se observa al comparar los materiales CSS y HDS, que tienen el mismo origen, pero distinto contenido de finos: para una misma deformación y tensión efectiva, el módulo de corte del material HDS es aproximadamente el doble que el del CSS.

Cuando se realizan ensayos de corte simple cíclico y triaxial cíclico a los mismos niveles de tensión efectiva de consolidación (σ'_{0v} o σ'_c) y a las mismas relaciones de tensión cíclica (τ_c/σ'_{0v} o σ_{cv}/σ'_c), los rangos de deformación cíclica (γc) presentan magnitudes comparables o incluso se solapan. Los resultados de los ensayos de corte simple y triaxiales se presentan conjuntamente en la Figura 6, donde se han trazado líneas de tendencia preliminares en función de la tensión efectiva de consolidación.

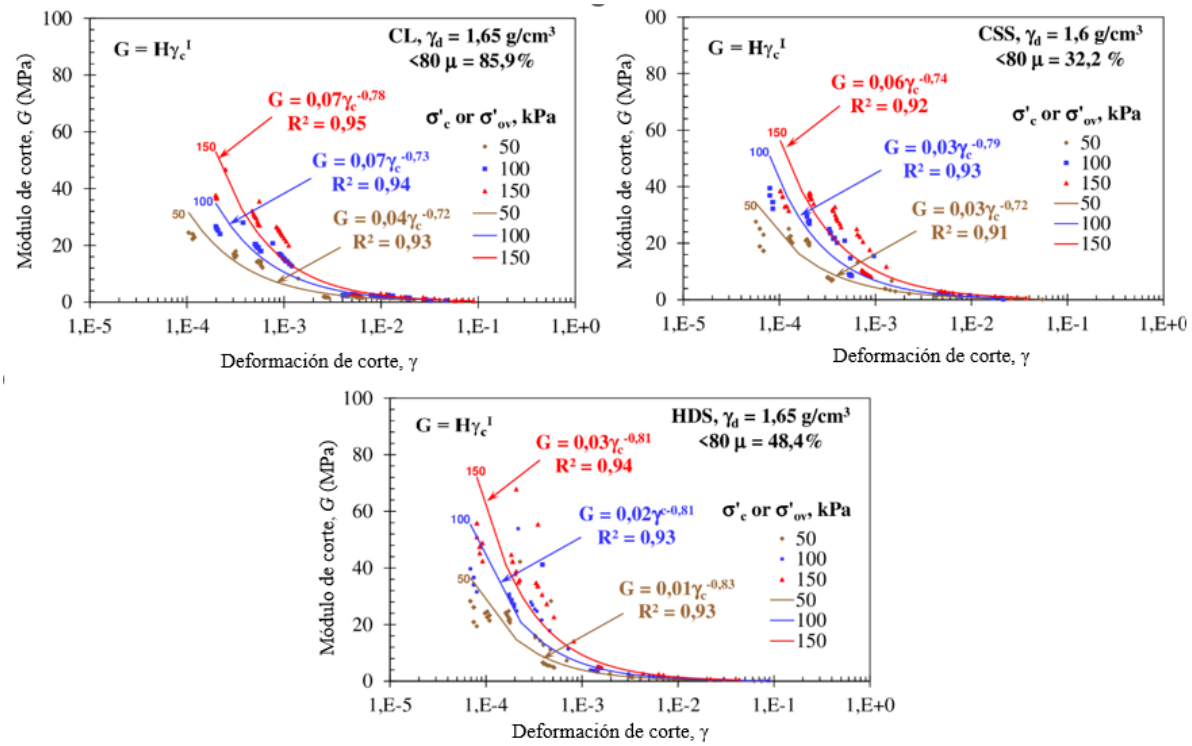


Figura 6. Variación de *G* en los ensayos cíclicos de corte simple y triaxial en función de γ para distintos valores de la tensión efectiva de consolidación: a) CL; b) CSS; c) HDS.

Los resultados experimentales mostrados en la Figura 6 indican que, en γ entre 10^{-4} y 10^{-3}, la tensión efectiva de consolidación ejerce una influencia muy significativa en la degradación del módulo de corte, incluso mayor que la propia deformación. Además, para una misma deformación, el módulo de corte disminuye considerablemente al reducirse la tensión efectiva. Para deformaciones superiores a 10^{-4}, la degradación del módulo es prácticamente independiente del contenido de finos (<2 µm), como se observa al comparar los materiales CSS y HDS. Independientemente del material, es posible definir funciones empíricas que describen la degradación de la rigidez en función de la deformación.

De esta manera, se propuso un ajuste para estimar la degradación del módulo de corte, considerando γ y σ'_c, que sigue la forma:

$$G = A \cdot \gamma^B \cdot \sigma'_c + C \cdot \gamma^D \quad (1)$$

donde A, B, C y D son constantes empíricas que se muestran en la Tabla 6 para cada tipo de estériles.

Tabla 6. Valores de las constantes empíricas.

Material	***A***	***B***	***C***	***D***
CSS	0.0003	-0.76	0.0076	-0.73
HDS	0.0002	-0.80	0.0029	-0.87
CL	0.0003	-0.84	0.0817	-0.4

La Figura 7 se obtuvo considerando coeficientes de determinación (R^2) superiores a 0.92. Esto indica un excelente ajuste a los resultados experimentales. Estas funciones pueden expresarse en términos de la tensión efectiva de consolidación mediante las funciones empíricas propuestas en este trabajo. Esta figura muestra la variación del módulo de corte (G) en función de la deformación cíclica en el rango de 10^{-5} a 10^{-1}, para tensiones efectivas entre 25 y 300 kPa. La principal ventaja práctica de estas funciones es su simplicidad, la posibilidad de obtenerlas mediante un número reducido de ensayos y su fácil incorporación en modelos numéricos.

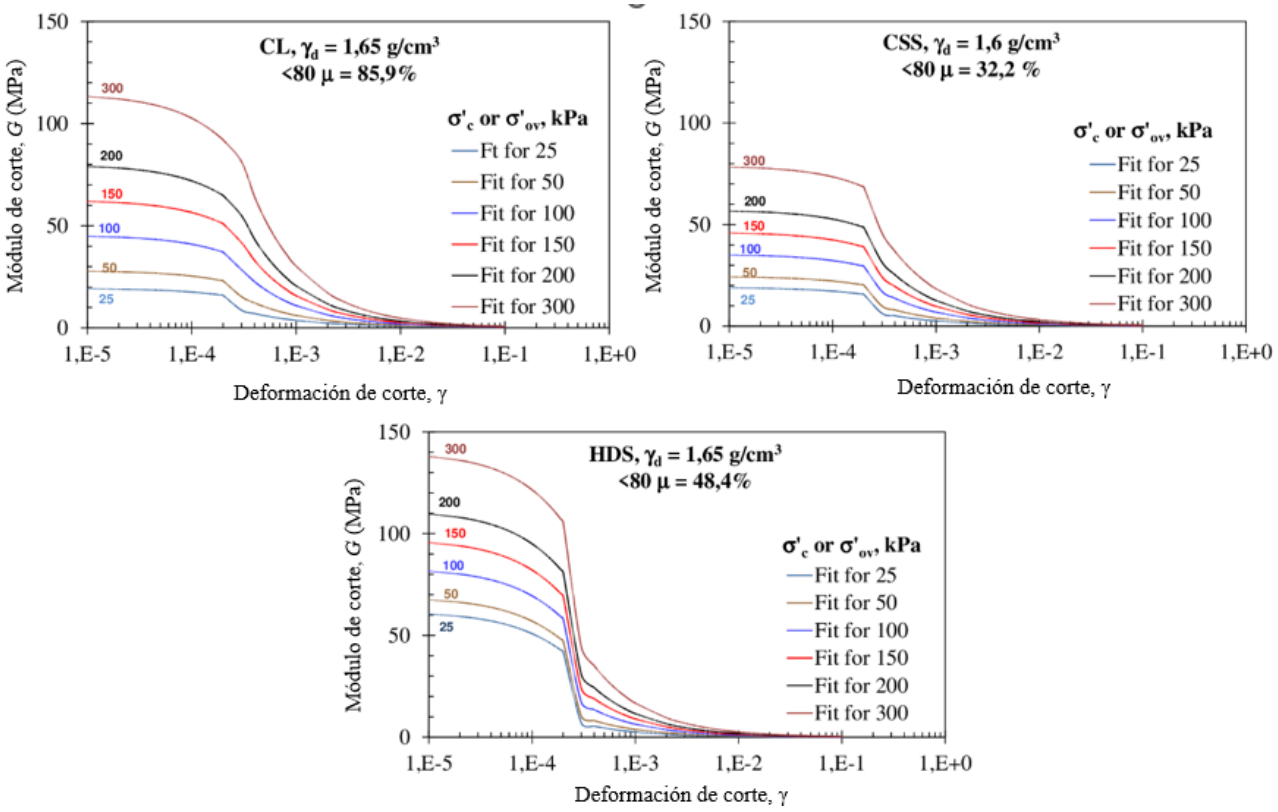


Figura 7. Variación de *G* mediante las funciones empíricas propuestas: a) CL; b) CSS; c) HDS.

4. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado una metodología innovadora que integra los resultados de degradación de rigidez obtenidos mediante tres tipos de ensayos. Las conclusiones se basan en ensayos de identificación, así como en 108 ensayos de columna resonante, 27 de corte simple cíclico y 29 de triaxiales cíclicos, realizados en tres materiales procedentes de las minas de Riotinto (Huelva): CSS, HDS y CL.

Los materiales CSS y HDS son de naturaleza granular, con alto contenido de finos no plásticos, mientras que el material CL se clasifica como arcilla de baja plasticidad. Debido a la presencia de minerales pesados, los tres materiales presentan valores elevados de peso específico.

A partir del análisis realizado, se obtienen las siguientes conclusiones:

- En los ensayos de columna resonante es necesario el uso de dispositivos auxiliares específicos que garanticen la correcta alineación de las probetas. Asimismo, se propone una metodología para garantizar la saturación en los ensayos triaxiales.
- Aunque los finos presentes en los materiales CSS (32%) y HDS (48%) no son plásticos, influyen significativamente en el módulo de corte para deformaciones entre 10^{-5} y $3 \cdot 10^{-4}$. En este rango, el módulo del material HDS es aproximadamente el doble que el del CSS.
- Para deformaciones entre 10^{-4} y 10^{-1}, el efecto del contenido de finos es prácticamente despreciable. Para deformaciones entre 10^{-5} y 10^{-3}, el módulo de corte disminuye significativamente al reducirse la tensión efectiva. Para deformaciones superiores a 10^{-3}, el módulo tiende a independizarse de esta variable.
- Se proponen funciones empíricas que permiten estimar la degradación de la rigidez en un amplio rango de deformaciones (10^{-5} a 10^{-1}), incluso para valores de tensión no ensayados. La metodología desarrollada permite estimar el módulo de corte a partir de un número reducido de ensayos. Como principal aportación del trabajo, se proponen dos funciones empíricas simples que pueden incorporarse fácilmente en modelos numéricos para analizar el comportamiento dinámico de suelos.

AGRADECIMIENTOS

Esta publicación forma parte del proyecto PID2022-139202OB-I00, Redes neuronales y técnicas de optimización para el diseño y mantenimiento seguros de infraestructuras de transporte: geotecnia de rocas volcánicas y estabilidad de taludes (IA-Pyroslope), financiado por la Agencia Estatal de Investigación del Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades y el Fondo Europeo de Desarrollo Regional, MCIN/AEI/10.13039/501100011033/FEDER, UE.

REFERENCIAS

Alarcon-Guzman, A., Chameau, J.L., Leonards, G.A. y Frost, J.D. (1989). Shear Modulus and Cyclic Undrained Behavior of Sands. *Soils and Foundations*, 29(4), 105–119.

Ciancimino, A., Cosentini, R.M., Foti, S. et al. (2023). The PoliTO–UniRoma1 database of cyclic and dynamic laboratory tests: assessment of empirical predictive models. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21, 2569–2601. https://doi.org/10.1007/s10518-022-01573-y

Ciancimino, A., Lanzo, G., Alleanza, G.A., Amoroso, S., Bardotti, R., Biondi, G. et al. (2020). Dynamic characterization of fine-grained soils in Central Italy by laboratory testing. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(12), 5503–5531. https://doi.org/10.1007/s10518-019-00611-6

Finn, W.D.L. y Vaid, Y.P. (1977). Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear test. En: *Preprints of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, 10–14 enero, Vol. 6, 7–12.

Hardin, B.O. (1965). The Nature of Damping in Sands. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 91(SM1), 63–97.

Hardin, B.O. y Drnevich, V.P. (1972a). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98(SM6), 603–624.

Hardin, B.O. y Drnevich, V.P. (1972b). Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equation and Curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98(SM7), 667–692.

Hoyos, L.R., Suescún-Florez, E.A. y Puppala, A.J. (2015). Stiffness of intermediate unsaturated soil from simultaneous suction-controlled resonant column and bender element testing. *Engineering Geology*, 188, 10–28. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.01.014

Krizek, R.J., Maclean, F.G. y Giger, M.W. (1974). Effect of Particle Characteristics on Wave Velocity. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 100(1), 89–94.

Kuribayashi, E., Iwasaki, T. y Tatsuoka, F. (1974). Effects of Stress Conditions on Dynamic Properties of Sand. *Bulletin of the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering*, 12.

Kuribayashi, E., Iwasaki, T. y Tatsuoka, F. (1975). Effects of stress-strain conditions on dynamic properties of sands. *Proceedings of JSCE*, No. 242.

Lo Presti, D.C.F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A. y Pedroni, S. (1997). Shear modulus and damping of soils. *Géotechnique*, 37(3), 603–617.

Molina-Gómez, F., Viana da Fonseca, A., Ferreira, C. y Camacho-Tauta, J. (2020). Dynamic properties of two historically liquefiable sands in the Lisbon area. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 132, 106101.

Molina-Gómez, F., Viana da Fonseca, A., Ferreira, C. y Camacho-Tauta, J. (2023). Small-strain stiffness of liquefiable sands: a comparison between bender elements and resonant-column tests. En: *Proceedings of the 8th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, Porto.

Noh, D.-H., Park, J., Santamarina, J.C. y Kwon, T.-H. (2023). Multimode Free-Vibration Decay Column: Small-Strain Stiffness and Attenuation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149(6).

Rios, S., Kowalska, M. y Viana da Fonseca, A. (2021). Cyclic and Dynamic Behavior of Sand–Rubber and Clay–Rubber Mixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(5), 3449–3467.

Shirkavand, D. y Fakharian, K. (2023). A comparison of shear modulus of unsaturated sand in triaxial and simple shear tests under different strains and suctions. *Engineering Geology*, 315, 106972.

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE ARENAS DE ORIGEN VOLCÁNICO

Rubén RUIZ-BRAVO[(1)*], Svetlana MELENTIJEVIC[(2)], José ESTAIRE GEPP[(1)] y Sol LOPEZ-ANDRÉS[(3)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
ruben.ruiz@cedex.es

[(2)] Departamento de Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología
Universidad Complutense de Madrid (UCM)

[(3)] Departamento de Mineralogía y Petrología
Universidad Complutense de Madrid (UCM)

RESUMEN

La caracterización dinámica de los suelos es fundamental para, entre otras cosas, evaluar su comportamiento frente a cargas dinámicas, la interacción suelo–estructura durante eventos sísmicos, el diseño sismorresistente de las construcciones apoyadas sobre ellos, así como para el análisis de la rotura del terreno y de su susceptibilidad a la licuación. En este trabajo se analiza una arena volcánica en su estado natural depositada durante la erupción volcánica, es decir, sin procesos posteriores de consolidación o cementación, con el fin de determinar su módulo de corte (G) y el amortiguamiento (D) en función de la deformación mediante ensayo de columna resonante, considerando su localización en zonas con posible actividad sísmica. Se ensayaron muestras reconstituidas con distintos valores iniciales de densidad relativa bajo diferentes presiones efectivas de confinamiento, confirmando la tendencia habitual de degradación del módulo de corte normalizado y el incremento del amortiguamiento al aumentar la deformación cortante, y manteniéndose una respuesta lineal del módulo a niveles de muy baja deformación. El comportamiento dinámico no lineal obtenido, tanto del módulo de corte como del amortiguamiento, se comparó con relaciones comúnmente empleadas para arenas convencionales y arenas volcánicas.

ABSTRACT

Dynamic soil characterization is fundamental for, among other objectives, evaluate soil behaviour under dynamic loads, soil-structure interaction during seismic events, the seismic - resistant design of structures supported on them, as well as for analysing ground failure and its susceptibility to liquefaction. This work analyses a sandy material of volcanic origin in its natural state deposited during the volcanic eruption, without subsequent consolidation or cementation processes, to determine its stiffness modulus (G) and damping (D) as a function of deformation using a resonant column test, considering its location in areas with potential seismic activity. Reconstituted samples with different initial relative density values and under different effective confining pressures were tested, confirming the usual trend of degradation of the normalized stiffness modulus and the increase in damping with increasing shear deformation, while maintaining a linear response of the modulus at very low deformation levels. The nonlinear dynamic behaviour obtained, both stiffness modulus and the damping, was compared with relationships commonly used for conventional sands and sands of volcanic origin.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Arena volcánica (Volcanic sand), Columna resonante (Resonant column) Módulo de corte (Shear modulus).*

1. INTRODUCCIÓN

La dinámica de suelos estudia el comportamiento del terreno y su respuesta cuando se le somete a esfuerzos o deformaciones dinámicas con origen en diferentes fenómenos, tanto naturales como antrópicos. Las acciones dinámicas pueden tener sobre el suelo varios efectos, tales como variación de su estado de tensiones y deformaciones disminuyendo sus propiedades resistentes, lo que se conoce como fatiga de suelos o, en los casos más extremos, licuefacción; o incluso mejorándolas a través de densificación cuando se trata de métodos vibratorios de mejora del terreno.

Mediante ensayos dinámicos se determinan y estudian las propiedades dinámicas, siendo dos de estas propiedades fundamentales: el módulo de corte (G), que se define como la relación entre el esfuerzo y la deformación transversal; y el amortiguamiento (D), que es una propiedad de los suelos sometidos a acciones cíclicas y está relacionada con la capacidad del suelo para disipar la energía que generan las fuerzas actuantes. Ambas propiedades muestran relaciones no lineales, y en general varían en función de la deformación generada por las solicitaciones cíclicas.

Las cenizas volcánicas se encuentran distribuidas en numerosas regiones del mundo, pudiéndose clasificar como arenas desde un punto de vista granulométrico. No obstante, su comportamiento geotécnico ha sido menos estudiado que el del material granular convencional, pese a su creciente interés para aplicaciones vinculadas al desarrollo sostenible, como por ejemplo añadiéndolas en la producción de cemento y asfalto, debido a la disponibilidad limitada de arena natural en algunas partes del mundo al ser un recurso no renovable.

Además, debido a su propio origen, este material está presente en zonas sísmicas, por lo que su análisis dinámico puede ser fundamental para prever fenómenos como la licuación, movimientos diferenciales o cambios en la interacción suelo-estructura.

Dadas las diferencias en la morfología, irregular y angular, de las partículas de este material en comparación con la arena convencional, así como el comportamiento de los contactos granulares al aplicar deformaciones crecientes, las correlaciones y comportamientos dinámicos aplicados en arenas convencionales pueden no resultar directamente aplicables a materiales volcánicos (Senetakis *et al*., 2012; Senetakis *et al*., 2013).

En este estudio se analiza arena volcánica, procedente de la isla La Palma, recogida durante la erupción del volcán Tajogaite en el año 2021. El análisis mineralógico, químico y geotécnico de esta arena volcánica, analizada en su estado inicial sin efectos de cementación posteriores, ha sido estudiado y resumido en Melentijevic *et al*. (2024) y Melentijevic *et al*. (2025). Además, se ha estudiado su aplicación para estabilización de arcillas expansivas del sur de España (Melentijevic *et al*., 2025; Ponce *et al*., 2025).

Para el estudio de las propiedades dinámicas de esta arena volcánica se ejecutaron ensayos de columna resonante, que permite obtener valores de G y D en un amplio rango de deformaciones. Se realizaron varios ensayos sobre probetas fabricadas según dos densidades relativas iniciales diferentes, y consolidándolas bajo diferentes presiones efectivas de confinamiento. Además de la obtención de los resultados experimentales de G y D, se ha realizado una comparación de estos con los obtenidos a partir de expresiones analíticas comúnmente utilizadas para materiales granulares con el fin de evaluar su grado de ajuste. Por un lado, con la propuesta general de ajuste a un modelo hiperbólico por parte de Hardin y Drnevich (1972), también con la propuesta desarrollada por Menq (2003) para suelos arenosos y por último con las expresiones de Senetakis *et al*. (2013) obtenidas tras el estudio de arenas volcánicas.

2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Como paso previo a los ensayos dinámicos, se realizó una caracterización geotécnica del material incluyendo el análisis granulométrico mediante tamizado y difracción láser (EN ISO 17892-4: 2019; ISO 13320:2020), determinación del peso específico de las partículas sólidas (G_s) mediante picnómetro de gas (EN ISO 17892-3:2018) y determinación de pesos específicos mínimo y máximo (UNE 103-105:1993 y UNE 103-106:1993).

La Figura 1 muestra la curva granulométrica obtenida, con el resumen de las características básicas para la clasificación del material conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) (ASTM D2487-17), y las imágenes del aspecto macroscópico de la arena volcánica y del microscópico obtenido mediante

SEM (*Scanning Electron Microscope*) a 100 aumentos con electrones retrodispersados. En la microfotografía se observa el aspecto anguloso y afilado de las partículas constituyentes de la arena volcánica, la alta proporción de vesículas de las partículas y una variedad de tamaños desde 1000 µm las de mayor tamaño a unas pocas micras las más pequeñas. La curva granulométrica indica que se trata de un material clasificado como SP (material arenoso mal graduado) compuesto en un 99 % por fracción arenosa (< 2 mm). El valor del peso específico (G_s) obtenido fue de 2,884. Los valores de pesos específicos mínimo y máximo fueron de 8,5 y 14,1 kN/m³, respectivamente. A partir de ellos, pueden definirse los siguientes índices de huecos máximos y mínimos: e_{max} = 2,27 y e_{min} = 0,99 (Melentijevic *et al.*, 2024).

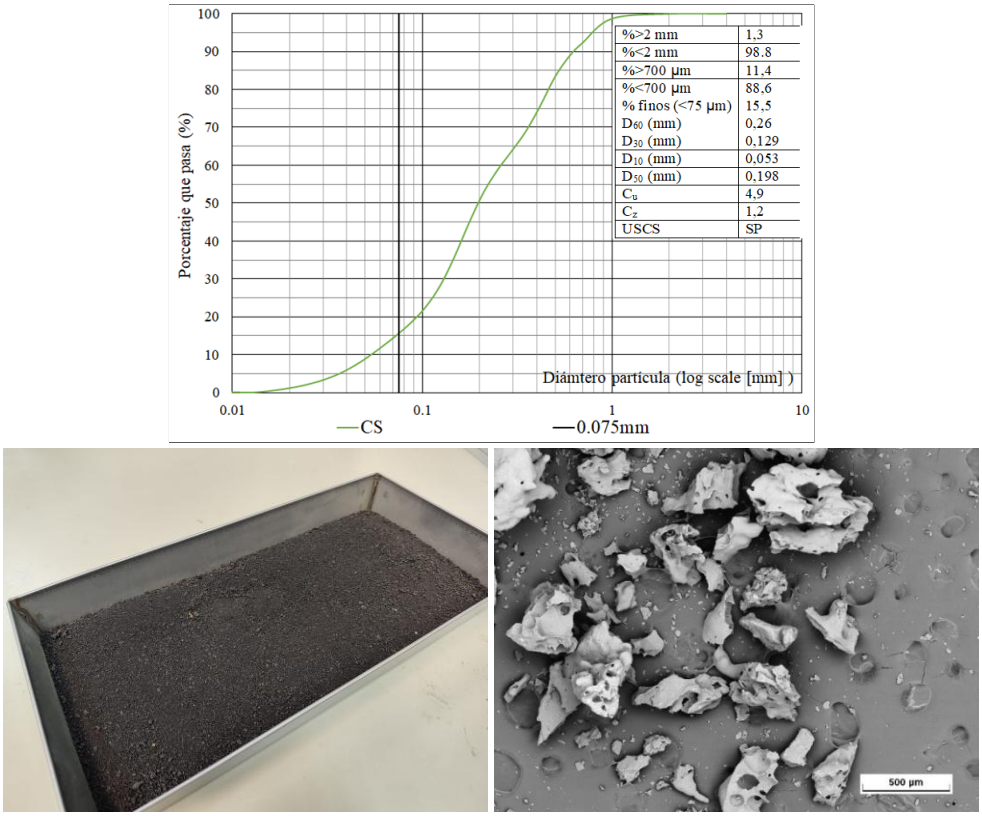


Figura 1. Curva granulométrica y características para clasificación USCS.
Imagen macro y microscópica de la arena volcánica.

3. ENSAYOS DE COLUMNA RESONANTE

Para evaluar la respuesta de los suelos ante cargas cíclicas es imprescindible determinar el nivel de deformación al que se verán sometidos, ya que sus propiedades y módulos dinámicos dependen de dicho nivel. El ensayo de columna resonante permite estudiar el comportamiento dinámico de un material en un rango de deformaciones del orden de 10^{-5} al 10^{-1} %; aunque este rango será función del material ensayado.

La probeta objeto de ensayo, recubierta de una membrana impermeable, se instala en el interior de una célula de tipo triaxial donde se le aplica la presión de confinamiento oportuna. Para realizar las medidas, se transmite un esfuerzo torsional armónico sobre la probeta mediante un sistema electromagnético anclado al cabezal superior en contacto con la probeta, y mediante el cual se puede controlar tanto la amplitud como el rango de frecuencias aplicado. La célula del equipo de columna resonante empleado junto con algunos detalles se muestra en la Figura 2.

Como resultado del ensayo se obtiene la frecuencia de resonancia de la probeta y, a partir de ella, junto con otros parámetros de la probeta y del equipo de medida, puede obtenerse la velocidad de onda S (V_s) que está directamente relacionada con el valor del módulo de corte (G) a través de la densidad mediante la siguiente expresión: $G = \rho V_s^2$. Las medidas también permiten determinar el amortiguamiento a partir del decaimiento de la vibración que experimenta la probeta tras desaparecer el esfuerzo torsional. Variando la amplitud del esfuerzo aplicado y su frecuencia, podrá determinarse la frecuencia de resonancia para diferentes niveles de deformación.

Los ensayos se ejecutaron según norma ASTM D4015-21.

La Tabla 1 recoge los ensayos de columna resonante realizados sobre probetas reconstituidas para alcanzar dos valores de densidad relativa (D_r): 75 y 90 %. También se ensayó una probeta con D_r igual a 50 %, pero durante la manipulación y el montaje en el equipo su altura disminuyó considerablemente siendo finalmente insuficiente para llevarse a cabo el ensayo.

Las probetas se fabricaron mediante el vertido directo de la muestra en la membrana ya fijada en el pedestal del equipo, y utilizando un sistema para generar vacío en su interior y poder así mantener su verticalidad durante el montaje y preparación del ensayo. Tras el montaje y cierre de la célula, las probetas fueron saturadas y consolidadas bajo presiones efectivas (σ_m') de 25, 50, 100 y 200 kPa (Tabla 1). Tras ello se realizaron las medidas para diferentes rangos de deformación.

En las medidas realizadas con las presiones más bajas, 25 y 50 kPa, no se alcanzaron deformaciones muy altas con el fin de no deteriorar demasiado la muestra. Por otro lado, tras el ensayo a presión máxima, 200 kPa, se repitieron las medidas a diferentes deformaciones para esa misma presión y evaluar así la degradación del módulo G.

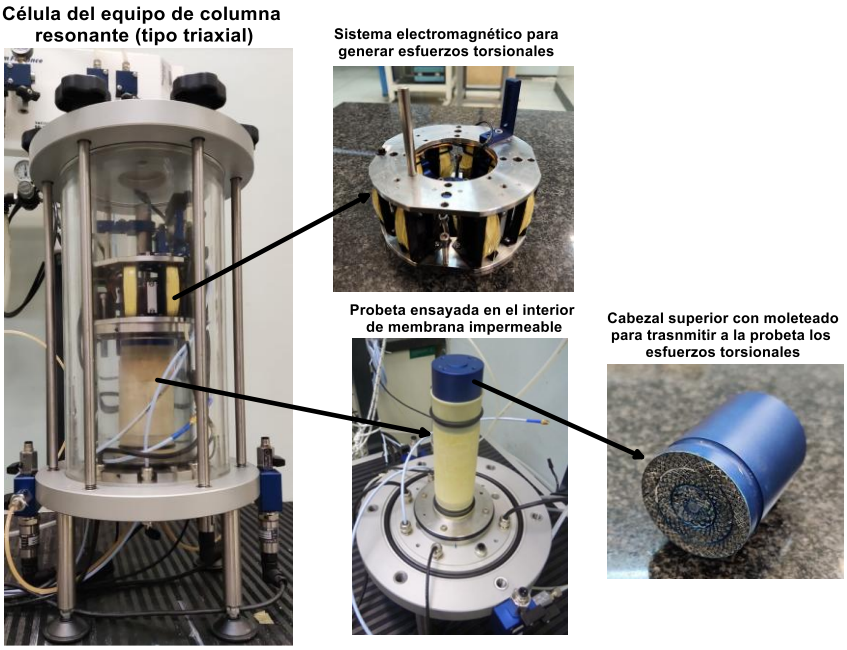


Figura 2. Célula de ensayo de columna resonante con detalle de alguno de sus componentes.

Tabla 1. Ensayos de columna resonante.

σ_m´ (kPa)	D_r = 75 %	D_r = 90 %
25	RC75_25	RC90_25
50	RC75_50	RC90_50
100	RC75_100	RC90_100
200	RC75_200	RC90_200

4. RESULTADOS Y COMPARACIÓN CON LAS RELACIONES PROPUESTAS POR OTROS AUTORES

Los resultados de los ensayos de columna resonante se presentan en varios gráficos relacionando los valores del módulo de corte (G) y el coeficiente de amortiguamiento (D) con la deformación cortante (γ).

En la Figura 3 se representa la variación de G y D en función de γ; para las diferentes presiones de confinamiento efectivas configuradas (σ_m' = 25, 50, 100, 200 kPa) y para las densidades relativas (D_r) de 75 y 90 %. En esta figura se observa que, cuanto mayor es el confinamiento, mayor es el módulo G. Para la densidad inicial menor (75 %), se observa una diferencia pequeña en el rango inferior entre 25 y 100 kPa, y mayor diferencia entre 100 y 200 kPa. Para el estado inicial más denso (90 %), se observa un aumento más gradual del valor del módulo G conforme aumenta el confinamiento. Se observa claramente la relación lineal de G en la parte inicial, correspondiente a la parte de comportamiento elástico donde el módulo alcanza su valor máximo denominado G_0, hasta el rango de deformación cortante del orden de 0,001 %. Los valores de G_0 observados para distintos D_r y para confinamientos bajos, de 25 a 100 kPa, tienen valores similares, siendo

mayores las diferencias para el mayor confinamiento aplicado (200 kPa). El hecho de que la muestra con D_r de 75% alcance valores de G claramente superiores a los obtenidos con D_r de 90% para el confinamiento más alto, puede atribuirse a que el estado inicialmente menos denso puede ser más propenso a experimentar un mayor reacomodo incrementando los contactos intergranulares a altas presiones de confinamiento, y por tanto mejorando la rigidez de los contactos. Por otro lado, el estado inicialmente más denso estará más cercano a un estado de compactación y contacto entre partículas más estable, por lo que su capacidad de reorganización estructural para generar contactos eficientes será menor bajo presiones altas de confinamiento, dando lugar a valores más bajos de G en las medidas para bajas deformaciones.

Como es habitual, la respuesta del coeficiente de amortiguamiento es contraria a la del módulo de corte, esto es, a medida que el módulo disminuye el amortiguamiento aumenta. En general, este varía entre un valor mínimo del 1 % y un valor máximo del 14 % para ambas D_r de ensayo (ver Figura 3).

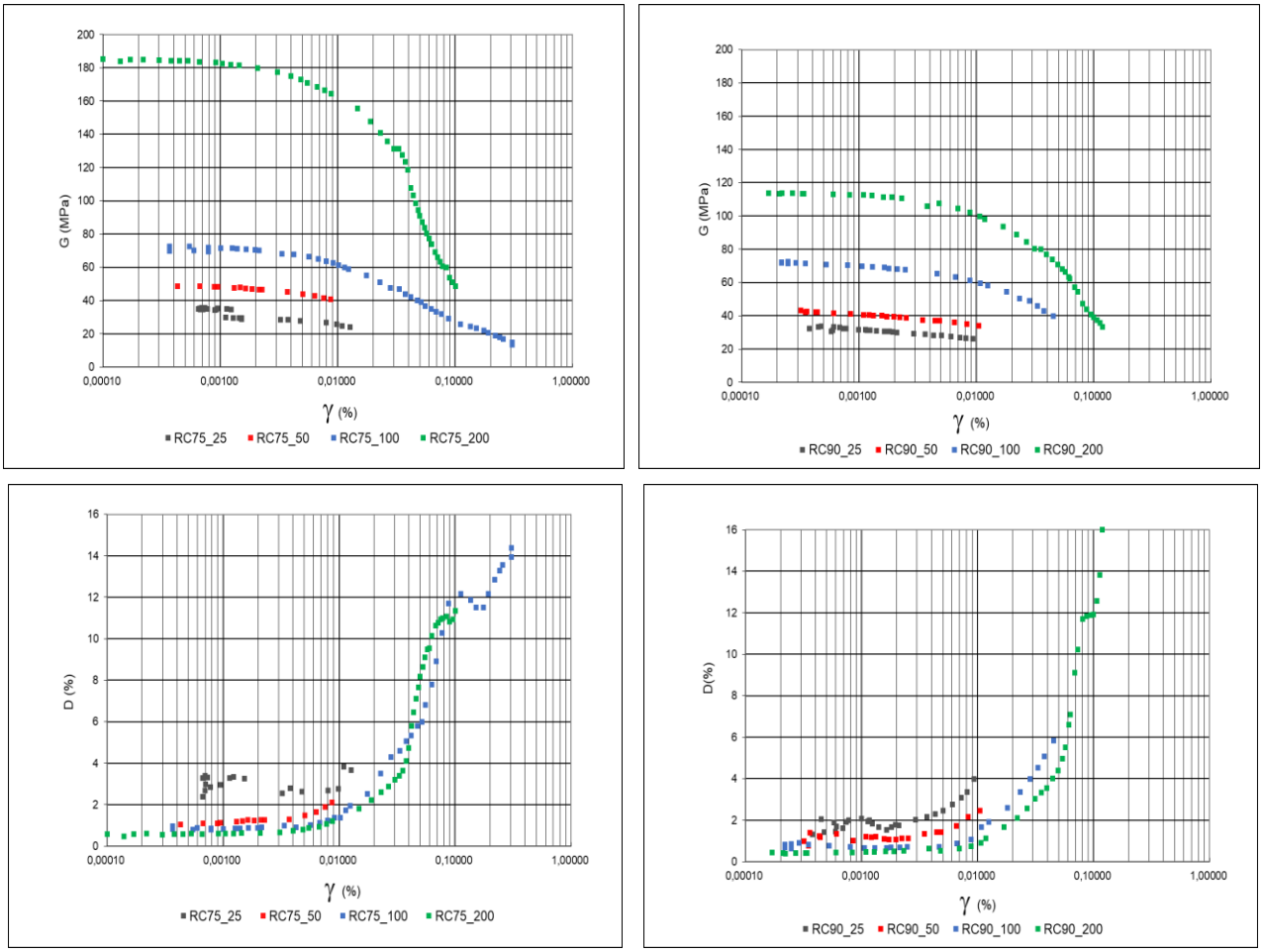


Figura 3. Representaciones del módulo de corte (G) y amortiguamiento (D) frente a la deformación cortante (γ) para diferentes presiones de confinamiento de ensayo y las densidades relativas de 75 y 90 % (Melentijevic *et al*., 2025).

Tras realizar el ensayo a tensión efectiva máxima (200 kPa), se repitieron las medidas a diferentes deformaciones para esa misma presión con el objetivo de evaluar la degradación del módulo G y de la variación de D. En la Figura 4 se incluyen las representaciones de G y D en función de la deformación cortante (γ). En este caso también se incluyen las gráficas de las magnitudes normalizadas G/G_0 y $D\text{-}D_0$, donde D_0 es el valor mínimo del amortiguamiento que se alcanza para las menores deformaciones. Se representan los valores para el ensayo realizado a la máxima presión de confinamiento en una primera serie de medidas (200 (1)) y en otras posteriores reduciendo el nivel de deformaciones aplicado y aumentándolo de nuevo. Para la muestra con D_r = 75 %, se realizaron dos series posteriores de medidas (200 (2) y 200 (3)), mientras que para D_r = 90 % se ejecutó una única serie posterior de medidas (200 (2)). En base a los resultados se puede concluir que la degradación de G que se observa después de la primera serie de medidas es bastante evidente para D_r = 75 %, reduciéndose alrededor de un 15% el valor máximo del módulo; mientras que para D_r = 90 % no se observa tal degradación, lo que podría atribuirse a un aumento de la densidad del material tras los ciclos repetidos. No obstante, la relación G/G_0 muestra un comportamiento similar en todos los ensayos. En cuanto a los valores de D y $D\text{-}D_0$ se obtiene un comportamiento similar en todas las series de medidas.

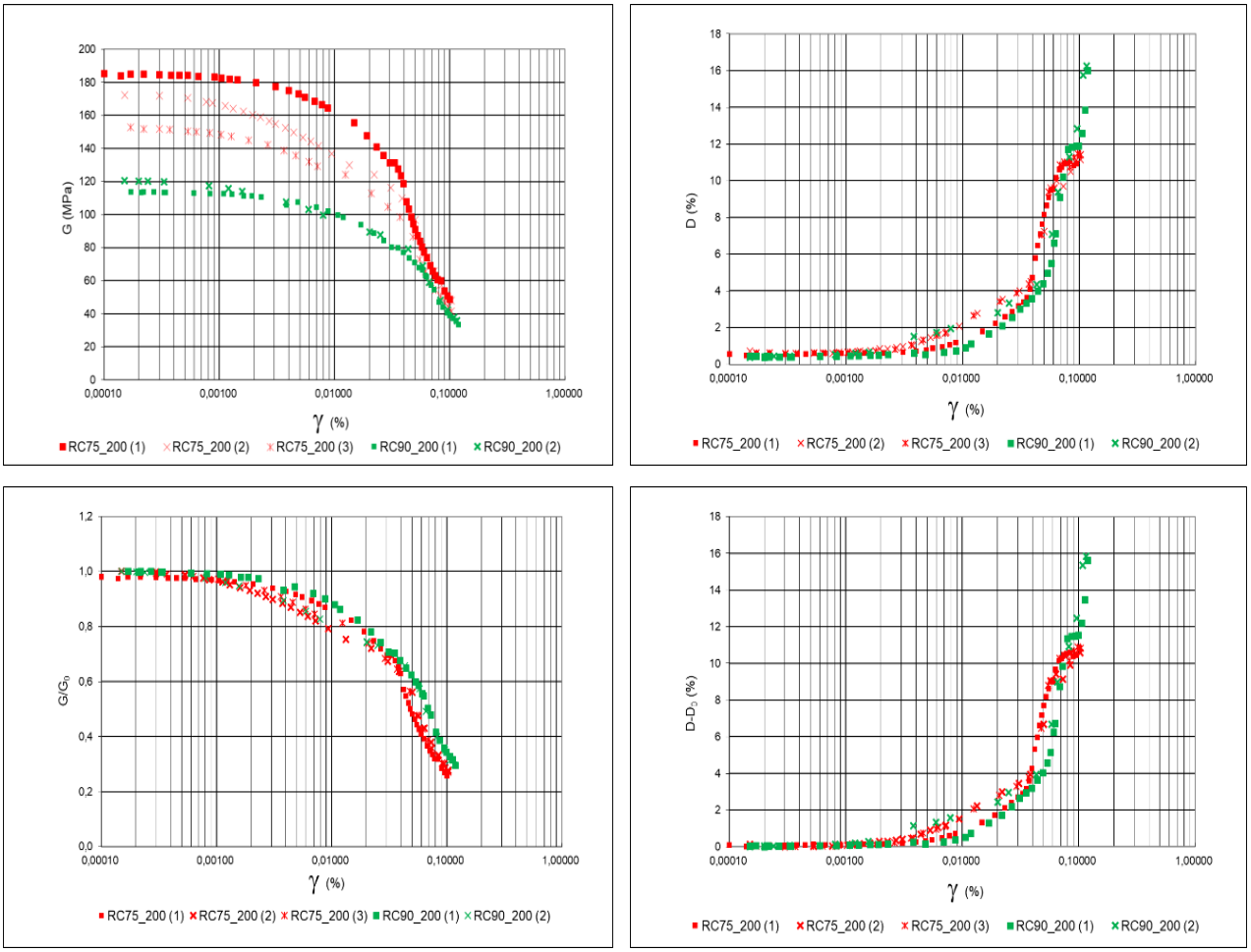


Figura 4. Representaciones de: G, G/G_0, D y $D-D_0$ en relación con la deformación cortante (γ) obtenidos para el máximo confinamiento alcanzado en una primera serie de medidas (200(1)) y en otras posteriores (200 (2) y 200 (3)), para las densidades relativas de 75 y 90 %.

La Figura 5 representa los valores de G_0 en función de la presión σ_m' para ambos valores de D_r, observándose el aumento de G_0 con el aumento de σ_m'. Se incluye además un ajuste lineal de los datos. En general, se obtiene un valor algo menor de G_0 para D_r = 90% y para las mismas presiones de confinamiento.

Por último, en la Figura 6, se representan los valores de velocidad de onda S (V_s) correspondientes a los valores de G_0. Además, teniendo en cuenta la relación entre ambas magnitudes para bajas deformaciones: $G = \rho V_s^2$; donde "ρ" es la densidad de la probeta en el momento de la medida, se incluye también para cada caso el ajuste de los datos según una curva cuadrática. Los valores de "ρ" se definen en el momento de la medición en función de la masa y dimensiones de la probeta. Lógicamente, el aumento que se observa de G_0 con la presión de confinamiento es debido al aumento de la V_s con dicha presión.

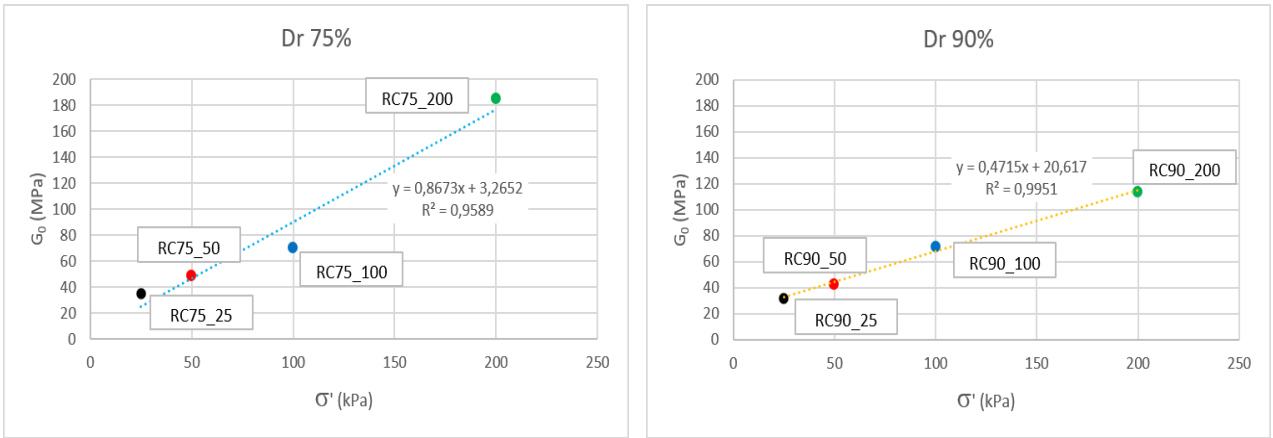


Figura 5. Representación de G_0 en función de la presión efectiva de confinamiento σ_m' para D_r = 75 % (gráfica izquierda), y D_r = 90 % (gráfica derecha). Se incluye un ajuste lineal.

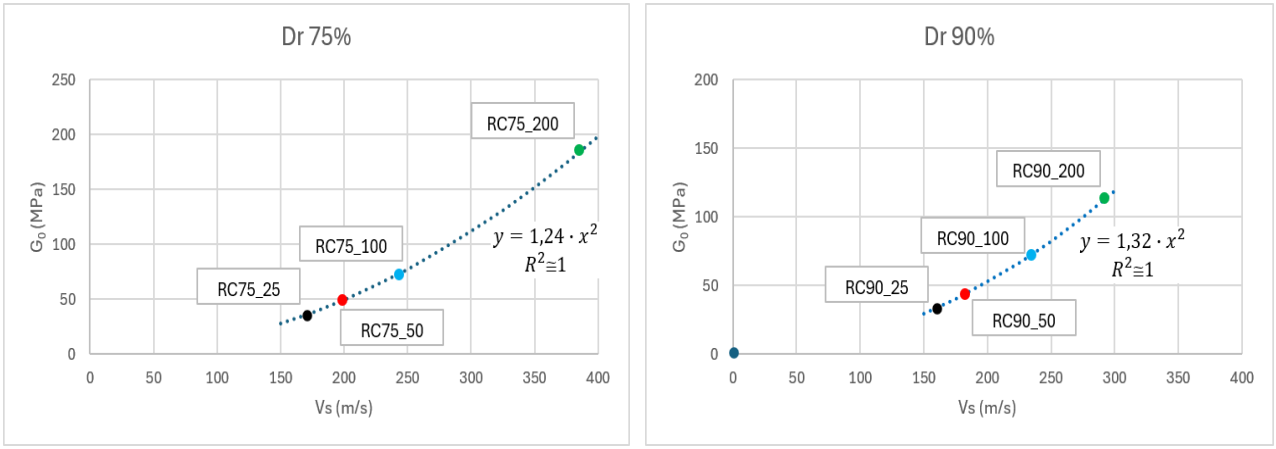


Figura 6. Representación de G_0 frente a sus correspondientes valores de V_s, para las presiones efectivas de confinamiento σ_m' y para las densidades relativas D_r = 75 % (gráfica izquierda) y D_r = 90 % (gráfica derecha). Se incluye el ajuste a una curva cuadrática.

Con los resultados obtenidos se realizó una comparación con los valores alcanzados a partir de varias formulaciones analíticas propuestas por diversos autores. En ellas, se parte de expresiones de tipo hiperbólico que se ajustan en función de resultados experimentales para estimar los parámetros dinámicos G/G_0 y $D\text{-}D_0$.

En primer lugar, se considera la propuesta general de Hardin-Drnevich (1972), pero solo en los casos de presión efectiva de 100 y 200 kPa, ya que para presiones menores no se alcanzó el valor de G/G_0 necesario para definir el parámetro de "deformación de referencia" que interviene en la expresión analítica. Para las presiones de mayores se consideró una deformación de referencia de 0.06 % para estimar los valores. También se compara con los valores obtenidos a partir de las expresiones de Menq (2003) para suelos arenosos, particularizándolas según las características granulométricas de esta arena volcánica y, por último, se obtuvieron los correspondientes valores a partir de la formulación propuesta por Senetakis *et al.* (2013) obtenida para un material granular volcánico riolítico.

La Figura 7 recoge las representaciones gráficas de los valores experimentales G/G_0 frente a la deformación (γ), junto con los calculados a partir de las expresiones propuestas por los autores anteriormente citados (Hardin-Drnevich, 1972; Menq, 2003; Senetakis *et al.*, 2013). Se muestran los resultados y las estimaciones para las cuatro presiones de confinamiento efectivas configuradas, y para las muestras con D_r inicial de 75 y 90 %. Si nos fijamos en los valores de G/G_0 de los resultados experimentales, se puede observar que las representaciones prácticamente se superponen en el caso de D_r = 75 % a excepción de algunos valores obtenidos para el confinamiento menor. Para D_r = 90 %, aunque se obtienen más diferencias, la superposición de las curvas también es bastante correcta. Se aprecia un valor aproximadamente constante de G/G_0 hasta una deformación del orden del 0,001 %, disminuyendo hasta el 80 % al alcanzar γ = 0,01 %. En cuanto al ajuste con los valores propuestos por otros autores (ver Figura 7), en general el ajuste más adecuado se obtiene con las propuestas analíticas de Hardin-Drnevich (1972) y Menq (2003) para suelos arenosos, que con la solución propuesta para arena volcánica realizada por Senetakis *et al*. (2013). Esto puede deberse a la distinta composición mineralógica y química de los materiales comparados, siendo el estudiado por Senetakis *et al*. (2013) un material riolítico con alto porcentaje de sílice (SiO_2).

En la Figura 8 se representa la variación de $D\text{-}D_0$. De nuevo se obtiene prácticamente una superposición de los resultados experimentales a excepción de los obtenidos con el menor confinamiento donde la superposición no es tan evidente. Analizando el ajuste con las propuestas de los autores (ver Figura 8), puede comprobarse como en este caso el mejor ajuste de $D\text{-}D_0$ se obtiene con el modelo de Senetakis *et al.* (2013).

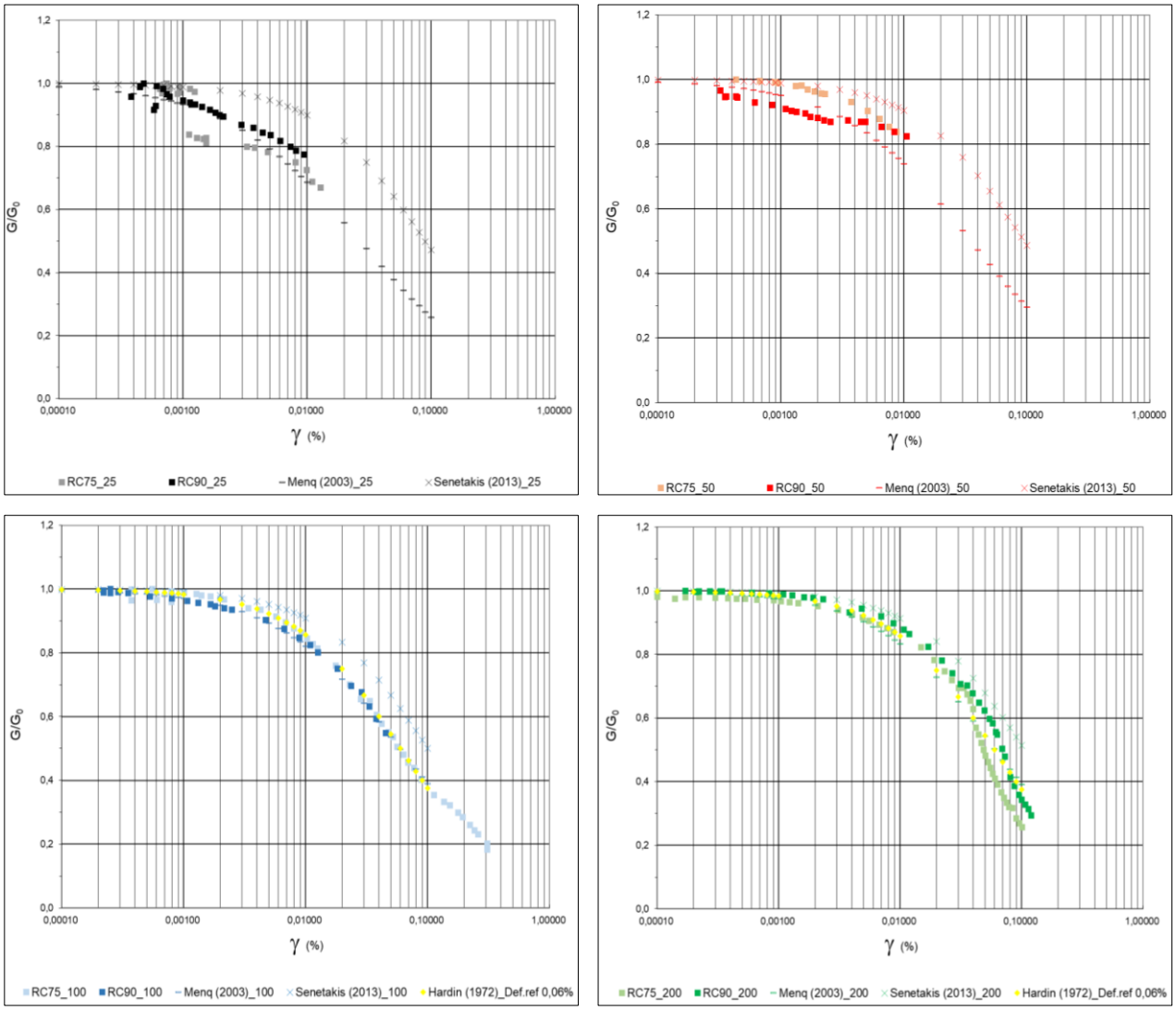
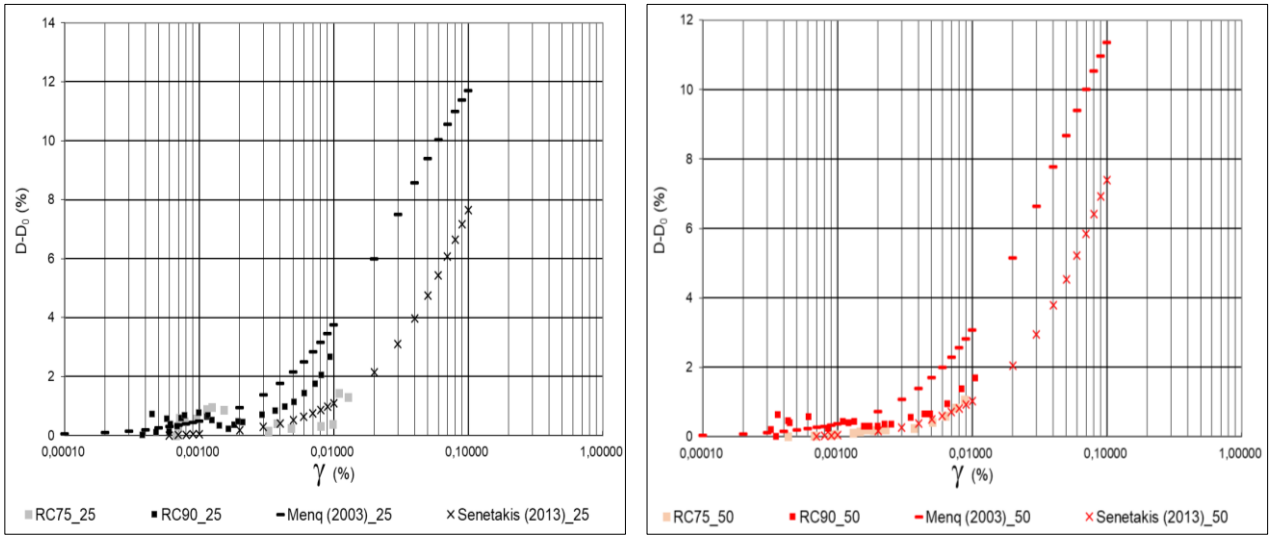


Figura 7. Comparación de los valores del módulo de corte normalizado (G/G_0) en función de la deformación cortante (γ) obtenidos en los ensayos y obtenidos a partir de las propuestas analíticas (Hardin y Drnevich (1972), Menq (2003), de Senetakis *et al.* (2013)) (σ_m'=25, 50, 100 y 200 kPa).



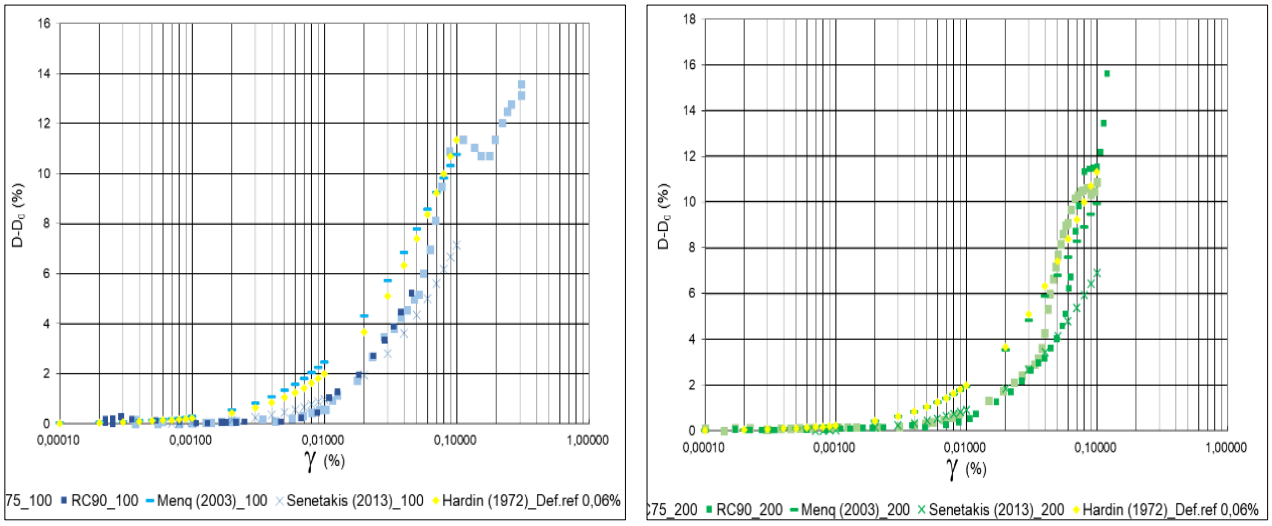


Figura 8. Comparación, para las cuatro presiones de confinamiento ensayadas (25, 50, 100 y 200 kPa), de los valores del amortiguamiento normalizado (D-D_0) en función de la deformación cortante (γ) obtenidos en los ensayos y obtenidos a partir de las propuestas analíticas (Hardin y Drnevich (1972), Menq (2003), Senetakis *et al.* (2013)).

5. CONCLUSIONES

El comportamiento geotécnico de las arenas volcánicas ha sido menos estudiado que el del material granular convencional, y debido a que su análisis dinámico puede ser fundamental para prever fenómenos como la licuación o movimientos diferenciales en las zonas donde están presentes, en este artículo se ha analizado arena volcánica recogida durante la erupción del volcán Tajogaite en el año 2021 en la isla La Palma.

Los resultados de los ensayos dinámicos que se muestran son los obtenidos tras las medidas desarrolladas en un equipo de columna resonante configurando ensayos sobre probetas fabricadas con dos densidades relativas iniciales diferentes, de 75 % y 90 %, y consolidándolas bajo cuatro presiones efectivas: 25, 50, 100 y 200 kPa. Como resultado de los ensayos se obtienen los valores del módulo de corte (G) y el amortiguamiento (D) para diferentes niveles de deformación cortante.

A partir de estos ensayos se concluye:

- A mayor presión de confinamiento se obtienen mayores valores del módulo de corte y menores valores de amortiguamiento, siendo más evidentes las diferencias en el módulo de corte.
- La respuesta se puede considerar lineal (elástica) hasta niveles de deformación de 10^{-3} %
- Los valores máximos de G (G_0) se encuentran aproximadamente dentro del rango 110 - 190 MPa, reduciéndose hasta el rango 40 - 50 MPa para deformaciones del orden de 10^{-1} %.
- El valor mínimo de D (D_0) en la parte inicial lineal está en torno al 1 %, aumentando hasta valores del orden del 12 % para deformaciones de 10^{-1} %.
- La degradación de G observada en series posteriores tras la primera serie de medidas es notable en los ensayos con Dr = 75 %, no siendo así para Dr = 90 % lo que puede responder a una densificación del material en este caso tras la repetición de los ensayos. En los valores de D no se obtienen diferencias muy significativas entre las distintas series.
- Se obtiene un aumento lineal del valor de G_0 al aumentar la presión de confinamiento. Y se comprueba que los valores de G_0 alcanzados son directamente proporcionales al cuadrado de la velocidad de propagación de las ondas S (V_s).
- Tras la comparación de los valores normalizados G/G_0 y D-D_0, con los obtenidos a partir de propuestas y modelos sugeridos por otros autores se concluye que, para G/G_0 se obtiene un mejor ajuste con la propuesta analítica general de Hardin-Drnevich (1972), mientras que para D-D_0 el mejor ajuste se consigue con el modelo de Senetakis *et al*. (2013) propuesto tras el estudio de un material granular volcánico riolítico.

Los resultados obtenidos permitirían una caracterización dinámica más ajustada en las zonas donde está presente este tipo de material volcánico, siendo de gran utilidad para precisar los modelos de diseño geotécnico que evalúen solicitaciones de tipo dinámico. Teniendo en cuenta, además, la limitada información disponible sobre las propiedades dinámicas de materiales volcánicos en comparación con los suelos granulares convencionales.

Como futuras líneas de investigación se plantea ampliar el estudio para otras densidades relativas y rango de presiones de confinamiento, así como aplicar otros métodos de ensayo de laboratorio para corroborar o ampliar los resultados.

REFERENCIAS

ASTM D2487-17. *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*.

ASTM D4015-21. *Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Fixed-Base Resonant Column Devices*.

Darendeli M. (2001). Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves (Ph.D. dissertation). *University of Texas at Austin, USA*.

EN ISO 17892-3 (2018). *Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 3: Determination of particle density*.

EN ISO 17892-4 (2019). *Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 4: Determination of particle size distribution*.

Hardin B. y Drnevich V. (1972). Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. *Journal of the soils mechanics and foundations division*, pp. 667-692.

ISO 13320 (2020). *Particle size analysis – Laser diffraction methods*.

Melentijevic S., Lopez Andres S., Estaire S. (2024). Chemical, mineralogical and geotechnical properties of volcanic ash of Tajogaite (La Palma, Canary Islands, Spain). *Transportation Geotechnics,* 48:101326. https://doi.org/ 10.1016/j.trgeo.2024.101326.

Melentijevic S., López Marcos A., Ponce R., López-Andrés S. (2025). Stabilization of expansive clay using volcanic ash. *Geosciences,* 15(7), 261. https://doi.org/10.3390/geosciences15070261.

Melentijevic S., Ruiz R., López-Andrés S., Martín Baanante ME., Estaire J. (2025). Dynamic behaviour of volcanic ash of Tajogaite (La Palma, Canary Islands, Spain). *Transportation Geotechnics,* 54:101644. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2025.101644.

Menq FY. (2003). Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils (Ph.D. dissertation). *University of Texas, Austin, USA*.

Ponce R., Melentijevic S., Montero N., López-Andrés S. (2025) Experimental study of stabilization of marly clays from southern Spain under short-term conditions using volcanic ash and natural hydrated lime as activator. Infrastructures 10:340.

Senetakis K., Anastasiadis A., Pitilakis K. (2012). The small-strain shear modulus and damping ratio of quartz and volcanic ash. *Geotechnical Testing Journal*, 35(6). https://doi.org/10.1520/GTJ20120073.

Senetakis K., Anastasiadis A., Pitilakis K. (2013). Normalized shear modulus reduction and damping ratio curves of quartz sand and rhyolitic crushed rock. *Soils and Foundations*, 53(6):879-893. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.10.007.

UNE 103-105:1993. Determinación de la densidad mínima de una arena.

UNE 103-106:1993. Determinación de la densidad máxima de una arena por el método de apisonado.

AVANCES RECIENTES EN EL DISEÑO SÍSMICO DE GRUPOS DE PILOTES: DEL DISEÑO ELÁSTICO AL BASCULAMIENTO CONTROLADO

José Manuel TORRES[(1,2)*], Sandro ANDRÉS[(1)] y Rafael JIMÉNEZ[(1)]

[(1)] Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid (UPM)
*josemanuel.torres.serrano@alumnos.upm.es

[(2)] Ove Arup and Partners, SAU

RESUMEN

Los avances recientes en ensayos experimentales, modelización numérica tridimensional y formulaciones analíticas han mejorado significativamente la comprensión del comportamiento de los grupos de pilotes bajo cargas combinadas verticales, horizontales y de momento (V-H-M). Estos desarrollos cuestionan los enfoques tradicionales de diseño sísmico, que a menudo se basan en distribuciones elásticas de fuerzas, comprobaciones de capacidad independientes y representaciones simplificadas de la resistencia del grupo de pilotes. Este artículo revisa los avances recientes en el diseño sísmico de grupos de pilotes, centrándose en primer lugar en las limitaciones de los enfoques elásticos convencionales. Se presta especial atención a la definición habitual de la capacidad a momento basada en la capacidad portante de los pilotes exteriores, así como a las envolventes de fallo analíticas recientes, que proporcionan una descripción más rigurosa de la capacidad de los grupos de pilotes sometidos a carga combinada V-H-M. A continuación, se discuten los mecanismos de transferencia de carga que gobiernan la respuesta, incluyendo las fuerzas axiales de compresión-tracción, la flexión local de los pilotes y la interacción encepado-suelo. A partir de estos desarrollos, los grupos de pilotes basculantes se presentan como una prometedora alternativa basada en prestaciones. El basculamiento controlado puede reducir la demanda estructural al redistribuir la acción sísmica dentro del sistema suelo-cimentación-estructura. Este mecanismo da lugar a un intercambio cinemático: la demanda de deformación estructural se reduce, mientras que aumentan las fuerzas axiles cíclicas en los pilotes. Análisis dinámicos no lineales indican que esta mayor demanda puede acomodarse mediante una interacción axil-flector favorable dentro del grupo de pilotes. En conjunto, el artículo destaca cómo una mejor evaluación de la capacidad y la modelización no lineal de la interacción suelo-cimentación-estructura puede respaldar estrategias de diseño sísmico más eficientes y resilientes para estructuras pilotadas.

ABSTRACT

Recent advances in experimental testing, three-dimensional numerical modelling, and analytical formulations have significantly improved the understanding of pile group behavior under combined vertical, horizontal, and moment loading. These developments challenge traditional seismic design approaches, which often rely on elastic force distributions, independent capacity checks, and simplified representations of pile group resistance. This paper reviews recent progress in seismic pile group design, focusing first on the limitations of conventional elastic approaches. Particular attention is given to the usual definition of moment capacity based on the axial resistance of the outermost piles, and to recent analytical failure envelopes that provide a more rigorous description of pile group capacity under combined VHM loading. The governing

load-transfer mechanisms are then discussed, including axial push-pull forces, local pile bending, and pile cap-soil interaction. Building on these developments, rocking pile groups are presented as a promising performance-based alternative. Controlled rocking can reduce structural demand by redistributing seismic action within the soil-foundation-structure system. This mechanism leads to a kinematic trade-off: structural deformation demand is reduced, while cyclic axial forces in the piles increase. Recent nonlinear dynamic analyses indicate that this increased demand can be accommodated through favorable axial-flexural interaction within the pile group. Overall, the paper highlights how improved capacity assessment and nonlinear soil-foundation-structure interaction modelling may support more efficient and resilient seismic design strategies for pile-supported structures.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Diseño Sísmico de Grupos de Pilotes (Seismic Pile Group Design); Aislamiento Sísmico por Basculamiento (Rocking Isolation); Intercambio Cinemático (Kinematic Trade-off).*

1. INTRODUCCIÓN

La respuesta sísmica de las estructuras pilotadas está gobernada por mecanismos complejos de interacción suelo-cimentación-estructura. En la práctica ingenieril, esta complejidad suele abordarse mediante enfoques de diseño simplificados que permiten estimar de forma manejable la capacidad de la cimentación. Sin embargo, estas simplificaciones pueden ocultar los mecanismos físicos que controlan la respuesta dinámica del sistema bajo acciones sísmicas.

El diseño sísmico convencional se basa predominantemente en los principios del diseño por capacidad. Dentro de este marco, la demanda plástica se concentra intencionadamente en regiones predefinidas de la estructura, mientras que la cimentación se diseña con suficiente *sobrerresistencia* para permanecer esencialmente elástica. Aunque esta filosofía es muy eficaz para promover un comportamiento estructural dúctil y predecible, su implementación elástica convencional a nivel de cimentación suele conducir a grupos de pilotes masivos. Además, imponer una respuesta estrictamente elástica de la cimentación suprime fuentes potencialmente beneficiosas de disipación de energía dentro del dominio suelo-cimentación.

Los avances recientes en ensayos experimentales, modelización numérica tridimensional y formulaciones analíticas han mejorado significativamente la comprensión del comportamiento de los grupos de pilotes sometidos a cargas combinadas verticales, horizontales y de momento (V-H-M). Estos desarrollos ofrecen una oportunidad para revisar las hipótesis tradicionales de diseño y explorar enfoques alternativos que consideren y aprovechen explícitamente los mecanismos de interacción no lineal. El argumento central de este artículo es que los avances recientes en la evaluación de la capacidad de grupos de pilotes y en la modelización no lineal de la interacción suelo-cimentación-estructura no solo mejoran los cálculos existentes, sino que permiten un cambio conceptual: pasar de imponer un comportamiento elástico de la cimentación a controlar intencionadamente los mecanismos no lineales de la cimentación como parte de la estrategia de diseño sísmico.

Este artículo revisa desarrollos recientes clave en el diseño sísmico de grupos de pilotes, centrándose en las limitaciones de la práctica actual y en los mecanismos de transferencia de carga que gobiernan la respuesta. Sobre esta base, los grupos de pilotes basculantes se introducen como una alternativa de diseño prometedora. Se presenta una interpretación físicamente fundamentada del intercambio cinemático asociado, apoyada en evidencia numérica reciente.

2. DEL DISEÑO ELÁSTICO TRADICIONAL A LA CAPACIDAD PLÁSTICA DE GRUPOS DE PILOTES

2.1. ENFOQUE TRADICIONAL DESACOPLADO

En la práctica ingenieril actual, el diseño sísmico de grupos de pilotes se basa habitualmente en comprobaciones simplificadas de capacidad derivadas del comportamiento de pilotes aislados. La respuesta de la cimentación bajo carga combinada vertical, horizontal y de momento (V-H-M) suele descomponerse en evaluaciones independientes de la capacidad vertical y lateral, aunque estos componentes están inherentemente acoplados en la respuesta real del grupo de pilotes.

El momento de vuelco transmitido por la estructura suele tratarse como una carga vertical excéntrica, que se asume resistida principalmente por fuerzas axiles de compresión-tracción en los pilotes y se evalúa mediante enfoques tradicionales de capacidad portante. La capacidad lateral se comprueba por separado, típicamente mediante modelos de resistencia lateral de pilote aislado basados en variantes de la teoría de Broms (Broms, 1964a, 1964b), sin considerar explícitamente su acoplamiento con los componentes axial y de momento de la respuesta del grupo. La Figura 1a ilustra esquemáticamente este enfoque de diseño desacoplado.

Bajo este enfoque convencional, la capacidad a momento del grupo de pilotes se estima habitualmente suponiendo un encepado rígido y una distribución elástica de fuerzas axiles en el grupo. Esto conduce a una variación lineal de las cargas en los pilotes, con las mayores demandas de compresión y tracción en los pilotes exteriores. La capacidad última a momento se identifica entonces, a menudo, con la condición en la que se alcanza la resistencia a hundimiento o a arrancamiento de uno de estos pilotes extremos (Figura 1b).

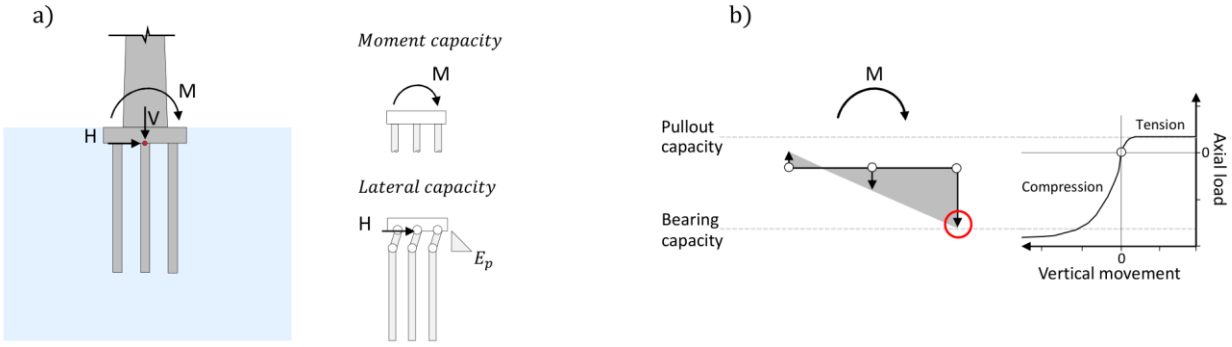


Figura 1. Enfoque tradicional de diseño de grupos de pilotes bajo carga combinada V-H-M: a) tratamiento desacoplado de la capacidad a momento y lateral; b) distribución lineal elástica de cargas axiles en los pilotes empleada para estimar la capacidad frente a momento.

Este enfoque es práctico, transparente y está bien alineado con los principios convencionales del diseño por capacidad, en los que se exige que la cimentación permanezca esencialmente elástica para que la demanda plástica se concentre en la estructura. Sin embargo, también conduce a una interpretación conservadora de la capacidad del grupo de pilotes. Al asumir que alcanzar la capacidad de un pilote extremo representa el límite último de todo el sistema de cimentación, el diseño convencional ignora la redundancia, la reserva plástica y la capacidad de redistribución de cargas del grupo de pilotes.

Como consecuencia, el diseño elástico tradicional tiende a producir a grupos de pilotes sobredimensionados y poco económicos, suprimiendo mecanismos potencialmente beneficiosos de disipación de energía en el dominio suelo-cimentación.

2.2. AVANCES RECIENTES EN LA CAPACIDAD DE GRUPOS DE PILOTES BAJO CARGA COMBINADA

Investigaciones recientes han cuestionado esta interpretación simplificada mediante el desarrollo de envolventes de fallo analíticas y diagramas de interacción para grupos de pilotes bajo carga combinada. Las primeras formulaciones se centraron en la carga vertical excéntrica y la interacción V-M (Di Laora et al., 2019; de Sanctis et al., 2021), mientras que contribuciones más recientes han extendido el enfoque a cargas inclinadas y excéntricas y a envolventes de fallo V-H-M generalizadas (Iovino et al., 2021; Di Laora et al., 2022; Gorini y Callisto, 2022; Sakellariadis y Anastasopoulos, 2024; Di Laora et al., 2025). Estos desarrollos proporcionan herramientas prácticas para evaluar la capacidad de grupos de pilotes en un espacio de carga acoplado, en lugar de mediante comprobaciones verticales y laterales independientes.

En este contexto, el grupo de pilotes deja de tratarse como un conjunto de pilotes aislados y pasa a entenderse como un sistema de cimentación redundante, capaz de redistribuir esfuerzos internos y movilizar capacidad adicional más allá de la primera movilización de capacidad de los pilotes individuales. Esta interpretación plástica es conceptualmente similar al diseño plástico en ingeniería estructural: el inicio de la plastificación en un componente no implica necesariamente el colapso de todo el sistema, sino que puede marcar el comienzo de la redistribución interna de esfuerzos (Figura 2).

Otro avance importante es la identificación de los mecanismos de transferencia de carga que resisten los momentos de vuelco inerciales. Estudios recientes han mostrado que el momento resistente total de un grupo de pilotes puede descomponerse en tres contribuciones principales (Sakellariadis y Anastasopoulos, 2022):

$$M = M_{ax} + M_m + M_{cap} \quad (1)$$

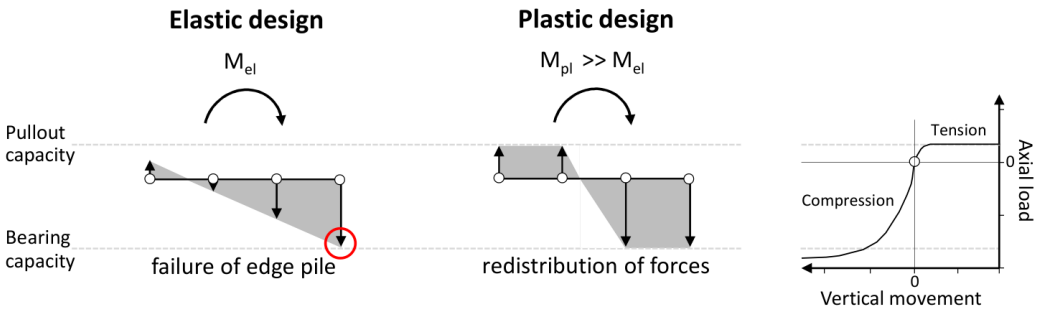


Figura 2. Comparación conceptual entre enfoques de diseño elástico y plástico para grupos de pilotes sometidos a momento.

donde M_{ax} es la contribución de las fuerzas axiles de compresión-tracción en los pilotes, M_m es la contribución de la flexión local de los pilotes individuales y M_{cap} es la contribución de la presión de contacto movilizada en la interfaz encepado-suelo.

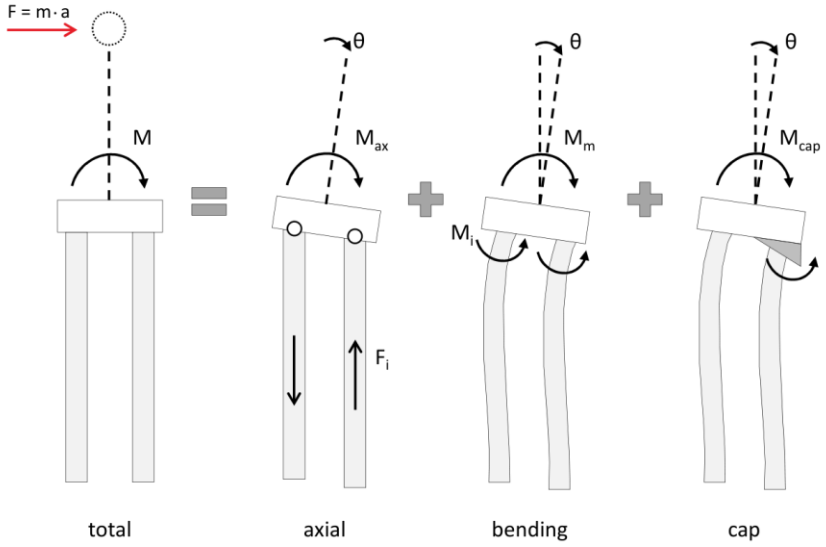


Figura 3. Ilustración de los mecanismos resistentes movilizados frente al momento inercial aplicado. Adaptado de Sakellariadis y Anastasopoulos (2022).

Aunque el mecanismo axial de compresión-tracción suele dominar la resistencia frente al vuelco, la contribución relativa de cada mecanismo depende de la geometría de la cimentación, la trayectoria de carga, el grado de empotramiento en cabeza de los pilotes, las condiciones del terreno y la movilización no lineal dentro del sistema suelo-cimentación. Dado que estos mecanismos no se movilizan de la misma forma para todas las combinaciones de carga, el modo de fallo del grupo de pilotes también depende de la trayectoria seguida en el espacio V-H-M: distintas combinaciones de fuerza horizontal y momento de vuelco pueden activar diferentes patrones de levantamiento, redistribución axial, flexión de pilotes y apoyo del encepado.

La interpretación basada en mecanismos muestra que los grupos de pilotes no son simples apoyos elásticos que permanecen seguros o fallan cuando un pilote extremo alcanza su resistencia axial. Por el contrario, son sistemas redundantes capaces de movilizar resistencia no lineal, redistribuir cargas y desarrollar mecanismos dúctiles. En este sentido, la transición desde el diseño elástico hacia el diseño plástico no constituye únicamente un refinamiento en la estimación de la capacidad de la cimentación, sino un cambio conceptual más amplio: pasar de forzar a los grupos de pilotes a permanecer rígidos y elásticos a comprender y explotar su capacidad para redistribuir esfuerzos internos y desarrollar una respuesta no lineal controlada.

Este cambio de enfoque proporciona la base mecánica para estrategias alternativas de diseño sísmico en las que la flexibilidad de la cimentación se incorpora de forma intencionada como parte de la respuesta del sistema. Entre ellas se encuentran los grupos de pilotes basculantes, discutidos en la siguiente sección, donde la deformabilidad de la cimentación se moviliza deliberadamente para reducir la demanda estructural manteniendo un comportamiento aceptable del sistema de cimentación.

3. GRUPOS DE PILOTES BASCULANTES COMO ALTERNATIVA DE DISEÑO

3.1. DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES A LOS GRUPOS DE PILOTES

La idea de permitir intencionadamente una respuesta no lineal de la cimentación está bien establecida en ingeniería sísmica, particularmente en el contexto de las cimentaciones superficiales basculantes. En estos sistemas, el levantamiento controlado, la plastificación del suelo y la rotación cíclica pueden disipar energía sísmica y reducir la demanda de ductilidad estructural, siempre que los asientos y giros permanentes permanezcan dentro de límites aceptables (e.g., Gajan y Kutter, 2008; Anastasopoulos et al., 2010; Gazetas, 2015).

Los grupos de pilotes basculantes pueden entenderse como una extensión de esta misma filosofía a las cimentaciones profundas (Figura 4). El objetivo subyacente es similar: proteger la estructura permitiendo un basculamiento controlado de la cimentación. Sin embargo, el mecanismo es sustancialmente más complejo que en cimentaciones superficiales. Mientras que las cimentaciones superficiales basculantes están gobernadas principalmente por el levantamiento, la plastificación del suelo y la acumulación de asientos, los grupos de pilotes introducen capas adicionales de respuesta, incluyendo la interacción pilote-pilote, la interacción cinemática con el terreno circundante y la posibilidad de daño estructural en los elementos de cimentación enterrados.

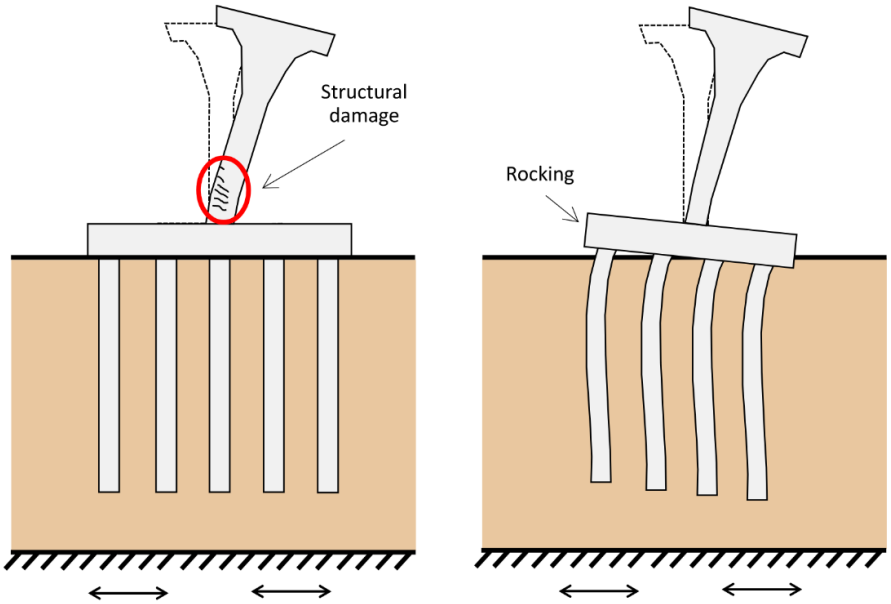


Figura 4. Ilustración conceptual de la respuesta de un diseño convencional y de un diseño basculante de grupo de pilotes.

Esta complejidad adicional explica por qué los grupos de pilotes basculantes han recibido considerablemente menos atención que las cimentaciones superficiales basculantes. Capturar su respuesta requiere modelizar no solo la interfaz suelo-cimentación no lineal, sino también la redistribución de esfuerzos internos y los posibles mecanismos de daño dentro del grupo de pilotes. Esto suele exigir herramientas numéricas avanzadas, con el coste computacional y la experiencia especializada en modelización que ello conlleva.

No obstante, la evidencia disponible hasta la fecha es prometedora. Estudios numéricos y reevaluaciones de casos históricos han mostrado que el basculamiento controlado de grupos de pilotes puede reducir la demanda estructural (Sakellariadis et al., 2020; Sieber y Anastasopoulos, 2025) y, en algunos casos, evitar refuerzos innecesarios del sistema de cimentación (Sakellariadis et al., 2019). Estos estudios sugieren que los grupos de pilotes basculantes pueden actuar como un fusible geotécnico: un mecanismo de cimentación movilizado deliberadamente que protege la superestructura, siempre que las demandas asociadas en la cimentación se comprendan y verifiquen adecuadamente.

Esto plantea de forma natural la cuestión central abordada en la siguiente subsección: ¿cuál es el coste mecánico de activar el basculamiento en un grupo de pilotes y cómo se acomoda esta demanda dentro del sistema de cimentación?

3.2. INTERCAMBIO CINEMÁTICO EN GRUPOS DE PILOTES BASCULANTES

Para investigar si los grupos de pilotes basculantes pueden emplearse como una alternativa práctica de diseño sísmico, análisis dinámicos no lineales realizados por los autores (Torres Serrano et al., 2026b) consideraron tres configuraciones de cimentación para un mismo sistema estructural: un grupo de pilotes convencional diseñado según el enfoque elástico tradicional y dos alternativas intencionadamente reducidas destinadas a movilizar un basculamiento controlado de la cimentación (Figura 5). Las tres configuraciones se sometieron a una excitación sísmica bidireccional intensa, correspondiente al registro RSN 1108 de la base de datos NGA-West2 (Ancheta et al., 2014), utilizando un modelo tridimensional no lineal de elementos finitos completamente acoplado, en el que se representan explícitamente las no linealidades de la estructura, la cimentación, el terreno y las interfaces suelo-cimentación. Los detalles del modelo numérico y de su verificación se remiten a trabajos complementarios de los autores (Torres Serrano et al., 2026a).

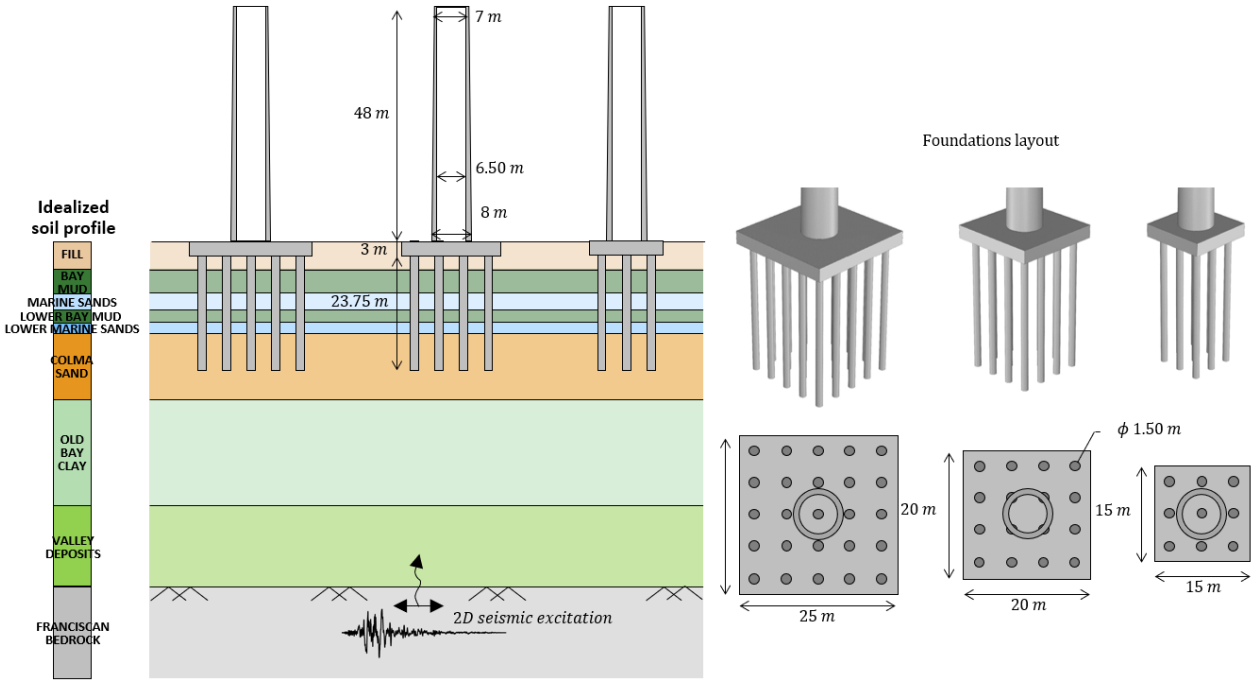


Figura 5. Vista esquemática de los sistemas suelo-cimentación-estructura estudiados. Dimensiones geométricas principales y el perfil de suelo (izq.), configuraciones de cimentación (der.).

Los resultados muestran en primer lugar una redistribución clara de la demanda inelástica dentro del sistema suelo–cimentación–estructura. La Figura 6 presenta la distribución de deformaciones plásticas acumuladas al final de la excitación sísmica para las tres configuraciones de cimentación. A medida que se reduce el tamaño del grupo de pilotes, la región plastificada en la base de la torre disminuye progresivamente, lo que indica una reducción significativa del daño concentrado en la estructura. En cambio, las zonas plastificadas en los pilotes se extienden a lo largo de una mayor longitud, reflejando una transferencia parcial de la demanda hacia el sistema de cimentación. Por tanto, la activación del basculamiento no elimina la demanda sísmica, sino que modifica su distribución dentro del sistema.

Esta redistribución de daño se explica al analizar la descomposición del desplazamiento horizontal total en la coronación de la estructura. Como se muestra en la Figura 7, el desplazamiento global de la torre se mantiene relativamente similar entre las tres configuraciones. Sin embargo, su origen cambia de forma significativa. En la cimentación convencional, una parte importante del desplazamiento total procede de la deformación a flexión de la estructura. En las configuraciones intencionadamente reducidas, una fracción creciente del desplazamiento se acomoda mediante el basculamiento de la cimentación. En otras palabras, la demanda no desaparece, sino que se transfiere progresivamente desde la estructura hacia el sistema de cimentación. Esta es la principal ventaja de los grupos de pilotes basculantes: permiten reducir la deformación estructural y, con ello, la acumulación de daño en la estructura.

Sin embargo, esta respuesta global beneficiosa va acompañada de un intercambio cinemático fundamental. La reducción de la demanda estructural se consigue a costa de un incremento de la demanda interna dentro del sistema de cimentación. La inspección de las envolventes de esfuerzos en los pilotes muestra que este aumento afecta principalmente a las fuerzas axiales, mientras que los esfuerzos cortantes y los momentos flectores presentan variaciones más moderadas (Figura 8). Esta observación es mecánicamente coherente con el marco

de transferencia de carga discutido anteriormente: las fuerzas axiales de compresión–tracción constituyen el mecanismo resistente dominante frente al momento de vuelco en grupos de pilotes. Por ello, cuando se activa el basculamiento, es precisamente este mecanismo el que se moviliza con mayor intensidad.

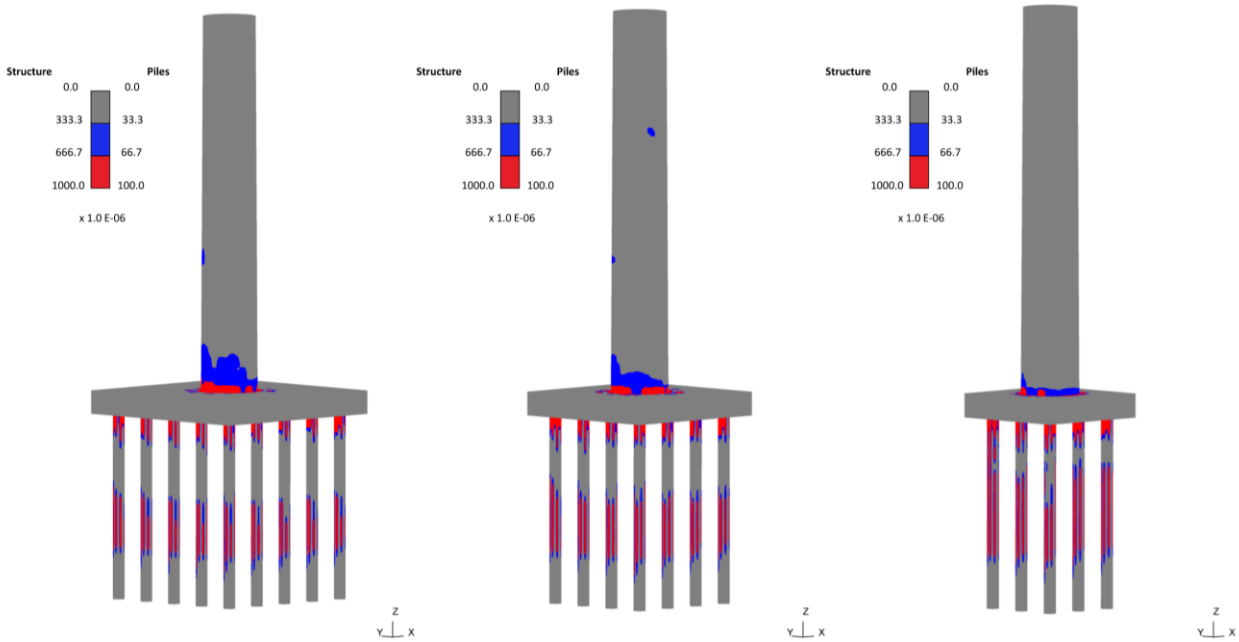


Figura 6. Distribución de las deformaciones plásticas acumuladas al final de la excitación sísmica.

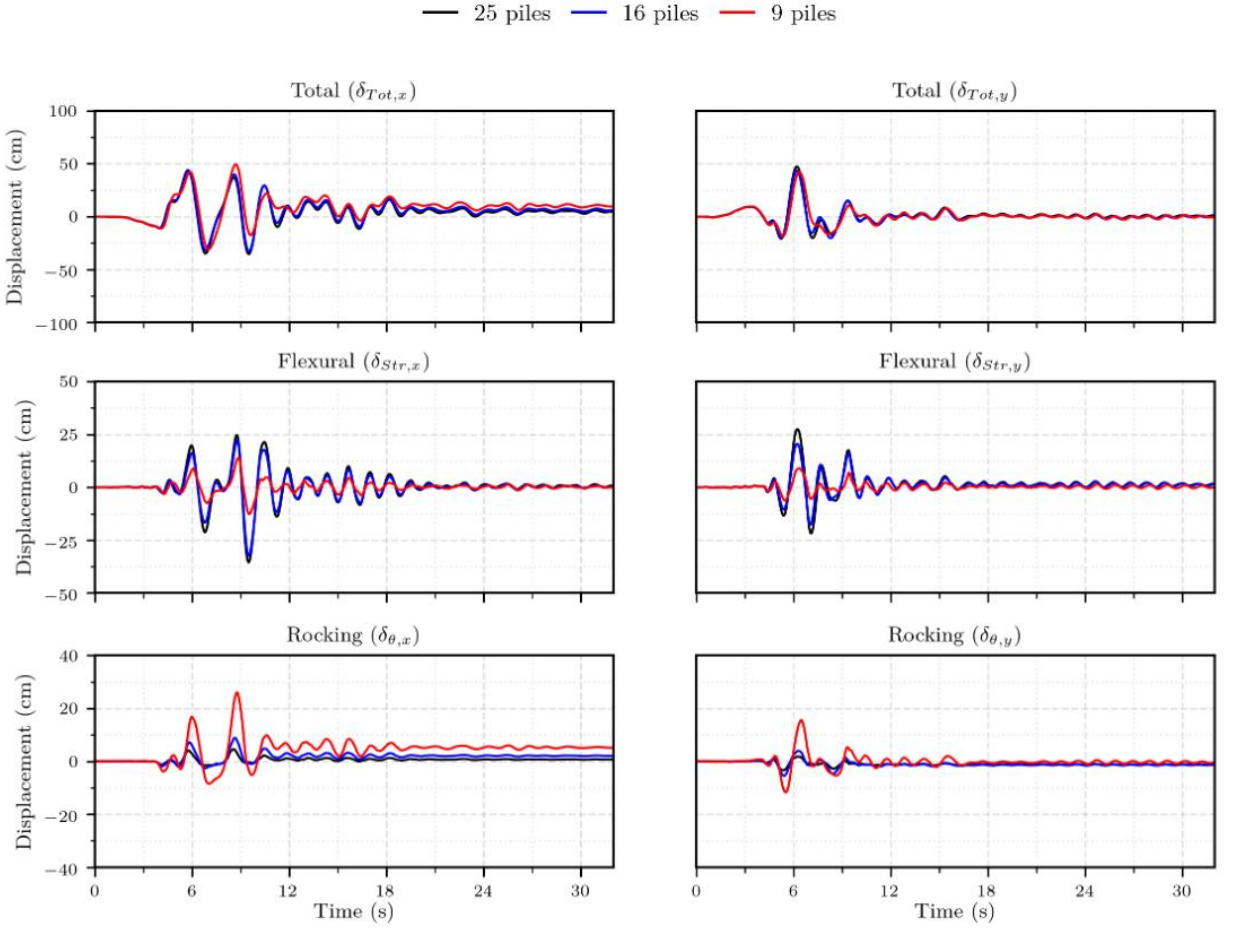


Figura 7. Descomposición del desplazamiento horizontal total en la coronación de la torre en sus contribuciones de deformación a flexión y basculamiento de la cimentación.

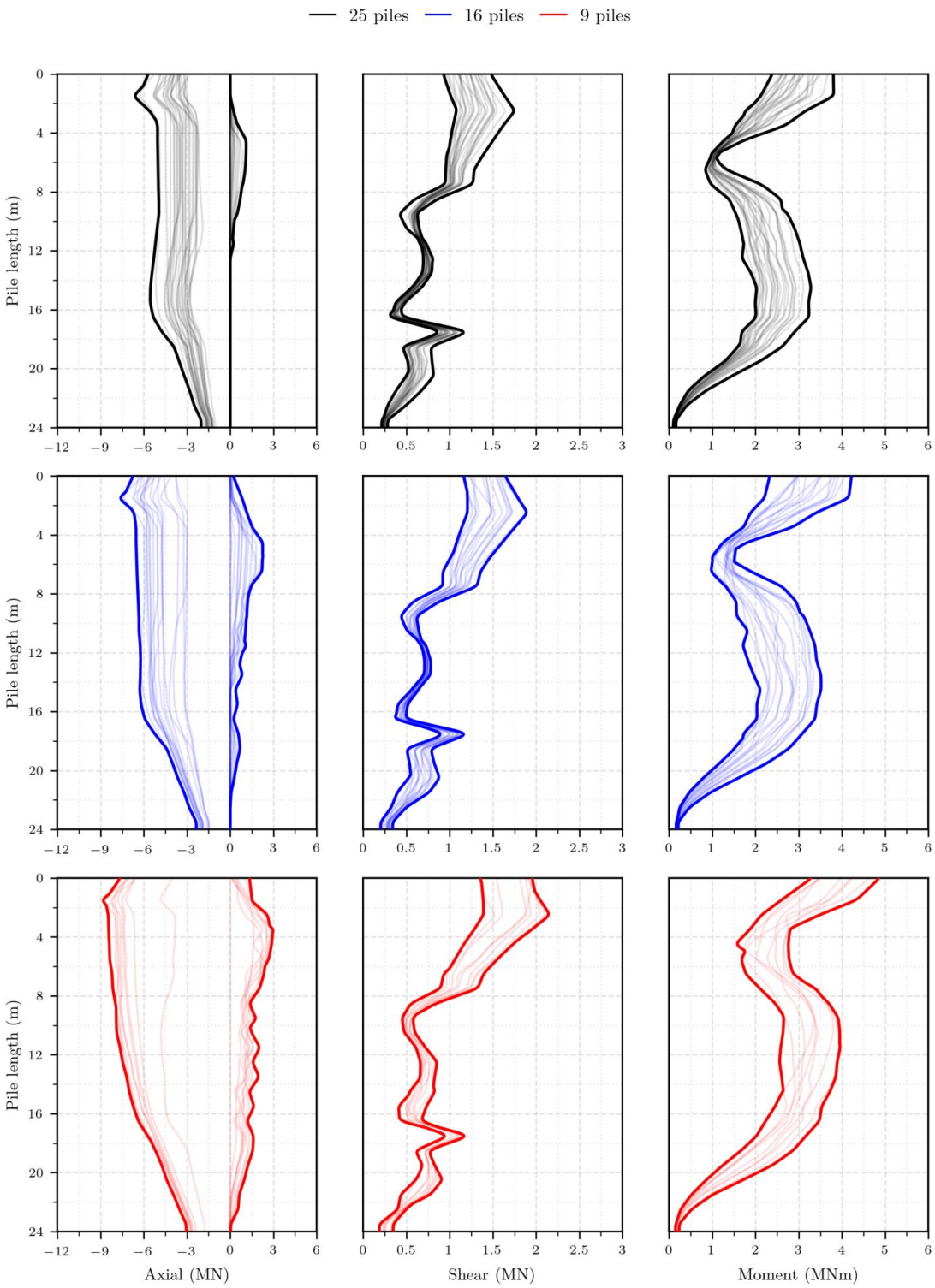


Figura 8. Envolventes de esfuerzos internos a lo largo de los pilotes: fuerza axil (la compresión es negativa), esfuerzo cortante y momento flector.

El origen mecánico de este comportamiento puede entenderse combinando el marco de transferencia de carga basado en fuerzas con la cinemática de la respuesta basculante. La sección anterior describe qué mecanismos resisten el momento de vuelco inercial; la respuesta basculante explica cómo se activan dinámicamente esos mecanismos. A medida que el encepado rota, se impone compatibilidad vertical en el grupo de pilotes, generando ciclos alternos de compresión y tracción en las filas exteriores. Así, el incremento de fuerza axil no debe interpretarse como una penalización arbitraria, sino como la movilización dinámica del mecanismo axial dominante de transferencia de carga bajo basculamiento cíclico.

Una cuestión clave es entonces si esta demanda axil amplificada compromete la integridad estructural de los pilotes. Los resultados numéricos indican que la respuesta está moderada por una interacción axil-flector positiva. Dentro del rango relevante de carga axil, los pilotes comprimidos tienden a mostrar mayor rigidez a

flexión y mayor capacidad a momento, mientras que los pilotes traccionados experimentan fisuración y degradación de rigidez, reduciendo su tendencia a atraer momentos flectores. Como resultado, la demanda de flexión se redistribuye hacia pilotes y secciones donde el estado axial es más favorable.

Este mecanismo se ilustra en la Figura 9. Las historias temporales de fuerza axil y momento flector en la cabeza de un pilote exterior de la configuración de 9 pilotes muestran que los esfuerzos axiles y la demanda de flexión no son independientes. La fuerza axil máxima de compresión es concomitante con el momento flector máximo, mientras que la fuerza axil mínima es concomitante con el momento flector mínimo. Los puntos de respuesta N-M correspondientes destacan además que las combinaciones más exigentes permanecen controladas por esta interacción, apoyando la interpretación de un mecanismo favorable.

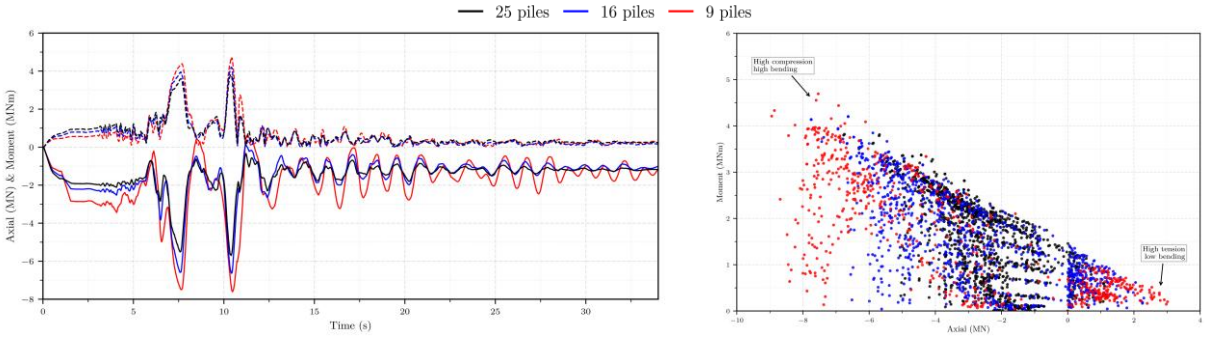


Figura 9. Interacción axil-flector en los pilotes: historias temporales de fuerza axil y momento flector en la cabeza de un pilote exterior de la configuración de 9 pilotes (izq.) y puntos de respuesta N-M concomitantes (der.).

Por tanto, la respuesta sísmica de los grupos de pilotes basculantes debe interpretarse como un equilibrio entre beneficio global y amplificación local de demanda. El basculamiento reduce de forma efectiva la demanda de deformación estructural, pero esta mejora se obtiene movilizando con mayor intensidad el mecanismo axial de compresión-tracción del grupo de pilotes. La viabilidad del concepto depende de verificar que estas demandas axil-flectoras inducidas por el basculamiento sean compatibles con la capacidad estructural de los pilotes.

4. CONCLUSIONES

Este artículo ha revisado avances recientes en el diseño sísmico de grupos de pilotes, destacando la transición desde enfoques convencionales de diseño elástico hacia una interpretación físicamente más consistente de la respuesta no lineal de la cimentación. Las principales conclusiones son:

- El diseño tradicional de grupos de pilotes se basa habitualmente en comprobaciones simplificadas y desacopladas, separando la respuesta vertical y lateral y tratando el momento de vuelco como una carga vertical excéntrica resistida principalmente por fuerzas axiles en los pilotes.
- La definición convencional de capacidad a momento, basada en una distribución elástica de cargas axiles y limitada por la resistencia de los pilotes exteriores, puede subestimar la redundancia, la reserva plástica y la capacidad de redistribución del grupo de pilotes
- Las envolventes de fallo y diagramas de interacción recientes permiten evaluar la capacidad bajo carga combinada V-H-M de forma más rigurosa, favoreciendo una transición desde el diseño elástico hacia el diseño plástico de grupos de pilotes.
- La resistencia frente al vuelco está gobernada por tres mecanismos principales: compresión-tracción axial en los pilotes (M_{ax}), flexión local de los pilotes (M_m) y apoyo del encepado sobre el terreno (M_{cap}). Aunque M_{ax} suele dominar, la contribución de cada mecanismo depende de la geometría, la trayectoria de carga y la movilización no lineal del sistema suelo-cimentación.
- Los grupos de pilotes basculantes constituyen una estrategia prometedora de diseño basado en prestaciones, al movilizar un basculamiento controlado de la cimentación para reducir la deformación (daño) en la estructura.
- Este comportamiento implica un intercambio cinemático fundamental: la reducción de demanda estructural se obtiene a costa de mayores fuerzas axiles cíclicas en los pilotes, como consecuencia de la movilización dinámica del mecanismo axial dominante de compresión-tracción.
- Los análisis dinámicos no lineales indican que esta mayor demanda axil puede acomodarse mediante una interacción axil-flector favorable: los pilotes comprimidos aumentan su rigidez y capacidad a flexión, mientras que los pilotes traccionados tienden a descargar demanda flectora por fisuración y degradación de rigidez.

En conjunto, estos avances sugieren una vía clara para el futuro del diseño sísmico de grupos de pilotes: avanzar más allá de las hipótesis de cimentación rígida y elástica hacia la identificación, cuantificación y control explícitos de los mecanismos no lineales suelo-cimentación. Dentro de este marco, los grupos de pilotes basculantes pueden ofrecer una alternativa eficiente y resiliente, siempre que las demandas internas en los pilotes sean evaluadas adecuadamente.

REFERENCIAS

Ancheta, T. D.; Darragh, R. B.; Stewart, J. P.; Seyhan, E.; Silva, W. J.; Chiou, B. S. J.; Wooddell, K. E.; Graves, R. W.; Kottke, A. R.; Boore, D. M.; Kishida, T.; Donahue, J. L. (2014). *NGA-West2 Database. Earthquake Spectra*, 30(3): 989–1005. doi: 10.1193/070913EQS197M

Anastasopoulos, I.; Gazetas, G.; Loli, M.; Apostolou, M.; Gerolymos, N. (2010). Soil failure can be used for seismic protection of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8: 309–326. doi: 10.1007/s10518-009-9145-2

Broms, B. B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 90(2): 27–63.

Broms, B. B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 90(3): 123–156.

Di Laora, R.; de Sanctis, L.; Aversa, S. (2019). Bearing capacity of pile groups under vertical eccentric load. Acta Geotechnica, 14(1): 193–205. doi: 10.1007/s11440-018-0646-5

Di Laora, R.; Iodice, C.; Mandolini, A. (2022). A closed-form solution for the failure interaction diagrams of pile groups subjected to inclined eccentric load. *Acta Geotechnica*, 17. doi: 10.1007/s11440-021-01439-8

Di Laora, R.; Cesaro, R.; Iodice, C.; Iovino, M.; de Sanctis, L. (2025). A closed form solution for the generalised failure envelope of a pile group. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 199: 109623. doi: 10.1016/j.soildyn.2025.109623

Gajan, S.; Kutter, B. L. (2008). Capacity, Settlement, and Energy Dissipation of Shallow Footings Subjected to Rocking. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(8): 1129–1141. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:8(1129)

Gazetas, G. (2015). 4th Ishihara lecture: Soil–foundation–structure systems beyond conventional seismic failure thresholds. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 68: 23–39. doi: 10.1016/j.soildyn.2014.09.012

Gorini, D. N.; Callisto, L. (2022). Generalised ultimate loads for pile groups. *Acta Geotechnica*, 17(6): 2495–2516. doi: 10.1007/s11440-021-01386-4

Iovino, M.; Maiorano, R. M. S.; de Sanctis, L.; Aversa, S. (2021). Failure envelopes of pile groups under inclined and eccentric load. *Géotechnique Letters*, 11(4): 247–253. doi: 10.1680/jgele.21.00059

Sakellariadis, L.; Marin, A.; Anastasopoulos, I. (2019). Widening of Existing Motorway Bridges: Pile Group Retrofit versus Nonlinear Pile–Soil Response. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(12): 04019107. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002161

Sakellariadis, L.; Anastasopoulos, I.; Gazetas, G. (2020). Fukae bridge collapse (Kobe 1995) revisited: New insights. *Soils and Foundations*, 60(6): 1450–1467. doi: 10.1016/j.sandf.2020.09.005

Sakellariadis, L.; Anastasopoulos, I. (2022). On the mechanisms governing the response of pile groups under combined VHM loading. *Géotechnique*, 74(9): 840–861. doi: 10.1680/jgeot.21.00236

Sakellariadis, L.; Anastasopoulos, I. (2024). Analytical 3D failure envelopes for RC pile groups under combined loading: A generalised design approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 181: 108570. doi: 10.1016/j.soildyn.2024.108570

Sanctis, L. d.; Laora, R. D.; Maiorano, R.; Favata, G.; Aversa, S. (2021). Failure envelopes of pile groups under combined axial-moment loading: Theoretical background and experimental evidence. *Soils and Foundations*, 61(5): 1419-1430. doi: https://doi.org/10.1016/j.sandf.2021.08.002

Sieber, M.; Anastasopoulos, I. (2025). Seismic Performance of a Rocking Pile Group Supporting a Bridge Pier. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 151(1): 04024145. doi: 10.1061/JGGEFK.GTENG-12578

Torres Serrano, J. M.; Andrés, S.; Jiménez, R. (2026a). Limitations of Equivalent Linear Modeling for Dynamic Soil-Structure Interaction of Pile-Supported Structures: Insights from 3D Nonlinear Analysis. Manuscrito enviado para publicación.

Torres Serrano, J. M.; Andrés, S.; Jiménez, R. (2026b). The kinematic trade-off in rocking pile groups: Relieving structural seismic demand through foundation compliance. Manuscrito enviado para publicación.

CARACTERIZACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA CONSIDERANDO ESPECTROS DE DISEÑO GENERALES Y PARTICULARES DE SITIO

Yeudy Felipe VARGAS-ALZATE[(1)*] y Ana Maria ZAPATA-FRANCO[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil y Medioambiental
Universidad Politécnica de Cataluña (UPC)
*yeudy.felipe.vargas@upc.edu

RESUMEN

El análisis de la respuesta sísmica del suelo está cobrando cada vez más importancia en el diseño y la evaluación de infraestructuras civiles. Esto se debe a que el suelo actúa como un filtro que, en función de sus propiedades dinámicas, puede amplificar o atenuar la respuesta sísmica en bandas específicas de frecuencia. Las campañas de monitorización de campo a escala urbana confirman que la respuesta dinámica de las estructuras está estrechamente relacionada con las propiedades dinámicas del suelo subyacente. Según normativas internacionales, existen dos enfoques principales para caracterizar sísmicamente un emplazamiento: Enfoque general y enfoque particular. En ambos casos, el objetivo es obtener un espectro de diseño que se utiliza para evaluar los efectos sísmicos sobre las infraestructuras. Para el caso general, se suele contar con mapas nacionales que contienen valores para los distintos parámetros empleados para construir el espectro de diseño. Para el caso particular, es necesario llevar a cabo una serie de ensayos de geotécnicos enfocados a la parametrización de las propiedades dinámicas del suelo cerca de superficie y poder simular la propagación de ondas sísmicas. De esta manera, se puede calcular no sólo el nivel de amplificación de sitio sino también las frecuencias a las cuales sucede. En este artículo se procede a comparar las implicaciones que tiene emplear cada uno de los dos enfoques cuando se diseñan estructuras civiles. Para ello, se parte del estudio de sitio de dos casos reales, los cuales cuentan con información suficiente para obtener los espectros de diseño por el enfoque general y el particular. Los resultados muestran que los espectros de diseño obtenidos mediante el enfoque general suelen subestimar la respuesta a periodos bajos y sobreestimarla a periodos altos, lo cual tiene implicaciones económicas y de seguridad en el diseño de la infraestructura civil.

ABSTRACT

The analysis of the soil seismic response is becoming increasingly important in design and the assessment of civil infrastructure. This is because the soil acts as a filter which, depending on its dynamic properties, can amplify or attenuate the seismic response in specific frequency bands. Urban-scale field monitoring campaigns confirm that the dynamic response of structures is closely related to the dynamic properties of the underlying soil. According to international standards, there are two main approaches to the seismic characterisation of a site: the general approach and the site-specific approach. In both cases, the objective is to obtain a design spectrum used to assess seismic effects on infrastructure. For the general approach, national maps containing values for the various parameters used to construct the design spectrum are typically available. In the site-specific approach, it is necessary to carry out a series of geotechnical tests aimed at parameterising the dynamic properties of the near-surface soil and simulating the propagation of seismic waves. In this way, it is possible to calculate not only the site amplification level but also the frequencies at which it occurs. This article compares the

implications of using each of the two approaches when designing civil structures. To this end, it has been used data from two site studies of real-world cases, which provide sufficient information to obtain design spectra using both the general and specific approaches. The results show that the design spectra obtained using the general approach tend to underestimate the response at low periods and overestimate it at high periods, which has economic and safety implications for the design of civil infrastructure.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Respuesta sísmica del suelo (Seismic response of the ground), Espectro de diseño (Design spectrum), Amplificación de sitio (Site amplification).*

1. INTRODUCCIÓN

La respuesta dinámica del suelo ante acciones sísmicas es un fenómeno altamente no lineal en el que intervienen múltiples variables aleatorias (Pitilakis y Petridis, 2022). Esta complejidad surge no sólo de las características del evento sísmico (tipo de ruptura, profundidad del terremoto, la distancia al epicentro, entre otras), sino también de las condiciones locales del lugar, particularmente de las propiedades mecánicas del medio a través del cual se propagan las ondas sísmicas. Estas ondas pueden alterar significativamente las propiedades dinámicas del suelo ante bajos niveles de deformación de corte (Okur y Ansal, 2007), siendo esta variación más pronunciada en las capas cercanas a la superficie. Por lo tanto, una modelización adecuada de la respuesta sísmica de los suelos superficiales, los cuales interaccionan directamente con las infraestructuras civiles, debe tener en cuenta tanto las no linealidades del medio como la aleatoriedad de las variables implicadas. Esto es especialmente relevante para el diseño y evaluación de infraestructuras civiles (Edificaciones, puentes, taludes, entre otras), donde la cantidad de energía transmitida desde el perfil del suelo hasta la base del sistema es fundamental para calcular las demandas esperadas.

Según normativas internacionales (p. ej. ASCE 7-22), existen dos enfoques principales para caracterizar sísmicamente un emplazamiento: Enfoque general y enfoque particular. En ambos casos, el objetivo es obtener un espectro de diseño que se utiliza para considerar los efectos sísmicos sobre las infraestructuras. Para el caso general, se suele contar con mapas regionales que contienen valores para los distintos parámetros empleados para construir el espectro de diseño. Particularmente, estos mapas entregan información sobre la aceleración y la velocidad esperada a nivel del lecho rocoso, considerando las fuentes sísmicas que puedan influenciar el emplazamiento. A partir de estos valores y de la velocidad promedio de la onda de corte en los primeros 30 metros del subsuelo, Vs30, se definen los espectros empleados para el diseño o evaluación de la infraestructura. Para el caso particular, es necesario llevar a cabo una serie de ensayos geotécnicos enfocados a la parametrización de las propiedades dinámicas del suelo cerca de superficie y poder simular la propagación de ondas sísmicas. De esta manera, se puede calcular no sólo el nivel de amplificación de sitio sino también las frecuencias a las cuales sucede. A partir de los resultados de esta simulación, se procede a calcular los parámetros asociados a la amplificación dinámica del suelo desde el lecho rocoso y definir el espectro de sitio.

En este artículo se procede a comparar las implicaciones que tiene emplear cada uno de los dos enfoques cuando se diseñan estructuras civiles. Para ello, se parte del estudio de dos proyectos de edificaciones reales, los cuales cuentan con información suficiente para obtener los espectros de diseño por el enfoque general y el particular. Los resultados muestran que los espectros de diseño obtenidos mediante el enfoque general suelen subestimar la respuesta a periodos bajos y sobreestimarla a periodos altos, lo cual tiene implicaciones económicas y de seguridad en el diseño de la infraestructura civil. A manera de ejemplo, se analiza la variación de aceleración alrededor del periodo fundamental del edificio que se planea construir en el sitio considerando ambos enfoques.

Este trabajo no sólo contribuye a la comprensión de la interacción suelo-estructura bajo acciones sísmicas, sino que también presenta bases metodológicas para llevar a cabo la caracterización de la amenaza de manera robusta, para que el diseño de edificaciones y la gestión de infraestructuras existentes se haga de manera eficiente.

2. METODOLOGÍA

Este trabajo parte de los resultados geotécnicos encargados para llevar a cabo el diseño de dos edificios en Floridablanca, Santander, Colombia: Casa Natura y Torres del Valle, identificados en adelante como CN y

TV, respectivamente. Para CN se contempla el diseño y construcción de un edificio de gran altura con la siguiente configuración arquitectónica: dos (2) sótanos, planta baja, cinco (5) niveles de estacionamiento, un (1) nivel de área social y treinta y dos (32) niveles superiores. Para TV, el diseño arquitectónico incluye la construcción de una torre de 33 pisos destinados a viviendas, con 4 niveles subterráneos de parqueaderos. En ambos proyectos, para el diseño estructural, se empleará el análisis dinámico no lineal. Por tanto, es necesario caracterizar la acción sísmica a partir de acelerogramas. Cabe destacar que estas edificaciones serán construidas en Colombia, por tanto, deben seguir los lineamientos descritos en la Normativa Sismorresistente Colombiana vigente, NSR-10 en adelante (NSR-10, 2010).

Partiendo de la información geotécnica de cada estructura, se procede a calcular los espectros de diseño por el procedimiento general y por el procedimiento particular de sitio. En cada caso, ambos espectros se comparan con el propósito de evaluar las variaciones en aceleración espectral en función del periodo fundamental. Finalmente, se procede a escalar las señales sísmicas al espectro de diseño obtenido mediante el procedimiento particular empleando un algoritmo de escalado que se basa en el concepto de '*bias–variance trade-off*'. En términos prácticos, este procedimiento busca controlar de manera simultánea la media y la desviación estándar de los espectros correspondientes a los registros sísmicos considerados en el análisis.

Cabe destacar que, para el análisis tridimensional de cada estructura, los movimientos del terreno consistirán en once pares de componentes horizontales de aceleración del movimiento del suelo, seleccionados y escalados a partir de registros compatibles con la zona de estudio. Estos registros deben escalarse de tal manera que:

- Los sismos semilla (antes de escalarse) representen los parámetros sismogénicos de la zona.
- El promedio de los espectros SRSS, los cuales se obtienen para cada sismo como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de respuesta de ambas componentes ortogonales, no debe ser menor que el espectro de diseño, en el intervalo de periodos 0.2T-1.5T, donde T representa el periodo fundamental de la estructura. Se aplicará un mismo factor de escala a ambas componentes horizontales de cada par de registros sísmicos.
- Las ordenadas de cada espectro SRSS, en el intervalo 0.8T-1.2T, no debe ser inferior al 80% del espectro de diseño.

3. DETERMINACIÓN DE ESPECTRO LOCAL DE RESPUESTA

3.1. CLASIFICACIÓN DE SITIO

Para la clasificación de sitio, se inicia tomando los resultados del estudio geotécnico realizado para cada uno de los casos de estudio. Para CN se realizaron cinco (5) sondeos geotécnicos a percusión con profundidades variables entre 2.0 y 7.0 metros, y tres (3) sondeos a rotación que varían de profundidad entre 10.0 metros y 30.0 metros, ambos con recuperación de muestras para la realización de ensayos de laboratorio. Adicionalmente, se realizan ensayos indirectos por medio de líneas sísmicas y tomografías eléctricas con el fin de determinar las características geomecánicas de los materiales existentes en el área de estudio.

Para TV, se llevó a cabo un total de seis (6) sondeos geotécnicos, cinco (5) de los cuales se realizaron utilizando equipos de perforación rotatoria, y uno (1) adicional mediante perforación a percusión. Además, se ejecutaron tres (3) apiques y dos (2) ensayos geofísicos indirectos, incluyendo tomografía eléctrica y el método Down Hole, para complementar la caracterización del subsuelo. A partir de esta información, para obtener el espectro de respuesta sísmico por el procedimiento general, se consideraron las directrices del Capítulo A.2.4 de la NSR-10.

De acuerdo con la NSR-10, la clasificación del perfil de suelo se establece a partir de los 30 m superficiales, utilizando parámetros como la velocidad de onda de corte (Vs), el número de golpes del ensayo SPT o la resistencia media al corte. Con base en los resultados obtenidos del ensayo de línea sísmica, se determinaron velocidades de onda de corte de Vs30 = 394 m/s para CN y Vs30 = 360 m/s para TV. En consecuencia, el suelo se clasifica como Tipo C en ambos casos, ya que el parámetro Vs30 se encuentra en el rango 360 m/s < Vs30 < 760 m/s (ver Tabla 1). Una vez se tiene la clasificación de sitio, se obtienen los parámetros sísmicos Aa y Av (ver Tabla 2) para un amortiguamiento crítico del 5%, partiendo de los mapas de amenaza establecidos en la NSR-10 para la ciudad de Floridablanca, Santander. Debido a que los dos proyectos se encuentran ubicados en la misma zona, los valores de Aa y Av son los mismos.

Tabla 1. Clasificación de suelo (Fuente: NSR-10).

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	760 m/s > Vs ≥ 360 m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	N ≥ 50 o S_U ≥ 100 kPa (≈ 1 kgf/cm^2)

Consecuentemente, con estas aceleraciones y la clasificación del sitio, ambos emplazamientos tendrán el mismo espectro de diseño. Es decir, para CN y para TV, Fa= 1.15 y Fv= 1.55, de acuerdo con la Tabla 3 y la Tabla 4, extraídas de la NSR-10. Este hecho pone de manifiesto un problema asociado al uso de espectros de diseño mediante el procedimiento general: A pesar que ambos sitios presentan características dinámicas distintas, su espectro de diseño no varía. Esta inconsistencia se puede evitar si se considera, en la elaboración del espectro de diseño, el procedimiento particular de sitio.

Tabla 2. Parámetros de aceleración para la zona de estudio (Fuente: NSR-10).

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Floridablanca	68276	0.25	0.25	Alta	0.13	0.08

Tabla 3. Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro (Fuente: NSR-10).

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 4. Valores del coeficiente Fv, para la zona de periodos intermedios del espectro (Fuente: NSR-10).

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Finalmente, a partir de los parámetros obtenidos mediante el procedimiento general, se procede a calcular el espectro Tipo C; para esto se emplean las ecuaciones descritas en el apartado A.2.6. de la NSR-10 (ver Figura 1). Este espectro se presenta en la Figura 2.

3.2. AJUSTE DE SEÑALES AL ESPECTRO TIPO C

Una vez se cuenta con el espectro obtenido por el procedimiento general, se realiza una búsqueda de señales empleando un algoritmo de proximidad desarrollado para detectar los registros más próximos a la zona de estudio (Zapata-Franco, AM. *et al*., 2023). De esta mera se busca conservar las características sísmicas de la zona de estudio. Cabe destacar que las señales empleadas en este estudio han sido registradas en superficie.

A partir de las señales identificadas, se emplea un procedimiento con base en permutaciones, el cual se encarga

de buscar la combinación optima de señales escaladas cuyo espectro promedio minimice el error cuadrático medio respecto al espectro objetivo y que, además, minimice la desviación estándar de los espectros escalados. Ambas restricciones de minimización se imponen partiendo de la base que los espectros escalados cumplen los criterios descritos en la sección 2 del presente artículo. En la Figura 2 se presentan las señales ajustadas al espectro Tipo C para el proyecto CN y TV.

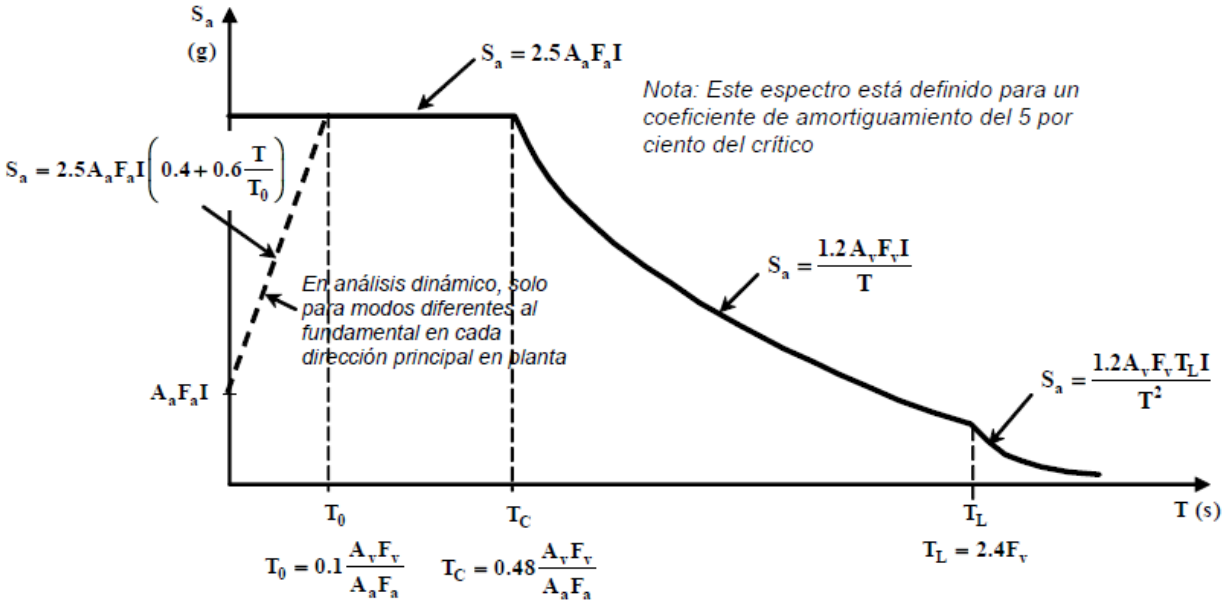


Figura 1. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g (Fuente: NSR-10).

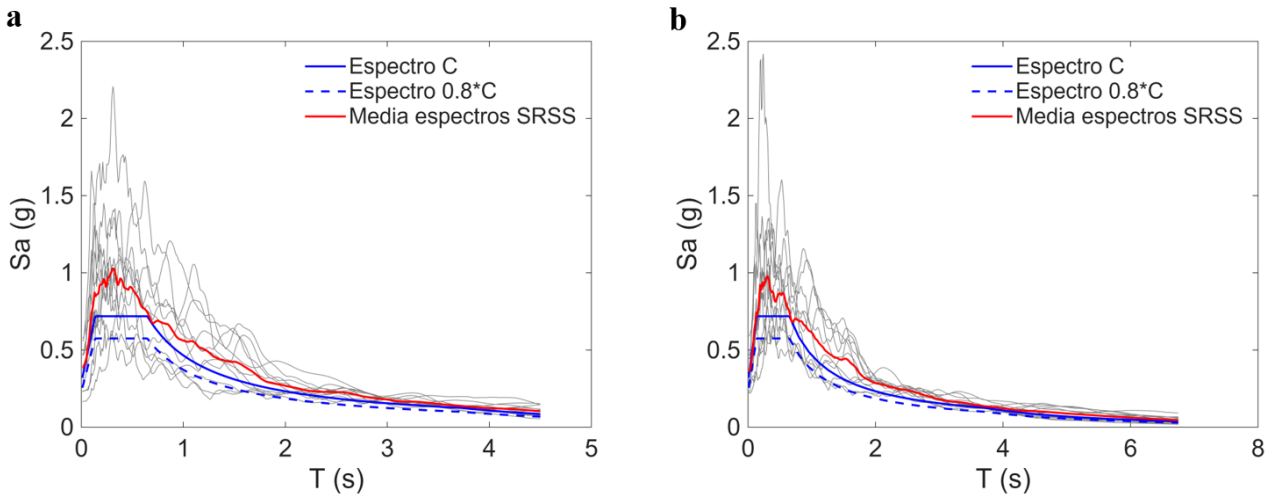
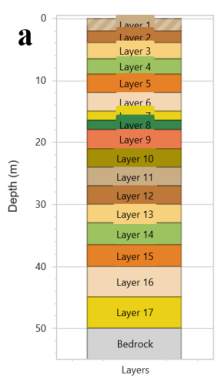


Figura 2. Ajuste de sismos a espectro Tipo C, NSR-10. **a)** Ajuste para Casa Natura. **b)** Ajuste para Torres del Valle.

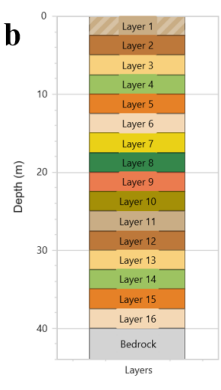
3.3. DECONVOLUCIÓN DE SEÑALES

Partiendo de la premisa que las señales ajustadas al espectro Tipo C en el paso anterior representan la acción sísmica en superficie, se procede a estimar la respuesta sísmica en la base rocosa. Para ello se emplea el concepto de deconvolución mediante el uso del programa Deepsoil. Este proceso permite obtener registros representativos en la base rocosa que consideran adecuadamente los efectos de amplificación del suelo. Es importante destacar que la NSR-10 establece que, a efectos de diseño, los análisis dinámicos deben llevarse a cabo a nivel de la cimentación de la estructura, con el fin de garantizar que las cargas sísmicas y los desplazamientos que la afecten consideran de forma adecuada la interacción con el suelo y las condiciones específicas del terreno.

En la Figura 2 se presentan los perfiles estratigráficos utilizados para la deconvolución en cada uno de los casos de estudio. Para el proyecto CN, el perfil de suelo considerado tiene una profundidad total de 50 m, mientras que para TV se adoptó un perfil con una profundidad de 40 m. Estos perfiles fueron definidos a partir de la información geotécnica disponible, incluyendo parámetros dinámicos relevantes como la velocidad de onda de corte, densidad y propiedades de amortiguamiento de los estratos.



	Name	Thicknes s (m)	Unit weight (kN/m³)	Shear wave velocity (m/s)	Shear strength (kPa)	Soil model	Dmin (%)
1	Layer 1	2	18	220	20.587...	GQ/H	1.9816...
2	Layer 2	2	18	220	42.561...	GQ/H	1.9762...
3	Layer 3	2.5	18.5	340	68.885...	GQ/H	1.9781...
4	Layer 4	2.5	18.5	340	97.116...	GQ/H	1.9789...
5	Layer 5	3	18.7	400	129.45...	GQ/H	1.9785...
6	Layer 6	3	18.7	400	163.69...	GQ/H	1.9767...
7	Layer 7	1.5	19.7	470	198.99...	GQ/H	1.9791...
8	Layer 8	1.5	19.7	470	217.03...	GQ/H	1.9757...
9	Layer 9	3	19	550	250.80...	GQ/H	0.9758...
10	Layer 10	3	19	550	287.82...	GQ/H	0.9764...
11	Layer 11	3	19	550	324.83...	GQ/H	0.9777...
12	Layer 12	3	19	550	361.85...	GQ/H	0.9781...
13	Layer 13	3	19	550	398.87...	GQ/H	0.9760...
14	Layer 14	3.5	19.5	650	450.25...	GQ/H	0.9766...
15	Layer 15	3.5	19.5	650	494.57...	GQ/H	0.9777...



	Name	Thicknes s (m)	Unit weight (kN/m³)	Shear wave velocity (m/s)	Shear strength (kPa)	Soil model	Dmin (%)
1	Layer 1	2.5	19	250	45	GQ/H	0.9769...
2	Layer 2	2.5	19	280	58	GQ/H	0.9774...
3	Layer 3	2.5	19	310	70	GQ/H	0.9771...
4	Layer 4	2.5	19	330	80	GQ/H	0.9772...
5	Layer 5	2.5	19	350	90	GQ/H	0.9772...
6	Layer 6	2.5	19	370	100	GQ/H	0.9772...
7	Layer 7	2.5	19	385	110	GQ/H	0.9773...
8	Layer 8	2.5	19	400	120	GQ/H	0.9777...
9	Layer 9	2.5	19	410	125	GQ/H	0.9773...
10	Layer 10	2.5	19	420	138	GQ/H	0.9780...
11	Layer 11	2.5	19	440	150	GQ/H	0.9783...
12	Layer 12	2.5	19	460	160	GQ/H	0.9783...
13	Layer 13	2.5	19	480	160	GQ/H	0.9766...
14	Layer 14	2.5	19	500	180	GQ/H	0.9769...
15	Layer 15	2.5	19	520	200	GQ/H	0.9774...

Figura 3. Perfil de suelo **a)** Para Casa Natura. **b)** Para Torres del Valle.

3.4. ESPECTRO DE RESPUESTA LOCAL

A partir de las señales sísmicas, tanto en superficie como en la base rocosa, se procede a la determinación de los parámetros de amplificación sísmica, Fa y Fv, para caracterizar la respuesta del sitio. Estos parámetros se calculan a partir de la relación entre los espectros de respuesta en superficie y en roca, empleando las ecuaciones descritas en (Pawirodikromo, W., 2019). La Figura 4 muestra las funciones de amplificación para CN; la Figura 5 muestra estas funciones para TV.

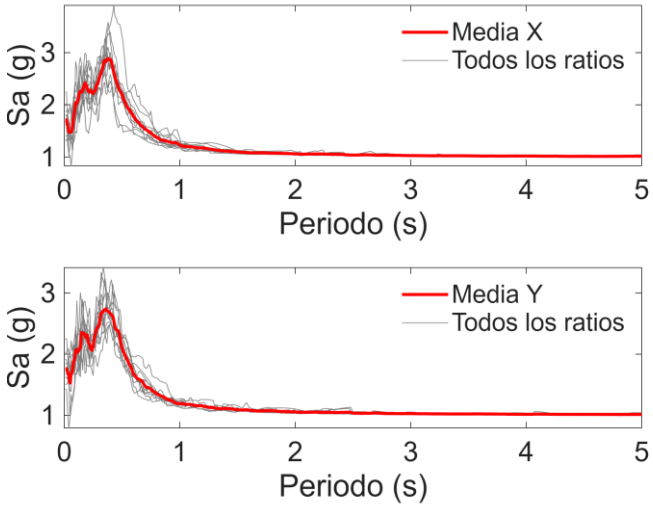


Figura 4. Ratios de amplificación para Casa Natura.

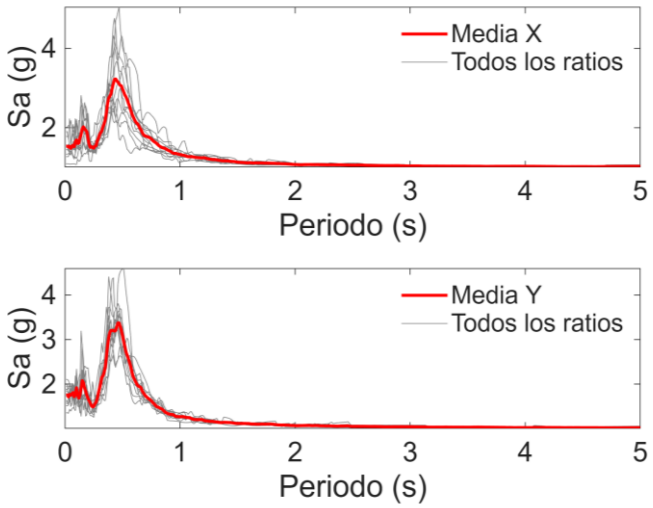


Figura 5. Ratios de amplificación para Torres del Valle.

Cabe destacar que Fa representa el factor de amplificación en el rango de periodos cortos, mientras que Fv corresponde al factor asociado al rango de periodos largos, ambos derivados de la modificación que introduce el perfil de suelo sobre las ondas sísmicas. En la Tabla 5 se presenta una síntesis de los parámetros espectrales considerados, los cuales sirvieron como base para la selección y ajuste del conjunto de señales sísmicas compatibles para el diseño de cada edificio.

Tabla 5. Parámetros sismogénicos para la selección de sismos semilla – Espectro DBE.

Parámetro	**Casa Natura**	**Torres del Valle**
Aa	0.25	0.25
Av	0.25	0.25
Fa	2.3675	2.2128
Fv	1.3203	1.4783
Distancia	10-300 km	10-300 km
Vs30	250-760 m/s	250-760 m/s
Magnitudes	5.3-8.3	5.3-8.3

A partir de los factores de la Tabla 5, en la Figura 6 se muestra el espectro de respuesta de sitio para el proyecto CN, considerando un periodo de retorno de 475 años (DBE). En la Figura 7 se presenta el mismo espectro para el proyecto TV.

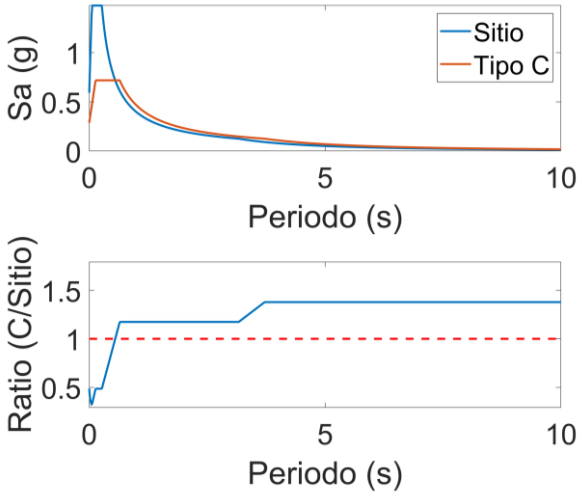


Figura 6. Ratios entre el espectro Tipo C (en color naranja) y el espectro de sitio (en color azul) para Casa Natura.

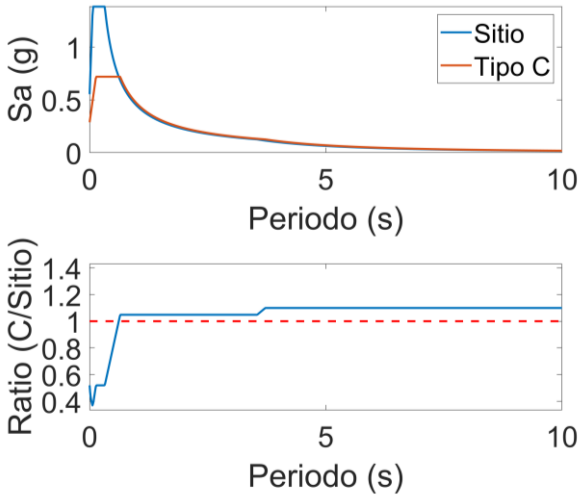


Figura 7. Ratios entre el espectro Tipo C (en color naranja) y el espectro de sitio (en color azul) para Torres del Valle.

Además, en la Figura 6 y en la Figura 7, también se grafica el espectro tipo C, obtenido mediante el procedimiento general. En la parte inferior de estas figuras se presentan los ratios entre el espectro obtenido mediante el procedimiento general y el obtenido mediante el procedimiento particular. Es decir, si el ratio es mayor que 1, quiere decir que el espectro general presenta ordenadas espectrales mayores que las del particular y viceversa. En estas figuras puede verse que, tal y como se espera, el espectro de cada sitio es diferente. Por tanto, estos espectros reflejan de manera más precisa el comportamiento dinámico esperado en cada zona de estudio.

4. SEÑALES SEMILLA PARA DBE

Con el objetivo de obtener una representación más precisa de la amenaza sísmica en la zona donde se localizan los proyectos, en la sección anterior se estimaron los parámetros sísmicos para la construcción de los espectros de sitio a partir de los resultados de los estudios geotécnicos. Estos parámetros han sido usados además para realizar una búsqueda de señales semilla en la base de datos del PEER (PEER, 2008) y el NGA-Subduction Portal (*Mazzoni et al*., 2022), para cada proyecto. Como resultado de la búsqueda se identificó un conjunto de señales semillas para cada proyecto cuyas duraciones y características específicas son similares a las esperadas en el entorno sismogénico. Del conjunto de señales semilla, para cada proyecto, se seleccionaron 11 pares de acelerogramas correspondientes al nivel DBE. De acuerdo con la NSR-10, el número mínimo requerido para el diseño de una estructura es tres registros; sin embargo, se adoptó un total de 11 con el fin de capturar la variabilidad e incertidumbre asociada a la acción sísmica. En la Figura 8 se presentan los registros semilla correspondientes a las dos componentes horizontales para CN y TV.

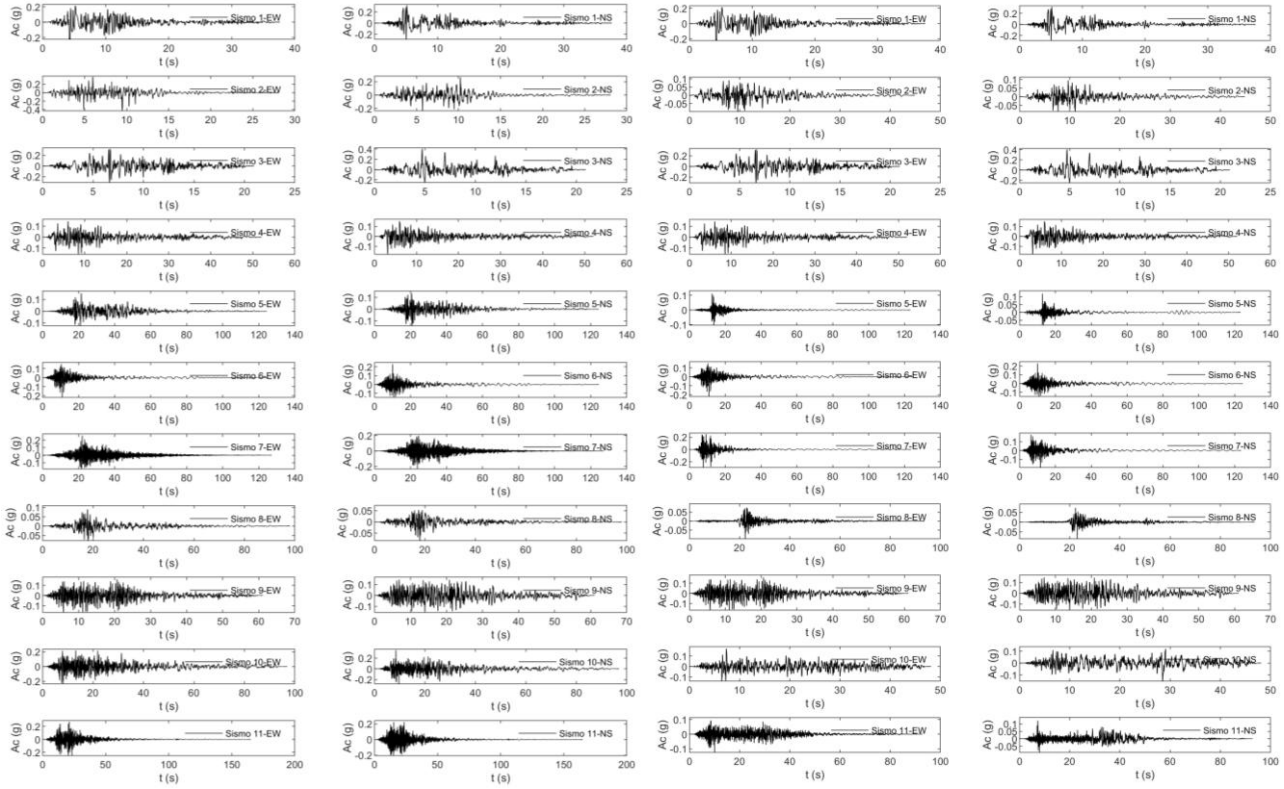


Figura 8. Acelerogramas semilla seleccionados para DBE – Casa Natura y Torres del Valle.

5. REQUERIMIENTOS NSR-10

Tal como se indicó anteriormente en la sección 2, las señales semilla deben ser escaladas para cumplir con los criterios de compatibilidad espectral establecidos en la NSR-10. En este sentido, se verifica que, para cada par de registros escalados, las ordenadas del espectro SRSS no estén por debajo del 80% del espectro objetivo asociado al movimiento esperado del terreno en el rango de períodos comprendido entre 0.8T y 1.2T. Adicionalmente, se exige que el promedio de las ordenadas espectrales de todos los registros, en el intervalo entre 0.2T y 1.5T, no sea inferior al espectro objetivo definido para el sitio (NSR-10, 2010). Para el proyecto CN, con un periodo fundamental de T_s = 3.0 s, el intervalo de verificación se encuentra entre 0.6 s y 4.5 s. Por su parte, para el proyecto TV, con T_s = 4.5 s, el rango de evaluación corresponde a períodos entre 0.9 s y 6.75

s. En la Figura 9 se muestra la comprobación realizada para DBE. Las señales resultantes de este proceso de escalado se muestran en la Figura 10 para CN y para TV.

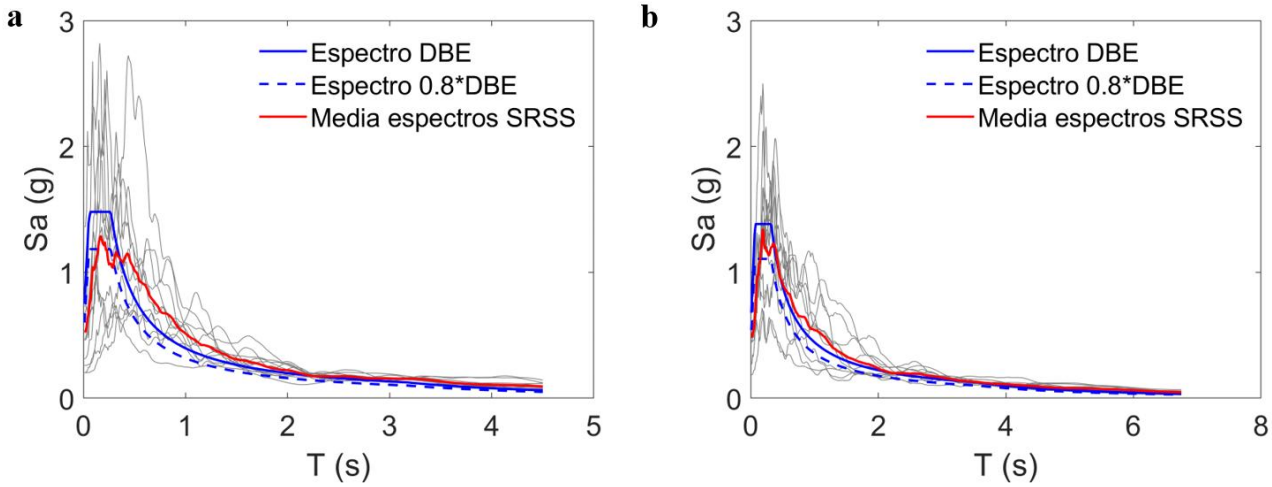


Figura 9. Verificación espectros para NSR-10. **a)** Para Casa Natura. **b)** Para Torres del Valle.

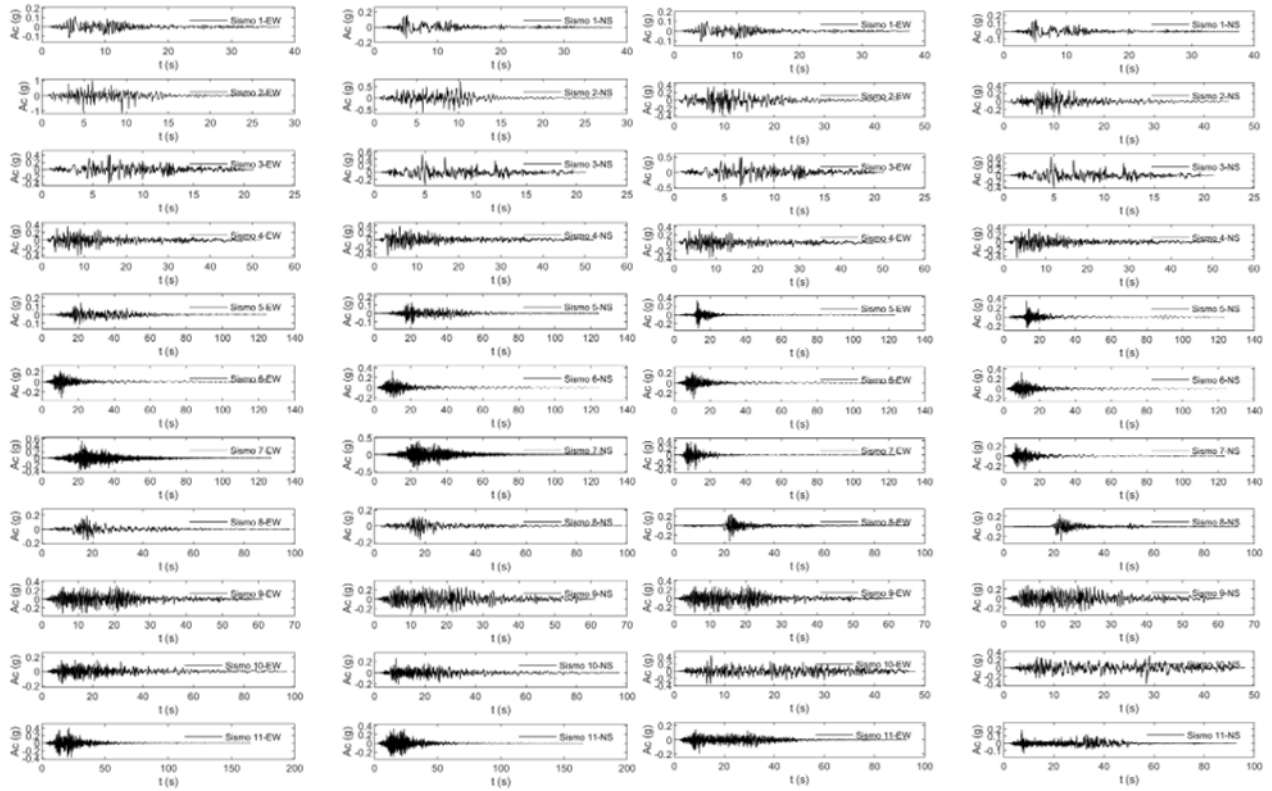


Figura 10. Registros de aceleración para DBE – Casa Natura y Torres del Valle.

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha caracterizado la amenaza sísmica para dos edificaciones de gran altura que serán construidas en Colombia, a partir de dos procedimientos establecidos en la normativa de diseño sismo resistente (NSR-10). El primer procedimiento, comúnmente denominado general, parte de unos mapas que contienen valores que permiten definir el espectro de diseño para cualquier región del país. En este procedimiento es necesario obtener el parámetro Vs30 para tener en cuenta la amplificación dinámica asociada a los efectos locales. El segundo procedimiento, denominado particular, considera el efecto sobre el terreno que tiene el paso de las ondas sísmicas. Sin embargo, para llevar a cabo esta cuantificación, es necesario realizar una serie de estudios geotécnicos más sofisticados que los empleados en el procedimiento general. No obstante, la caracterización de la amenaza sísmica en el sitio es mucho más precisa, derivando en un diseño de la edificación mucho más robusto.

Para analizar las implicaciones de los resultados de este trabajo, principalmente los reflejados en la Figura 6 y en la Figura 7, es necesario considerar el periodo fundamental de cada estructura. Es decir, si se tiene en cuenta que el periodo fundamental del proyecto CN es aproximadamente 3.0 s, y que este modo moviliza aproximadamente el 60% de la masa total del sistema, se esperaría que la aceleración de diseño fuera al menos 12% inferior si se usa el espectro asociado al procedimiento particular. Sin embargo, es importante tener en cuenta que para altas frecuencias (periodos inferiores a 0.5 segundos) el espectro de sitio presenta ordenadas espectrales mayores que las observadas en el espectro obtenido mediante el procedimiento general. Si se considera que para estos rangos de frecuencia el sistema aún moviliza un porcentaje significativo de masa (10% aproximadamente), es importante analizar las implicaciones en las demandas estructurales asociadas a esta subestimación de las ordenadas espectrales. Para el proyecto TV, el periodo fundamental es aproximadamente 4.5 s, y este modo moviliza aproximadamente el 50% de la masa total del sistema. Por tanto, se esperaría que la aceleración de diseño fuera al menos 5% inferior si se usa el espectro asociado al procedimiento particular y no el general. Sin embargo, al igual que en el caso CN, es importante tener en cuenta que para altas frecuencia (periodos inferiores a 0.5 segundos) las ordenadas del espectro de sitio son mayores que las del espectro obtenido mediante el procedimiento general. Si se considera que para estos rangos de frecuencia el sistema aún moviliza un porcentaje significativo de masa (5% aproximadamente), es importante analizar las implicaciones en el diseño debido a esta subestimación de las ordenadas espectrales.

Finalmente, este trabajo pone de manifiesto la importancia de caracterizar de forma precisa la acción sísmica en el diseño de una estructura. Como se ha visto en los resultados, a pesar de las variaciones en las estratigrafías de cada proyecto, si se emplea el procedimiento general para caracterizar la amenaza sísmica, el espectro de diseño resultante es el mismo. Sin embargo, el procedimiento particular, es capaz de reflejar en la demanda esperada las características dinámicas de cada emplazamiento, derivando en diseños más robustos y confiables.

REFERENCIAS

American Society of Civil Engineers. (2022). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-22).

Mazzoni, S., Kishida, T., Stewart, J. P., Contreras, V., Darragh, R. B., Ancheta, T. D., Chiou, B. S. J., Silva, W. J., y Bozorgnia, Y. (2022). Relational database used for ground-motion model development in the NGA-Sub project. *Earthquake Spectra*.

Norma sismo resistente (NSR-10). (2010). Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS).* Bogotá, Colombia.

Okur, D. V., & Ansal, A. (2007). Stochastic estimation of strong ground motion duration. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27(12)*, 1160–1170. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.04.003

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2008). Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings (PEER Report 2008/03). Berkeley, CA.

Pawirodikromo, W. (2019). Site coefficient of short Fa and long period Fv maps constructed from the probabilistic seismic hazard analysis in Yogyakarta Special Province. *MATEC Web of Conferences, 280, 01001.* https://doi.org/10.1051/matecconf/201928001001

Pitilakis, K., & Petridis, P. (2022). Fragility curves for existing reinforced concrete buildings, including soil–structure interaction and site amplification effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.

Zapata-Franco AM, Vargas-Alzate YF, Pujades LG and Gonzalez-Drigo R (2023) Improved intensity measures considering soil inelastic properties via multi-regression analysis. *Front. Earth Sci. 11:1214536.* doi: 10.3389/feart.2023.1214536

ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO PRINCIPAL DE IFMIF-DONES

Anderson VIVIESCAS PICO[(1)], Manuel GARCÍA SANTOS[(1)*] y Amador FERNÁNDEZ FERNÁNDEZ[(1)]

[(1)] Departamento Técnico
TEAM Ingeniería y Consultoría
*mgarcia@teamgroup.engineering

RESUMEN

El Edificio Principal de IFMIF-DONES, debido a sus particularidades estructurales, geotécnicas y sísmicas, ha requerido de un esfuerzo técnico especializado para determinar alternativas viables de cimentación desde el punto de vista técnico y económico. En este estudio se analizaron una serie de alternativas desde un punto de vista analítico y, a continuación, la solución con más ventajas y posibilidades se desarrolló mediante métodos numéricos, teniendo en cuenta la interacción terreno-estructura bajo una carga dinámica. En este documento se exponen los inputs utilizados en el estudio, los razonamientos que guiaron la elección de alternativas y de la solución a desarrollar, asi como los detalles de la modelización numérica y sus resultados.

ABSTRACT

The IFMIF-DONES Main Building, due to its structural, geotechnical, and seismic particularities, has required specialized technical effort to determine feasible foundation alternatives from both technical and economic perspectives. In this study, a series of alternatives were analyzed from an analytical point of view; subsequently, the most advantageous and promising solution was further developed using numerical methods, taking into account soil–structure interaction under dynamic loading conditions. This document presents the input data used in the study, the reasoning behind the selection of alternatives and the chosen solution for further development, as well as the details of the numerical modeling and its results.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Cálculo dinámico (Dynamic calculations); Interacción suelo-estructura (Soil-structure interaction); Diseño sísmico (Seismic design).*

1. INTRODUCCIÓN

IFMIF-DONES (International Fusion Materials Irradiation Facility – Demo Oriented Neutron Source) es una novedosa infraestructura de investigación destinada al ensayo, validación y cualificación de los materiales que se utilizarán en futuras centrales de fusión. La localización elegida para albergar todos los edificios e instalaciones del proyecto se sitúa dentro del "Parque Metropolitano Industrial y Tecnológico (CITAI)" en Escúzar, Granada (España). El Edificio Principal se está desarrollando en dos fases de diseño diferenciadas: un edificio en forma de L de aproximadamente 80 m x 170 m en planta, correspondiente a la fase DONES, y posteriormente se completará la forma rectangular final con una segunda unidad aceleradora. El edificio tiene una altura total de 34 m, distribuida en 4 plantas.

Las particularidades del emplazamiento, principalmente las condiciones geotécnicas y la peligrosidad sísmica, convierten el diseño del conjunto cimentación-estructura del Edificio Principal en un reto para determinar la mejor solución desde un punto de vista técnico-económico. La motivación de este estudio nace precisamente de la necesidad de plantear varias alternativas que permitan evitar el uso de sistemas de aislamiento (apoyos

antisísmicos en plintos (ABSs)) como parte de la subestructura del edificio, sin ello significar que finalmente no sea el uso de dichos sistemas de aislamiento la mejor de las soluciones. Por lo tanto, el alance y objetivo principal del estudio desarrollada por los autores, fue la propuesta de una solución optimizada y viable para las cimentaciones del Edificio Principal que permita eliminar el sistema de aislamiento en condiciones de seguridad y de forma económicamente eficiente.

Como parte de ese proceso de optimización, se prestó especial atención a los efectos de la interacción suelo-estructura en su fase dinámica. Para ello, se desarrolló un modelo numérico tridimensional mediante el uso de PLAXIS 3D, incorporando tanto las condiciones geotécnicas del emplazamiento como las características estructurales del edificio. Este enfoque integrado permite una evaluación más precisa de la respuesta dinámica del sistema, teniendo en cuenta la rigidez real del conjunto estructura-cimentación-suelo.

Adicionalmente, otra de las ventajas del análisis pormenorizado de la interacción suelo-estructura durante la fase dinámica es la reevaluación de la acción sísmica como input para el cálculo estructural en función del comportamiento real/modelado del sistema, lo que permitirá adoptar niveles de aceleración más representativos y realistas. Esto garantiza que el diseño final alcance tanto la fiabilidad técnica como la eficiencia económica.

El estudio se ha llevado a cabo en una fase de detalle preliminar del proyecto, es decir: se ha realizado sin tener fija la configuración estructural final, la localización exacta de las masas dentro del edificio, etc. Como se ha mencionado anteriormente, el objetivo ha sido plantear alternativas sobre unos supuestos bastante desarrollados, pero no exactos.

2. CONDICIONES DE CONTORNO

2.1. LOCALIZACIÓN

La instalación científica IFMIF-DONES se encuentra en proceso de construcción en el término municipal de Escúzar, provincia de Granada. El presupuesto inicial del proyecto ronda los 700M€, los cuales están principalmente financiados por el Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER), EUROfusion y un conjunto de diversos fondo europeos y nacionales.

La parcela está situada en el Parque Metropolitano, Industrial y Tecnológico de Granada, en Escúzar, a unos 2 km al norte de la población y a 25 km de la capital de la provincia. En principio, durante la fase de investigación y previo inicio de la construcción, la parcela se encontraba elevada 1 – 2 m con respecto a los viales, encontrándose la superficie del terreno entre las cotas +794,3 m y +804,0. En el Proyecto se ha considerado que la cota relativa 0,0m corresponde con la cota absoluta +797,0 m.

2.2. GEOMETRÍA

El Edificio Principal del complejo de IFMIF-DONES se ha proyectado para ser construido en varias fases, pero para el objeto del estudio que se llevó a cabo se describe la situación definitiva final del mismo. El edificio estudiado consta de 4 plantas con una cubierta transitable, siendo la distancia libre entre forjados de entre 6,50 y 8,50 m, con una forma rectangular en planta de 162,50 x 79,00 m y una altura total de 34,60 m.

En estudio de estas características es fundamental considerar la distribución de las masas de la estructura. En ese sentido, el edificio en sí supone un reto adicional, tanto en el diseño como en el modelaje propiamente dicho. El Edificio Principal albergará uno de los aceleradores más potentes del mundo, los sistemas de Litio y la celda en la que se ubicarán las muestras de materiales a irradiar, lo cual supone una distribución de elementos verticales (pilares y muros de grandes espesores) asimétrica e irregularmente distribuida.

2.3. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

Desde el punto de vista geotécnico, el emplazamiento del edificio se caracteriza por la presencia de un nivel superficial de rellenos antrópicos de espesor reducido, bajo el cual aparece un sustrato dominante de margas arcillosas que condiciona el comportamiento del terreno frente a la cimentación y la interacción suelo-estructura. Aunque el terreno se ha dividido en varias unidades geotécnicas, el comportamiento global del subsuelo está gobernado esencialmente por las margas, siendo el relleno superficial de relevancia limitada al preverse su excavación durante la ejecución de la obra.

Para el estudio, se contaba con los resultados obtenidos de una campaña geotécnica muy detallada ejecutada a

lo largo de la parcela. Dicha campaña contó con sondeos profundos (si bien no se llegó a alcanzar el techo de roca), ensayos in-situ, (como presiometros y ensayos cross-hole) así como de laboratorio, más allá de los más habituales de caracterización y mecánicos (Triaxiales CD, columna resonante, etc.).

2.3.1. ESTRATIGRAFÍA

A partir de la información obtenida en la campaña de reconocimiento, se identificaron tres unidades geotécnicas principales.

- **Unidad Geotécnica 1 (GU-1)** corresponde a un relleno heterogéneo de origen antrópico, con espesores comprendidos entre 0,3 y 2,0 m. Esta unidad es prácticamente despreciable puesto que se espera sea excavada casi por completo durante los trabajos.
- **Unidad Geotécnica 2 (GU-2)**, constituida por margas arcillosas firmes a rígidas, ligeramente limosas, de tonalidad parda y con presencia ocasional de nódulos lenticulares de yeso, detectadas desde superficie hasta profundidades variables entre 10,5 y 22 m.
- **Unidad Geotécnica 3 (GU-3)**, formada por margas arcillosas rígidas a muy rígidas, de naturaleza semejante a la unidad superior, aunque con mayor consistencia y rigidez en profundidad.

Las diferencias entre las unidades GU-2 y GU-3 responden principalmente a cambios graduales de coloración y al incremento de la resistencia y rigidez con la profundidad. Asimismo, el contacto entre ambas unidades no es perfectamente horizontal ni constante, presentando variaciones apreciables de cota a lo largo del emplazamiento, siendo mayor el espesor de la unidad GU2 en la zona Este.

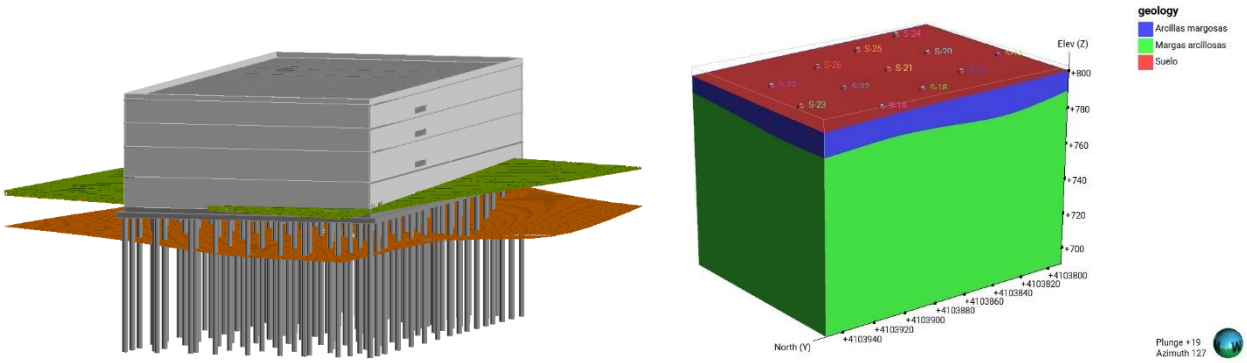


Figura 1. Contacto entre las distintas unidades estratigráficas (modelos Revit y LeapFrog).

Esta circunstancia debe considerarse en la interpretación del comportamiento de la cimentación, especialmente en elementos profundos sometidos a acciones horizontales, ya que la profundidad de empotramiento en el material más rígido puede condicionar los esfuerzos internos desarrollados.

2.3.2. HIDROGEOLOGÍA

En relación con el agua, las lecturas realizadas durante la investigación geotécnica no permiten definir la existencia de un nivel freático general, continuo y estable en el emplazamiento. Dada la naturaleza predominantemente cohesiva del terreno, se considera que la matriz margosa presenta una permeabilidad baja. Las apariciones puntuales de agua observadas en algunos sondeos se interpretan como niveles colgados locales, asociados probablemente a pequeñas intercalaciones más permeables de carácter granular.

2.3.3. MODELOS CONSTITUTIVOS

Para la modelización numérica del terreno se adoptó un enfoque mediante elementos finitos en PLAXIS 3D. En la unidad superficial de relleno (GU-1) se consideró adecuado el empleo de un modelo constitutivo simple de tipo Mohr-Coulomb. Por el contrario, para las unidades GU-2 y GU-3, constituidas por margas arcillosas, se adoptó un modelo “Hardening Soil with small-strain stiffness” (HSsmall), con el objetivo de reproducir de forma más realista la respuesta del terreno ante distintos rangos de deformación.

La elección del modelo Hardening Soil permite representar de manera más adecuada la no linealidad del terreno, la dependencia de la rigidez con el estado tensional y la evolución de la deformabilidad frente a diferentes niveles de carga, superando la simplificación bilineal del modelo Mohr-Coulomb. La formulación small-strain del modelo Hardening Soil incorpora dos parámetros adicionales: el módulo cortante inicial G0 y la deformación de referencia $\gamma 0.7$, definida para un valor del módulo cortante secante igual a $0{,}7 \cdot G_0$. Ambos

parámetros permiten representar la degradación de la rigidez del terreno con el aumento de la deformación cortante y son especialmente relevantes cuando se realizan análisis dinámicos.

En este proyecto, dichos parámetros se establecieron a partir de ensayos dinámicos de laboratorio realizados sobre muestras de terreno, lo que proporciona una base más robusta para los apartados posteriores de respuesta dinámica y sísmica.

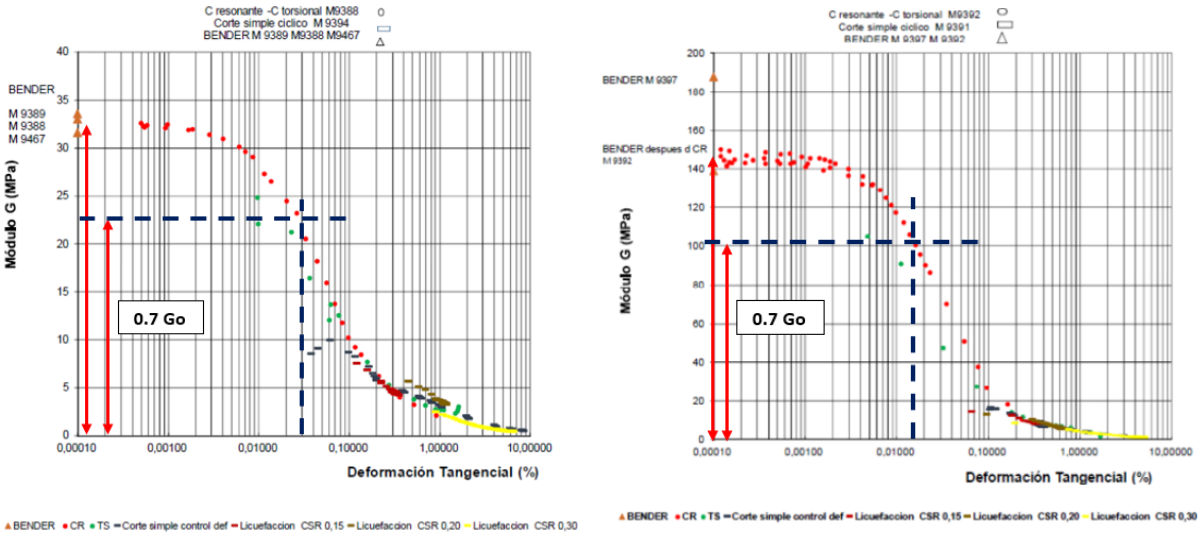


Figura 2. Curva resultados de ensayos de columna resonante en muestras recogidas a distintas profundidades.

2.3.4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

De forma resumida, los parámetros geotécnicos característicos adoptados para la modelización fueron los siguientes. Los valores fueron obtenidos del estudio de todos los ensayos disponibles, poniendo especial énfasis en el estudio de los módulos de deformación con los ensayos triaxiales CD (para los módulos "en grandes deformaciones" que cubre el modelo Hardening Soil (E50, Eoed, Eur), así como los valores de módulos "en pequeñas deformaciones" de los ensayos cross-hole a través de los valores de velocidad de onda sísmica obtenidos.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos de cálculo.

Tipo	**GU-1 – Relleno**	**GU-2 – Arcilla margosa Media a Rígida**	**GU-3 – Marga arcillosa Rígida a Muy Rígida**
Tipo de material	M-C	HS small strain	HS small strain
Tipo de drenaje	Drenado	Drenado	Drenado
Peso específico seco, Υ_{dry} (kN/m^3)	14.5	15.0	16.0
Peso específico, Υ_{sat} (kN/m^3)	18.0	19.0	20.0
Índice de vacíos, e	0.5	0.5	0.5
Módulo de elasticidad, E (kPa)	8.000	-	-
Coeficiente de Poisson, υ	0.3	0.3	0.3
Módulo de elasticidad E_{50}^{ref} (kPa)	-	15,000	22,000
Módulo de elasticidad E_{oed}^{ref} (kPa)	-	15,000	22,000
Módulo de elasticidad E_{ur}^{ref} (kPa)	-	45,000	70,000
Parámetro de dependencia tensional, m	0.5	0.85	0.85
Cohesión, c'$_{ref}$ (kPa)	0	20	20
Ángulo de fricción, φ	28	25	25
Dilatancia, ψ	0	0	0
Deformación a 0.7 G_0 (%)	-	0.03	0.02
Módulo cortante a pequeñas deformaciones, G_0 (kPa)	-	32,000	142,000
Tipo de drenaje de suelo	Grueso	Fino	Fino
Permeabilidad horizontal, K_x (m/s)	$1 \cdot 10^{-4}$	$8 \cdot 10^{-8}$	$8 \cdot 10^{-8}$
Permeabilidad vertical, K_y (m/s)	$1 \cdot 10^{-4}$	$8 \cdot 10^{-8}$	$8 \cdot 10^{-8}$
Coeficiente de interacción suelo-estructura, R_{inter}	0.67	0.67	0.67
Coeficiente de empuje al reposo, k_0	0.53	0.58	0.58

2.4. CONDICIONES ESTRUCTURALES

Para utilizar los espectros de respuesta sísmicos (ver sección siguiente) y obtener las aceleraciones de diseño del edificio para un cálculo analítico (pseudo-estático), es necesario conocer la frecuencia de vibración del mismo. Para su estimación, se elaboró un modelo simplificado del edificio utilizando el software Robot Structural. Este modelo consideraba la distribución de los elementos estructurales, las cargas debidas al peso propio y a los equipos, así como el tipo de cimentación.

Dentro de este modelo, se estudiaron dos alternativas diferentes para el apoyo del edificio: apoyo fijo/rígido y apoyo flexible debido a la interacción suelo-estructura. La condición de apoyo rígido es el enfoque clásico para el análisis de edificios y consiste en considerar la cimentación como un soporte con restricción total a desplazamientos y rotaciones. La condición de apoyo flexible consiste en cuantificar la rigidez de la cimentación y modelarla como muelles. Estos muelles pueden ser estáticos o dinámicos, y permiten considerar, o no, los cambios en la rigidez y el amortiguamiento dependiendo del tipo y la ubicación de la cimentación (según la metodología ASCE-41).

Para la estimación de la masa sísmica del edificio, se ha considerado el peso propio de los elementos estructurales en función de su geometría y densidad, junto con el 50% de las cargas vivas. Las cargas vivas consideradas son las siguientes:

- Q0 = Carga variable normal de ocupación (5 kPa)
- Qe = Carga variable debida al equipamiento (25 kPa)
- Qs = Carga variable especial (salas R026 y R160) (6,50 kPa)

Por otro lado, se han tenido en cuenta distintas combinaciones de la acción sísmica, tanto en las dos direcciones ortogonales horizontales como en la vertical, según la ASCE 4-16 y ASCE-7.

Tabla 2. Resumen de las cargas muertas y variables consideradas.

	Peso Columnas [kN]	**Peso Muros [kN]**	**Peso Losas y Forjados [kN]**	**Cargas Muertas [MN]**	**Q0 [kN]**	**Qs [kN]**	**Qe [kN]**	**Cargas Variables [MN]**
Piso de Entrada	8600	193739	303018	**505**	60603	34420	303018	**398**
Primer Piso	8075	246222	246567	**500**	56640	1830	283203	**358**
Segundo Piso	11700	93475	241439	**346**	53979	0	269895	**323**
Tercer Piso	11700	110629	132586	**254**	47758	0	238791	**286**
Cuarto Piso	0	5637	164975	**170**	60217	0	0	**60**
Peso Total [MN]	40	649	108	**1778**	279	52	1094	**1426**

2.5. CONDICIONES SÍSMICAS

Desde el punto de vista del cálculo sísmico de la cimentación, y del edificio en su conjunto, resulta esencial comprender las acciones que sufrirá la estructura en el momento del evento sísmico dentro de su vida útil, así como la interacción entre estructura, cimentación y terreno. Factores como la distribución de masas, la configuración estructural, la rigidez del conjunto y la forma de transmisión de esfuerzos condicionan el comportamiento global del sistema. La herramienta fundamental que permite determinar dicho comportamiento es el espectro de respuesta de la estructura. Esta gráfica permite conocer la aceleración sísmica pico sufrida por un objeto en función de su frecuencia/periodo de vibración, para un determinado evento sísmico dentro de unas condiciones de contorno.

Dentro del alcance de este estudio no se encontraba el análisis detallado de los espectros de respuesta de la columna estratigráfica del terreno los cuales fueron suministrados por el Cliente a partir del documento de referencia "Seismic Input for the Analysis of the Main Building – IFMIF-DONES Facility in Escúzar", adoptado como base para definir las acciones sísmicas de cálculo del edificio principal.

El espectro de respuesta de diseño adoptado para el estudio se definió a partir del análisis probabilista de peligrosidad sísmica del emplazamiento de Escúzar, referido a un afloramiento virtual de roca genérica con Vs30 = 760 m/s.

Para la obtención de la acción sísmica en superficie se consideró una columna de terreno de 300 m de espesor, incorporando sus propiedades dinámicas y la variación de la rigidez y el amortiguamiento con la deformación cortante.

La peligrosidad sísmica para los periodos de retorno considerados está gobernada por terremotos de magnitud Mw entre 6,0 y 6,7, con una duración media del movimiento fuerte del orden de 5 a 6 s. De los escenarios sísmicos definidos en el estudio, únicamente se consideró el sismo de diseño SL-2 para el análisis de alternativas de cimentación, empleándose directamente los espectros de respuesta horizontal y vertical correspondientes a dicha cota.

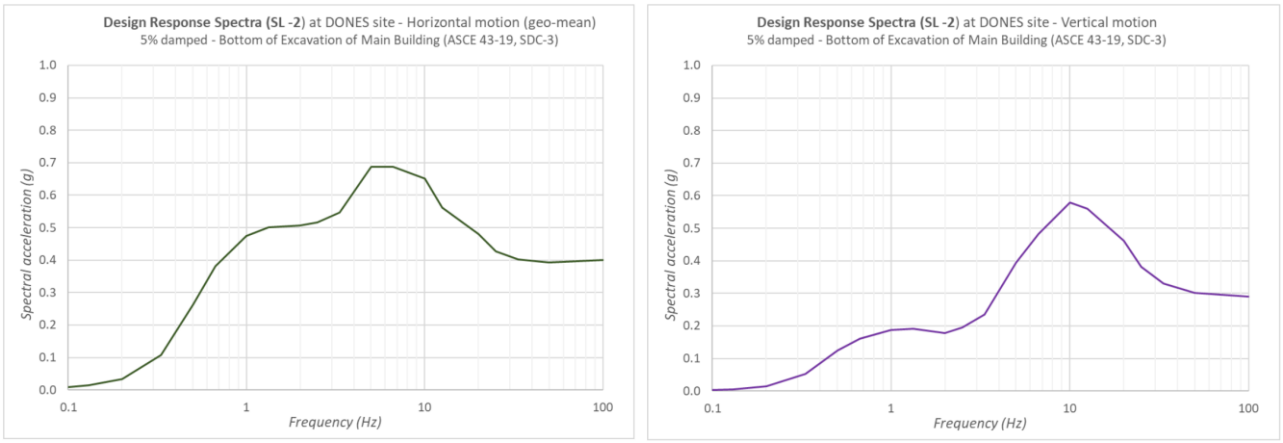


Figura 3. Espectros de respuesta.

Una vez modelado el edificio en el software correspondiente (Robot), teniendo en cuenta las cargas muertas y variables se ha calculado su frecuencia de vibración (o periodo) y junto con los espectros de respuesta sísmica se obtienen unas aceleraciones de cálculo:

Tabla 3. Resumen de las cargas variables consideradas.

	f [Hz]	**T [s]**	**As [g]**
Dirección X	3.93	0.25	0.685
Dirección Y	5.50	0.18	0.600
Dirección Z	5.95	0.17	0.450

En cualquier caso, es importante destacar que el objetivo último del estudio, más allá de proponer una solución que evite el uso de apoyos antisísmicos en plintos (ABSs) es precisamente la obtención de los espectros de respuesta "reales" del edificio con la solución planteada. La aceleración pico sufrida por elementos que se encuentren dentro de la estructura está condicionada por la estructura en sí y de la interacción que tenga con el terreno. Los espectros utilizados como herramienta primaria "solo tienen en cuenta el terreno". El output de este estudio ha sido, con la solución desarrollada, modificar los espectros de respuesta de manera que se tenga en cuenta el conjunto terreno estructura en la construcción y obtención de los mismos.

3. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

En una primera fase del estudio, se pusieron en común un conjunto de ideas o alternativas que pudieran llegar a ser viables técnica y económicamente. Para ahorrar en el esfuerzo numérico de cálculo, cada alternativa se estudió de manera analítica, sin el uso de modelos numéricos complejos de manera que el cálculo fuera ágil, desde un punto de vista más global y que permitiera una comparativa más simple y directa. Las alternativas se listan a continuación:

- [A01] – Cimentación superficial (losa) sobre la cota actual del terreno
- [A01B] – Cimentación superficial (losa) con 1 nivel de sótano
- [A02] – Cimentación profunda (pilotes) sobre la cota actual del terreno
- [A02B] – Cimentación profunda (pilotes) con 1 nivel de sótano
- [A03] – Cimentación combinada (losa + pilotes, interacción) sobre la cota actual del terreno
- [A03B] – Cimentación combinada (losa + pilotes, interacción) con 1 nivel de sótano

En general, el planteamiento de las alternativas se dirigió en base a una serie de razonamientos técnicos que se listan a continuación:

- El cálculo condicionante es el evento sísmico y el mecanismo que tiene el conjunto cimentación-estructura de generar fuerzas horizontales, de resistirlas y de disiparlas al mismo tiempo sin que eso genere un fallo (tanto en condiciones Últimas como de Servicio).

- Desde un primer momento, fue fundamental contar con mecanismos que introdujeran o aumentaran la resistencia del conjunto cimentación-estructura frente a las fuerzas horizontales. La opción de proponer un nivel de sótano, para poder contar con el empuje pasivo del terreno en caso de sismo fue una de las principales ideas desde el principio.
- Se buscaba tener en cuenta la interacción terreno-estructura desde el principio por el simple hecho de que el comportamiento complejo del sistema tiene varios mecanismos de resistencia frente a la acción horizontal. Principalmente: el rozamiento losa-terreno y la resistencia horizontal de los pilotes en caso de ser necesarios.
- Adicionalmente, es claro que, frente a una fuerza horizontal, cuanto mayor es la coacción frente a la misma, más aumenta la fuerza/carga absorbida por la estructura. En el caso de las cimentaciones profundas (pilotes) el hecho de "utilizar" los pilotes para resistir fuerzas horizontales hacen que deban estar diseñados para resistir dichas fuerzas en el caso de que las coacciones con el resto de la estructura (losa de cimentación) así lo permitan. Un desacople del sistema, es decir, cimentaciones profundas que no estén unidas físicamente al conjunto de la estructura ayudará a soportar cargas verticales, zuncharán el terreno, rigidizándolo en todas las direcciones, pero a la vez no absorberán el pico de carga que les supondría una unión rígida con el resto de la estructura.
- Por último, obviamente la respuesta dinámica de la estructura se ve condicionada por el tipo de apoyo y el tipo de "vinculación" que le une con el terreno.

4. JUSTIFICACIÓN ANALÍTICA

Una vez hecho el estudio de alternativas se llegó a la conclusión de que en el caso de utilizar una solución enterrada (de al menos 1 nivel de sótano) las fuerzas de inercia horizontales podrían ser resistidas por el empuje pasivo del terreno en los laterales y el rozamiento losa de cimentación – terreno (Alternativa [A03B], asumiendo que las cimentaciones profundas solo deben funcionar para resistir las fuerzas verticales). Se refinó el cálculo de la frecuencia de vibración del sistema teniendo en cuenta el desacople físico de los pilotes y se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 4. Resumen de la justificación de la solución analítica.

SL-2						
Losa sobre saneo, pilotes desacoplados y 9 m de excavación (con el 50% de las cargas variables aplicadas) Rozamiento losa-terreno = 2/3 · 42º						
Dirección	**Número Pilotes**	**Fuerza Total Horizontal [MN]**	**Rozamiento Losa [MN]**	**Rozamiento Muros [MN]**	**Resistencia Pasivo [MN]**	**FoS (Resistencia/Fuerza)**
X	460	1270	1291	43	228	1.23
Y	460	1270	1291	93	487	1.47
1.0X+0.4Y	460	1778	1291	81	423	1.01
0.4X+1.0Y	460	1778	1291	110	578	1.11

5. JUSTIFICACIÓN NUMÉRICA

5.1. INPUTS DEL MODELO

La modelación del terreno y el edificio se realiza en el programa Plaxis3D el cual permite modelar los diferentes tipos de elementos que conforman el edificio. En este caso se cuentan con pilares de 1.0 m x 1.0 m, losas con espesores de 0.50 m, 1.0 m y 1.5 m y muro de espesores de 0.50 m, 1.0 m, 1.3 m, 1.5 m y 2.5m. Los cuales fueron modelados mediante elementos tipo vigas y lámina respectivamente.

El usar este tipo de elementos asegura la distribución correcta de las masas que conforman el edificio. Adicionalmente es necesario considerar el peso de aquellos equipos que van a estar físicamente unidos al edificio y demás carga muerta que se puede mover con el mismo, este peso deberá ser considerado en el conjunto de la masa que controlará el movimiento del edificio junto con la rigidez de cada elemento. Para considerar esta masa extra se utilizó un peso equivalente de muros y losas en aquellas zonas con cargas muertas elevadas.

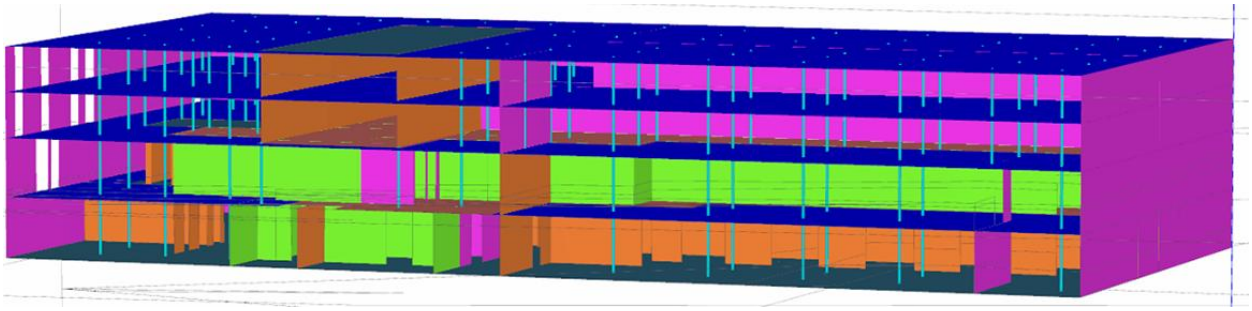


Figura 4. Definición elementos estructurales del edificio en Plaxis^{3D}.

Para el pre-dimensionamiento de las cimentaciones profundas (pilotes) se realizó un modelo del edificio en el programa Robot Structural, en la combinación Cuasi-permanente, con apoyos tipo muelle con una rigidez equivalente calculada en base a la ASCE/SEI 41-17. La ubicación de estos apoyos y el número de los mismos final ha sido el resultado de un proceso iterativo en el que se corre el modelo y se van a ajustando los apoyos hasta obtener una distribución de reacciones lo más homogénea posibles. Con este pre-dimensioamiento se asegura que todos los pilotes tengan la misma carga y por lo tanto la misma deformación, evitando distorsiones angulares grandes en el modelo. En PLAXIS3D se han modelado 460 elementos tipo *embedded beam* con un comportamiento elástico.

Para el tipo de estructura se definieron varios niveles de amenazas y varios sismos de análisis, entre ellos los sismos SL-1 y SL-2. El sismo SL-1 es un sismo que es razonablemente probable que ocurra durante la vida útil de la instalación y para el cual las instalaciones deberán seguir en funcionamiento y bajo el rango elástico. Y el sismo SL-2 es aquel sismo que puede ocurrir y para el cual los elementos deben ser diseñados con el fin de evitar fugas de radiación en el edificio. Los resultados de los estudios sísmicos de las zonas dieron como resultados los siguientes espectros de respuesta a 130 m de profundidad.

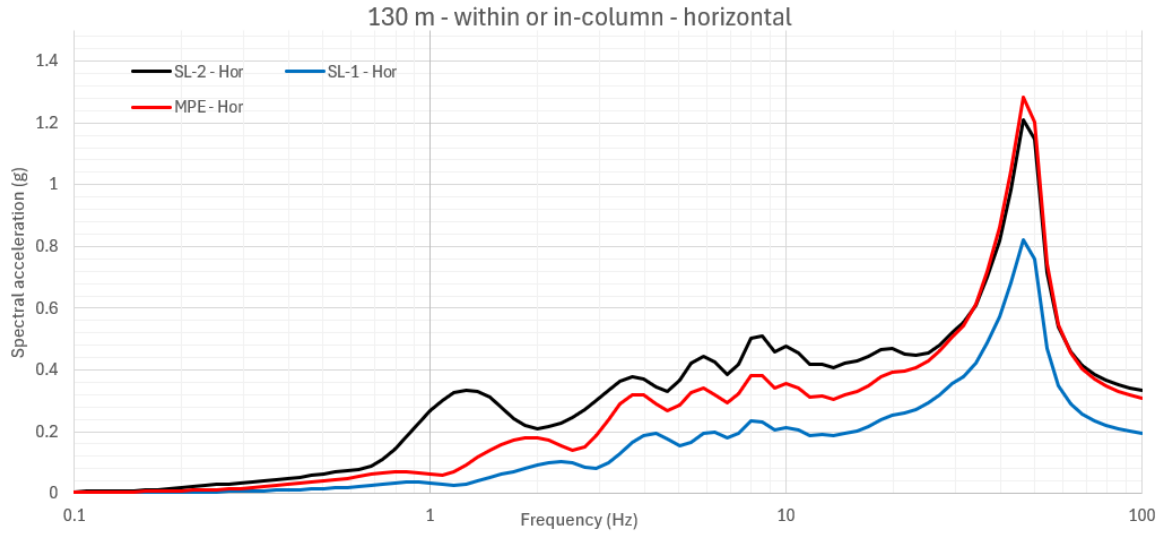


Figura 5. Espectros de respuesta a una profundidad de 130 m.

Estos espectros se han usado como input para obtener una señal en el dominio del tiempo. Para esto se han realizado una búsqueda de acelerogramas con condiciones similares a las usadas para obtener los espectros. Con estos acelerogramas semillas se procede a generar acelerogramas sintéticos que se ajusten a los espectros objetivo.

La geometría del modelo se ha considerado de 130 m de ancho, 260 m longitud y una altura de 130 m. Las dimensiones se han visto limitadas por el tiempo de cálculo y el tamaño de los elementos de la malla. Las condiciones de fronteras se han considerado como “Free” en las caras laterales y “Rigid” en la cara inferior.

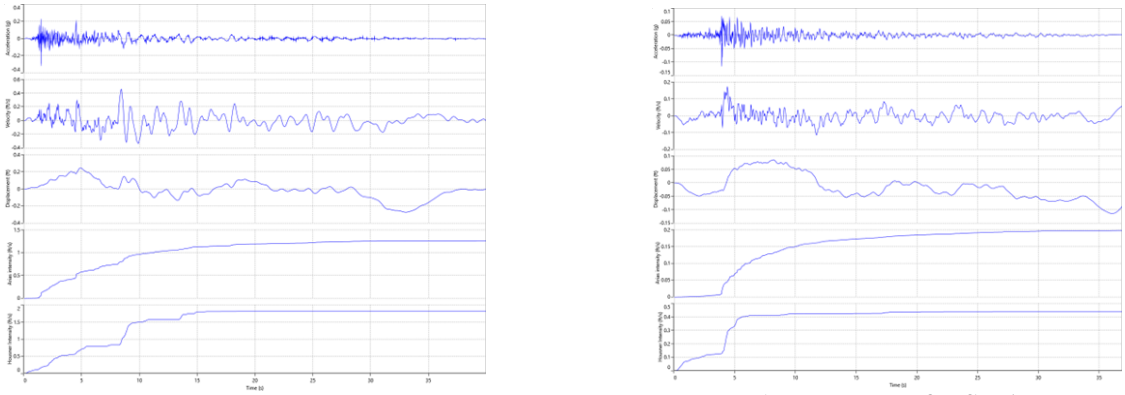


Figura 6. Acelerogramas sintéticos.

5.2. RESULTADOS DEL MODELO DINÁMICO DE INTERACCIÓN TERRENO-ESTRUCTURA PLAXIS 3D

Como resultado se han obtenido las gráficas de aceleración vs tiempo a nivel de la cimentación y de la cubierta del edificio y los espectros de respuesta a 1m de profundidad del suelo, a nivel de la losa de cimentación y en la cubierta. Las aceleraciones registradas en la base del edificio son de 0.166 g y en la cubierta de 0.316 g para el modelo con pilotes y de 0.166 g.

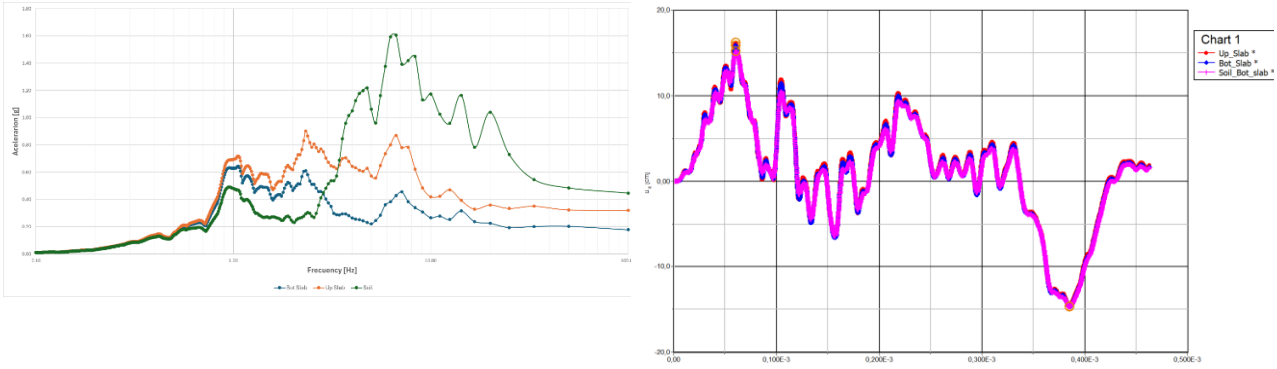


Figura 7. Espectros de respuesta y desplazamientos obtenidos.

6. COMPARACIÓN ENTRE LA JUSTIFICACIÓN ANALÍTICA Y NUMÉRICA

Con el fin de comparar los resultados de los modelos analíticos con los modelos 3D se fijan como parámetros de interés la fuerza vertical sobre la cimentación, la resistencia a fricción de la interfaz losa-suelo y las deformaciones en la cimentación.

Tabla 5. Comparación entre la justificación analítica y numérica.

Solución	Fuerzas Axiales [MN]	Deformaciones [cm]	Fuerzas Fricción [MN]
Solución analítica con conexión flexible	6.97	72	1291
Modelo 3D con pilotes	5.354	18	923

Para el cálculo analítico de la fuerza pasiva se habían estimado una deformación de 72 cm. Basado en los resultados del modelo 3D las deformaciones máximas observadas son aproximadamente 18 cm.

Las fuerzas axiales para el modelo con pilotes alcanzan valores de aproximadamente 5522 kN en compresión y hasta 345 kN en tensión. Los esfuerzos resultantes son del orden de 3.2 MPa, lo cual está por debajo —pero muy cerca— del límite estructural considerado en el diseño preliminar de los pilotes. Por lo tanto, no se esperan problemas de capacidad portante.

La fricción entre la losa y el suelo en el cálculo analítico se consideró que se movilizaba en su totalidad considerando parámetros residuales del suelo obteniendo una fuerza de 1291 MN. Para el modelo 3D se obtuvo un esfuerzo de cortante promedio en la interfaz suelo-losa, resultado una fuerza por fricción de 923 MN, el cual es un valor razonablemente cerca al cálculo analítico.

7. CONCLUSIONES

Se desarrolló un modelo de interacción terreno-estructura en PLAXIS 3D con la solución de un edificio enterrado 1 nivel de sótano con pilotes in situ como cimentación profunda, pero desacoplados de la losa de fondo. El sistema de cimentación desacoplada demostró un comportamiento adecuado. Es decir, se observaron deformaciones relativas entre los elementos verticales y la losa, lo que obliga a la losa a movilizar resistencia por fricción en el suelo, mientras que los muros laterales contribuyen a movilizar la fricción del suelo frente a cargas horizontales.

Las deformaciones verticales del suelo durante el evento sísmico pueden homogenizarse optimizando la distribución de los elementos verticales en función de la rigidez del edificio y de la distribución de cargas muertas.

Al incorporar la interacción suelo-estructura en el análisis, se consideró la flexibilidad del sistema de cimentación, lo cual resultó en una reducción de las aceleraciones transmitidas a la superestructura. Esto indica la viabilidad de una solución alternativa de cimentación. Las futuras iteraciones de diseño deben contemplar un diseño integrado del edificio y su cimentación, garantizando un enfoque multidisciplinario que considere posibles variaciones geotécnicas y estructurales.

En este estudio se generaron acelerogramas artificiales basados en sismos semilla. Para futuras evaluaciones, se recomienda utilizar un conjunto de acelerogramas reales para realizar un diseño basado en envolventes, lo que proporcionará una solución más confiable.

El edificio presenta una rigidez muy alta, lo que hace que se comporte como un cuerpo rígido durante los eventos sísmicos. Con este nivel de deformación, la estructura no contribuye significativamente a la disipación de energía sísmica. Por lo tanto, los elementos estructurales deben diseñarse para permanecer dentro del rango elástico.

Para que el sistema de cimentación desacoplada funcione correctamente, es necesario disponer una capa de relleno mejorado de al menos 1 metro de espesor entre la losa y los pilotes. Esta capa debe contar con la rigidez y resistencia suficientes para transferir adecuadamente las cargas verticales y horizontales entre la losa y los elementos verticales.

REFERENCIAS

ASCE 41-17 (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.

ASCE 4-16 (2017). *Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.

ASCE 7-22 (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.

Código Estructural (2021). *Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural.* Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, Madrid, España.

Hall, L. (2003). Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23 (5): 403-413.

Jiménez Salas, J.A., Justo, J.L., Serrano, A. 1981. *Geotecnia y Cimientos II*. Editorial Rueda, Madrid, 562 pp.

RESPUESTA SÍSMICA DE TALUDES CONSIDERANDO INCERTIDUMBRES EN LAS VARIABLES GEOTÉCNICAS

Ana Maria ZAPATA-FRANCO[(1)*], Yeudy Felipe VARGAS-ALZATE[(1)], Juan Sebastián GONZÁLEZ-MUÑOZ[(2)] y Nuria PINYOL[(1)]

[(1)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA)
Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
*ana.maria.zapata@upc.edu

[(2)] Departamento de Ingeniería Civil
Universidad Nacional de Colombia

RESUMEN

La interacción dinámica entre el suelo y los taludes desempeña un papel importante en la evaluación del riesgo sísmico. Este estudio pretende evaluar dicha interacción desde una perspectiva probabilística mediante la integración de registros sísmicos propagados a través de perfiles de suelo aleatorios. El objetivo principal es caracterizar la respuesta sísmica de los taludes bajo condiciones variables del subsuelo y cuantificar el impacto en posibles escenarios de riesgo. La metodología consiste en generar perfiles de suelo aleatorios y simular la propagación de las ondas sísmicas mediante el análisis lineal equivalente para obtener señales a nivel de superficie. Estas señales se utilizan para evaluar la respuesta de un talud mediante el método de Newmark acoplado no lineal simplificado con aceleración crítica decreciente. Luego, se utiliza el análisis estadístico de nubes para relacionar las medidas de intensidad y las propiedades dinámicas del suelo con los principales parámetros de respuesta de los taludes. Los resultados preliminares indican que la incorporación de la variabilidad en los perfiles del suelo afecta significativamente a la respuesta sísmica, lo que pone en relevancia la importancia de tener en cuenta la incertidumbre probabilista. Este enfoque no sólo avanza en la comprensión de la interacción suelo-talud bajo acciones sísmicas, sino que también proporciona un marco computacional robusto para la integración de métodos probabilistas en la evaluación del riesgo de deslizamiento.

ABSTRACT

The dynamic interaction between soil and slopes plays an important role in seismic risk assessment. This study aims to evaluate this interaction from a probabilistic perspective by integrating seismic records propagated through random soil profiles. The main objective is to characterize the seismic response of slopes under varying subsurface conditions and to quantify the impact on potential risk scenarios. The methodology consists of generating random soil profiles and simulating the propagation of seismic waves using equivalent linear analysis to obtain ground surface motions. These signals are used to evaluate slope response through the simplified nonlinear coupled Newmark displacement model with degrading yield acceleration (NASAD). Then, cloud statistical analysis is employed to relate intensity measures and soil dynamic properties to the main slope response parameters. Preliminary results indicate that incorporating variability in soil profiles significantly affects seismic response, highlighting the importance of accounting for probabilistic uncertainty. This approach not only advances the understanding of soil–slope interaction under seismic loading but also provides a robust computational framework for integrating probabilistic methods into landslide risk assessment.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Riesgo sísmico (Seismic risk), Interacción suelo-talud (Soil–slope interaction), Análisis probabilísta (Probabilistic analysis).*

1. INTRODUCCIÓN

La respuesta dinámica del suelo a las acciones sísmicas es un fenómeno altamente no lineal en el que intervienen múltiples variables aleatorias (Pitilakis y Petridis, 2022). Esta complejidad surge no sólo de las características del evento sísmico, como el tipo de ruptura, la profundidad del terremoto y la distancia al epicentro, sino también de las condiciones locales del lugar, particularmente de las propiedades mecánicas del medio a través del cual se propagan las ondas sísmicas. En particular, estas ondas alteran significativamente las propiedades dinámicas del suelo a bajos niveles de deformación por corte (Okur y Ansal, 2007), siendo esta variación más pronunciada en las capas cercanas a la superficie. Por lo tanto, una modelización adecuada de la respuesta sísmica de los suelos superficiales debe tener en cuenta tanto las no linealidades del medio como la aleatoriedad de las variables implicadas.

Esta caracterización resulta especialmente relevante en el análisis de estabilidad de taludes, donde las aceleraciones transmitidas desde el perfil de suelo hasta la base del talud resultan relevantes para el cálculo de desplazamientos permanentes, tal como lo establece el método Newmark Acoplado no lineal Simplificado con Aceleración crítica Decreciente (NASAD) (Ji *et al*., 2021). Esta metodología representa una formulación refinada del Método de Newmark (Newmark, 1965), ampliamente utilizado en la evaluación del riesgo de deslizamientos inducidos por sismos, y se fundamenta en la analogía de un bloque rígido que se desliza cuando la aceleración excede un umbral de resistencia al deslizamiento. Sin embargo, la mayoría de los estudios que emplean este enfoque consideran condiciones deterministas del subsuelo, lo que puede conducir a una subestimación o sobreestimación de la dispersión del desplazamiento inducido. En este contexto, la incorporación de la propagación de señales sísmicas a través de perfiles de suelo aleatorios permite obtener estimaciones más representativas del movimiento en superficie, contribuyendo así a una mejor predicción del comportamiento dinámico del talud al capturar de manera más realista la variabilidad a las propiedades del suelo y su influencia en la respuesta sísmica.

Partiendo de esta premisa, este estudio propone un marco probabilista para analizar la interacción dinámica entre el suelo y el talud, teniendo en cuenta la variabilidad de los perfiles geotécnicos. Se inicia con una caracterización detallada del sitio, utilizando datos geotécnicos derivados de extensas investigaciones realizadas en Bogotá, Colombia, para generar perfiles sintéticos de suelo que sean estadísticamente compatibles con los datos observados. A continuación, los registros sísmicos reales, seleccionados de las bases de datos del Servicio Geológico Colombiano (SGC, 2020), se propagan a través de estos perfiles utilizando análisis dinámicos lineales equivalentes. Las señales superficiales resultantes se utilizan como entrada para un modelo simplificado de talud, cuya respuesta dinámica se analiza utilizando el método NASAD.

Además, se emplean herramientas estadísticas como el análisis de nubes (Jalayer *et al*., 2015) para establecer relaciones causales entre las medidas de intensidad (IM), las propiedades dinámicas del suelo y los parámetros de respuesta de los taludes (Engineering Demand Parameters, EDPs). Esto permite identificar las variables que representan la respuesta dinámica del sistema suelo-talud y derivar funciones de fragilidad que incorporen la incertidumbre tanto de la peligrosidad sísmica como de los medios geotécnicos.

Este trabajo no sólo contribuye a la comprensión de la interacción suelo-talud bajo carga sísmica, sino que también proporciona una herramienta robusta para la integración de métodos probabilistas en la evaluación del riesgo de deslizamiento sísmico, con aplicaciones directas en el diseño y gestión de infraestructuras críticas situadas en zonas inestables.

2. MODELO PROBABILISTA DEL SUELO

En las aplicaciones geotécnicas se utiliza un modelo probabilista del suelo para tener en cuenta la variabilidad espacial (Vanmarcke, 1977) y temporal (Carrière *et al*., 2018) de las propiedades del suelo. El objetivo es medir cómo influyen estas incertidumbres en la respuesta dinámica del talud. La aleatoriedad de las propiedades del suelo (por ejemplo, la rigidez y el amortiguamiento) se simulan mediante métodos estadísticos y ensayos de laboratorio. En este trabajo se adopta el marco computacional presentado en Zapata-Franco *et al*. (2023), que permite:

a) Generación aleatoria de las características dinámicas del perfil del suelo modelizado (G_i, ρ_i, ξ_i y h_i representan el módulo de corte, la densidad, la amortiguación y el espesor de la capa, respectivamente).

b) Introducir un registro de movimiento del suelo en el nivel del lecho rocoso de un perfil de suelo simulado probabilísticamente.

c) Estimar la degradación de la rigidez y el aumento del amortiguamiento de cada capa de suelo basándose en el método lineal equivalente.

d) Calcular el movimiento del suelo resultante en la superficie, después de propagarse a través del perfil del suelo, teniendo en cuenta la degradación de las propiedades del suelo.

e) El movimiento del terreno resultante estimado en el paso anterior podría actuar sobre la base de una infraestructura civil (Edificio, puente, talud, etc).

En la Figura 1 se presenta un esquema de estas etapas. El objetivo principal de esta investigación es determinar la relación causal entre los IM, que caracterizan la onda propagada a través del suelo, y los EDP, que reflejan la estabilidad de los taludes. Este enfoque permite una comprensión más completa de cómo las propiedades dinámicas específicas del lugar influyen en el comportamiento de los taludes bajo cargas sísmicas.

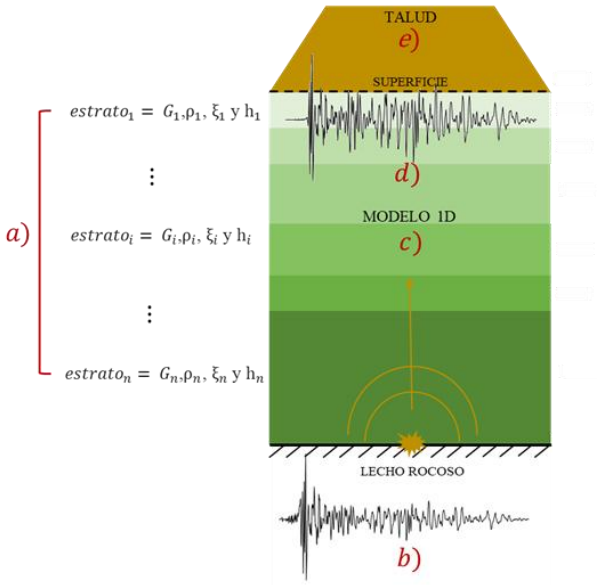


Figura 1. Diagrama del marco computacional.

Estos pasos se han aplicado tras generar muestras de perfiles de suelo por los que se propagan registros sísmicos seleccionados aleatoriamente de una base de datos sísmica. Es preferible que estos registros se hayan adquirido en estaciones sísmicas donde la roca sale a la superficie.

2.1. CASO DE ESTUDIO: MICROZONIFICACIÓN DE BOGOTÁ

Desde 1993, la Alcaldía Mayor de Bogotá ha realizado estudios de microzonificación sísmica para mejorar el diseño de la infraestructura e identificar zonas con comportamiento sísmico similar (FOPAE, 2011). Como resultado, se ha elaborado un mapa de zonificación sísmica que divide la ciudad en seis zonas principales y 16 subzonas basadas en factores como la profundidad del lecho rocoso, las características del suelo, el espesor del terreno, el periodo fundamental y los efectos del emplazamiento.

Este estudio se centra en los suelos lacustres, el tipo de suelo más importante de la ciudad, caracterizados por arcillas blandas con arena, ceniza y turba intercaladas, con espesores que oscilan entre 50 m y más de 300 m. Estos suelos presentan periodos de vibración fundamentales de 1.1 s a 5.8 s y velocidades de ondas de corte de 140 m/s a 340 m/s, dependiendo de la profundidad. En particular, se produce una fuerte amplificación en periodos largos (2-2.5 s) debido a la forma de la cuenca y a las condiciones blandas del suelo.

De los más de 20 lugares estudiados, 10 están situados en zonas lacustres. La Tabla 1 presenta las características de estas estaciones, incluyendo localización, espesor del depósito, número de capas, periodos de vibración, amplitudes máximas y velocidades medias de las ondas de corte, junto con los valores medios de cada parámetro.

Tabla 1. Resumen de las principales características del perfil de los suelos lacustres.

Perfil de suelo	Estación	Latitud	Longitud	Prof (m)	Número de estratos	Periodo fundamental (T_i)			Max Amp.	Vs_{avg} (m/s)
						T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)		
1	CBANC	4.7085	-74.0789	50	11	1.5	1.2	0.5	14.1	136
2	CEING	4.7835	-74.0459	130	19	2.8	1.1	0.4	10	186
3	CUAGR	4.7541	-74.0527	130	16	2.6	1	0.6	13	201
4	CBOG1	4.6418	-74.0803	180	21	2.6	1.2	0.4	13.3	279
5	CCORP	4.7619	-74.0937	250	21	3.6	1.5	0.9	11.6	275
6	CJABO	4.6664	-74.0993	275	21	3.8	1.7	1.1	15.1	287
7	CNINO	4.6959	-74.093	225	21	3.5	1.4	0.9	22.4	260
8	CAVIA	4.6854	-74.1188	360	21	5.3	1.8	0.9	7.5	274
9	CFLOD	4.7297	-74.1464	500	21	5.8	2.4	1.5	9.2	344
10	CTIEM	4.6943	-74.1559	425	21	4.9	1.9	0.9	11.1	345
			$\bar{X}$	237.5	21	3.55	1.45	0.9	12.3	274.5

En la siguiente sección, se explica brevemente el proceso de generación aleatoria para simular perfiles de suelo estadísticamente compatibles con los datos proporcionados en la Tabla 1.

2.2. APLICACIÓN DEL MODELO DE TORO A UN TIPO DE SUELO LACUSTRE

El marco probabilista utilizado en esta investigación emplea el modelo de Toro para generar perfiles de suelo aleatorios (Silva *et al*., 1996). Este modelo incorpora tres elementos principales: i) información que describe la estratigrafía aleatoria en el lugar; ii) el perfil de velocidad de onda media; iii) la dispersión de la Vs con la profundidad y la correlación entre capas consecutivas.

2.2.1. ESTRATIGRAFIA ALEATORIA DEL SITIO

Para caracterizar la estratigrafía aleatoria del sitio se han utilizado los resultados de las investigaciones geotécnicas realizadas en Bogotá. Se ha empleado el "Modelo de Estratificación" (Silva *et al*., 1996), que permite considerar que a medida que la capa es más profunda, se hace más gruesa. Así, para cada capa y respectiva profundidad de los perfiles de suelo representados en la Figura 2, se ha parametrizado estadísticamente una nube de puntos de transición. Se ha adoptado la siguiente ley de potencia:

$$\lambda(h) = C_3[h + C_1]^{-C_2} \quad (1)$$

donde λ es la tasa límite de la capa (es decir, la inversa del espesor de la capa, 1/m) y h es la profundidad en el punto medio de la capa en m. La estimación de los valores C_1, C_2 y C_3 se realiza utilizando las capacidades del método Monte Carlo para minimizar funciones multidimensionales; la Figura 2 muestra esta parametrización estadística. Utilizando la línea de regresión, y considerando la dispersión de los datos, se han considerado las características geométricas aleatorias de la estratigrafía en los perfiles de suelo generados.

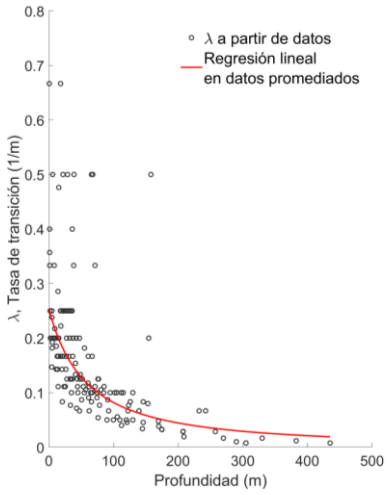


Figura 2. Tasas de transición considerando valores directos.

2.2.2. GENERACIÓN DE PERFIL DE VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE

La Figura 3 muestra los perfiles de velocidad de onda del suelo a bajas deformaciones de corte (< 10^{-3} %) para las localizaciones seleccionadas (líneas grises más finas) y su correspondiente valor medio. De estos perfiles pueden extraerse dos conclusiones principales: i) cuanto más profunda, mayor es la velocidad de onda de corte; ii) cuanto más profunda, más gruesa es la capa, lo que confirma las conclusiones alcanzadas en (Silva *et al*., 1996). Ambas características deben ser consideradas al generar muestras aleatorias del perfil de suelo.

El perfil de velocidad media mostrado en la Figura 3 se ha utilizado para generar perfiles de suelo aleatorios. Debido al proceso acumulativo asociado a los depósitos lacustres, se ha observado que una distribución log-normal parametriza adecuadamente el carácter aleatorio de las velocidades de las ondas de corte (Toro, 2022). Esta distribución ha sido adoptada en el proceso de muestreo de esta variable.

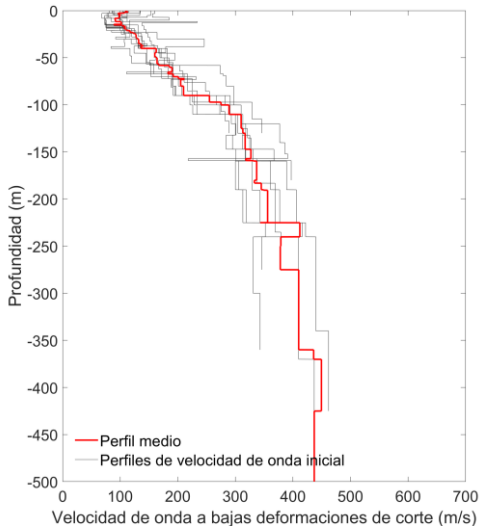


Figura 3. Perfiles de suelo con velocidad de onda a bajas deformaciones de corte.

2.2.3. DESVIACIONES DE LA VELOCIDAD EN CADA CAPA Y CORRECCIÓN ENTRE CAPAS CONSECUTIVAS

A partir de los perfiles base mostrados en la Figura 3, se ha estimado cómo cambia la desviación típica con la profundidad. En el caso analizado, se observa que esta variable tiende a disminuir con la profundidad. Esta característica se ha incorporado en la generación aleatoria de los perfiles. Otro aspecto importante observado en los perfiles de suelo está relacionado con la correlación espacial entre capas más cercanas; cuanto más cercanas son las capas, mayor es la correlación (Angelini y Heuvelink, 2018). Esto implica que las capas muy separadas tienden a estar menos correlacionadas. Se ha supuesto que la correlación entre capas de suelo adyacentes disminuye con la distancia mediante las siguientes condiciones:

$$\rho_{i,j} = \begin{cases} i = j & \rho_{i,j} = 1 \\ i = j \pm k & \rho_{i,j} = 1 - \frac{k}{r} \geq 0 \end{cases} \quad (2)$$

donde k es un número relacionado con la posición de una capa perteneciente al mismo perfil; r es un coeficiente asociado a la tasa de correlación entre capas adyacentes. En esta investigación, r se ha fijado en 100/3.

2.2.4. SIMULACIÓN PROBABILISTA DE PERFILES DE SUELO

A partir de la descripción de las características probabilista que deben reunir los perfiles de suelo, se han realizado mil realizaciones estadísticas de los mismos mediante simulación de Monte Carlo. La Figura 4 (A-B) muestra el conjunto aleatorio de mil perfiles de suelo de velocidad de onda de corte que se han empleado en el desarrollo del marco probabilista propuesto en esta investigación; cabe mencionar que estos perfiles de suelo corresponden a deformaciones de corte bajas.

Las propiedades de amortiguamiento a bajas deformaciones de corte se han obtenido utilizando curvas de degradación para los tipos de suelo analizados. En general, estos valores varían en una banda estrecha comprendida entre 1-1.2 %. Otra variable importante que influye en las propiedades dinámicas de los perfiles de suelo simulados es la densidad. Ésta se ha considerado como variable aleatoria utilizando la relación propuesta en (Nakamura, 1989):

$$\gamma = 8.32 \cdot \log_{10} Vs - 1.61 \cdot \log_{10} Z \quad (3)$$

donde Z es la profundidad en m. La Figura 5 representa el conjunto aleatorio de perfiles de densidad tras aplicar la ecuación (3).

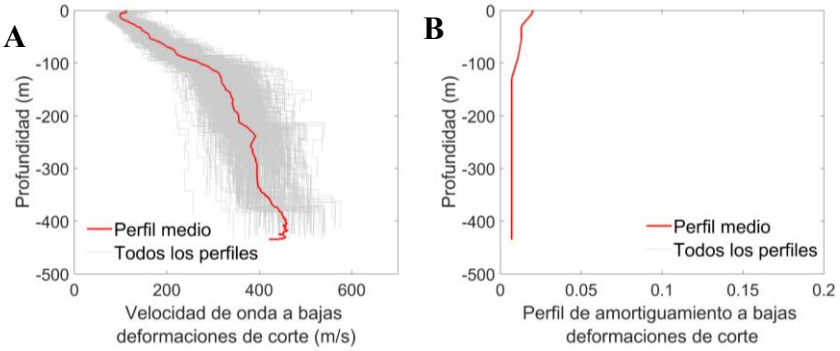


Figura 4. Perfiles probabilistas a bajas deformaciones de corte. A) Perfiles de velocidad de onda de corte. B) Perfiles de amortiguamiento

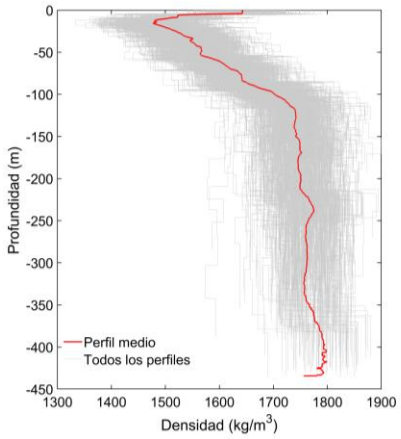


Figura 5. Perfiles probabilísticos de densidad del suelo.

Una vez generado el conjunto probabilista de perfiles de suelo, es necesario caracterizar la peligrosidad sísmica del emplazamiento. Para ello se han tenido en cuenta los registros de movimiento del terreno adquiridos en estaciones sísmicas. A continuación, utilizando tanto los perfiles de suelo como los registros, se puede realizar la propagación probabilista de las ondas sísmicas.

3. CARACTERIZACIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA

El análisis de las vibraciones del suelo inducidas por terremotos ha adquirido una importancia cada vez mayor no sólo en las regiones de alta peligrosidad sísmica, sino también a escala mundial. Como señalan (Coburn y Spence, 2002), terremotos con magnitudes en torno a 5.5 Mw, que representan niveles de energía comparables a los liberados por procesos geológicos no tectónicos, pueden producirse en casi cualquier lugar del mundo. Por lo tanto, la comprensión de la respuesta sísmica del suelo es esencial para una evaluación fiable del riesgo sísmico.

Para este estudio se ha realizado una recopilación de los registros de movimientos del terreno en Colombia, cubriendo los eventos con magnitudes de momento superiores a 4.0 Mw ocurridos entre 1993 y 2017. Para capturar mejor las características sismogénicas relevantes para la región de Bogotá, se ha desarrollado un algoritmo para identificar los registros sísmicos de las estaciones localizadas más cercanas a un punto de estudio determinado dentro del territorio colombiano.

Una vez seleccionados los eventos representativos para el área de estudio, los movimientos del terreno fueron escalados en amplitud siguiendo la metodología presentada en (Zapata-Franco *et al*., 2023). Como se muestra en la Figura 6A, estos movimientos escalados presentan ordenadas espectrales altas a nivel de lecho de roca. Sin embargo, es importante resaltar que el perfil del suelo, particularmente en depósitos lacustres, actúa como un filtro natural, atenuando la respuesta en periodos cortos debido a su relativamente baja rigidez. En consecuencia, las ordenadas espectrales obtenidas en la superficie (Figura 6B) reflejan una demanda sísmica más realista, coherente con los efectos locales observados en el emplazamiento.

4. DEGRADACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

Dependiendo del tipo de suelo y de la profundidad, las propiedades mecánicas del suelo pueden verse modificadas debido al paso de las ondas sísmicas. A este respecto, es una práctica común utilizar desde modelos de suelo 1D simplificados hasta representaciones tridimensionales de elementos finitos. Sin embargo, cuanto mayor sea la complejidad del modelo, mayor será el tiempo de cálculo necesario para resolver el problema dinámico. Además, debido a las condiciones de contorno relacionadas con la reflexión de las ondas sísmicas, a veces es necesario desarrollar modelos de suelo de gran tamaño, lo que aumenta significativamente el número de elementos finitos.

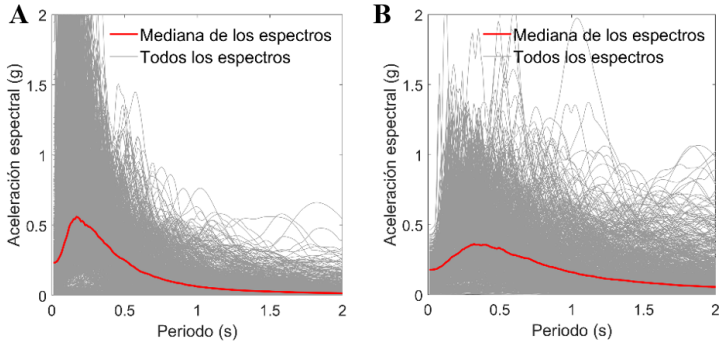


Figura 6. A) Espectro de los registros de movimientos del terreno que actúan a nivel del lecho rocoso. B) Espectros de los movimientos del terreno resultantes en la superficie tras el proceso de propagación.

Para hacer frente al esfuerzo computacional relacionado con los modelos 3D, se utilizan ampliamente representaciones simplificadas del suelo para estimar la respuesta dinámica de grandes simulaciones. Uno de los más empleados es el modelo 1D, en el que las capas de suelo se consideran sólidos de Kelvin-Voigt. Este modelo se representa mediante un amortiguador puramente viscoso y un muelle elástico conectados en paralelo. Permite una buena aproximación de la respuesta dinámica de un volumen de suelo. Además, este modelo se ha adaptado para considerar las no linealidades asociadas a la degradación de la rigidez del suelo, y el consiguiente aumento del amortiguamiento debido a las deformaciones por corte. Esto puede lograrse mediante el método lineal equivalente (Assimaki *et al*., 2000). Por tanto, el modelo 1D se convierte en un candidato ideal para incluir incertidumbres mediante simulaciones Monte Carlo.

Utilizando la metodología descrita anteriormente, se lleva a cabo la propagación de las ondas sísmicas a través de los perfiles del suelo. La Figura 7 muestra en gris los mil perfiles de velocidad de onda de corte tras el proceso de degradación, mientras que la roja muestra el perfil medio.

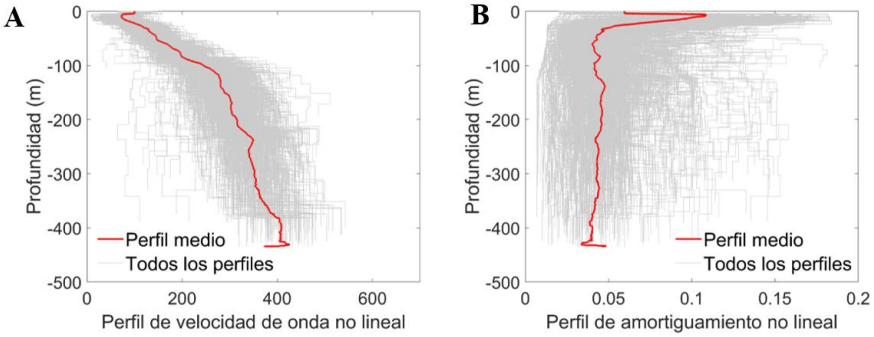


Figura 7. A) Vs no lineal de los perfiles de mil. B) Amortiguación no lineal de los perfiles de mil.

5. MEDIDAS DE INTENSIDAD (IM) Y PARAMETROS DE DEMANDA INGENIERIL (EDP)

La relación entre los IMs y los EDPs puede emplearse para estimar el riesgo sísmico de la infraestructura civil. Por ejemplo, a partir de un conjunto de pares IM-EDP, se pueden derivar funciones de fragilidad según el enfoque denominado "análisis de nubes" (Jalayer *et al*., 2015).

5.1. MEDIDAS DE INTENSIDAD

Un IM instrumental es un parámetro extraído de un registro de movimiento del suelo para caracterizar la peligrosidad sísmica (Atkinson y Kaka, 2007). En este artículo se ha empleado un conjunto de 18 IMs, resumidas en la Tabla 2 (Vargas-Alzate *et al*., 2022):

Tabla 2. Medidas de intensidad empleadas en el estudio.

Medida de intensidad	Variable
Aceleración espectral en T_1	$Sa(T_1)$
Velocidad espectral en T_1	$Sv(T_1)$
Desplazamiento espectral en T_1	$Sd(T_1)$
Aceleración espectral media	AvSa
Velocidad espectral media	AvSv
Desplazamiento espectral medio	AvSd
Velocidad equivalente a T_1	$VE(T_1)$
Velocidad media equivalente	AvVE
Aceleración máxima del suelo	PGA
Velocidad máxima del suelo	PGV
Desplazamiento máximo del suelo	PGD
Densidad de energía específica	SED
Intensidad de Arias	I_A
Intensidad característica	I_C
Raíz media de la velocidad	vel_{RMS}
Raíz media de la aceleración	acc_{RMS}
Velocidad absoluta acumulada	CAV
Intensidad de Fajfar	I_F

5.2. PARÁMETROS DE DEMANDA INGENIERIL

El método de Newmark (Newmark, 1965) se utiliza ampliamente en ingeniería sísmica para evaluar la estabilidad de taludes sometidos a cargas dinámicas. Este método estima los desplazamientos permanentes, δN, inducidos por eventos sísmicos mediante un enfoque simplificado de bloques deslizantes. Su aplicación como parámetro de demanda de ingeniería radica en su capacidad para proporcionar una medida directa de la respuesta acumulada de un sistema a un registro específico de movimiento del terreno, teniendo en cuenta tanto la intensidad como la duración del movimiento. Sin embargo, el método de Newmark no considera la deformación del bloque deslizante durante el evento sísmico ni las afectaciones en la aceleración crítica por los cambios en la resistencia al corte. Por ello, en este estudio se implementa el modelo NASAD (Ji *et al*., 2021) en dónde los aspectos anteriormente mencionados si son considerados al estimar el desplazamiento permanente. El método se ha aplicado a un talud con propiedades geométricas y parámetros del suelo que han sido adaptados del primer caso de análisis presentado por Ji *et al*. (2021). A partir de este, la aceleración crítica se estima empleando la Ec. (4), definida como el umbral mínimo de aceleración sísmica necesario para iniciar el movimiento en el talud:

$$ac=tan(\phi-\beta)+(c/(\gamma_s H))(1/(cos^2(\beta)+tan(\phi)sin(\beta)cos(\beta))) \quad (4)$$

Es importante señalar que la cohesión y el ángulo de fricción no permanecen constantes durante el análisis tiempo-historia del desplazamiento permanente, debido a la consideración de los efectos residuales asociados al proceso de deformación. Como consecuencia, la aceleración crítica experimenta una degradación progresiva hasta alcanzar su valor residual.

En relación con las deformaciones de la masa de suelo, estas se evalúan a partir de sus propiedades dinámicas y de las relaciones entre la deformación por corte, el amortiguamiento y el módulo de corte. A partir de dichas relaciones, es posible determinar un coeficiente de amortiguamiento y una frecuencia natural representativos del sistema. Para el caso de estudio, se estima que el periodo fundamental del talud es igual a 0.15 seg. Mediante el método lineal equivalente, estos parámetros permiten incorporar de manera adecuada la flexibilidad de la masa de suelo en el análisis.

El desplazamiento sobre la superficie de deslizamiento se genera cuando las fuerzas sísmicas actuantes superan la resistencia asociada a la aceleración crítica, o cuando el bloque mantiene una velocidad residual proveniente del intervalo de tiempo anterior. Este desplazamiento se acumula a lo largo del análisis tiempo-historia, dando lugar al denominado desplazamiento permanente. En esta investigación, el desplazamiento permanente se adopta como EDP, dado que constituye un indicador adecuado para evaluar la estabilidad del talud posterior a un evento sísmico. Asimismo, permite establecer umbrales de comportamiento aceptables en términos de deformaciones acumuladas, lo cual resulta fundamental para el diseño de medidas de mitigación y protección en proyectos de infraestructura expuestos a riesgo sísmico.

5.3. ANALISIS DE NUBES BASADO EN PARES IM-EDP

El análisis de nubes requiere calcular la función de mejor ajuste entre un conjunto de realizaciones IM-EDP en el espacio log-log. La curva resultante se utiliza para estimar la mediana de una distribución estadística paramétrica, dado un valor IM. La variabilidad de esta distribución paramétrica se estima como la desviación típica logarítmica de la regresión. De este modo, se puede calcular la probabilidad de superar un determinado umbral de daño dado un valor de IM.

A continuación, las variables descritas en la sección 5.1 se utilizan como IM y δN como EDP. El objetivo es encontrar la distribución bivariada más correlacionada. La Figura 8 muestra la distribución bivariada entre IM y δN. De esta figura se observa que las IMs que consideran el periodo fundamental del talud son las que muestran mejor correlación para predecir la respuesta en taludes considerando el enfoque de NASAD. Puede verse que la velocidad media equivalente, AvVE, es la IM más correlacionada con δN, alcanzando un R^2=0.82.

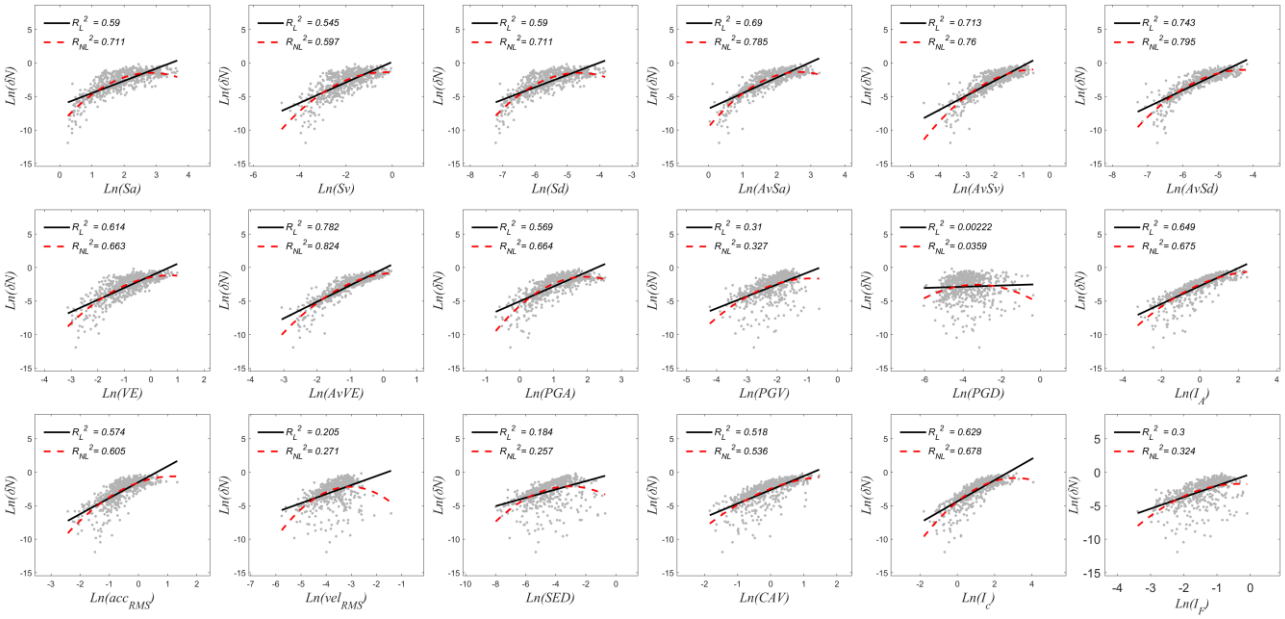


Figura 8. Pares IM-EDP para identificar el IM más eficiente.

6. CONCLUSIONES

En este estudio se analizó el comportamiento sísmico de los taludes incorporando la variabilidad del suelo en un marco probabilista, evaluando los desplazamientos permanentes resultantes mediante el método NASAD. Se generó un conjunto de perfiles de suelo aleatorios para luego simular la propagación de ondas sísmicas a la superficie, donde se evaluó la respuesta de un talud representativo. El comportamiento dinámico del suelo se capturó utilizando el método lineal equivalente, lo que permitió una caracterización realista de la amplificación del movimiento del terreno. La relación entre las IM y la respuesta de los taludes, cuantificada a través de los desplazamientos permanentes, se examinó mediante análisis estadístico de nubes y regresión no lineal. Los resultados muestran que AvVE es la IM más eficiente para predecir la respuesta en taludes considerando el enfoque NASAD. Futuras investigaciones deberían tener como objetivo analizar en qué medida aumenta la capacidad predictiva de IMs vectoriales en comparación con los IMs basados en escalares, como los analizados en esta investigación. Una vez identificadas estas mejoras, la derivación de las curvas de fragilidad será más precisa. Estos resultados ponen de relieve la importancia de tener en cuenta las condiciones locales del suelo y la variabilidad probabilista en la evaluación de la estabilidad de los taludes. El enfoque propuesto permite una estimación más robusta de los desplazamientos inducidos por los sismos y puede servir de apoyo para futuros desarrollos en el análisis del riesgo de deslizamientos. Finalmente, en futuras investigaciones se podría explorar el uso de modelos tridimensionales del suelo para mejorar la precisión de las predicciones y generalizar la metodología a otras configuraciones de taludes.

REFERENCIAS

Angelini, M. E., y Heuvelink, G. B. M. (2018) Including spatial correlation in structural equation modelling of soil properties. *Spatial Statistics 25 35–51*. https://doi.org/10.1016/j.spasta.2018.04.003

Assimaki, D., Kausel, E., y Whittle, A. (2000) Model for Dynamic Shear Modulus and Damping for Granular Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 126, (10) 859–869.* https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:10(859).

Atkinson, G. M., y Kaka, S. I. (2007) Relationships between Felt Intensity and Instrumental Ground Motion in the Central United States and California. *Bulletin of the Seismological Society of America 97, (2) 497–510*. https://doi.org/10.1785/0120060154.

Carrière, S. R., Jongmans, D., Chambon, G., Bièvre, G., Lanson, B., Bertello, L., Berti, M., Jaboyedoff, M., Malet, J.-P., y Chambers, J. E. (2018) Rheological properties of clayey soils originating from flow-like landslides. *Landslides 15, (8) 1615–1630*. https://doi.org/10.1007/s10346-018-0972-6.

Christian, J. T., y Baecher, G. B. (2015) D. W. Taylor and the Foundations of Modern Soil Mechanics. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 141, (2).* https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001249.

Coburn, A., y Spence, R. (2002) Earthquake Protection. Chichester, *UK: John Wiley & Sons, Ltd* https://doi.org/10.1002/0470855185.

FOPAE (2011) Procesamiento e interpretación de señales de la red de acelerógrafos de Bogotá 2009 - 2011. Bogotá.

Jalayer, F., De Risi, R., y Manfredi, G. (2015) Bayesian Cloud Analysis: Efficient structural fragility assessment using linear regression. *Bulletin of Earthquake Engineering 13, (4) 1183–1203.* https://doi.org/10.1007/S10518-014-9692-Z [Accessed 28 November 2021].

Ji J, Wang C-W, Cui H-Z, Li X-Yu, Song J, Gao Y. A simplified nonlinear coupled Newmark displacement model with degrading yield acceleration for seismic slope stability analysis. *Int J Numer Anal Methods Geomech. 2021;45:1303-1322.* https://doi.org/10.1002/nag.3202

Nakamura, Y. (1989) A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute/Tetsudo Gijutsu Kenkyujo 30 25–33.*

Newmark, N. M. (1965) Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Géotechnique 15, (2) 139–160.* https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.2.139.

Okur, D. V., y Ansal, A. (2007) Stiffness degradation of natural fine grained soils during cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27, (9) 843–854*. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.01.005.

Pitilakis, D., y Petridis, C. (2022) Fragility curves for existing reinforced concrete buildings, including soil–structure interaction and site amplification effects. *Engineering Structures 269 114733.* https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114733.

SGC (2020) Sistema de Consulta de la Amenaza Sísmica de Colombia. Colombian Geological Survey. Available at: https://amenazasismica.sgc.gov.co/. [Accessed 28 November 2021].

Silva, W. J., Abrahamson, N., Toro, G., y Constantino, C. (1996) Description and validation of the stochastic ground motion model. *Pacific Engineering and Analysis*.

Taylor, D. W. (1948) Fundamentals Of Soil Mechanics. *John Wiley*.

Toro, G. R. (2022) Uncertainty in Shear-Wave Velocity Profiles. *Journal of Seismology 26, (4) 713–730.* https://doi.org/10.1007/s10950-022-10084-x.

Vanmarcke, E. H. (1977) Probabilistic Modeling of Soil Profiles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division 103, (11) 1227–1246.* https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000517.

Vargas-Alzate, Y. F., Hurtado, J. E., yPujades, L. G. (2022) New insights into the relationship between seismic intensity measures and nonlinear structural response. *Bulletin of Earthquake Engineering 20, (5) 2329–2365.* https://doi.org/10.1007/s10518-021-01283-x.

Zapata-Franco, A. M., Vargas-Alzate, Y. F., Pujades, L. G., y Gonzalez-Drigo, R. (2023) Improved intensity measures considering soil inelastic properties via multi-regression analysis. *Frontiers in Earth Science 11.* https://doi.org/10.3389/feart.2023.1214536.

TEMA 14

9as JORNADAS HISPANO-PORTUGUESAS DE GEOTECNIA: MODELIZACIÓN NUMÉRICA EN LA INGENIERÍA GEOTÉCNICA

9as JORNADAS HISPANO-PORTUGUESAS DE GEOTECNIA: MODELAÇÃO NUMÉRICA NA ENGENHARIA GEOTÉCNICA

MODELIZACIÓN NUMÉRICA PARA MUROS DE SOILMIXING Y JET-GROUTING REFORZADO CON ARMADO DE BARRAS DE ACERO

José Luis ARCOS[(1)*], Álvaro VILLARINO[(1)] y Antonio A. ARCOS[(2)]

[(1)] Rodio Kronsa
*jlarcos@rodiokronsa.es

[(2)] Departamento de Ingeniería del terreno. Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid (UPM)

RESUMEN

El tratamiento de terreno mediante columnas de Jet-Grouting o mediante Deep-Soilmixing puede alcanzar resistencias notables que plantean la posibilidad de instalar refuerzos con barras de acero corrugado como se hace en un hormigón armado. Las normativas europeas EN de ejecución de estos trabajos geotécnicos especiales admiten el empleo de armadura de acero en el interior del suelo tratado por estas técnicas. Los elementos finitos abren una posibilidad para el cálculo estos materiales reforzados, en particular para el diseño de muros-pantalla incluso anclados o apuntalados. En este artículo se presenta un posible procedimiento para ello mediante elementos finitos, analizando tanto la modelización de los materiales como la posible geometría del mallado y el análisis tenso-deformacional.

ABSTRACT

The ground treatment using Jet-grouting columns or Deep Soilmixing can achieve significant strength, raising the possibility of installing reinforcement with deformed steel bars, as is done in reinforced concrete. European EN standards governing the execution of these special geotechnical works allow the use of steel reinforcement within the soil treated by these techniques. Finite element methods open up the possibility of analysing these reinforced materials, particularly for the design of diaphragm walls, including anchored or strutted walls. This paper presents a possible procedure for this purpose using finite elements, addressing both the modelling of the materials and the possible mesh geometry, as well as the stress–strain analysis.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Modelización numérica (Numerical modelling), Jet-grouting armado (Reinforced jet-grouting), Soilmixing armado (Reinforced soilmixing.*

1. INTRODUCCIÓN. SUELO-CEMENTO ARMADO – SOILCRETE ARMADO.

La técnica de jet-grouting y el tratamiento de suelos por mezclado en profundidad (Deep Soilmixing - DSM) permiten conseguir volúmenes de terreno tratado con cemento con importante mejora de las propiedades resistentes, deformacionales del terreno original, además de conseguir una importante reducción de la permeabilidad.

Se podría decir que, en general, ambas técnicas, jet-grouting y soilmixing, tienen un mismo objetivo y resultado, la consecución de un elemento de un material suelo-cemento (“soilcrete”), rígido, resistente e impermeable (Figura 1 y Figura 2). Las disquisiciones que se hacen a lo largo de este artículo referidas a jet-grouting, igualmente podrían extenderse a soluciones de columnas de soilmixing. (Nota aclaratoria: Usaremos “jet-grouting” y “soilmixing” para referirnos a las respectivas técnicas de ejecución y “soilcrete” o “suelo-cemento” para referirnos al material tratado).

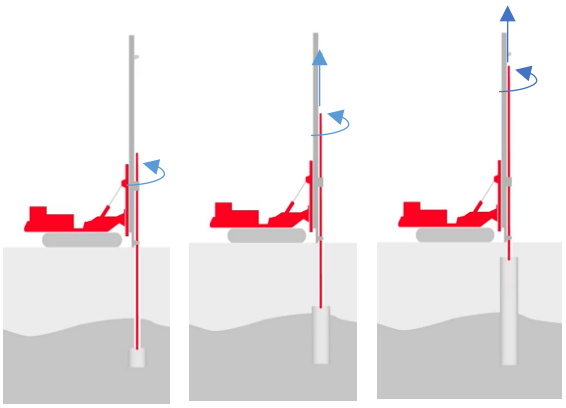


Figura 1. Ejecución de una columna de jet-grouting. Desde abajo hacia arriba, extracción del varillaje con rotación mientras se inyecta una lechada de cemento. (Fuente: Soletanche-Bachy)

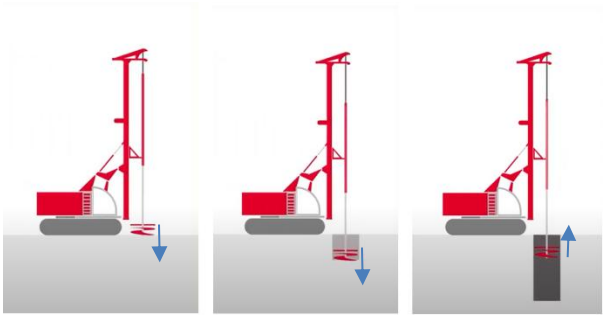


Figura 2. Ejecución de una columna de soilmixing. De arriba a abajo, introducción de la hélice de batido con rotación mientras se inyecta lechada de cemento y, finalmente, extracción de la hélice con o sin aporte. (Fuente: Soletanche-Bachy)

Autores japoneses, Itsuki Sato, Hidenori Takahashi y Ooki Kurihara, (Sato, 2024) han publicado estudios comparativos sobre las propiedades mecánicas de suelo-cemento producido por deep mixing (DM) y por jet-grouting encontrando que ambos métodos lograron efectos de mejora suficientes; sin embargo, el método DM tendía a mostrar menos variabilidad en la resistencia.

El uso de ambos métodos es igualmente aceptado para la formación de elementos estructurales de contención y apoyo tanto temporales como permanentes. Sin embargo, no es tan común su utilización para crear elementos estructurales con capacidad a flexión, como son los muros-pantalla.

Respecto a este propósito, cabe mencionar que las distintas normativas de ejecución de estas técnicas admiten la posibilidad de armado de este terreno tratado con refuerzo con acero. (UNE-EN 14679:2008. Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Mezclado profundo – a ser sustituida por la pr-EN14679-2026 - y. UNE-EN 12716:2019. Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Jet-grouting).

7.5.3 For soilmix elements forming a wall, design of the reinforcing element shall consider the execution tolerances. *8.6.1 Reinforcing elements may be installed in soilmix elements.* *NOTE Reinforcing elements (steel bars, cages or beams) are usually installed into the fresh soilmix material but can also be installed in a drilled hole and bonded by grouting.* *8.6.2 The installation of reinforcing elements may require the use of a vibrator.*
Extracto de la prEN-14679-2026, con mención al armado de elementos de soilmix

7.3.6 The jet grouted columns can be reinforced by high strength elements (bars, pipes, beams). *7.3.7 The required bond length for the reinforcement shall be established based on experience or confirmed by testing.* 8.7 Placing the reinforcement. Reinforcement can be installed in the fresh jet grouted material. Alternatively, it can be installed in a borehole drilled into the element after hardening
UNE-EN 12716:2019. Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Jet-grouting, (Incluye mención al armado de elementos de jet-grouting).

En cuanto a la normativa ministerial española, el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras - PG-3, recoge sobre el jet-grounting (columnas de suelo-cemento) en su artículo 677.2 la posibilidad de usar armaduras, para lo que especifica que "*si se utilizan armaduras para reforzar los elementos tratados, éstas deberán cumplir lo dispuesto en el artículo 600, «Armaduras a emplear en el hormigón armado», del pres*ente Pliego". Y en el artículo 677.3: "En caso de contemplarlo el Proyecto se podrá colocar armadura en los elementos *recién inyectados, durante o inmediatamente después de finalizar la ejecución del jet-grouting, o bien podrá instalarse perforando el elemento cuando éste haya endurecido*".

2. MÉTODOS ALTERNATIVOS DE DISEÑO PARA PANTALLAS DE JET-GROUTING ARMADO

La forma común de calcular o diseñar una pantalla de jet-grouting es modelizarla como un elemento placa (o viga en 2D) que interacciona con el terreno tenso-deformacionalmente, de forma análoga a la que suele emplearse en pantallas flexibles de hormigón armado. Asimismo, es habitual modelizar la interacción de la pantalla con el terreno con un modelo de muelles elasto-plásticos.

Cuando se analizan trabajos donde se emplean métodos numéricos en 2D o 3D para el cálculo de pantallas de jet-grouting armado, nos encontramos que el elemento pantalla se modeliza igualmente con un elemento placa, sin dimensión en el eje perpendicular a su plano. (Mahmudi, M. 2018).

Cuando la pantalla de jet-grouting es gruesa y sin anclajes, puede considerarse como un muro de gravedad donde el peso propio del volumen tratado con jet-grouting juega el papel fundamental en el sostenimiento de la excavación. En casos donde la pantalla de jet-grouting va fuertemente armada, por ejemplo, con perfiles tipo HEB, y cuenta con anclajes, la modelización de la rigidez de la pantalla tiene en cuenta solamente las vigas metálicas, despreciando la colaboración estructural del jet-grouting. (ver Tabla 1).

Tabla 1. Posibles formas de modelizar el elemento pantalla de soilcrete y su interacción con el terreno. (Fuente: Elaboración propia)

Pantalla delgada modelizada como elemento placa bidimensonal	Modelos Winkler. Pantalla modelizada como una viga. Interacción suelo estructura modelizada por muelles elasto-plásticos. Modelos numéricos. Elementos finitos – Pantalla modelizada por elemento placa ("plate"), tanto en modelos 2D como en modelos 3D.	Propiedades de la pantalla, rigidez axial y a flexión -E·A y E·I – como elemento elástico (o elastoplástico). En caso de armados potentes, p.e. vigas HEB, se desprecia la colaboración del soilcrete y se adopta como rigideces (EA y EI) exclusivamente la de la armadura metálica.
Pantalla gruesa, como elementos volumétricos.	Modelización del suelo cemento ("soilcrete") que conforma la pantalla mediante elementos finitos volumétricos en 2D o 3D.	Propiedades del suelo-cemento basados en modelos elastoplásticos, con parámetros tipo Morh-Coulomb generalmente basados en la resistencia a compresión simple. Armadura de acero, modelizada como placa elástica con propiedades -E·A y E·I – equivalentes, embebida en el volumen del suelo-cemento.

Sin embargo, cuando la pantalla de jet-grouting se diseña como un elemento bidimensional, flexible y anclado; y su armado es ligero, por ejemplo, con barras de acero corrugado, tenemos que plantearnos diferentes cuestiones para modelizar esta "composite retaining wall"; sobre todo en cuanto a la modelización del comportamiento del material suelo-cemento.

Dado que el espesor de la pantalla cuenta con un volumen de suelo tratado, resistente, y una armadura de acero asimilable a la de un hormigón armado, podríamos pensar en modelizar la sección como un elemento bidimensional con las características de una placa de hormigón armado. Sin embargo, la configuración de las pantallas de jet-grouting consiste en columnas solapadas en una, dos e incluso tres filas (ver Figura 3). Este hecho hace que el espesor de la pantalla sea considerable frente a las otras dos dimensiones y el modelo de placa bidimensional genere ciertas dudas respecto a su idoneidad.

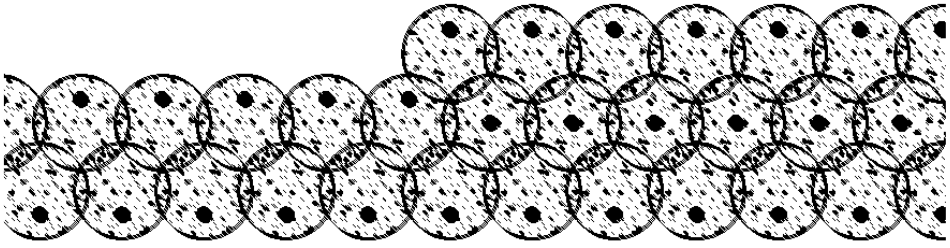


Figura 3. Disposición en planta de las columnas de jet-grouting. El espesor de la pantalla es generado por una doble o triple fila de columnas secantes. La armadura se representa por puntos gruesos en el interior de las columnas. (Fuente: elaboración propia).

Es por esto por lo que, en estos casos de pantallas gruesas de jet-grouting, armadas ligeramente y con anclajes, proponemos la posibilidad de usar un modelo de elementos finitos con modelización por elementos volumétricos de igual espesor al de la pared de jet-grouting. En este caso, la armadura de la pantalla, aunque formada por elementos discretos, podría modelizarse con elementos placa continua elástica con propiedades -E·A y E·I - equivalentes, embebidos en el volumen del suelo-cemento de la pantalla.

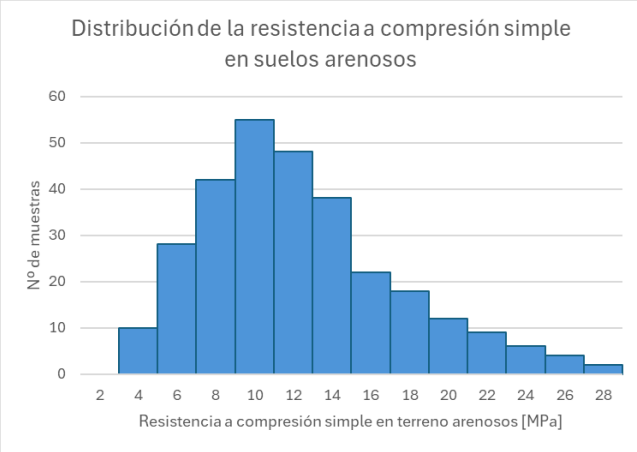
En lo que sigue, nos centraremos en cómo aplicar este tipo de modelización para el volumen de soilcrete.

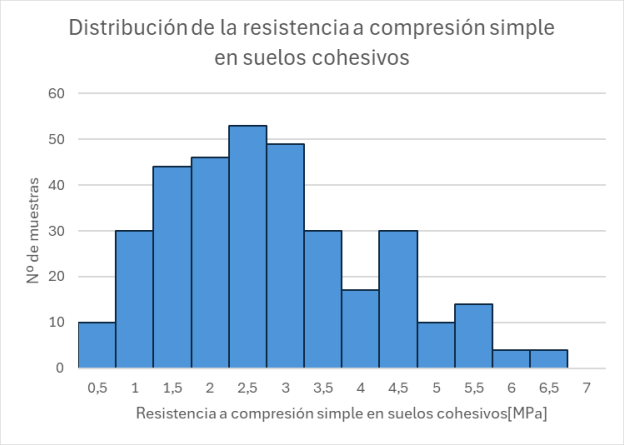
3. MODELIZACIÓN DEL MATERIAL SOILCRETE

El proceso de ejecución, tanto del jet-grouting como del soilmixing, consiste en crear un cuerpo relativamente resistente (UCS en el rango de 1-10MPa) de partículas de suelo ligadas con un cemento. Por ello, su diseño se basa en comprobar que no se supera la resistencia característica minorada y que, sin admitir tracciones, la resultante de cargas queda en el núcleo del elemento.

La resistencia del soilcrete (Rs) debería entenderse como la de una inclusión semi-rígida, función de parámetros resistentes conforme a un modelo de material por ejemplo basado en la cohesión y el rozamiento interno (Rs=f(c´, φ´), a diferencia de las inclusiones muy rígidas, donde la resistencia se entiende como equivalente a la resistencia a compresión simple. Sin embargo, es muy habitual obtener los parámetros resistentes del soilcrete a partir de ensayos de resistencia compresión simple (UCS).

La resistencia del soilcrete se suele asignar a partir de ensayos a compresión simple de muestras obtenidas en fresco ("wet grab samples") o a partir de testigos obtenidos por perforación a rotación ("coring"), que suelen mostrar una dispersión de resultados considerable en comparación con otros materiales como el mortero o el hormigón. El libro: *Ground Improvement (3ª edición)* (2013)— Klaus Kirsch & Alan Bell (Kirsch, 2013), incluye figuras de histogramas adoptados por la Sociedad Japonesa de Jet-grouting (JJGA). (Ver Figura 4).





Distribución de la resistencia a compresión simple en suelos arenosos.

- Nº total de muestras (N): 542
- Resistencia media ($\bar{X}$): 12.7 MN/m²
- Intervalo más frecuente: Entre 10 y 14 MN/m²
- Pico de frecuencia: En torno a 12 MN/m².

Distribución de la resistencia a compresión simple en suelos cohesivos.

- Nº total de muestras (N): 133
- Resistencia media ($\bar{X}$): 2.8 MN/m²
- Intervalo más frecuente: Entre 2 y 4 MN/m²
- Pico de frecuencia: Alrededor de 3 MN/m²

Figura 4. Histogramas adoptados para diseño por la Japan Jet-Grouting Association. (Fuente: Elaboración propia a partir de los datos del libro: *Ground Improvement (3ª edición)* (2013)— Klaus Kirsch & Alan Bell, que incluye figuras de histogramas adoptados por la Sociedad Japonesa de Jet-grouting (JJGA)de).

A partir de esta distribución de resistencia compresión simple (q_u) podrían estimarse unos parámetros de diseño: La resistencia a compresión simple representativa a adoptar para diseño (f_{cd}) podría, por ejemplo, considerarse como:

a) la resistencia media (f_{cm}) reducida convenientemente considerando la dispersión estadística y el nivel de confianza, o

b) la minoración de un valor característico (f_{ck}) obtenida a partir, por ejemplo, de un percentil 1% al 5% de las resistencias obtenidas en los ensayos. (Figura 5).

La dificultad de tener suficiente número de muestras, el tipo de distribución y la gran dispersión de resultados parece hacer recomendable utilizar la resistencia media como valor representativo en lugar de usar el valor característico.

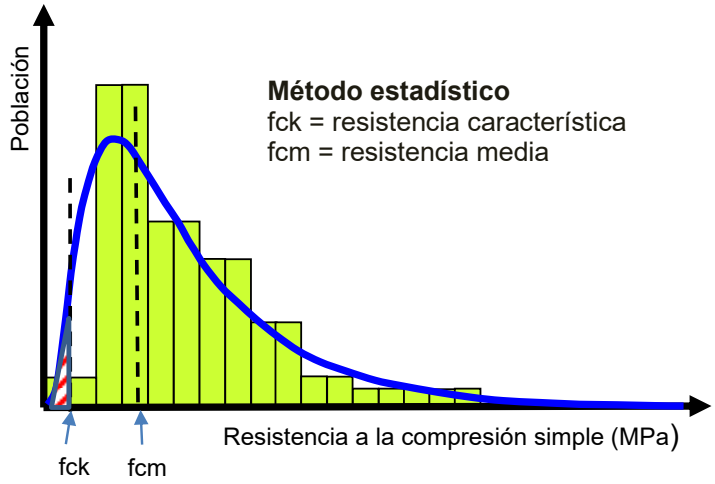


Figura 5. Comparativa entre resistencia media y resistencia característica en una distribución típica de soilcrete. (Fuente: Elaboración propia).

En realidad, la resistencia a compresión simple de un soilcrete debe establecerse a partir de ensayos "ad hoc", ya que su resultado depende de varios factores:

- Cemento: cantidad de cemento por unidad de volumen tratado de una mezcla terminada. "binder factor in place"– cantidad remanente en el terreno.
- Tipo de cemento: sus características y composición.
- Tipo de suelo: sus características granulares y fisicoquímicas en general y su contenido de agua.
- Relación agua-cemento de la mezcla terminada. ("Total water to binder ratio").
- Edad de la muestra. (La resistencia en estos materiales sigue creciendo por encima de los 28 días. Es común hablar de resistencia a 60 días o, incluso a 90 días).

Los especialistas suelen usar ábacos para el prediseño del tipo mostrado en la .

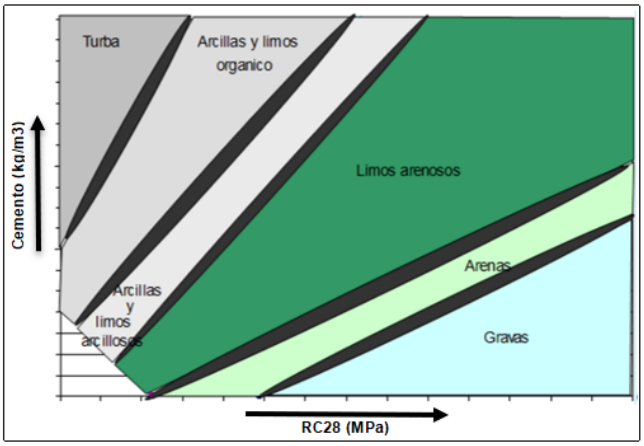


Figura 6a. Gráfico conceptual de variación de la resistencia media a compresión simple a 28 días en función del tipo de terreno y contenido de cemento. (Fuente: Elaboración propia).

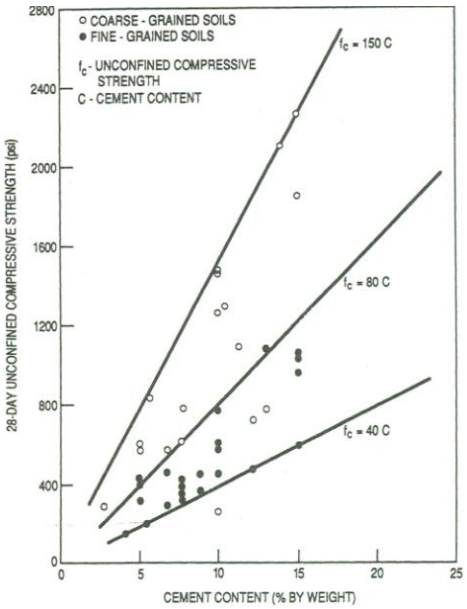


Figura 6b. Relación entre contenido de cemento y resistencia a compresión simple para mezclas de suelo-cemento. (Fuente ACI 230-1R-09).

Nota: En las gráficas de la Figura 6 se echa de menos un tercer eje para tener en cuenta la relación agua-cemento total.

La obtención de la resistencia característica ha de tener en cuenta que la resistencia en estos materiales sigue creciendo con la edad, muy por encima de la resistencia a 28 días. (Véanse los casos analizados por Hessouh, J. et al. (2023)). Por ejemplo, la FHWA-HRT-13-046 proporciona una fórmula conservadora, basada en los estudios de distintos investigadores, para estimar la evolución de la resistencia con el tiempo de curado:

$$f_c = 0.187\ln(t) + 0.375$$

Figure 30. Equation. Curing factor.

Where:

f_c = Curing factor, which is the ratio of unconfined compression strength at time t to the unconfined compression strength at 28 days.
t = Curing time (days).

Según esta fórmula puede pensarse en una ganancia de resistencia del 21% a 90 días respecto a la de a 28 días.

La influencia de la relación agua/cemento total ("total water-cement ratio" TWCR) de la mezcla de soilcrete tiene gran influencia sobre la resistencia (Figura 7). Por ejemplo, en el tratamiento de terrenos blandos saturados, la adición de una lechada de cemento a/c=1/1 puede llevar a relaciones totales de a/c (TWCR) en la mezcla muy superiores a 2, incluso relación agua-cemento de la mezcla terminada de 5 (ver Figura 7).

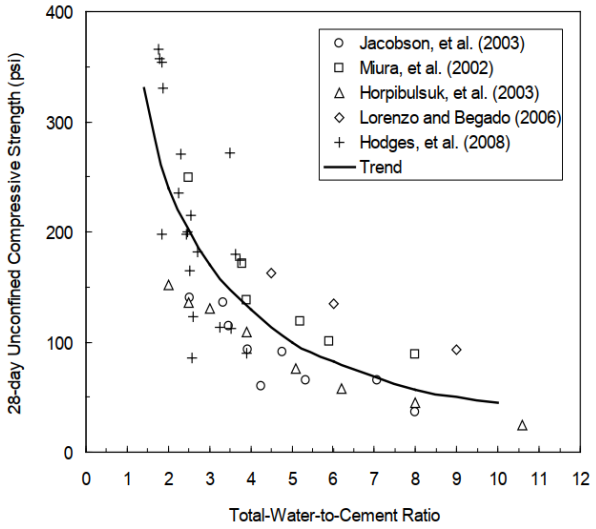


Figura 7. Resistencia a compresión simple en función de la razón agua/cemento total, casos mencionados por FHWA (Fuente: FHWA-HRT-13-046).

3.1. PARÁMETROS DEL SOILCRETE PARA UN DISEÑO PRELIMINAR

A partir de la resistencia media a compresión simple suelen obtenerse el resto de los parámetros resistentes a utilizar en un cálculo:

- La resistencia a la tracción (f_{ct}) para el soilcrete suele estimarse mediante correlaciones con la resistencia media a compresión simple (f_{cm}). Se considera generalmente en el orden del 10% (1/10) de la resistencia a compresión simple: $f_{ct} \approx 0.10 \cdot f_{cm}$, si bien podría aceptarse un rango de variabilidad entre 1/10 y 1/30 de la f_{cm}.
- La resistencia a cortante, del orden de la mitad de la resistencia media: $c_u \approx 0.5 \cdot f_{cm}$, con un $\varphi=0$.
- O bien, un rozamiento, φ, alrededor de 30º a 35º, con un valor de cohesión evaluado a partir de un criterio de rotura Mohr-Coulomb: $\boxed{c' = \frac{f_{cm}}{2} \cdot \frac{1-\sin\varphi'}{\cos\varphi'}}$.
- Relación de la resistencia a compresión simple a 90 días respecto a la obtenida a 28 días: f_{cm90}/f_{cm28} = de 1.3 a 2.
- Un valor de módulo $E_{50}>500 \cdot f_{cm}$. (E_{50}: Módulo secante al 50 % de la tensión de rotura).
- Permeabilidad: $1 \cdot 10^{-8}$ $1 \cdot 10^{-9}$ m/s.
- El valor de la densidad del soilcrete a tomar en un diseño preliminar suele considerarse igual al aparente del suelo antes de ser tratado, aunque puede determinarse analíticamente a partir de la estimación de la composición de la mezcla de suelo-cemento.

Tabla 2. Parámetros de un soilcrete recomendables para un diseño preliminar.
(Fuente: Elaboración propia a partir de datos de Kirsch, 2013, y otros).

Tipo de suelo	**f_{cm28} Resistencia media a compresión simple a 28 días (MN/m²)**	**f_{ct} Resistencia a tracción**	**φ' , c': Ángulo de rozamiento efectivo, cohesión efectiva (MN/m²)**	**c_u: Resistencia a corte (MN/m²) compatible con φ=0**	**f_{cm90}/f_{cm28} Relación entre la resistencia a 90 días y la de 28 días.**	**E_{50}/f_{cm}. Relación entre módulo secante y resistencia media.**
Cohesivo	0,5 a 2,5 Recomend. 1	$0{,}1 \cdot f_{cm}$	φ' =30, $c' = \frac{f_{cm}}{2} \cdot \frac{1-\sin\varphi'}{\cos\varphi'}$	0,5·fcm	1,5 a 2,0	100 a 500
Granular	2,5 a 6,5 Recomend. 2-3	$0{,}1 \cdot f_{cm}$	φ' =35, $c' = \frac{f_{cm}}{2} \cdot \frac{1-\sin\varphi'}{\cos\varphi'}$	0,5·fcm	1,3 a 1,5	300 a 1000

4. FACTORES PARCIALES PARA LOS MATERIALES SEGÚN EUROCÓDIGO

A partir de los parámetros adoptados para el soilcrete, si seguimos las recomendaciones de Eurocódigo EC7 *Procedimiento para modelos numéricos según EN1997-1:2024 y EN1997-3:2025*, un diseño mediante cálculo por métodos numéricos deberá comprobar la verificación de los estados límite últimos basándose, cuando resulte pertinente, en los resultados más desfavorables obtenidos por estos enfoques de factorización. A nuestro entender, sería:

a) (Output) (VC4+M1) Considerar para diseño la resistencia representativa (en este caso se podría considerar la resistencia (fcm) del soilcrete, como material, con un "material factor approach" M1, es decir, sin minoración de sus resistencias ($\gamma qu = \gamma cu = \gamma c' = \gamma \tan\varphi' = 1$) (*ver tabla 4.8 EN 1997-1:2024. (4.4.1.3) Factores parciales sobre las propiedades del terreno*) y, posteriormente, comprobar que las tensiones en el soilcrete quedan en el rango elástico y por debajo de un valor tal que, al ser mayorado, no supere la resistencia representativa: ($\sigma_1 \cdot \gamma_{E<} f_{cm}$). (*EN-1990-1:2023. Annex A. Factores parciales sobre las acciones o sus efectos).* Alternativamente, quizá, podría proponerse comprobar en el soilcrete un valor de la proximidad a la plastificación $\tau_{rel} < 1/\gamma_E$.

b) (Input) (VC3+M2) Considerar unas resistencias para el soilcrete con un "material factor approach" M2, es decir, con una minoración de sus resistencias ($\gamma_{qu} = \gamma_{cu} = \gamma_{c'} = \gamma_{\tan\varphi'} > 1$) (apox.1.25) (ver tabla 4.7 EN 1997-1) y, posteriormente, comprobar que las tensiones en el soilcrete quedan en el rango elástico, por debajo de un valor de resistencia representativa ($\sigma_{1<} f_{cm}$).

Entendemos que el Eurocódigo recomienda comprobar el diseño con ambos métodos (Input + Output): El enfoque Input, factorización de los efectos (VC4+M1), suele usarse para determinar la resistencia estructural. El enfoque Output, factorización del material (VC3+M2), suele utilizarse para determinar la resistencia del terreno.

En el caso del soilcrete, con el objeto tratado en este artículo, trabajando como elemento estructural (muro-pantalla), posiblemente limitará el enfoque tipo Ouput (VC4+M1) para verificar que la resistencia estructural tiene un margen conveniente de seguridad. El enfoque Output, quizá, podría utilizarse para confirmar que se cuenta con un factor de seguridad suficiente frente a una rotura global.

Nota aclaratoria: Este apartado debe tomarse como meras recomendaciones de los autores basada en su interpretación del futuro EN-1997. Este procedimiento de cálculo ha de confirmarse en el futuro con la versión final del Eurocódigo y el desarrollo de futuras Guías de aplicación. El proceso de diseño por métodos numéricos mediante la futura versión de Eurocódigo (EN-1997-3) está aún pendiente aceptación, y se espera asimismo la elaboración de Guías de aplicación cubriendo estas casuísticas.

Nota aclaratoria: Programas como PLAXIS permiten obtener el valor de la tensión cortante relativa τ_{rel}. La tensión cortante relativa τ_{rel} proporciona una indicación de la proximidad del punto de tensiones a la envolvente de rotura, y se define como:

$$\tau_{rel} = \frac{\tau}{\tau_{max}}$$

donde τ_{max} es el valor máximo de la tensión cortante según la envolvente de rotura de Coulomb para el valor actual de la tensión normal efectiva.

5. MODELO TENSO-DEFORMACIONAL PARA SOILCRETE

Una buena primera opción para modelizar el comportamiento tenso-deformacional del soilcrete suele ser aplicar el modelo de Mohr–Coulomb (MC), ampliamente utilizado para la modelización de materiales de *jet-grouting y soilmixing*. No obstante, su capacidad para reproducir de forma adecuada el comportamiento real del material es limitada. Esto se debe a que el material *soilcrete* presenta un comportamiento mecánico similar al del hormigón, caracterizado por la aparición progresiva de fisuración a medida que el estado tensional se aproxima a la superficie de fluencia (Tran, D. y Armediaz, Y. 2021). En consecuencia, el *modelo MC* tiende a sobreestimar la resistencia del material en las proximidades de la fluencia, dado que asume un comportamiento elástico lineal hasta dicho estado. Por tanto, para una representación más realista del comportamiento del material, puede pensarse en emplear un modelo constitutivo más avanzado que sea capaz de considerar la iniciación y evolución de la fisuración.

En condiciones reales, el soilcrete presenta un comportamiento claramente no lineal. Como alternativa al *modelo MC*, puede considerarse el modelo constitutivo *Shotcrete* propuesto por Schädlich y Schweiger (2014), implementado en PLAXIS bajo la denominación "*Concrete*". Este modelo permite representar el comportamiento no lineal y dependiente del tiempo del hormigón, incorporando mecanismos asociados a la fisuración y a la degradación de rigidez. Inicialmente, el modelo fue desarrollado para la simulación del hormigón proyectado; sin embargo, en los últimos años su aplicación se ha extendido a otros campos, en particular al análisis de suelos tratados con cemento, como es el caso del *jet-grouting* (Schweiger et al., 2014).

Sin embargo, el uso del *modelo Shotcrete* para muros pantalla ejecutados mediante *jet-grouting* se ha aplicado en muy pocas ocasiones en comparación con el *modelo Mohr-Coulomb*, y existe poca investigación al respecto. En la tesis de Tran y Armendiaz (2021) se compararon los dos modelos de material para columnas de contención formadas por *jet-grouting*. Los resultados mostraron que ambos modelos predicen deformaciones similares. Esta similitud puede explicarse por el hecho de que las columnas permanecen en el rango elástico, donde el *modelo Shotcrete* adopta un criterio de rotura similar al del *modelo Mohr-Coulomb*. Además, las deformaciones pueden deberse a otros factores del sistema, que son comunes a ambos modelos. Asimismo, la investigación geotécnica disponible y los ensayos de laboratorio suelen resultar insuficiente para obtener los parámetros necesarios del *modelo Shotcrete*, utilizándose en su lugar valores de la literatura, que pueden no ser adecuados para materiales de *jet-grouting*. En conclusión, el estudio de Tran y Armendiaz ha demostrado que no existe suficiente justificación para implementar el *modelo shotcrete* en lugar del *modelo Mohr-Coulomb*.

No obstante, cuando se haya de emplear el modelo Mohr-Coulomb, para tener en cuenta la fisuración del jet-grouting bajo tracción, proponemos tomar, del lado de la seguridad, una resistencia nula a tracción en el soilcrete. En lugar del valor habitual de aproximado de $f_{ctk}=10\%\cdot f_{ck}$, proponemos tomar $f_{ctk}=0$.

6. CASO DE ESTUDIO

Comúnmente, las estructuras de jet-grouting se modelan numéricamente mediante el modelo de Mohr-Coulomb, un modelo elástico lineal y perfectamente plástico. En cuanto a la modelización del material jet-grouting, existen referencias que tratan sobre la forma de parametrizar un hormigón en masa de limitada resistencia mediante los parámetros de un modelo Mohr-Coulomb. (Puede consultarse: *Plaxis Bulletin l Spring issue 2009 l www.plaxis.nl*).

Dado que el espesor del muro está formado por un volumen de suelo tratado y resistente junto con la armadura de acero, de modo similar a un hormigón armado, podría modelarse la sección como un elemento bidimensional con las características de una losa de hormigón armado. Sin embargo, la configuración de los muros ejecutados con *jet-grouting* consiste en columnas solapadas en una, dos o incluso tres filas (véase la Figura 3). Esto hace que el espesor del muro sea significativo en relación con las otras dos dimensiones, y un modelo 2D en forma de placa plantea ciertas dudas respecto a su idoneidad.

Para estos casos de muros de *jet-grouting* gruesos, ligeramente armados y anclados, proponemos la posibilidad de emplear un modelo de elementos finitos que represente específicamente el espesor del muro de *jet-grouting*. En el caso de estudio, hemos modelizado distintas secciones de la contención con las mallas de Elementos Finitos, una de las cuales se muestra en la Figura 8. Este modelo cuenta con la ventaja de poder evaluar la influencia del espesor de la pared de jet-grouting y las interacciones con anclajes y otras pantallas paralelas.

La geometría de este modelo ofrece la ventaja de permitir evaluar la influencia del espesor del muro de *jet-grouting* y sus interacciones con los anclajes y con muros paralelos. Adicionalmente, para tener en cuenta la fisuración del *jet-grouting* a tracción, se adoptó un criterio conservador asumiendo resistencia a tracción nula, en lugar del valor habitual aproximado de fctk = 10%·fck. Se empleó un valor de **fctk = 0**. Esta consideración afecta especialmente a la deformación del muro, ya que no existe colaboración a tracción del *jet-grouting* en la fase elástica antes de alcanzar la plasticidad.

Trabajando de este modo y modelando las barras de acero embebidas en el *jet-grouting* como elementos de placa de acero de rigidez equivalente, es posible obtener las tensiones generadas en el *jet-grouting* y realizar la correspondiente comprobación de diseño (véase la Figura 9). Las tensiones en las barras de armadura también pueden obtenerse en este modelo a partir de los esfuerzos en los elementos placa que las representan.

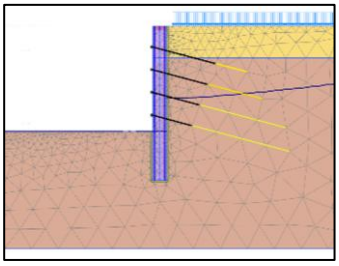


Figura 8. Malla de elementos finitos utilizada para el estudio. (Fuente: Elaboración propia).

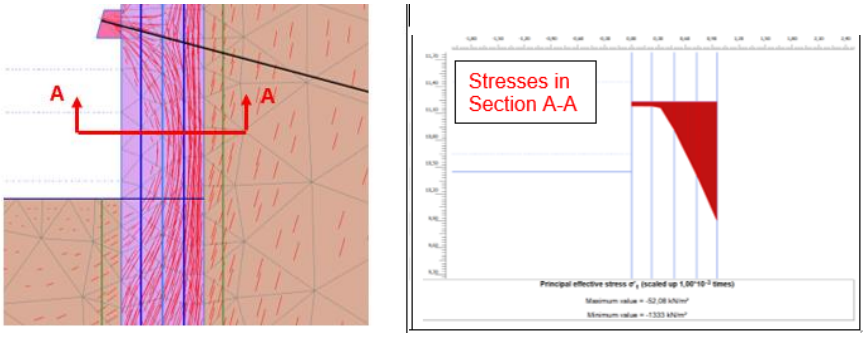


Figura 9. Estimación de las tensiones generadas en el cuerpo del jet-grouting. (Fuente: Elaboración propia).

La sección mostrada en la Figura 9 muestra la posibilidad de comprobar el funcionamiento coherente del modelo: no desarrollo de tensiones de tracción, comprobación de que las tensiones en el soilcrete comprimido se encuentran en el rango elástico o poco plastificadas (ver detalle de ley triangular de tensiones).

El análisis del estado tensional en el modelo de elementos finitos se puede agilizar mediante la visualización de las zonas traccionadas del soilcrete y las zonas plastificadas del mismo, así como por el análisis de la τrelativa como se aprecia en las imágenes. (Ver Figura 10 y Figura 11).

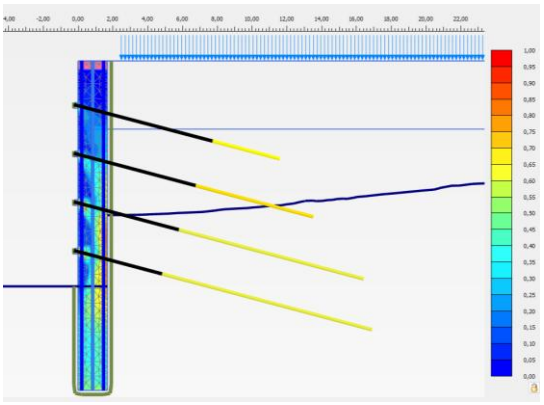


Figura 10. Visualización de la proximidad a la plastificación (τrel). (Fuente: Elaboración propia)

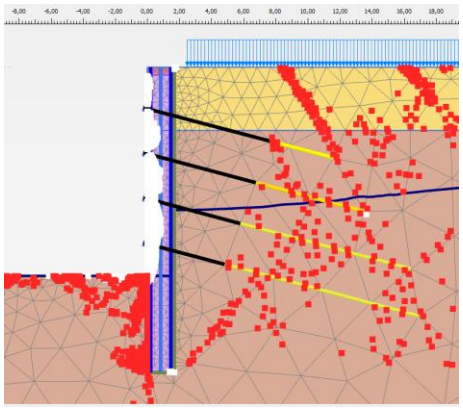


Figura 11. Visualización de los puntos traccionados y plastificados. (fracturación en puntos blancos). (Fuente: Elaboración propia)

7. CASO DE APLICACIÓN. CONCLUSIONES.

En la obra del aparcamiento subterráneo de "El Fener" en Andorra la Vella, se ha construido con éxito una pantalla de contención mediante columnas de jet-grouting armado. La complejidad geotécnica del terreno obligó a desarrollar sistemas de ejecución de jet-grouting compatibles con la capacidad de perforar grandes bolos graníticos. Con este propósito, el equipo ha implementado martillos de rotopercusión en punta del varillaje, bajo el monitor porta toberas del jet-grouting.

El diseño de pantalla compuesto por 2 y 3 filas de columnas solapadas de jet-grouting (Figura 3), armadas en su interior con barras de acero corrugado, ha garantizado un comportamiento estructural excelente, así como impermeable al elevado nivel freático en el trasdós de la pantalla.

El empleo de modelos por elementos finitos permitió un diseño basado en la comprobación de los niveles tensionales en el cuerpo de jet-grouting y en la armadura de refuerzo embebida en él.

El diseño se realizó por elementos finitos, teniendo en cuenta las fases constructivas, con varios niveles de anclajes pretensados. El muro se modelizó con elementos volumétricos de material.

El material soilcrete se modelizó de acuerdo con un modelo elastoplástico tipo Mohr-Coulomb, sin capacidad resistente a tracción, para tener en cuenta la fisuración del jet-grouting a tracción, utilizando con parámetros basados en las consideraciones contempladas en el apartado 3 de este artículo.

Las armaduras embebidas en el interior del volumen de Las barras de armadura embebidas en el interior del volumen de soilcrete se modelizaron con elementos placa con propiedades de rigidez y resistencia equivalentes a la fila de barras alineadas.



Figura 12. Paramento del muro excavado. Se observan los distintos niveles de anclaje. (Fuente: Elaboración propia)

REFERENCIAS

ACI 230. 1R-09. Report on Soil Cement (junio 2009). Comité Técnico del *American Concrete Institute* (ACI).

Arcos, J.L., et al. (2024). *Design and execution of retaining-walls using the reinforced jet-grouting technique.* Proceeedings of the XVIII ECSMGE - Lisbon 2024. pp. 2071-2075.

Croce, P., Flora, A. y Modoni, G. (2014) *Jet-grouting: Technology, Design and Control*. CRC Press, Boca Raton, FL, USA, 2014, ISBN 978-0-415-52640-1

EN 1997-1: 2024 *Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rule*.

EN 1997-3: 2025: *Eurocódigo 7. Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 3: Geotechnical structures.*

FHWA-HRT-13-046 october 2013. *Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support*.

Hessouh, J. et al. (2023). *Physical and mechanical characterization of deep soilmixing 2 (DSM) materials: laboratory vs construction site*. Elsevier. Construction and Building Materials, 2023, 368, pp.130436. 10.1016/j.conbuildmat. 2023. 130436. hal-04383405: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061823001472.

Kirsch, K. y Bell, A. (2013)— Ground Improvement (3ª edición) ISBN-13: 978-0-203-83897-6 (eBook-pdf)

Mahmudi, M. et al. (2018) *Field Measurements and Numerical Evaluation of Reinforced Jet-grouting Columns as a Shoring System on Saturated Soils.* 13th International Congress on Advances in Civil Engineering (ACE), September 2018, Izmir-Turkey

PLAXIS_2D_2024.2_2D_3_*Material Models Manual*. Bentley Advancing Infraestrcutrure.

Plaxis Bulletin l *Spring issue 2009* l. www.plaxis.nl.

Sato, I. et al., (2024) *Comparison of mechanical properties of cement treated soils produced by deep mixing and jet-grouting methods at same site*. Japanese Geotechnical Society Special Publication. Deep Mixing 2024. https://doi.org/10.3208/jgssp.vol11.DS-2-03

Schädlich, B.; Schweiger, H.F. *A new constitutive model for shotcrete*. Numerical methods in geotechnical engineering, 2014, vol. 1, p. 103-108.

Schweiger, H. F., Sedighi, P., Henke, S., & Borchert, K. M. (2014, August). *Numerical modelling of ground improvement techniques considering tension softening*. In Proceedings of the 8th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Edited by C. Yoo, S.-W. Park, B. Kim, and H. Ban. CRC Press, Seoul, Korea (pp. 209-214).

Tran, D. y Armediaz, Y. (2021) *Master's thesis in Civil Engineering: On the Modelling of Jet-grouting for Deep Excavation Analysis, Assessing the Suitability of Shotcrete Material Model for Field Applications*. Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden 2021.

UNE-EN 14679:2008. *Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Mezclado profundo*. EN 14679-2005 Execution of special geotechnical works - Deep mixing. prEN 14679-2026.

UNE-EN 12716:2019. *Ejecución de trabajos geotécnicos especiales. Jet-grouting*. EN 12716-2018 Execution of special geotechnical work - Jet-grouting.

UNE-EN 1990:2019: *Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras*.

EL ENFOQUE MFA Y LOS MODELOS CONSTITUTIVOS AVANZADOS, PARA PROBLEMAS DE INTERACCIÓN TERRENO – ESTRUCTURA

Paula V. BLANC[(1)*], Pedro M. FERNÁNDEZ[(2)] y Alejo O. SFRISO[(2)]

[(1)] SRK Consulting (Argentina)
Universidad Tecnológica Nacional
*pblanc@srk.com.ar

[(2)] SRK Consulting (Argentina)
Universidad de Buenos Aires

RESUMEN

Este artículo analiza el flujo de trabajo propuesto en Anejo Nacional Español de EN 1997 para la verificación de Estados Límite Últimos mediante métodos numéricos, con foco en problemas de interacción terreno-estructura resueltos con modelos constitutivos avanzados. Se muestra que, cuando se emplean modelos de plasticidad con endurecimiento como HS-Small, toda la curva tensión-deformación depende de los parámetros resistentes. Este hecho es particularmente importante en condición no drenada, donde la resistencia resulta de una interacción compleja entre parámetros de rigidez, por lo que no se reduce automáticamente en la misma proporción que los parámetros de entrada. Una tablestaca anclada es analizada con Plaxis y comparada con verificaciones analíticas drenadas y no drenadas. Sobre este ejemplo, se propone un procedimiento de trabajo que combina la simulación de ensayos de laboratorio, la identificación de la resistencia representativa relevante y la calibración de factores ad hoc que permitan reproducir la resistencia de diseño objetivo empleando modelos numéricos. El procedimiento propuesto constituye una alternativa práctica para el uso de modelos constitutivos avanzados en el marco del Eurocódigo 7 y del Anejo Español.

ABSTRACT

This paper examines the workflow proposed in the Spanish National Annex to EN 1997 for Ultimate Limit State verification using numerical methods, with focus on soil-structure interaction problems analyzed with advanced constitutive models. It is shown that, when hardening plasticity models such as HS-Small are used, the full stress-strain curve depends on the strength parameters. This fact is particularly significant under undrained conditions, where strength results from a complex interaction between stiffness parameters, and therefore is not automatically reduced in the same proportion as the input parameters. An anchored sheet-pile wall is analyzed in Plaxis and compared with drained and undrained analytical verifications. On this example, a workflow is proposed that combines the simulation of laboratory tests, the identification of the relevant representative strength, and the calibration of ad hoc factors to reproduce the target design strength in numerical models. The proposed procedure constitutes a practical alternative for the use of advanced constitutive models within the framework of Eurocode 7 and the Spanish National Annex.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Enfoque MFA (MFA approach), Interacción terreno-estructura (Soil-structure interaction), Modelos constitutivos avanzados (Advanced constitutive models).*

1. INTRODUCCIÓN

La segunda generación del Eurocódigo 7 (CEN 2023, 2024, 2025) incorpora directrices explícitas para la verificación de Estados Límites Últimos (ELU) mediante métodos numéricos (Burlon *et al.*, 2024; Smith y Walter, 2023; Yeow y Katsigiannis, 2024). Dadas las dificultades inherentes al empleo del enfoque de factorización de resistencia (RFA) (Schweiger, 2006; Daxer *et al.*, 2023), el Anejo Nacional español (en revisión) adoptó el enfoque de factorización de parámetros materiales (MFA) como enfoque único para la verificación de estructuras geotécnicas mediante modelos numéricos. En este enfoque, los parámetros resistentes (por ejemplo, la cohesión efectiva representativa c'_{rep}, la tangente del ángulo de fricción interna efectivo $\tan[\phi'_{rep}]$ y resistencia al corte no drenado $s_{u;rep}$) se minoran mediante un factor γ_M para obtener los parámetros de diseño $c'_d = c'_{rep}/\gamma_M$, $\tan[\phi'_d] = \tan[\phi'_{rep}]/\gamma_M$ y $s_{u;d} = s_{u;rep}/\gamma_M$.

Con algunos modelos constitutivos de plasticidad con endurecimiento, la minoración de los parámetros resistentes lleva implícita una modificación completa de la curva tensión-deformación, que frecuentemente pasa desapercibida por la propia formulación de los modelos. Por ejemplo, el modelo HS-Small (Bentley, 2025) tiene módulos de rigidez que son función de la tensión principal menor σ'_3 de la forma:

$$E^*[\sigma'_3] = E^*_{ref}\left(\frac{c' - \sigma'_3 \cdot \tan[\phi']}{c' - p_{ref} \cdot \tan[\phi']}\right)^m \quad (1)$$

donde $E^*[\sigma'_3]$ representa genéricamente al módulo de corte inicial $G_0[\sigma'_3]$, al módulo de Young elástico en descarga $E_{ur}[\sigma'_3]$, al módulo de Young secante al 50% de la tensión de falla $E_{50}[\sigma'_3]$, y al módulo de rigidez edométrica $E_{oed}[\sigma'_3]$, y p_{ref} es la presión a la que se miden los parámetros representados genéricamente por E^*_{ref}. El término entre paréntesis no cambia si se aplica un mismo factor γ_M a c' y a $\tan[\phi']$, por lo que podría interpretarse que los módulos de rigidez no se ven afectados por γ_M, o sea, quedan en sus valores representativos. Este no es el caso, porque la plasticidad con endurecimiento afecta a toda la curva tensión-deformación, como se muestra en la Figura 1.

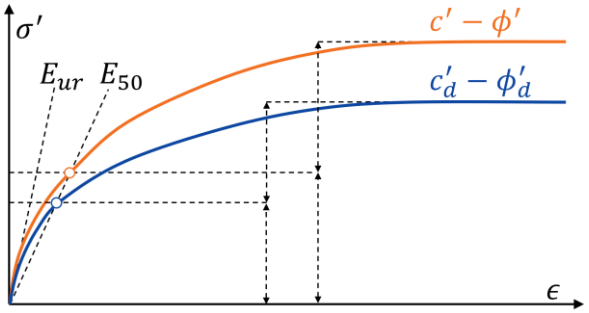


Figura 1. Cambio típico en la curva tensión-deformación obtenida con HS-Small por aplicación de factores γ_M.

Esta modificación de la curva tensión-deformación impacta muy significativamente en dos tipos de problemas: i) los problemas que requieren análisis drenados y no drenados, en los que la resistencia al corte no drenado se calcula con los parámetros resistentes efectivos; y ii) los problemas de interacción en los que la rigidez relativa entre terreno y estructura determina las solicitaciones estructurales, por ejemplo, tablestacas.

En este artículo se analizan ambas cuestiones y se las ilustra con el ejemplo de una tablestaca anclada modelada con HS-Small en Plaxis 2D 2025.1. Se efectúa el cálculo analítico drenado y no drenado, y dos análisis numéricos, empleando las dos opciones establecidas en el Anejo e indicadas en la Figura 2. Se comparan los resultados y se propone un procedimiento de trabajo que es coherente con la intención de diseño de los Eurocódigos y con el uso práctico de los modelos constitutivos avanzados como HS-Small.

2. EL ANEJO ESPAÑOL Y LOS MODELOS NUMÉRICOS

La Figura 2 presenta el flujo de trabajo establecido por el Anejo Nacional Español para la verificación de ELU con modelos numéricos, que exige realizar obligatoriamente una verificación dual mediante el *Output Factoring* y el *Input Factoring*, ambas variantes del enfoque MFA. La verificación mediante *Output Factoring* combina acciones mayoradas por VC4 con factores materiales M1. Dado que en el Anejo Nacional los factores M1 son iguales a la unidad, las propiedades del terreno se introducen con sus valores representativos. La seguridad se introduce en post-proceso, multiplicando los efectos —empujes y solicitaciones estructurales— por el factor $\gamma_{E;VC4}$.

La verificación mediante *Input Factoring* admite dos opciones. En la Opción A (recomendada) las acciones se factorizan con VC3 y se aplican los factores materiales M2. El modelo debe converger, y los efectos de diseño se extraen directamente de los resultados del cálculo. En la Opción B, las propiedades del terreno se mantienen representativas y la verificación geotécnica se efectúa mediante la técnica de reducción de parámetros resistentes, considerando el ELU verificado cuando el factor de reducción SRM alcanza γ_{M2}. En todas las variantes, los elementos estructurales se modelan como elastoplásticos.

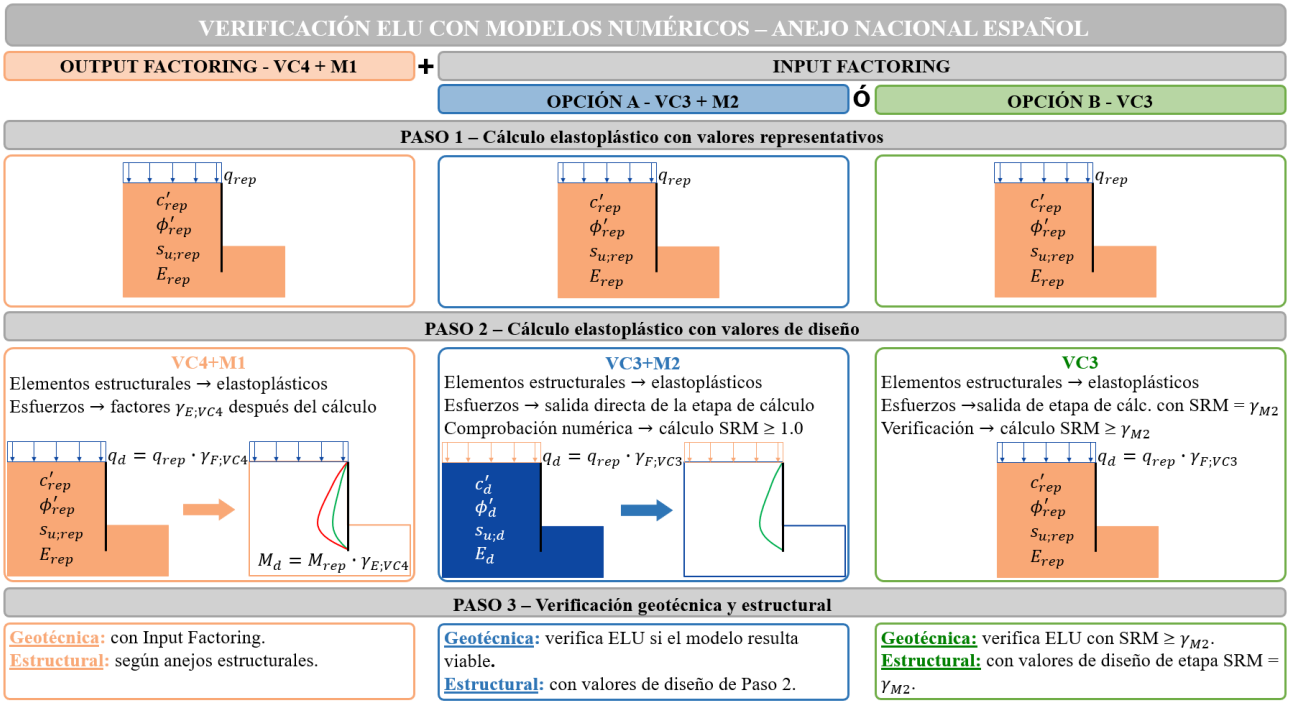


Figura 2. Flujo de trabajo definido por el Anejo Español para diseño geotécnico con modelos numéricos.

3. LOS MODELOS CONSTITUTIVOS AVANZADOS Y EL ANÁLISIS NO DRENADO

En el corte no drenado de suelos saturados se generan presiones de poro que dependen de la rigidez volumétrica del terreno, la rigidez volumétrica del agua y de la trayectoria de tensiones. Como la rigidez volumétrica del agua es mucho mayor que la del terreno, la deformación ocurre a volumen constante. En un modelo constitutivo elastoplástico esto significa que:

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^p \equiv 0 \tag{2}$$

donde $\dot{\epsilon}_v$ es el incremento de deformación volumétrica total, $\dot{\epsilon}_v^e$ es la componente elástica y $\dot{\epsilon}_v^p$ es la componente plástica, dependientes de todos los parámetros de resistencia y rigidez del modelo (Sottile *et al.*, 2020). Por ejemplo, si se simula un ensayo triaxial no drenado convencional con el modelo HS-Small y parámetros resistentes representativos se obtiene una resistencia al corte no drenado realista, pero que depende de una multitud de parámetros de resistencia y rigidez:

$$s_{u;rep} = f\left[c'_{rep}, \phi'_{rep}, G_0^{ref}, \gamma_{0.7}, E_{ur}^{ref}, \nu, E_{50}^{ref}, R_f, \sigma'_c\right] \tag{3}$$

donde G_0^{ref}, $\gamma_{0.7}$, E_{ur}^{ref}, ν, E_{50}^{ref} y R_f son (algunos de los) parámetros de rigidez del modelo constitutivo y σ'_c es la presión de confinamiento del ensayo simulado. Con una dependencia funcional tan compleja, es evidente que no puede esperarse que la aplicación de un factor γ_M a los parámetros c'_{rep} y $\tan\left[\phi'_{rep}\right]$ se traduzca en una resistencia al corte no drenado reducida precisamente por γ_M. En fórmulas:

$$s_{u,d} = s_u\left[c'_{rep}, \phi'_{rep}, \dots\right]/\gamma_M \neq s_u[c'_d, \phi'_d, \dots] \tag{4}$$

La condición no drenada puede analizarse correctamente si en la ecuación 4 se reemplaza c'_d y ϕ'_d por $c'^*_d = c'_{rep}/\gamma^*_M$ y $\tan[\phi'^*_d] = \tan\left[\phi'_{rep}\right]/\gamma^*_M$, donde γ^*_M se calibra para obtener el valor correcto de $s_{u;d}$. El valor de γ^*_M depende de todos los parámetros materiales del modelo constitutivo, por lo que debe ser obtenido por prueba y error para cada problema que se analiza. En fórmulas:

$$s_{u,d} = s_u\left[c'_{rep}, \phi'_{rep}, \ldots\right]/\gamma_M = s_u[c'^*_d, \phi'^*_d, \ldots] \quad (5)$$

En la Figura 3 se presenta la resistencia al corte no drenado $s_{u;rep}$ que se obtiene en simulaciones de ensayos isotrópicamente consolidados no drenados (CIUC) con los parámetros materiales del ejemplo que se muestra en la Figura 4. Se muestran también las resistencias de diseño $s_{u;d} = s_{u;rep}/\gamma_M$ y la resistencia al corte no drenado —incorrecta— que se obtiene cuando se efectúa la simulación del ensayo con los parámetros resistentes $c'_d = c'_{rep}/\gamma_M$ y $\tan[\phi'_d] = \tan\left[\phi'_{rep}\right]/\gamma_M$. Por último, se muestra la aproximación que se obtiene —para los datos de este ejemplo— con $\gamma^*_M = 1.65$, valor con el que la resistencia al corte no drenado de diseño es la correcta, de acuerdo con la ecuación 5.

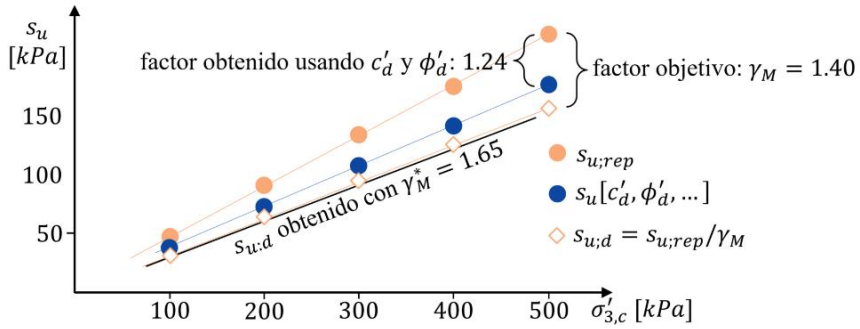


Figura 3. Ejemplo que prueba que el empleo de c'_d y $\tan[\phi'_d]$ no cumple la intención de diseño de Eurocódigo 7 para trayectorias de corte no drenado, y solución recomendada empleando un factor ad-hoc γ^*_M.

Este ejercicio demuestra que la verificación por *Input Factoring* indicada en el diagrama de flujo de la Figura 2 no es correcta cuando se emplean modelos constitutivos avanzados que calculan la resistencia al corte no drenado a partir de parámetros efectivos, a menos que el factor de reducción del material se calibre para obtener el valor correcto de γ_M.

4. CASO DE ESTUDIO: TABLESTACA ANCLADA

4.1. GEOMETRÍA

El caso de estudio consiste en una tablestaca instalada en un suelo homogéneo saturado, con un apoyo rígido en su extremo superior, analizada para tres profundidades de excavación: 4, 6 y 8 metros. El nivel de agua freática se encuentra en la base del modelo, pero, por simplicidad, se ignoró la succión. Todos los parámetros del problema se muestran en la Figura 4. El significado de cada uno de los parámetros que están en la figura puede encontrarse en (Bentley, 2025). Para enfocar la atención en los aspectos puramente geotécnicos, la tablestaca se modeló como elástico lineal, y se eliminó la cohesión de la interfaz entre tablestaca y terreno.

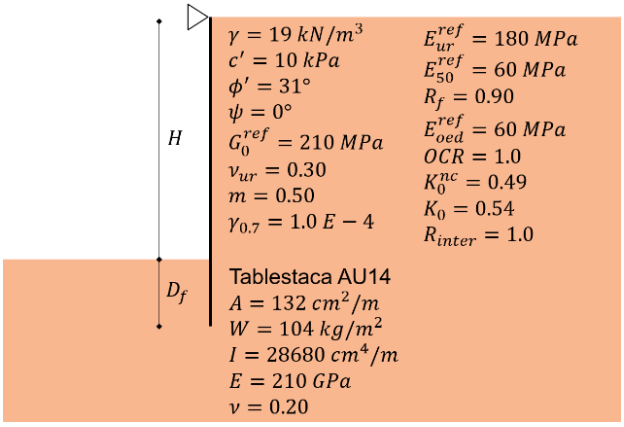


Figura 4. Geometría y parámetros materiales representativos del ejemplo.

4.2. VERIFICACIÓN ANALÍTICA

Se realizó la verificación analítica de la ficha de empotramiento mediante el enfoque RFA siguiendo los lineamientos del Apartado 7 de EN 1997-3, tanto en condiciones drenadas como no drenadas, incluyendo la consideración de empujes mínimos (sección 7.5.3.2) y Clase de Consecuencia 2. Para la condición no drenada,

se adoptó $s_{u;rep} = 39\ kPa$, calculada numéricamente para la presión de confinamiento media del problema. La ficha D_f, que quedó determinada por la condición drenada para cada altura libre H, se adoptó como dato de entrada de los modelos numéricos. No se consideró la sobre-excavación (Δa) requerida en el capítulo 7.2.2.2 (2). Los resultados se presentan en la Tabla 1. En la tabla, M_d es el momento de diseño en la tablestaca, Q_d es el corte de diseño en la tablestaca en el pie de la excavación, y F_d es la reacción del apoyo superior.

Tabla 1. Solicitaciones estructurales resultantes del cálculo analítico.

H $[m]$	D_f $[m]$	Condición drenada			Condición no drenada		
		M_d $[kNm/m]$	F_d $[kN/m]$	Q_d $[kN/m]$	M_d $[kNm/m]$	F_d $[kN/m]$	Q_d $[kN/m]$
4.0	2.1	14	8	15	17	10	11
6.0	2.9	68	24	46	42	17	29
8.0	3.7	211	54	91	117	34	61

Puede verse que la condición no drenada resulta dimensionante para la tablestaca de 4 m de altura, mientras que las otras dos quedan dimensionadas por la condición drenada. Este resultado está influenciado por los empujes mínimos exigidos en la sección 7.5.3.2 de EN 1997.

4.3. VERIFICACIÓN NUMÉRICA

El análisis se repitió con modelos numéricos de deformación plana en Plaxis 2D 2025.1. La secuencia de modelización, ilustrada en la Figura 5, comprende cuatro etapas: i) estado tensional geostático; ii) activación de la tablestaca y apoyo superior; iii) excavación; y iv) verificación ELU.

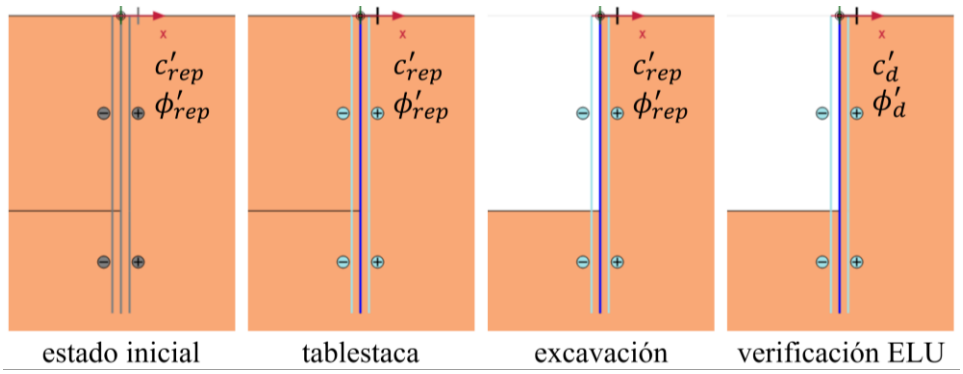


Figura 5. Etapas constructivas modeladas.

Los resultados del enfoque *Input Factoring* se indican en la Tabla 2. En la tabla, M_d, F_d y Q_d son las salidas de la etapa de verificación ULS (Opciones A y B), y por lo tanto son de directa comparación con los resultados analíticos presentados en la Tabla 1.

Tabla 2. Solicitaciones estructurales resultantes del cálculo numérico según Figura 2.

H $[m]$	D_f $[m]$	Condición drenada ($\gamma_M = 1.40$)						Condición no drenada ($\gamma_M = 1.40$)					
		M_d $[kNm/m]$		F_d $[kN/m]$		Q_d $[kN/m]$		M_d $[kNm/m]$		F_d $[kN/m]$		Q_d $[kN/m]$	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
4.0	2.1	14	12	12	10	20	19	10	9	14	13	15	15
6.0	2.9	68	55	49	44	50	52	19	18	22	21	32	30
8.0	3.7	173	173	94	91	94	97	47	38	40	37	60	53

En los cálculos presentados en la Tabla 2 se empleó el diagrama de flujo de la Figura 2, que incumple la intención de diseño del Eurocódigo 7 porque la resistencia al corte no drenado se redujo en un factor real 1.24, en vez de $\gamma_M = 1.40$, por el problema descripto en la Sección 3 e ilustrado en la Figura 3. La Tabla 3 repite la Tabla 2 para la condición drenada, pero aplica $\gamma_M^* = 1.65$ para la condición no drenada.

Tabla 3. Solicitaciones estructurales resultantes del cálculo numérico drenado con $\gamma_M = 1.40$ y no drenado con un factor $\gamma_M^* = 1.65$ calibrado para obtener $s_{u;rep}/s_{u;d} = \gamma_M = 1.40$.

H $[m]$	D_f $[m]$	Condición drenada ($\gamma_M = 1.40$)						Condición no drenada ($\gamma_M^* = 1.65$)					
		M_d $[kNm/m]$		F_d $[kN/m]$		Q_d $[kN/m]$		M_d $[kNm/m]$		F_d $[kN/m]$		Q_d $[kN/m]$	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
4.0	2.1	14	12	12	10	20	19	10	9	14	13	15	15
6.0	2.9	68	55	49	44	50	52	45	33	34	29	52	45
8.0	3.7	173	173	94	91	94	97	117	95	70	62	101	96

Puede observarse que este método produce resultados comparables entre los cálculos analíticos (Tabla 1) y numéricos (Tabla 3). Las diferencias, significativas en algunos casos, se deben a que en el cálculo analítico no se minoró M_d ni mayoró F_d con el procedimiento de Rowe (1952) (factor γ_{Sd}, EN 1997-3 sección 7.6.7).

4.4. COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS DE CÁLCULO

La Figura 6 presenta los momentos flexores máximos de diseño (M_d) y las fuerzas de diseño en el anclaje (F_d) obtenidos para los cuatro enfoques analizados —*Output Factoring* (mayorado por $\gamma_{E;VC4} = 1.35$), *Input Factoring* Opción A con γ_M para condición drenada y γ_M^* para condición no drenada, *Input Factoring* Opción B también con γ_M para condición drenada y γ_M^* para condición no drenada y RFA sin la corrección de Rowe— para las tres alturas de excavación analizadas y para la condición drenada y no drenada.

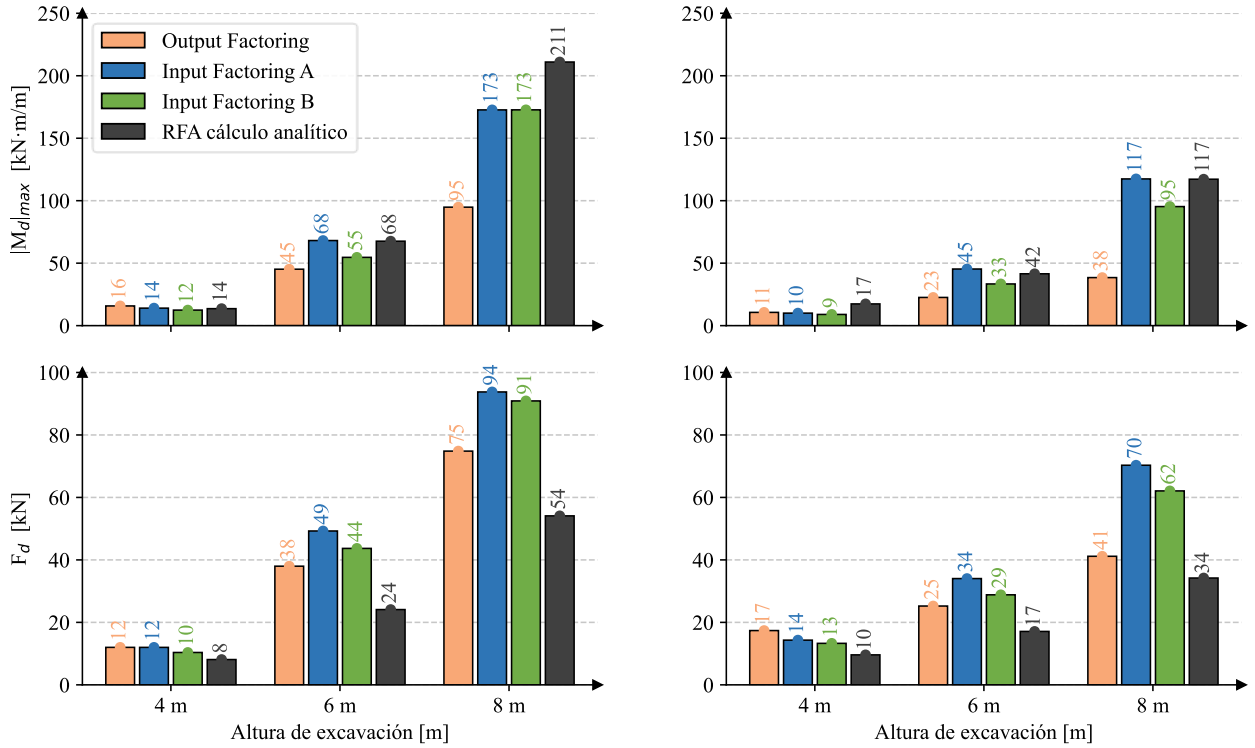


Figura 6. Esfuerzos estructurales en función de la altura de excavación, para condición drenada (izq) y no drenada (der).

Como es esperable, dimensiona la condición drenada. Los momentos flexores obtenidos mediante *Output Factoring* son similares a los de los otros métodos sólo para la tablestaca de 4 m, en la que la estructura es relativamente rígida respecto del terreno. En las tablestacas de 6 m y 8 m de altura, el momento dimensionante está sistemáticamente controlado por el análisis mediante *Input Factoring*. También es interesante notar que si se aplica la reducción de Rowe (1952) al momento flexor obtenido con RFA —aproximadamente 70% para la tablestaca de 8 m— el resultado queda comparable con los momentos flexores obtenidos mediante *Input Factoring*. Respecto a la reacción del apoyo superior F_d, la diferencia entre los métodos analíticos y numéricos es notable. En la práctica, F_d, cuando corresponde al tiro en un anclaje, se mayora por un coeficiente, típicamente del orden de 1.30. Aún así, la reacción obtenida con RFA resulta significativamente menor que la obtenida con *Input Factoring*. En este sentido, sorprende que el factor γ_{Sd} (EN 1997-3 sección 7.6.7), que efectúa esa mayoración, haya sido establecido en $\gamma_{Sd} = 1.0$ en EN 1997-3.

La Figura 7 muestra los diagramas de M_d, Q_d y las deflexiones obtenidas para la excavación de 8 m de altura para todos los métodos numéricos. La diferencia en la distribución de esfuerzos no se reduce a un factor de escala uniforme: la posición del momento máximo y la forma del diagrama de cortante difieren entre los métodos, lo que indica que la factorización de los parámetros resistentes modifica la cinemática de interacción terreno-estructura y no simplemente la magnitud de los efectos calculados con propiedades representativas. Aunque las Opciones A y B producen resultados prácticamente coincidentes en condición drenada, no es así en condición no drenada, algo que puede atribuirse a cómo va cambiando la rigidez del terreno por la reducción progresiva de los parámetros resistentes de diseño (Figura 1). Debe notarse que la Opción B aplica un único factor de reducción a todos los suelos del modelo, por lo que sólo podría aplicarse cuando todas las unidades geotécnicas tienen el mismo γ_M^*, o sea, sólo en análisis drenado para todos los suelos del modelo.

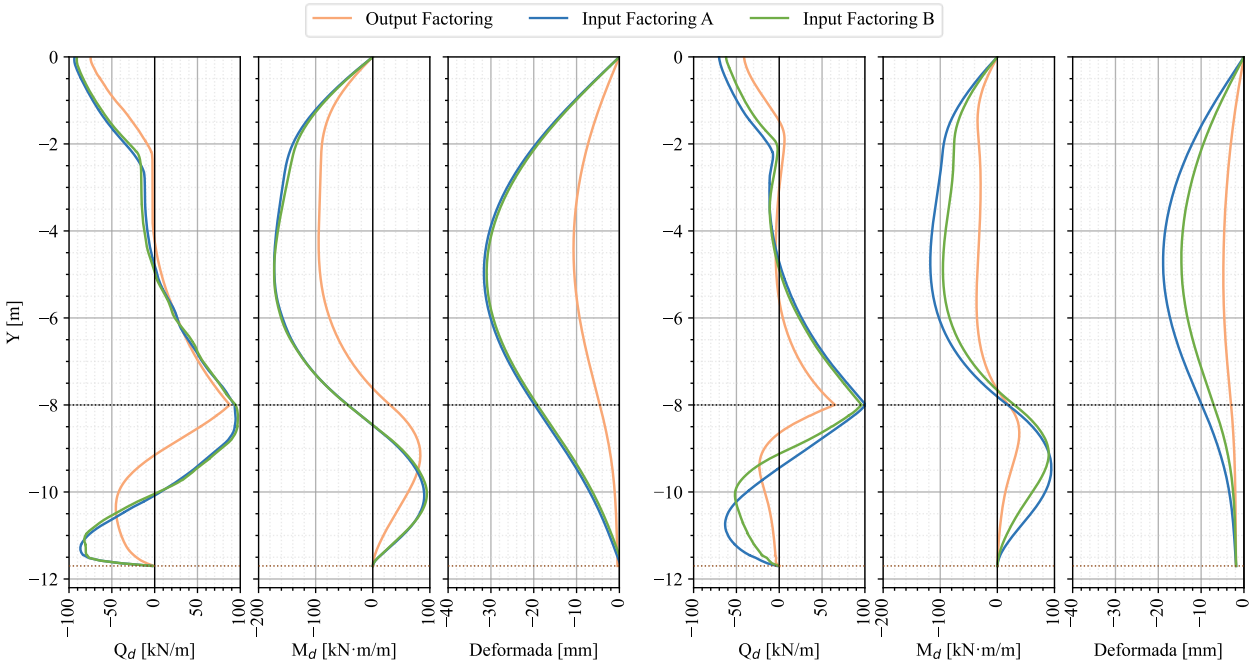


Figura 7. Solicitaciones estructurales y desplazamientos para $H = 8$ m, en condición drenada (izq.) y no drenada (der.).

5. PROCEDIMIENTO PROPUESTO PARA EL ANÁLISIS NUMÉRICO DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS CON MODELOS CONSTITUTIVOS AVANZADOS

Cuando se emplean modelos constitutivos avanzados se propone el siguiente procedimiento:

1: Determinar los valores representativos de la resistencia al corte de todas las unidades geotécnicas. Esta resistencia al corte es función de c'_{rep} y ϕ'_{rep} sólo para el criterio de Mohr-Coulomb en condición drenada. En todos los otros criterios y condiciones de análisis, puede no haber una relación simple entre la resistencia representativa y el valor de los parámetros de entrada de los modelos numéricos, como lo prueba el ejemplo de HS-Small para corte no drenado.

2: Calibrar los modelos constitutivos y efectuar simulaciones de ensayos de laboratorio que permitan comprobar que se obtiene la resistencia al corte representativa para todas las trayectorias de tensiones relevantes, en condición drenada y no drenada. En el caso del ejemplo, se adoptó la resistencia al corte no drenado representativa $s_{u;rep}$ de la Figura 3.

3: Determinar —por prueba y error— el valor de los factores γ_M^* que, aplicados a los parámetros resistentes de los modelos constitutivos, producen la resistencia de diseño objetivo. En el caso del ejemplo, se reprodujo la resistencia al corte no drenado de diseño $s_{u;d} = s_{u;rep}/\gamma_M$ mediante la aplicación de un factor $\gamma_M^* = 1.65$ a los parámetros resistentes del criterio de Mohr-Coulomb empleados en HS-Small.

4: Efectuar las verificaciones con los factores γ_M^*. Sólo para el caso del criterio de Mohr-Coulomb en condición drenada, $\gamma_M^* = \gamma_M$. Para todos los otros criterios y condiciones de análisis, $\gamma_M^* \neq \gamma_M$.

La Figura 8 presenta el diagrama de flujo recomendado para el análisis numérico de problemas geotécnicos cuando se emplean modelos constitutivos avanzados y el criterio de Mohr-Coulomb. Las diferencias principales entre el diagrama de la Figura 8 y el de Figura 2 son: i) se elimina la Opción B, porque en un mismo problema cada unidad geotécnica tendrá su propio factor γ_M^*, y por lo tanto no puede emplearse el procedimiento SRM que efectúa una misma reducción a todos los parámetros resistentes del modelo; ii) se especifican procedimientos separados para el análisis drenado, empleando c_d' y ϕ_d' obtenidos con γ_M, y no drenado, empleando $c_d'^*$ y $\phi_d'^*$ obtenidos con γ_M^*. En la Figura 8, el símbolo E_d^* recuerda que la rigidez del terreno se ve afectada por el cambio de los parámetros resistentes representativos a los de diseño (Figura 1). Aunque este diagrama de flujo resuelve errores comunes en el análisis de problemas de interacción en condición no drenada —entre ellos la sobrevaloración de la seguridad y la subestimación de las solicitaciones estructurales— no resuelve las diferencias inevitables que subsisten entre los cálculos analíticos y numéricos, ni resuelve el problema de las redistribuciones de solicitaciones estructurales que se producen por el cambio de la curva tensión-deformación al aplicar *Input Factoring* (Figura 7).

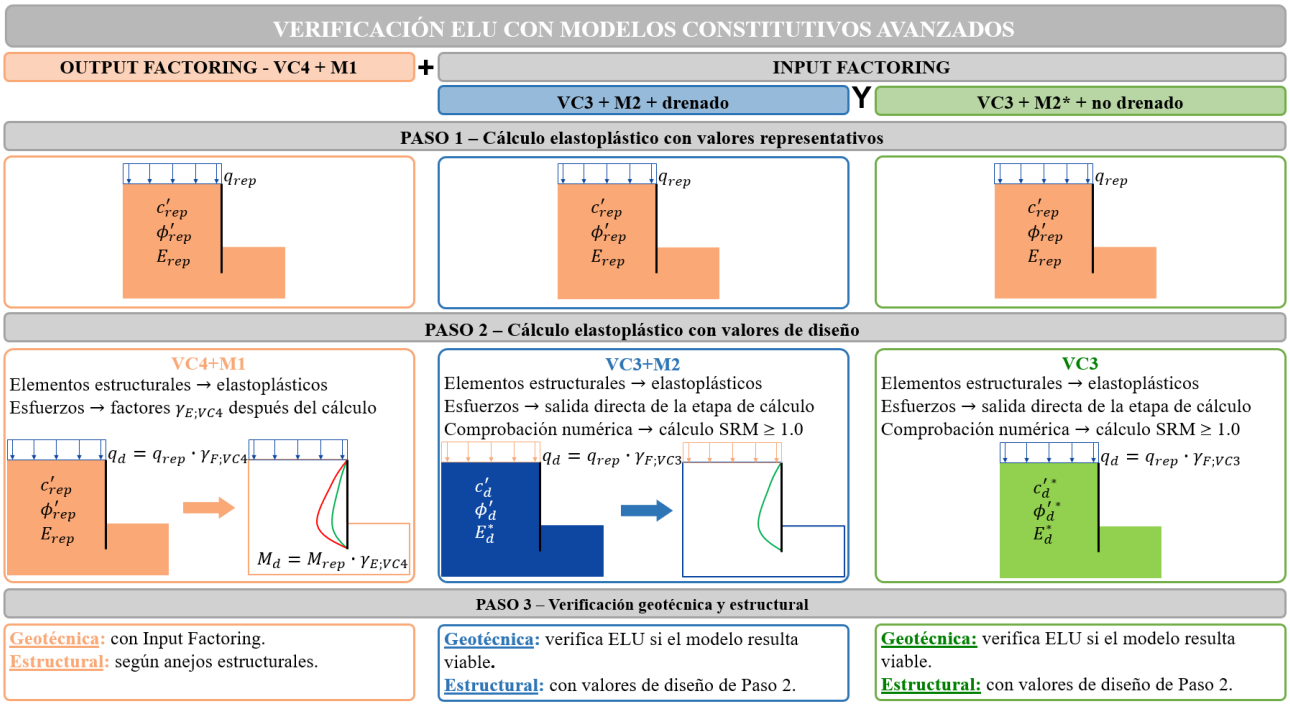


Figura 8. Diagrama de flujo recomendado para modelos constitutivos avanzados.

6. CONCLUSIONES

Este trabajo muestra que la aplicación directa del enfoque MFA, tal como aparece planteada en el borrador del Anejo Nacional Español para el uso de métodos numéricos, no es generalizable cuando se emplean modelos constitutivos avanzados en problemas de interacción terreno-estructura. La dificultad no es meramente operativa ni numérica: es conceptual. En estos modelos, la resistencia movilizada y la respuesta global no dependen únicamente de un conjunto reducido de parámetros resistentes, sino de la interacción entre resistencia, rigidez y trayectoria de tensiones. En consecuencia, el empleo de los factores de reducción de parámetros resistentes de los Eurocódigos no conduce necesariamente a la obtención de la resistencia de diseño especificada por los Eurocódigos.

El ejemplo analizado con HS-Small pone de manifiesto dos efectos de especial relevancia. El primero es que, en condición no drenada, la aplicación de los factores parciales a los parámetros efectivos no reproduce en general la resistencia al corte no drenada de diseño. Dicho de otro modo, el *Input Factoring* puede incumplir la intención de diseño si no se verifica explícitamente cuál es la resistencia efectivamente obtenida en la trayectoria de tensiones relevante. El segundo es que, aun en condición drenada, la minoración de parámetros resistentes modifica la curva tensión-deformación del terreno y, con ello, la rigidez relativa terreno-estructura. Se demostró que, en el ejemplo de una tablestaca anclada, no solo cambian los valores de momento, cortante o tiro de anclaje, sino también su distribución y la cinemática del sistema.

La dependencia de la curva tensión-deformación respecto de los parámetros de resistencia es correcta, es una consecuencia teórica del empleo de plasticidad con endurecimiento, y no requiere corrección alguna. Para efectuar un análisis totalmente comparable con un cálculo analítico, simplemente hay que emplear el modelo de Mohr-Coulomb —plasticidad perfecta en la que la rigidez y resistencia están totalmente desacopladas— en lugar de un modelo constitutivo avanzado como HS-Small.

Las discrepancias entre los métodos de diseño ELU con modelos numéricos avanzados ya existían en la primera generación de los Eurocódigos y eran bien comprendidas (Brinkgreve y Post, 2015). La segunda generación del Eurocódigo 7 y su Anejo Español no han creado —pero tampoco han resuelto— este problema. El artículo tampoco lo resuelve, sólo propone una manera más robusta para emplear herramientas numéricas modernas y modelos constitutivos avanzados. La contribución principal del trabajo es, por tanto, metodológica. Se propone un procedimiento en cuatro pasos basado en: i) definir la resistencia representativa relevante para cada trayectoria de carga; ii) verificarla mediante simulaciones numéricas de ensayos de laboratorio; iii) calibrar, cuando sea necesario, factores ad-hoc de reducción de los parámetros resistentes del modelo para reproducir la resistencia de diseño objetivo; y iv) realizar la verificación con esos parámetros calibrados. Este procedimiento es compatible con la lógica del Eurocódigo, preserva la transparencia del proceso de cálculo y resulta aplicable en la práctica profesional con programas comerciales.

La propuesta supone un avance respecto del borrador del Anejo Español, porque transforma una regla de aplicación general en un procedimiento técnicamente consistente con la naturaleza de los modelos constitutivos avanzados. Al mismo tiempo, la propuesta mantiene una actitud prudente: no elimina las discrepancias inevitables entre métodos analíticos y numéricos, ni resuelve por sí sola todas las dificultades de la redistribución de esfuerzos. Sí permite, en cambio, evitar errores sistemáticos y mejorar la trazabilidad técnica del diseño. En ese sentido, constituye una base más robusta para incorporar métodos numéricos avanzados al diseño geotécnico de acuerdo con el espíritu y los objetivos de confiabilidad del Eurocódigo 7.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a SRK Consulting por haber dispuesto del tiempo y los recursos necesarios para el desarrollo de este trabajo, y a José Estaire Gepp por la revisión del borrador y sus sugerencias de mejora.

REFERENCIAS

Bentley Systems (2025). *PLAXIS 2D 2025.1 Documentation*. Bentley Product Documentation.

Brinkgreve B., Post, M. (2015). Geotechnical ultimate limit state design using finite elements. *Geotechnical Safety and Risk V*, doi:10.3233/978-1-61499-580-7-464.

Burlon, S., Walter, H., Smith, C. (2024). Eurocode 7 – second generation – numerical methods. *XVIII ECSMGE*, 1513-1516.

CEN (2023). EN 1990:2023, Eurocode — Basis of structural and geotechnical design. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

CEN (2024). *EN 1997-1:2024, Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 1: General rules*. Brussels: European Committee for Standardization.

CEN (2024). *EN 1997-2:2024, Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 2: Ground properties*. Brussels: European Committee for Standardization.

CEN (2025). EN 1997-3:2025, *Eurocode 7 — Geotechnical design — Part 3: Geotechnical structures*. Brussels: European Committee for Standardization.

Daxer, H., Schweiger, H., Tschuchnigg, F. (2023). Ultimate limit state design of deep excavation problems according to EC7 using numerical methods. *10th Eur. Conf. on Num. Methods in Geot. Eng*.

Rowe, P. (1952). Anchored sheet-pile walls. *Proc. Institution of Civil Engineers* 1.1, 27-70.

Schweiger, H. (2006). Results from the ERTC7 benchmark exercise. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering,* ISBN 0-415-40822-9.

Smith, C., Walter, H. (2023). Integration of numerical methods in the second generation of Eurocode EN 1997. *10th Eur. Conf. on Num. Methods in Geot. Eng*.

Sottile, M., Cueto, I., Sfriso, A. (2020). A simplified procedure to numerically evaluate triggering of static liquefaction in upstream-raised tailings storage facilities. *XX COBRAMSEG*, Campinas, Brasil.

Yeow, H., Katsigiannis, G. (2024). Application of numerical modelling in Next Generation of Eurocode 7. *XVIII ECSMGE*, 2037-2042.

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO DE TÚNELES SUMERGIDOS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS EN 2D

Andrea INÉS[(1,2)*], César TORRERO[(2)] y Svetlana MELENTIJEVIC[(1)]

[(1)] Departamento de Geodinámica, Estratigrafía y Paleontología
Universidad Complutense de Madrid (UCM)

[(2)] Negocio de Ingeniería. ACCIONA
*aines@acciona.com

RESUMEN

Desde finales del siglo XIX, los túneles sumergidos se han utilizado como una alternativa viable a las soluciones convencionales de túnel en mina y puente para el paso de cursos de agua, especialmente cuando éstas no resultan adecuadas por cuestiones técnicas, ambientales o funcionales. Su construcción se basa en segmentos prefabricados, transportados como elementos flotantes, que posteriormente son fondeados sobre una trinchera previamente excavada en el lecho y finalmente recubiertos con rellenos de protección. En este artículo se explora la aplicación de la modelización numérica bidimensional mediante elementos finitos al cálculo geotécnico de túneles sumergidos. En particular, se analiza la respuesta del terreno y de la estructura a lo largo del proceso constructivo, en términos de tensiones y deformaciones. Se consideran diferentes hipótesis de drenaje del terreno, así como diferentes modelos de comportamiento mecánico con el fin de representar de manera más realista las condiciones de obra y los procesos de interacción suelo-estructura. El objetivo de este análisis es evaluar la capacidad de la modelización numérica como herramienta para el diseño geotécnico de detalle de este tipo de infraestructuras, así como definir la utilidad de cada enfoque de cálculo para simular la interacción entre deformación y permeabilidad durante las diferentes etapas constructivas.

ABSTRACT

Since the late nineteenth century, immersed tunnels have become established as a viable alternative to conventional mine tunnels and bridge solutions for crossing waterways, particularly when these are not suitable due to different technical, environmental or functional reasons. Their construction is based on prefabricated segments transported as floating elements, which are subsequently immersed and placed onto a trench previously excavated in the bed and finally covered with protective backfill. This paper investigates the application of two-dimensional numerical modelling using the finite element method for the geotechnical analysis of immersed tunnels. In particular, the response of both the ground and the structure throughout the construction process is analysed in terms of stresses and deformations. Different ground drainage conditions and mechanical constitutive models are considered to more realistically represent construction conditions and soil-structure interaction processes. The aim of this analysis is to evaluate the capacity of numerical modelling as a tool for detailed geotechnical design of this infrastructure type, as well as to define the applicability of each calculation approach for simulating the interaction between deformation and permeability during different construction stages.

PALABRAS CLAVE (*KEYWORDS*): *Obras Marítimas (Maritime works), Túneles sumergidos (Immersed tunnels), Modelización numérica (Numerical modelling).*

1. INTRODUCCIÓN

Los túneles sumergidos constituyen una tipología de cruce subacuático de alta complejidad, empleada cuando soluciones convencionales, principalmente puentes o túneles excavados con tuneladora, resultan técnica, ambiental o funcionalmente menos adecuadas. Se ejecutan mediante elementos prefabricados de hormigón o acero, construidos en seco y transportados por flotación hasta su emplazamiento definitivo. Posteriormente, éstos se hunden de forma controlada en una zanja previamente dragada, donde son alineados y conectados entre sí para finalmente quedar recubiertos con rellenos de protección que garantizan estabilidad, durabilidad y seguridad frente a acciones hidráulicas y operacionales. Su aplicación principal corresponde a infraestructuras de transporte, tanto viarias como ferroviarias, aunque también pueden destinarse como galerías de servicios y conducciones, especialmente en estuarios, ríos y canales navegables, donde las restricciones por gálibo aéreo o las limitaciones ambientales condicionan otras soluciones. (Lunniss y Baber, 2013).

Durante la fase de proyecto de los túneles sumergidos, se aplican criterios de diseño propios del campo de las obras marítimas donde la geotecnia juega un papel fundamental. Comprender la interacción entre estas estructuras sumergidas y enterradas y el terreno circundante es fundamental para garantizar el éxito de la obra y su adecuado desempeño durante su vida operativa. En este sentido, la modelización numérica constituye una herramienta esencial; por ello, en el presente artículo se aplica el método de los elementos finitos a un caso práctico representativo de este tipo de obra.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. BREVE RESEÑA HISTÓRICA

Desde una perspectiva histórica, el primer túnel sumergido operativo se inauguró en 1893, con la ejecución de un sifón de saneamiento bajo el canal mareal de *Shirley Gut*, en las proximidades de Boston. No obstante, el uso de esta tipología como infraestructura de transporte a gran escala no llegaría hasta 1910, con la puesta en servicio del túnel ferroviario *Michigan Central Railway Tunnel*, bajo el río Detroit entre Estados Unidos y Canadá (Łotysz, 2010; Lunniss y Baber, 2013). El concepto, sin embargo, se remonta a comienzos del siglo XIX, cuando se formularon diversas propuestas que no llegaron a materializarse debido a las limitaciones técnicas y constructivas propias del contexto, así como condiciones organizativas, económicas y políticas que dificultaban su viabilidad. Desde entonces, pese a los avances en ingeniería civil y en las tecnologías de ejecución, el número de túneles sumergidos construidos a nivel mundial continúa siendo relativamente reducido, superando apenas un par de centenares de ejemplares (Lunniss y Baber, 2013).

2.2. DRAGADO DE LA ZANJA

El dragado define la geometría de la zanja e influye de forma directa en la respuesta geotécnica del entorno. Puede inducir perturbaciones en el terreno, alterar el estado tensional inicial y generar condicionantes asociados a la estabilidad local, tales como fenómenos de levantamiento de fondo (*heave*) o inestabilidades en los taludes, cuya magnitud depende de la naturaleza geotécnica del lecho. En el análisis de estos taludes intervienen diferentes factores (ROM 0.5-05). Los métodos y equipos de dragado empleados varían en función de la profundidad, el tipo de material y los requerimientos de precisión geométrica, alcanzándose tolerancias de ejecución en torno a los 200-500 mm en el fondo de la zanja (Lunniss y Baber, 2013).

2.3. CIMENTACIÓN O CAPA DE ASIENTO E IMPLANTACIÓN DEL TÚNEL

La limitación en tolerancias del dragado hace necesaria la disposición de una capa de cimentación o lecho de apoyo, cuya función es regularizar la superficie, garantizar la correcta transferencia de cargas y asegurar el alineamiento y nivelación precisos de los elementos prefabricados del túnel. Esta capa de cimentación en túneles sumergidos se ejecuta principalmente mediante un lecho granular (gravas o arenas) o mediante soluciones inyectadas, no obstante, cuando las condiciones geotécnicas lo requieren pueden adoptarse soluciones de cimentación profunda mediante pilotes o incluso complementarse con técnicas de mejora del terreno (Lunniss y Baber, 2013).

En el caso de la cimentación mediante lechos de arena, el procedimiento constructivo habitual contempla la disposición previa de zapatas de apoyo o zapatas provisionales sobre los que se sustenta el segmento mediante gatos hidráulicos, que permitirán ajustar y nivelar el elemento, en paralelo a la inyección de la capa de arena, asegurando la formación de un lecho continuo y homogéneo (Lunniss y Baber, 2013).

La cimentación mediante grava ofrece mayor estabilidad frente a la erosión y mejor comportamiento ante solicitaciones sísmicas, al presentar menor susceptibilidad a la licuefacción. Se coloca generalmente antes del fondeo del elemento mediante procedimientos como enrasados de alta precisión. En condiciones más exigentes de tolerancia, profundidad, o en presencia de corrientes intensas, se recurre a cimentaciones inyectadas, normalmente en combinación con un lecho granular previo (Lunniss y Baber, 2013).

2.4. RELLENO DE PROTECCIÓN Y COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO

El relleno de la zanja puede dividirse de forma general en tres componentes fundamentales. En primer lugar, el relleno de fijación (*locking fill*) dispuesto lateralmente hasta aproximadamente media altura del elemento, que proporciona confinamiento e inmovilización inicial. Este material suele consistir en escollera angular triturada, seleccionada por su elevada fricción interna (Kuesel, 1986; Lunniss y Baber, 2013).

En segundo lugar, se dispone de un relleno general (*general backfill*), habitualmente constituido por material procedente del propio dragado de la zanja, siempre y cuando cumpla los requisitos granulométricos, geotécnicos y ambientales establecidos. Finalmente, en función de las condiciones hidráulicas, de navegación, y de los requerimientos de protección frente a impactos, pueden incorporarse una capa superior de escollera, dimensionada para resistir fenómenos de socavación y acciones externas (Kuesel, 1986).

Aunque estas infraestructuras se ejecutan típicamente en cauces fluviales o portuarios, donde domina la presencia de suelos blandos, una vez lastrado el peso del tubo y del relleno no difiere considerablemente del peso del suelo original reemplazado. Como resultado, el asentamiento de la cimentación generalmente no se considera un problema crítico en túneles sumergidos (Kuesel, 1986; Grantz, 2001). Sin embargo, los asientos observados en el terreno pueden llegar a ser significativos, produciendo implicaciones estructurales, que deben tenerse en cuenta, así como su evolución temporal en este tipo de infraestructura, especialmente la destinada a uso ferroviario (Grantz, 2001). Estas deformaciones en el terreno dependen de diversos factores como la compresibilidad del terreno, consolidación inducida por el relleno superior, la rigidez o permeabilidad de las capas de apoyo y las condiciones constructivas.

2.5. CRITERIOS DE DISEÑO, HIPÓTESIS DE MODELIZACIÓN Y DELIMITACIÓN DEL ALCANCE

En este contexto la modelización numérica se ha consolidado como una herramienta fundamental para reproducir de forma integrada las fases constructivas y evaluar con la mayor exactitud posible el comportamiento del sistema incluyendo la no linealidad del terreno y las condiciones transitorias. Este trabajo se centra en la aplicación de técnicas avanzadas de modelización numérica al análisis geotécnico de túneles sumergidos con el objetivo de comparar la respuesta del terreno bajo distintas hipótesis de drenaje, evaluando su aplicabilidad, ventajas y limitaciones para el diseño y la interpretación del comportamiento suelo-estructura.

La acción del oleaje y de otras oscilaciones del nivel del mar, ya sea de forma directa o transmitida a través de la estructura, induce variaciones en las presiones intersticiales y totales del terreno, generando movimientos de agua en su interior. Estas modificaciones resultan determinantes para la verificación de la estabilidad de las estructuras marítimas, y en suelos especialmente susceptibles, desencadenar el riesgo de licuefacción, sifonamiento o inestabilidad global. Como alcance y delimitación del presente estudio, no se considera este efecto de las variaciones en la distribución de presiones de fondo marino derivadas de oscilaciones mareales y/o del oleaje, fenómeno descrito en la literatura para diferentes escenarios (Grantz, 2001; ROM 0.5-05).

Por otro lado, para todos los análisis de asiento se adoptan límites de referencia para el servicio de máximo asiento permitido de 0.20 m y unos asientos diferenciales máximos de 0.10 m (Xu *et al*., 2015).

3. MODELIZACIÓN NUMÉRICA

3.1. OBJETIVO Y ENFOQUE

Se modela un tramo de túnel sumergido mediante elementos finitos en el software Plaxis 2D, para estudiar los asientos y la respuesta hidro-mecánica del terreno durante las diferentes fases de construcción, comparando diferentes hipótesis de drenaje y de cálculo, con énfasis en la generación y disipación de excesos de presión de poros, así como en la evolución temporal a lo largo del proceso constructivo de los asientos y movimientos relativos y absolutos del terreno.

3.2. CONTEXTO GEOMÉTRICO Y GEOTÉCNICO

El escenario representa un canal estuarino con suelos blandos aluviales/marinos sobre un sustrato rocoso. Se adopta una sección tipo compuesta de un elemento prefabricado de hormigón, apoyado sobre una capa de cimentación de arena en el fondo de excavación de la trinchera de taludes 1V:6H.

La estratigrafía incluye unidades cuaternarias blandas, sobre un basamento rocoso moderadamente alterado. Desde el punto de vista geotécnico, se distinguen las siguientes unidades (UG):

- UG1: Depósitos fluviales (fondo de canal); naturaleza cohesiva, baja permeabilidad y consistencia media.
- UG2: Depósitos granulares; permeabilidad moderada y compacidad media.
- UG3: Arcillas cohesivas; de baja permeabilidad y consistencia firme.
- UG4: Terreno alterado predominantemente granular; permeabilidad moderada y compacidad densa.
- UG6: Lecho rocoso moderadamente alterado.

Adicionalmente, se consideran las unidades vinculadas a los materiales de puesta en obra: capa de cimentación de arena, relleno de fijación, relleno general procedente del material previamente dragado in situ (denominado UG5) y escollera, cuya disposición se muestra en Figura 1.

Se considera el efecto de la gravedad en el modelo. Las condiciones de contorno fijan los bordes en X e Y en la base, y solo en X en los laterales, usando elementos triangulares de 15 nodos con malla refinada cerca de túnel y las interfaces.

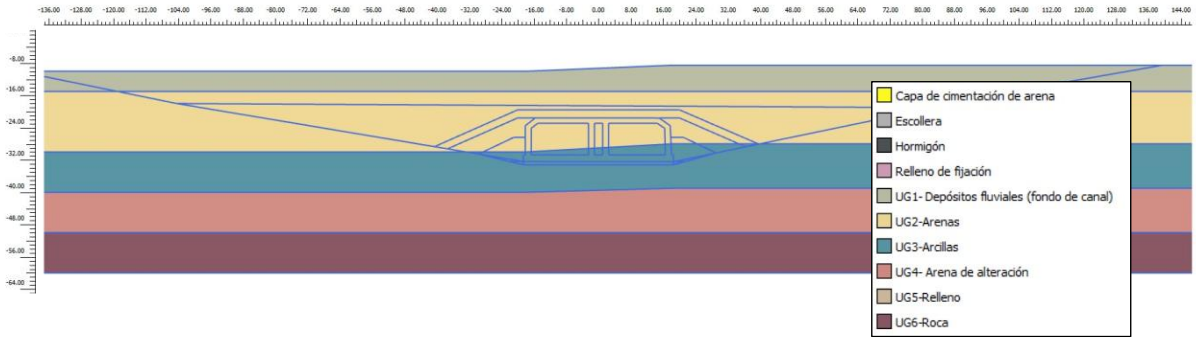


Figura 1. Perfil estudiado y leyenda de unidades geotécnicas.

3.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS Y MODELOS CONSTITUTIVOS

Se adopta el modelo Hardening Soil (HS) para suelos, un modelo constitutivo elasto-plástico avanzado, que permite representar la no linealidad tenso-deformacional, la dependencia de la rigidez con el nivel de confinamiento y la evolución de las deformaciones plásticas mediante mecanismos de endurecimiento por corte y compresión, proporcionando una descripción más realista del comportamiento del terreno frente a la carga y descarga (Schanz *et al*., 1999; Duncan y Chang, 1970) y modelos simplificados para los materiales de relleno y el basamento rocoso, como Mohr-Coulomb (MC). Finalmente se adopta un comportamiento Linear Elástico (LE) para el elemento estructural de hormigón, considerando que se ha diseñado para representar su comportamiento en régimen elástico bajo las solicitaciones previstas. Los parámetros geotécnicos empleados se han definido a partir de un caso práctico real, derivado de una campaña de investigación geotécnica (sondeos y CPTu) específica del emplazamiento, resumidos en Tabla 1, Tabla 2 y Tabla 3.

Tabla 1. Parámetros geotécnicos de unidades de puesta en obra.

Material	**Método constitutivo**	**Peso específico**	**Módulo elástico**	**Coeficiente de Poisson**	**Cohesión**	**Ángulo de fricción interna**	**Permeabilidad**	
		γ (kN/m^3)	**E (MPa)**	**ν**	**c´ (kPa)**	**ϕ´ (º)**	**K_x (m/día)**	**K_y (m/día)**
Hormigón	LE	25	2.60E+07	0.2	-	-	-	-
Escollera	MC	20	4.20E+04	0.3	0	44	0.6	0.6
Relleno de fijación	MC	19	5.80E+04	0.3	4	41	0.7	0.7
Cimentación de arena	MC	19.5	2.05E+04	0.3	0.5	39	0.7	0.7

Tabla 2. Parámetros geotécnicos de suelo.

			Parámetros de resistencia al corte			Parámetros de rigidez				
Unidad geotécnica	Método constitutivo	Peso específico	Resistencia al corte no drenado	Cohesión	Ángulo de fricción interna	Módulo elástico	Módulo de descarga/recarga	Coeficiente de Poisson de carga y descarga	Permeabilidad	
		γ (kN/m^3)	s_u (kPa)	c´ (kPa)	ϕ ´ (º)	E_{50} (MPa)	E_u (MPa)	ν_{ur}	K_x (m/día)	K_y (m/día)
UG1	HS	18	32	4	23	6.5	19	0.2	0.08	0.08
UG2	HS	20	-	0.5	31	16	48	0.2	0.7	0.7
UG3	HS	19	53	5	24	10	30	0.2	0.08	0.08
UG4	HS	19	-	3	32	23	69	0.2	0.7	0.7
UG5	HS	20	-	6	31	15	45	0.2	0.7	0.7

Tabla 3. Parámetros geotécnicos de roca.

		Parámetros de la roca intacta	Parámetros del macizo rocoso						
Unidad geotécnica	Método constitutivo	Resistencia a la compresión simple	Peso específico	Índice de resistencia Geológica	Cohesión	Ángulo de fricción interna	Resistencia a la compresión simple	Módulo de elasticidad	Coeficiente de Poisson
		σ_i (MPa)	γ (kN/m^3)	GSI	c´ (MPa)	ϕ´ (º)	σ_m (MPa)	E_m (MPa)	ν
UG6	MC	51	24	55	3	41	0.5	5100	0.25

3.4. HIPÓTESIS DE DRENAJE Y TIPOS DE CÁLCULO

Entre las hipótesis de cálculo se distinguen:

- Condición drenada: representa el comportamiento a largo plazo, tras la disipación de excesos de presión intersticial generada tras aplicación de carga.
- Condición no drenada: reproduce la respuesta inmediata a corto plazo, donde el agua no puede evacuar rápidamente y se generan excesos de presión intersticial significativos. En el entorno de Plaxis se emplea la formulación Undrained A, que modela el comportamiento del terreno mediante un análisis de tensiones efectivas utilizando parámetros efectivos de rigidez y resistencia, permitiendo la generación de estos excesos de presión intersticial y el cálculo de la resistencia al corte sin drenaje de cada material de manera automática (Reference Manual, Plaxis 2D, 2016). Esta es considerada exclusivamente para las unidades cohesivas de nuestro perfil, mientras que los materiales granulares se han modelado bajo hipótesis drenada, en coherencia con su elevada permeabilidad.

Se plantean cuatro estrategias de cálculo:

- Modelo 1. Cálculo Plástico + hipótesis de drenaje “Drained”: Simula directamente el estado final consolidado, útil para estimaciones de servicio a largo plazo.
- Modelo 2. Cálculo Plástico + hipótesis de drenaje “Undrained (A)”: Representa la respuesta inmediata sin disipación temporal explícita, adecuada para evaluar la respuesta inmediata a cada fase constructiva.
- Modelo 3. Cálculo Plástico + hipótesis de drenaje “Undrained (A)” + fases intermedias de consolidación: Introduce etapas de consolidación tras cada fase mecánica, permitiendo modelar la disipación progresiva de exceso de presión intersticial y la transición entre el corto y el largo plazo.
- Modelo 4. Cálculo Fully-Coupled + hipótesis de drenaje “Undrained (A)”: Modelo totalmente acoplado flujo-deformación, en el que la ecuación de equilibrio se resuelve simultáneamente a la de flujo. Este enfoque permite capturar con mayor fidelidad la interacción hidromecánica transitoria.

3.5. SECUENCIA CONSTRUCTIVA SIMULADA

Se reproduce el proceso constructivo por fases de acuerdo con el esquema indicado en Figura 2: (F0) Estado inicial de tensiones (procedimiento k_0), (F1, F2, F3) excavación en tres etapas principales, (F4) colocación del elemento túnel con la cimentación arenosa en su base, (F5, F6, F7) colocación de los rellenos de fijación (relleno de fijación, relleno general y escollera), (F8) desagüe del agua interior del túnel, y (F9) una fase final de sedimentación natural.

En los modelos 3 "Undrained A + Consolidación", y 4 "Fully coupled", el factor tiempo es clave al gobernar la generación y disipación de presiones intersticiales y, con ello, la evolución tenso-deformacional. Mientras el modelo completamente acoplado resuelve esta evolución de forma automática, el modelo no drenado con consolidación requiere su reproducción mediante fases intermedias (consolidaciones). Por ello el análisis se evalúa para diferentes tiempos, lo que permite capturar la respuesta a corto y medio plazo y asegurar una adecuada correspondencia entre ambos enfoques. En apartados posteriores, se analiza esta influencia en detalle.

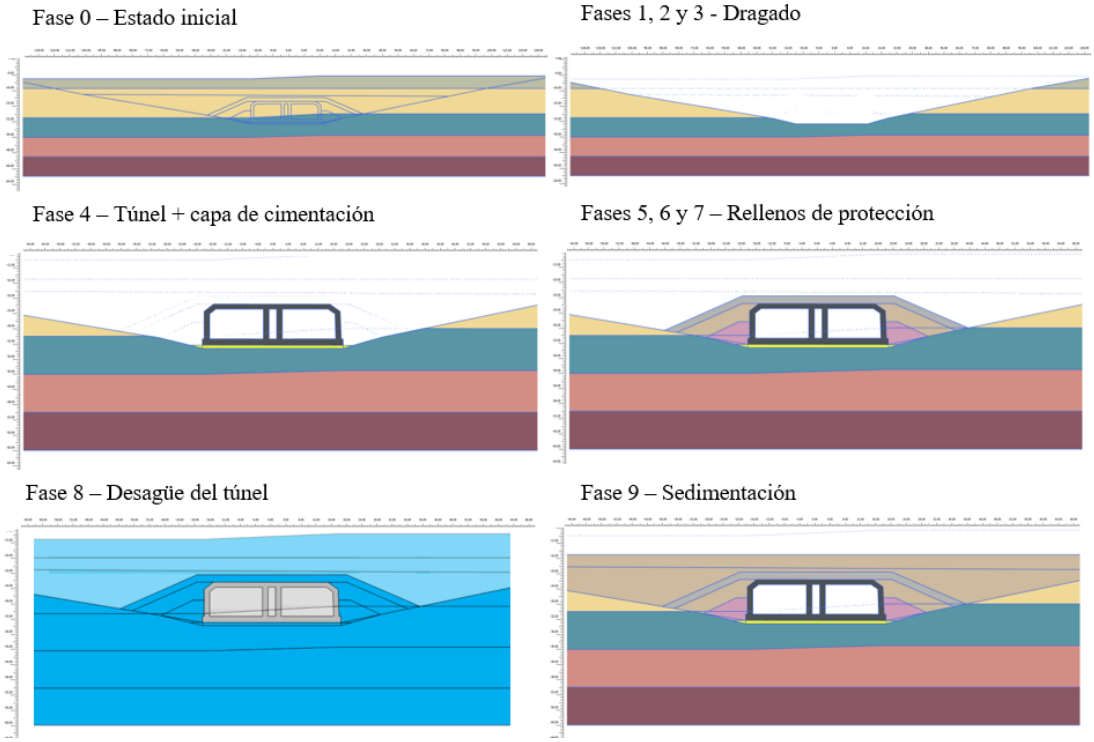


Figura 2. Fases constructivas modeladas.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se ha realizado una comparación sistemática de los desplazamientos en un mismo punto del terreno situado debajo de la cota del fondo de excavación (Figura 3), considerando las cuatro hipótesis de cálculo previamente definidas. Los resultados presentados a continuación (Figura 4 y Figura 5), muestran que el modelo drenado (Modelo 1) presenta los mayores desplazamientos verticales absolutos, mientras que, el modelo no drenado sin fases de consolidación (Modelo 2) arroja los valores mínimos.

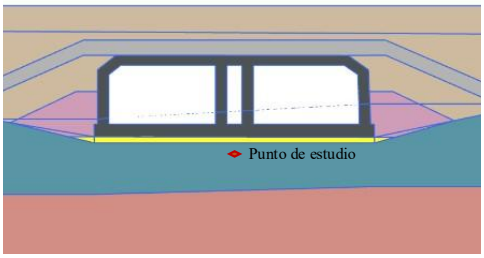
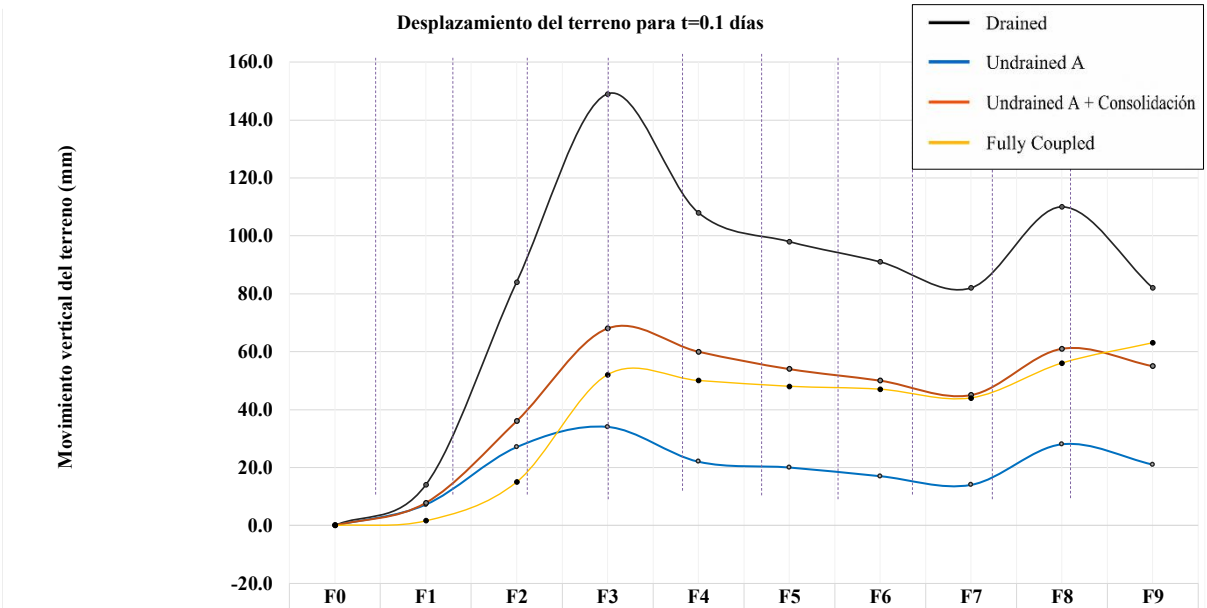


Figura 3. Punto de estudio.

Este comportamiento es coherente desde el punto de vista geotécnico. En el modelo no drenado sin consolidación no se permite la disipación de los excesos de presión intersticial generados durante las fases constructivas, lo que incrementa la rigidez aparente del terreno y subestima los desplazamientos. Por el contrario, en el modelo drenado la respuesta se produce directamente en términos de tensiones efectivas dando lugar a mayores deformaciones instantáneas. Los modelos intermedios, modelo de cálculo no drenado con consolidación (Modelo 3) y el completamente acoplado (Modelo 4), incorporan la evolución temporal de las presiones intersticiales (generación y disipación). De manera consistente, estas formulaciones proporcionan resultados intermedios respecto a los dos casos límite.

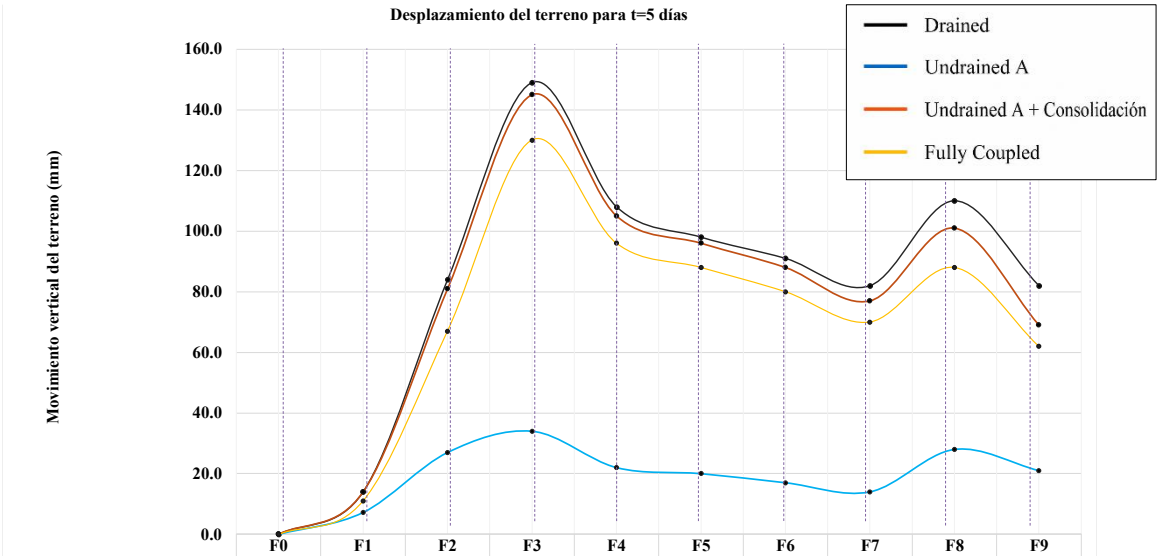
En estos últimos, se observa una clara dependencia de los resultados obtenidos con la duración asignada a las fases de cálculo. Al incrementar esta variable para cada fase, por ejemplo, de 0.1 días (Figura 4) a 5 días (Figura 5), los resultados de los modelos con consolidación tienden progresivamente hacia la solución drenada, ya que el mayor intervalo temporal favorece la disipación de los excesos de presión intersticial. De forma análoga, para tiempos reducidos, el comportamiento se aproxima al caso no drenado.

Desde el punto de vista evolutivo, se observa que durante las fases de dragado se produce un levantamiento progresivo del fondo de excavación debido a la descarga tensional asociada a la retirada de material; posteriormente, tras la instalación del túnel (fase 4) y la ejecución de los rellenos (fase 7), la respuesta se invierte y el sistema evoluciona hacia asientos progresivos como consecuencia de la recarga y la consolidación del terreno.



	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9
Drained	0.0	14.0	84.0	149.0	108.0	98.0	91.0	82.0	110.0	82.0
Undrained A	0.0	7.2	27.0	34.0	22.0	20.0	17.0	14.0	28.0	21.0
Undrained A + Consolidación	0.0	7.8	36.0	68.0	60.0	54.0	50.0	45.0	61.0	55.0
Fully Coupled	0.0	1.6	15.0	52.0	50.0	48.0	47.0	44.0	56.0	63.0

Figura 4. Desplazamiento absoluto en milímetros del terreno para t=0.1 días.



	F0	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9
Drained	0.0	14.0	84.0	149.0	108.0	98.0	91.0	82.0	110.0	82.0
Undrained A	0.0	7.2	27.0	34.0	22.0	20.0	17.0	14.0	28.0	21.0
Undrained A + Consolidación	0.0	14.0	81.0	145.0	105.0	96.0	88.0	77.0	101.0	69.0
Fully Coupled	0.0	11.0	67.0	130.0	96.0	88.0	80.0	70.0	88.0	62.0

Figura 5. Desplazamiento absoluto en milímetros del terreno para t=5 días.

La Figura 6 presenta la distribución de los desplazamientos verticales (U_y) en la fase 7, tras la ejecución del túnel y los rellenos de protección. Se observa que, para un tiempo de 5 días, los modelos drenado, no drenado con consolidación y completamente acoplado convergen hacia resultados similares, mientras que el modelo

no drenado presenta diferencias significativas, en coherencia con las tendencias previamente descritas.

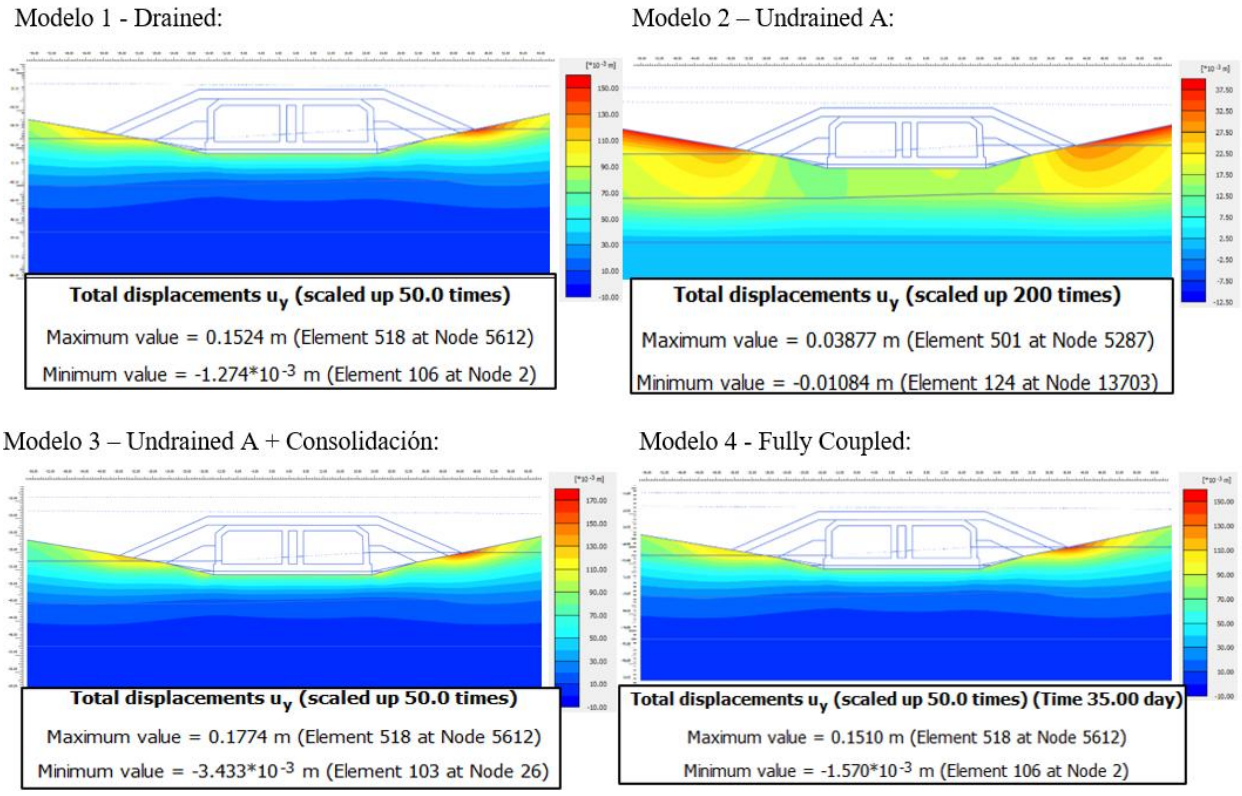


Figura 6. Comparación de desplazamiento vertical en metros del terreno para F8.

En conjunto, los resultados muestran que la consideración explícita del factor tiempo y del acoplamiento hidro-mecánico resulta determinante en la estimación de los movimientos del terreno, situando la respuesta real previsiblemente entre los dos escenarios límite definidos por la hipótesis puramente drenada y puramente no drenada (Figura 4 y Figura 5).

Los asientos diferenciales no han sido relevantes para este caso, debido a los resultados parejos obtenidos entre lo sucedido entre aguas arriba y aguas abajo del túnel, por lo que se han excluido del análisis y alcance del presente artículo.

Una vez analizado el comportamiento global del terreno, se procede a aislar los movimientos propios de la estructura del túnel respecto de los desplazamientos globales del terreno, utilizando como referencia el punto de estudio indicado en la Figura 7. El objetivo es evaluar de forma específica los asientos inducidos en la estructura como consecuencia de las variaciones en el estado tensional asociadas a su instalación.

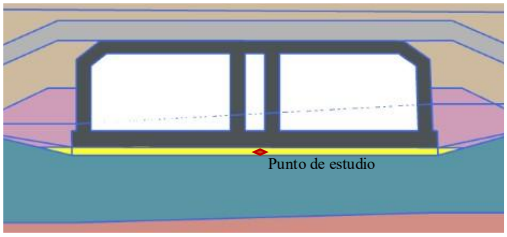
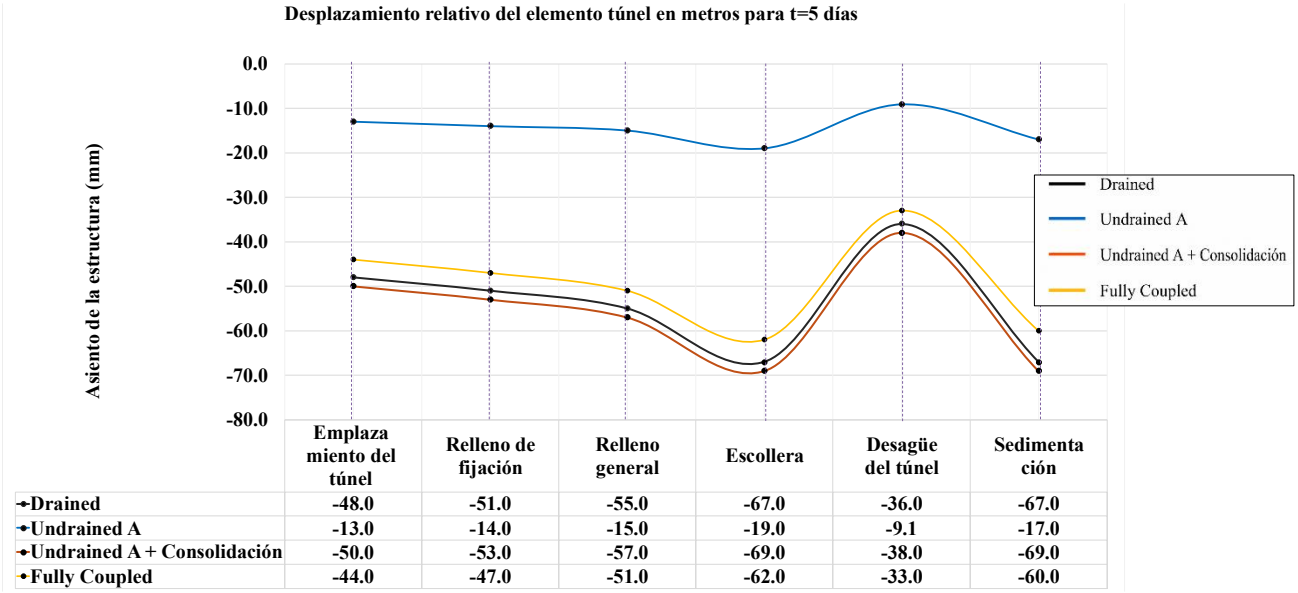


Figura 7. Punto de estudio.

Para ello, los desplazamientos han sido reiniciados a cero en el instante previo a la instalación del túnel, en la fase 4. Este enfoque permite eliminar el efecto del levantamiento del terreno observado en las fases anteriores y, por tanto, aislar los desplazamientos verticales relativos de la estructura respecto a su posición inicial una vez apoyada sobre la capa de cimentación.

De este modo, se obtiene una respuesta consistente con el análisis previo mostrado en la Figura 5, tal como muestran los resultados expuestos en la Figura 8 a continuación. El máximo asiento se alcanza durante la colocación de la escollera, seguido de un levantamiento asociado a la pérdida de masa derivada del drenaje del interior del túnel (fase de desagüe), producto de la relajación de los esfuerzos del sistema.

De forma coherente con lo observado previamente, los modelos 3 y 4, presentan una evolución próxima al modelo drenado (Modelo 1) de nuevo por efecto del factor tiempo.

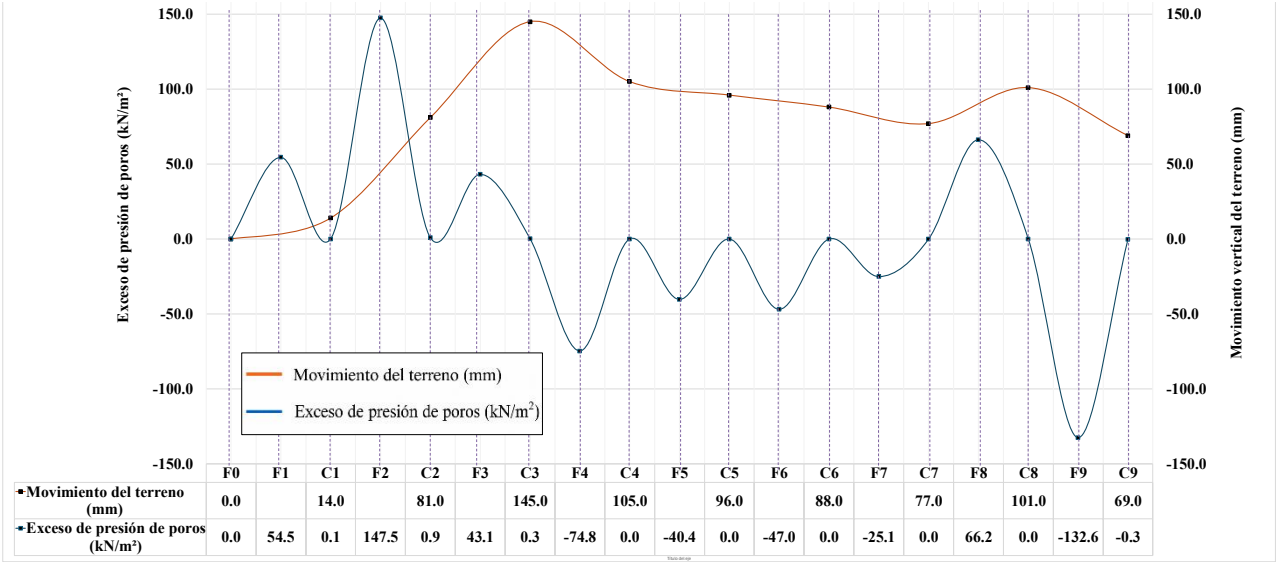


	Emplazamiento del túnel	Relleno de fijación	Relleno general	Escollera	Desagüe del túnel	Sedimentación
Drained	-48.0	-51.0	-55.0	-67.0	-36.0	-67.0
Undrained A	-13.0	-14.0	-15.0	-19.0	-9.1	-17.0
Undrained A + Consolidación	-50.0	-53.0	-57.0	-69.0	-38.0	-69.0
Fully Coupled	-44.0	-47.0	-51.0	-62.0	-33.0	-60.0

Figura 8. Desplazamiento relativo del elemento túnel en milímetros para t=5 días.

Finalmente, y tal y como se ha puesto de manifiesto en los análisis anteriores de los desplazamientos verticales del terreno (Figura 4 y Figura 5), la pérdida de masa asociada al dragado induce el levantamiento vertical. Este fenómeno está directamente relacionado con la generación de excesos de presión intersticial negativos, producto de la descarga rápida del terreno.

Dicho comportamiento se manifiesta con especial claridad durante las fases de excavación de la zanja (fases 1, 2 y 3) y en el desagüe del interior del túnel (fase 8), como se muestra en Figura 9. En esta se comparan el movimiento vertical del terreno respecto a su cota inicial en color naranja (fase 0), medido a la altura del fondo de excavación y la evolución de los excesos de presión intersticial, en color azul. La correlación entre ambas magnitudes resulta clara: la generación de presiones intersticiales negativas y su posterior disipación inducen el levantamiento del terreno. Para ilustrar correctamente este efecto, se ha empleado el modelo no drenado con fases de consolidación (Modelo 3) cuya formulación permite distinguir explícitamente entre la respuesta inicial no drenada, asociada a la generación instantánea de excesos de presión intersticial y la fase de consolidación, correspondiente a la disipación temporal de dichos excesos. Esta diferenciación facilita la interpretación del mecanismo físico subyacente, en contraste con el modelo completamente acoplado, donde ambas contribuciones se resuelven de manera simultánea.



	F0	F1	C1	F2	C2	F3	C3	F4	C4	F5	C5	F6	C6	F7	C7	F8	C8	F9	C9
Movimiento del terreno (mm)	0.0		14.0		81.0		145.0		105.0		96.0		88.0		77.0		101.0		69.0
Exceso de presión de poros (kN/m²)	0.0	54.5	0.1	147.5	0.9	43.1	0.3	-74.8	0.0	-40.4	0.0	-47.0	0.0	-25.1	0.0	66.2	0.0	-132.6	-0.3

Figura 9. Desplazamiento vertical absoluto del terreno (mm) frente a variación del exceso de presión de poros (kN/m^2).

Los excesos de presión intersticial se concentran principalmente en el material UG3 (arcillas), caracterizado por su baja permeabilidad y por encontrarse confinado entre materiales más drenantes (Figura 10). Esta configuración da lugar a un camino de drenaje relativamente corto y favorable, lo que conduce a una respuesta más próxima al comportamiento drenado que al no drenado, considerando los tiempos definidos para las distintas fases constructivas.

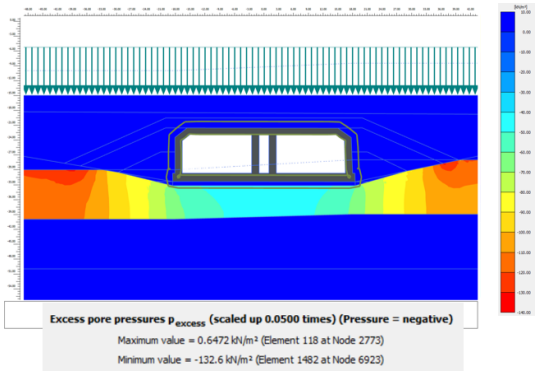


Figura 10. Excesos de presión intersticial en UG3.

5. CONCLUSIONES

En base a los resultados previamente resumidos, se puede concluir lo siguiente:

- El comportamiento observado es consistente con un sistema en el que una capa de baja permeabilidad dispone de caminos de drenaje eficaces al encontrarse entre litologías arenosas de mayor permeabilidad.
- Los asientos registrados en el resultado son del mismo orden de magnitud que aquellos obtenidos en otros casos históricos (Mortier *et al*., 2006; Zhang y Broere, 2019).
- El aumento de tiempo de consolidación, los análisis Fully Coupled y Undrained A con fases de consolidación tienden a reproducir la respuesta drenada (largo plazo) mientras que a tiempos inferiores la respuesta se aproxima a la no drenada (corto plazo).
- Esta comparación evidencia la importancia de seleccionar un esquema de cálculo coherente con la escala temporal de las fases constructivas y la permeabilidad del medio.
- Las variaciones de exceso de presión de poros corresponden con la disipación de estas tras cada fase de consolidación llevada a cabo, tal y como se aprecia en Figura 9.
- La modelización con MEF ha demostrado ser adecuada para simular la interacción de los túneles sumergidos y el terreno.

REFERENCIAS

Duncan, J.M., y Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *J. Soil Mech. Fund. Div*. Vol 96 (5): 1692-1653.

Grantz, W.C. (2001). Immersed tunnel settlements. Part 1: Nature of settlements. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16 (3): 195-201.

Kuesel, T. R. (1986). Immersed Tube Tunnels: Concept, Design & Construction. *Civil Engineering Practice*. 57-78.

Łotysz, S. (2010). Immersed tunnel technology: A brief history of its development. *Civil and Environmental Eng Properties. Nº 4: 97-110.*

Lunniss, R. y Barber, J. (2013). *Immersed Tunnels*. CRC Press Taylor & Francis Group.

Mortier, H.; Hakkaart, Ch.J.A.; Hart, W.M.'t (2006). *Settlements of HSL immersed tunnels.* 259-264. Taylor & Francis Group

PLAXIS 2D 2025.1 *Material Models Manual*. Seequent. Bentley.

ROM 0.5-0.5 (2005) *Recomendaciones para obras marítimas.* Puertos del Estado

Schanz, T.A. Vermeer, P.A. y Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *In Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Rotterdam: Balkema.*

Xu, G.; Fu, B.; Li, Y.; Liu, H. (2015). *A Simplified Method for Calculation of Allowable Longitudinal Differential Settlement of Immersed Tunnel*.

Zhang, X., y Broere, W. (2019). Settlements of immersed tunnel on soft ground: A case study. In: *Tunnels and Underground Cities: Eng Innovation meet Archaelogy, Architecture Art*: 1234-1241

MODELIZACIÓN DE LA INTERACCIÓN TUBERÍA/CABLE-SUELO MEDIANTE EL MÉTODO DEL PUNTO MATERIAL

Mateu MAGLIA[(1)*], Núria M. PINYOL[(1,2)] y Christian HOFFMANN[(3)]

[(1)] Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)
*mateu.maglia@upc.edu

[(2)] International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE)

[(3)]VanOord, Rotterdam, Países Bajos

RESUMEN

En el contexto de emergencia climática actual, la descarbonización energética es uno de los principales objetivos a nivel global. Para cumplirlos, las energías renovables están ganando peso en sustitución de la energía procedente de los hidrocarburos. Tradicionalmente, se han utilizado infraestructuras en alta mar por la industria del petróleo y el gas, y el conocimiento acumulado puede transferirse a energías renovables como los parques eólicos marinos. Ambas industrias energéticas necesitan transportar la energía hasta la costa mediante tuberías o cables que habitualmente se depositan sobre la superficie del fondo marino, confiando únicamente en la capacidad portante del suelo para soportar las cargas de instalación y servicio. La evaluación de la reacción del terreno ante el hundimiento y el movimiento lateral de la tubería es un aspecto clave para dimensionar e instalar correctamente estas estructuras. El remoldeo y la deformación del material durante la fase de instalación, como por ejemplo el tendido del cableado o la conexión de turbinas, y la fase de servicio pueden desempeñar un papel relevante en la reacción del suelo. Por ello, incluir las grandes deformaciones en el análisis puede ofrecer ventajas a la hora de dimensionar estas estructuras frente a las soluciones clásicas de capacidad portante o el uso de métodos de elementos finitos (MEF) convencionales. En este estudio se estudia la interacción tubería/cable-suelo empleando el método del punto material (MPM), implementado en el código de fuentes abiertas Anura3D, capaz de simular grandes deformaciones e interacción suelo-agua-estructura. Se presentan y validan el enfoque numérico y los desarrollos realizados mediante un ensayo en centrífuga en el que una tubería rígida interactúa con una arena saturada. Los resultados se discuten y comparan con un procedimiento industrial habitual consistente en un análisis con FEM estándar sin consideración de grandes deformaciones ni remoldeo del material. Este trabajo demuestra que el MPM es una herramienta potente para abordar problemas de ingeniería en alta mar (offshore) en los que las grandes deformaciones desempeñan un papel importante.

ABSTRACT

In a context of climate emergency decarbonization of energy is one of the main goals at the global level, and renewable energies are growing in share to substitute energy traditionally coming from hydrocarbons. The offshore environment has traditionally been used by oil and gas extraction industry, and now the accumulated knowledge in this field can be transferred to renewable energies such as offshore wind power plants. Both industries need to transport the energy onshore by pipelines or cables that are usually laid on soil surface relying only on soil bearing capacity to withstand installation and service loads. The assessment of soil reaction to embedment and

lateral pipe movement is a key aspect to correctly install and dimension these structures. Material remolding and deformation in cable installation and service can play an important role in soil reaction as occurs in unburied pipe-soil interaction problems. For that reason, including large deformation analysis can have some benefits over classical bearing capacity solutions or standard finite element method (FEM) analysis. In this study, the material point method (MPM) implemented in the open-source code Anura3D, able to simulate large deformations and soil-water-structure interaction, is selected to study pipe/cable-soil interaction. The numerical approach and developments are first presented and validated with an instrumented centrifuge experiment in which a rigid pipe interacts with a saturated sandy soil. Results are then discussed and compared with a current industry procedure, which consists of standard FEM analysis without large deformation and material remolding consideration. This work shows that MPM is a powerful tool to address problems where large deformation plays an important role.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Modelación numérica (Numerical modelling), Offshore, Grandes deformaciones (Large deformations).*

1. INTRODUCCIÓN

La descarbonización energética es uno de los principales objetivos para reducir el calentamiento global. El objetivo de reducción de emisiones de la Unión Europea ha aumentado del 40% al 55% en 2030 respecto a los niveles de 1990 (CE, 2020a). Las energías renovables van ganando peso para cumplir estos objetivos y se espera que crezcan aún más en las próximas décadas. La instalación de infraestructuras energéticas en tierra, como parques eólicos o solares, encuentra dificultades por el rechazo social o la falta de espacio, lo que hace atractivo construir nuevas instalaciones de energía renovable en el mar. El ejemplo más relevante son los parques eólicos marinos, que se espera que crezcan de una potencia instalada de 57 GW en 2023 a 2000 GW en 2050, alcanzando alrededor del 20% de la capacidad eólica mundial (CE, 2020b).

El entorno marino ha sido utilizado tradicionalmente por la industria de extracción de petróleo y gas, y el conocimiento acumulado en este campo puede transmitirse a las instalaciones de energía renovable marina. Un ejemplo de problema común entre la extracción de hidrocarburos y la producción de energía renovable es el transporte de la energía, mediante tuberías en el primer caso y cables en el segundo. Una práctica común con estas estructuras lineales en aguas profundas consiste en depositarlas en el fondo del mar, sin ningún soporte adicional, confiando en la capacidad portante del suelo para resistir las cargas de instalación y servicio. Esto incluye una gran variedad de cargas: peso propio, concentraciones de tensión durante la instalación, arrastramiento durante las operaciones de conexión, corrientes submarinas, pandeo por cambios térmicos y acción cíclica de las olas. Estas cargas generan una historia tenso-deformacional compleja en el terreno con gran movilización de material y posible degradación de sus propiedades, afectando a la resistencia del suelo y los distintos mecanismos de rotura involucrados, ambos factores clave para predecir los movimientos verticales y horizontales esperados (Dingle *et al.,* 2008).

Las soluciones clásicas de capacidad portante para tuberías (Murff *et al*., 1989) fueron desarrolladas para movimientos estrictamente verticales y considerando solo el peso propio, y tienden a sobreestimar la reacción del terreno, ya que los movimientos verticales en la realidad son mayores debido a las cargas cíclicas y a la concentración de tensiones durante la instalación (Westgate *et al.*, 2009), acciones difíciles de considerar en este tipo de análisis. El hundimiento inicial de la tubería es importante porque la resistencia lateral surge en parte de la presión pasiva generada por el material movilizado alrededor de la tubería durante la instalación (Gourvenec y Randolph, 2011). Otra solución disponible la proporcionan las envolventes de fluencia, combinando desplazamientos verticales y horizontales, basadas en análisis límite de plasticidad para condiciones drenadas (Zhang *et al.,* 2002) y no drenadas (Randolph y White, 2008), validadas con datos de ensayos en centrífuga (Dingle *et al.,* 2008; Wang *et al.,* 2010).

La modelización numérica del proceso completo de hundimiento y movimiento lateral requiere métodos de grandes deformaciones capaces de predecir el remoldeo del material y la evolución de mecanismos de rotura con la deformación. La gran mayoría de los casos de la literatura (Merifield *et al.,* 2008, 2009; Wang *et al.,* 2010; Chatterjee *et al.,* 2012) se modelizan con la técnica RITSS (Hu y Randolph, 1998), que pertenece a la categoría de los métodos Lagrangianos-Eulerianos Arbitrarios (ALE) (Ghosh y Kikuchi, 1991).

En este trabajo se reproduce el proceso de hundimiento y movimiento lateral en problemas de interacción tubería-suelo sin enterrar mediante el método de punto material (MPM, Sulsky *et al.*, 1995). El código utilizado es una rama privada del código abierto de Anura3D (Anura3D MPM Research Community, 2025), desarrollada en la Universitat Politécnica de Catalunya, que incluye desarrollos numéricos para mejorar la precisión y la estabilidad en la modelización del contacto tubería-suelo. Los resultados se validan con datos de ensayos en centrífuga sobre arena calcárea (Zhang *et al.,* 1999). Asimismo, se lleva a cabo un análisis MEF de pequeñas deformaciones mediante un procedimiento "wished in place" (WIP) que consiste en evaluar el aporte de resistencia debido al movimiento lateral a partir de un hundimiento de la tubería impuesto. Con ello se evalúan las diferencias en la resistencia del suelo entre ambos enfoques numéricos.

2. MÉTODO DEL PUNTO MATERIAL (MPM)

El MPM fue desarrollado para modelizar la dinámica de fluidos por Harlow *et al.* (1964) y posteriormente extendido a materiales granulares con propiedades dependientes de su historia tenso-deformacional por Sulsky *et al.* (1994). El MPM describe el dominio como un medio continuo mediante un conjunto de Puntos Materiales (PM) lagrangianos que se mueven con el material a través de una malla computacional. Cada PM almacena toda la información del material, mientras que las ecuaciones de gobierno se resuelven en los nodos de la malla computacional de forma idéntica a un análisis MEF clásico. Tras actualizar los datos de las partículas, la malla deformada vuelve a su configuración original. Esta doble discretización combina las características positivas de los enfoques Euleriano y Lagrangiano, haciendo el método fiable tanto para pequeñas como para grandes deformaciones en materiales con dependencia de su historia tenso-deformacional.

Se han desarrollado diversas formulaciones para materiales granulares en MPM según las condiciones de saturación y drenaje. La formulación de un solo punto ("single-point formulation") permite modelizar una, dos o tres fases (suelo, líquido y gas) utilizando un mismo punto material para todas ellas. En este estudio, el suelo saturado se modela en condiciones totalmente drenadas con una formulación monofásica de un punto material utilizando el peso unitario sumergido, sin calcular la presión intersticial.

En en el análisis de problemas de interacción suelo-estructura dominados por las grandes deformaciones es necesario considerar la interacción de un cuerpo rígido que se desplaza en contacto con el terreno. La modelación de este contacto mediante el MPM requiere algunas consideraciones especiales respecto de la formulación MPM estándar.

2.1. FORMULACIÓN DE CONTACTO

En el MPM estándar, las ecuaciones de gobierno de los distintos cuerpos se resuelven en la misma malla de fondo mediante un campo de velocidades único, reproduciendo de forma inherentemente un contacto donde no se permite desplazamiento relativo entre materiales, que puede no ser representativo de problemas reales con contacto friccional (Sulsky *et al.,* 1994). Al intentar modelar en MPM los contactos friccionales surgen dos dificultades principales: (i) detectar el contacto y (ii) calcular las fuerzas de contacto correspondientes para evitar la interpenetración y satisfacer las condiciones friccionales del contacto.

La detección del contacto en MPM no es trivial debido a la posible falta de coincidencia entre el dominio del cuerpo y la malla computacional, requiriendo evaluar los nodos de contacto en cada paso de tiempo. Uno de los métodos más utilizados consiste en identificar el contacto entre dos cuerpos cuando magnitudes físicas, como la velocidad o el momento, se proyectan al mismo nodo de la malla (Figura 1).

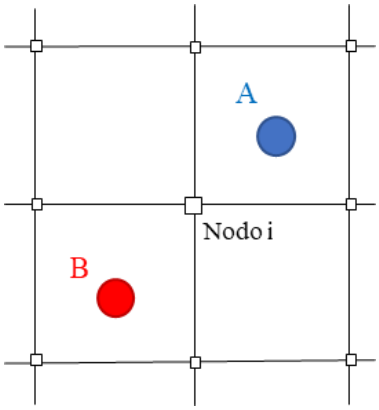


Figura 1. Dos cuerpos diferentes caracterizados por MP diferenciados en contacto en el nodo i.

Esta metodología fue introducida por Bardenhagen *et al.* (2000) mediante un esquema de predicción-corrección de velocidades nodales. Si dos PM de cuerpos distintos comparten el mismo nodo y se aproximan, se aplica una corrección a la componente normal de la velocidad para evitar la interpenetración, y una corrección a la componente tangencial para satisfacer la ley de fricción de Mohr-Coulomb. Esta corrección equivale a aplicar fuerzas normales y tangenciales en los nodos de contacto identificados tales que se cumplan las condiciones anteriores. La facilidad de implementación de la formulación de Bardenhagen la hace muy atractiva y ha sido ampliamente utilizada en numerosos problemas de ingeniería (Galavi y Martinelli, 2024; Gao *et al*., 2022).

La formulación de Bardenhagen no incluye las fuerzas de contacto en las ecuaciones de equilibrio de momento. Por ello, la aplicación de la corrección de velocidad debe estudiarse con cuidado según los distintos esquemas de integración MPM, tal como discute Buzzi *et al*. (2008). En este artículo se emplea un esquema Modified Updated Stresses Last (MUSL) en todo el modelo, y la corrección de las velocidades de contacto se aplica dos veces: 1) al calcular las velocidades del equilibrio de momento nodal a partir de las fuerzas; y 2) al calcular las velocidades directamente del momento. Como resultado, las oscilaciones de tensión se reducen claramente y se satisface la condición de no penetración, comunes anteriormente en los modelos numéricos interacción suelo-estructura MPM (Figura 2).

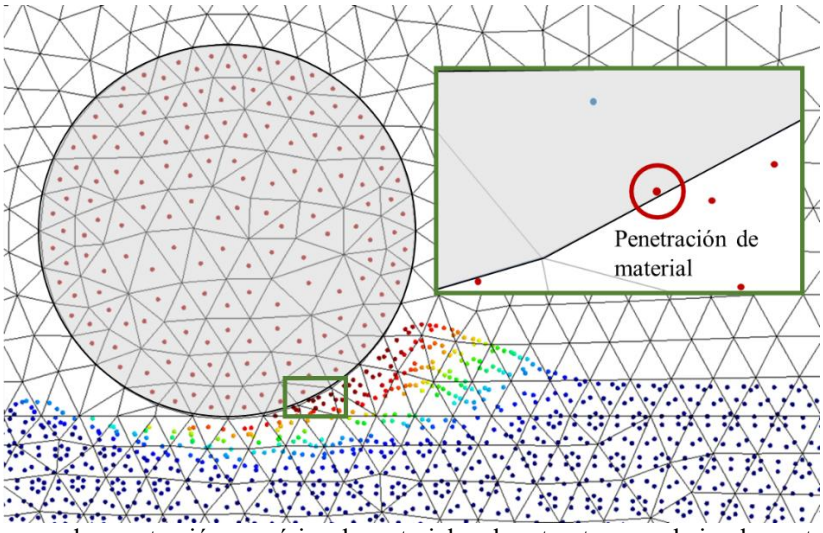


Figura 2. Típico caso de penetración numérica de material en la estructura por la implementación incorrecta de la formulación de contacto de Bardenhagen.

3. SIMULACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA DEL PROBLEMA DE INTERACCIÓN TUBERÍA-SUELO

3.1. ENSAYO DE CENTRÍFUGA

Los experimentos de centrífuga para estudiar la interacción tubería-suelo sin enterrar elegidos para este estudio fueron realizados en las instalaciones de la University of Western Australia por Zhang *et al.* (1999, 2002). Se utilizó arena calcárea del fondo marino de la plataforma noroccidental de Australia, identificada como arena limosa (SM) (Mohr *et al.,* 2013), con un peso específico unitario de 18,1–18,7 kN/m³ y un índice de huecos de 0,85–0,9. Los experimentos se realizaron a 50g y la capa de arena dentro de la caja de centrífuga tiene unas dimensiones de 650 mm de longitud por 140 mm de altura, y la tubería modelizada tiene un diámetro de 20 mm, equivalente a una tubería de 1 m de diámetro. La tubería y la arena se encuentran sumergidas en un fluido más viscoso que el agua (aceite) para eliminar las discrepancias existentes entre las leyes de escalado de la velocidad y el tiempo en ensayos de centrífuga (Madbhushi, 2015).

Este estudio se centra en el ensayo de desplazamiento lateral (“probe test”), que consta de dos fases: una fase inicial en la que se aplica una carga vertical monotónica de 4 kN hasta alcanzar un determinado hundimiento igual a 0,1ϕ; y una segunda fase en la que se mantiene la carga vertical mientras se aplica un desplazamiento horizontal y se mide la fuerza resultante. El desplazamiento lateral aplicado final es de 1ϕ y se acumula un hundimiento de 0,25ϕ. Como se ha remarcado anteriormente, la configuración del material alrededor de la tubería al final de la fase de hundimiento es clave para predecir correctamente la reacción al desplazamiento horizontal, por el aumento de la presión pasiva generada.

Los resultados del ensayo de centrífuga muestran un aumento de la fuerza de resistencia horizontal con el desplazamiento en la misma dirección, que se puede explicar por la formación de una berma con el material acumulado en la dirección del movimiento y por el aumento del hundimiento con el desplazamiento horizontal (Zhang *et al*., 1999).

3.2. MODELIZACIÓN MPM

El modelo MPM se realiza a escala de ensayo en centrífuga (Figura 3) para evitar el uso de leyes de escala y modelar exactamente la realidad y las medidas. Por ello se debe aplicar el incremento de la gravedad que simula la aceleración durante el vuelo. Las posibles discrepancias entre la simulación y la realidad debido a la dirección y magnitud de la gravedad por el efecto de la posición respecto al eje de giro se consideran poco significativas (Madbhushi, 2015).

Las simulaciones emplean una versión en desarrollo del código Anura3D (Anura3D MPM Research Community, 2025) con una malla de elementos triangulares no estructurada de mayor densidad en las proximidades de la superficie de contacto. Para aplicar las condiciones de contorno, la caja de la centrífuga se incluye en el modelo, añadiéndose entre el contorno y la arena un material con las mismas propiedades, pero con un coeficiente de amortiguamiento local homogéneo (ALH) de 0,1 para reducir las oscilaciones numéricas (Figura 3).

La arena calcárea se modela en condiciones saturadas drenadas con un modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Al no especificarse propiedades mecánicas en Zhang *et al*. (1999, 2002), fue necesario estimar los parámetros constitutivos. El ángulo de rozamiento (35°) se calibró con algunos ensayos de penetración monotónica presentados en Zhang *et al.,* (1999), que no se incluyen en este artículo. No se espera cohesión para este tipo de material arenoso (Lehane *et al.,* 2014). Se estima un valor de módulo elástico de 4 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,3, aunque se ha comprobado que el efecto de los parámetros elásticos en la fuerza de reacción una vez movilizado el mecanismo no es significativo. Debido a la diferencia de rigidez entre el suelo y la estructura, la tubería se considera completamente rígida. El contacto tubería-suelo se modela con una ley de fricción Mohr-Coulomb con un ángulo de rozamiento de 2/3 del de la arena y 0 kPa de adhesión.

El ensayo se reproduce en tres fases: una fase de inicialización, una fase de penetración monotónica, y una fase final de desplazamiento lateral. La inicialización consiste en la aplicación de la gravedad sobre todos los elementos del modelo, inicializando las tensiones en la arena y considerando el peso propio de la tubería. En la fase de penetración monotónica, se impone un desplazamiento vertical equivalente al medido en el ensayo, 0,1ϕ, y se mide la reacción. En la fase de aplicación de desplazamiento lateral se prescribe una velocidad horizontal a la tubería de 0,002m/s, se permite el movimiento en las otras direcciones, y se mantiene la carga vertical aplicada en la etapa anterior. La reacción horizontal en términos de fuerza se calcula mediante la integración de las tensiones en los elementos de contacto del perímetro de la tubería.

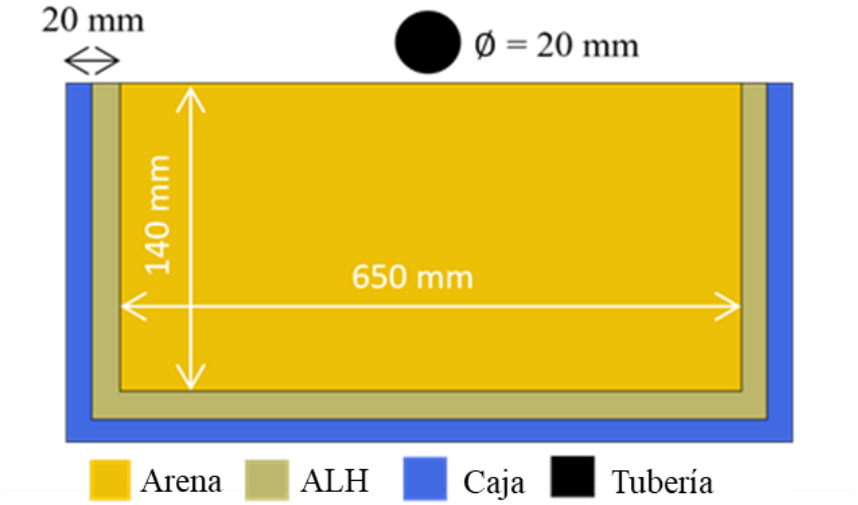


Figura 3. Dimensiones y geometría inicial del modelo MPM.

3.3. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS CON PEQUEÑAS DEFORMACIONES

Con el fin de comparar los resultados MPM, que permiten incluir explícitamente el efecto del cambio de geometría durante el cálculo, con los utilizados en ocasiones en la práctica profesional mediante herramientas que no fueron desarrollados inicialmente para tener en cuenta este efecto, se modela el mismo caso mediante MEF siguiendo una aproximación "wished in place" (WIP). Esta metodología supone la tubería embebida en el terreno a una profundidad determinada sin haber considerado la movilización del material (Figura 4) y la aplicación de un desplazamiento lateral a la tubería. Normalmente, teniendo en cuenta la arbitrariedad del hundimiento inicial en este tipo de análisis, se consideran varios valores de hundimiento inicial. En este caso se consideran dos hundimientos impuestos de 0,1ϕ y 0,25ϕ, correspondientes al mínimo y máximo observados en el ensayo de centrífuga.

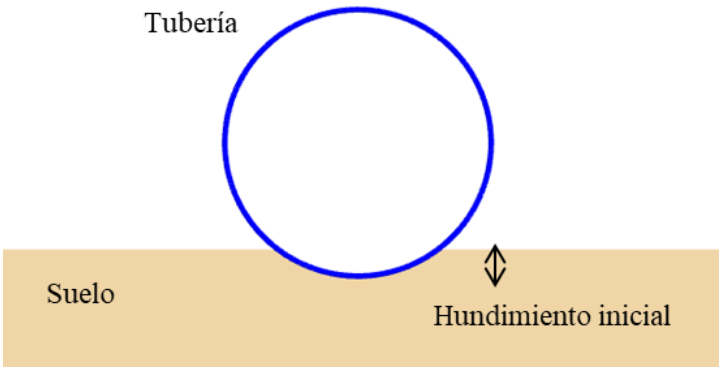


Figura 4. Geometría inicial del MEF de pequeñas deformaciones WIP.

3.4. RESULTADOS

Los resultados del modelo MPM de la primera fase de penetración vertical monotónica muestran un buen acuerdo con los datos experimentales. La fuerza vertical de 4 kN produce un hundimiento de 0,1ϕ, coincidiendo con el valor medido en el ensayo de la centrífuga. En los resultados MPM se observa un rápido levantamiento del material en los laterales, semejante al observado en el ensayo (Figura 5). Se puede observar la existencia de un hueco entre la tubería y la arena inherente a la formulación de contacto usada, en la que la detección del contacto depende de la discretización de la malla como se ha descrito en el apartado 2.1.

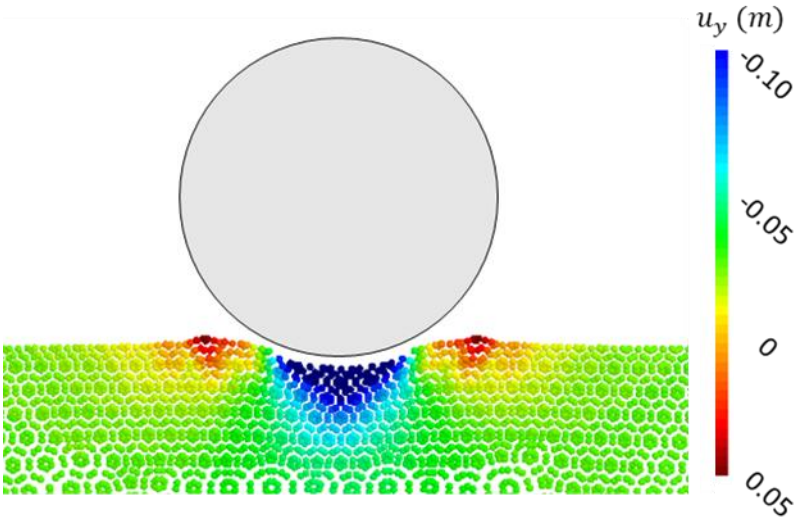


Figura 5. Desplazamiento vertical calculado al final de la fase de penetración monotónica en el modelo MPM.

En la segunda fase, la fuerza de reacción horizontal desarrollada con el desplazamiento prescrito concuerda bien con los datos experimentales (Figura 6). Tal como describen Zhang *et al.* (1999), el hundimiento del tubo crece con el desplazamiento horizontal, generando un incremento de la fuerza de reacción horizontal. El hundimiento crece rápidamente y, tras un desplazamiento horizontal de aproximadamente 0,3ϕ, alcanza un valor máximo de 0,25ϕ. La acumulación de material en la berma formada en la dirección del movimiento puede explicar el aumento paulatino de la fuerza horizontal tras alcanzar el hundimiento máximo.

Para analizar la capacidad del análisis MEF WIP, se presentan dos casos: hundimiento inicial (0,1ϕ) y hundimiento final (0,25ϕ). Ambos subestiman la fuerza de reacción horizontal, llegando a aproximadamente 1 kN y 2 kN respectivamente. Para el caso del hundimiento inicial, esto se explica por la incapacidad del MEF en su versión estándar de simular el incremento de hundimiento y la formación de la berma "pasiva". En el segundo caso, suponiendo el hundimiento final observado, los resultados siguen sin ajustarse a los datos experimentales ya que el modelo, aun considerando el hundimiento, no tiene en cuenta el material acumulado por el desplazamiento lateral, que desempeña un papel importante en el mecanismo de rotura.

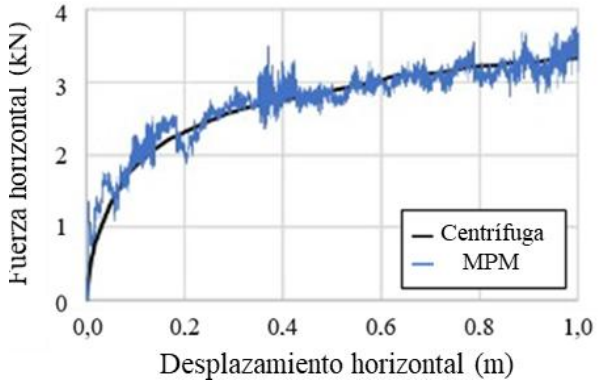


Figura 6. Reacción horizontal para el ensayo "probe" de la centrífuga y el modelo MPM.

Comparando el mecanismo de rotura del MEF WIP con el modelo MPM, ambos con hundimiento de 0,25ϕ, se observan dos mecanismos diferentes. En el MEF WIP se aprecia un mecanismo de dos cuñas (Figura 7a), mientras que en el MPM la rotura ocurre por el arrastre de todo el material movilizado acumulado en la dirección del desplazamiento (Figura 7b).

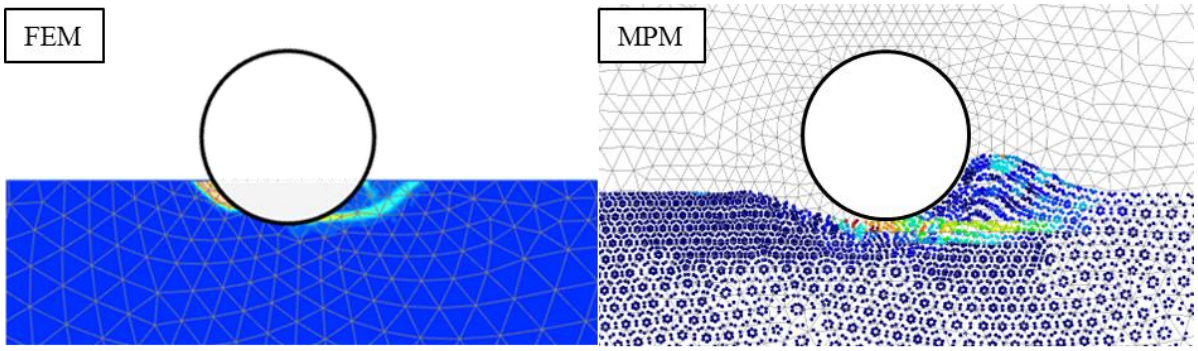


Figura 7. a) MEF WIP deformación de corte para 0,25ϕ de hundimiento inicial. b) Deformaciones de corte incrementales en MPM para un hundimiento de 0,25ϕ y desplazamiento horizontal de 0,3ϕ.

4. CONCLUSIONES

Este artículo presenta el método del punto material (MPM) como una herramienta útil para analizar problemas de la ingeniería "offshore", donde la gran deformación del suelo juega un papel importante. Para ello, se ha modelado la interacción entre cables o tuberías sin enterrar y el suelo marino mediante un código abierto en el que se han incluido nuevos desarrollos para mejorar el contacto entre estructura y terreno.

Se ha elegido para la validación un ensayo a escala realizado en máquina centrífuga sobre un suelo constituido por arena saturada y sumergida. Las condiciones drenadas han permitido realizar un análisis sin el cálculo de excesos de presión de agua mediante una formulación que considera una única fase.

Los resultados numéricos se ajustan bien a los medidos en el ensayo de laboratorio. Se estima satisfactoriamente el hundimiento inicial al imponer una carga vertical y también la curva fuerza-desplazamiento durante la etapa de desplazamiento lateral impuesto. Se observa que los buenos resultados se explican por la capacidad de modelar la acumulación de material delante de la tubería al ser movilizada. Aunque no se dispone de imágenes para validar con exactitud la deformada del terreno, basándonos en los mecanismos de rotura descritos en la literatura, el incremento de carga medida resulta de la reacción lateral creciente debido a la acumulación de material movilizado alrededor de la tubería y el incremento de hundimiento.

El efecto de la consideración de la deformación del suelo se puede observar al comparar los resultados de la modelización MPM con un modelo en MEF siguiendo el procedimiento "wished-in-place" (WIP), habitualmente utilizado en la industria. Con este procedimiento se impone la profundidad de penetración de la tubería como condición inicial al evaluar la respuesta durante el desplazamiento lateral impuesto. Incluso incluyendo un valor de la penetración inicial de la tubería igual al máximo final, la reacción horizontal obtenida con MEF WIP sigue siendo inferior a la medida. Este resultado demuestra que el enfoque MEF WIP presenta ciertas limitaciones y, aunque es conservador a la hora de calcular la resistencia al arrastramiento, puede resultar una estimación poco representativa y por tanto inducir errores en el diseño, siendo el MPM es una herramienta más adecuada para este tipo de análisis.

5. AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece el apoyo de la Secretaría de Universidades e Investigación de la Generalitat de Catalunya a través de la beca Joan Oró (ref. BDNS 657443). La segunda autora agradece el apoyo financiero recibido del Programa Serra Húnter del Departamento de Empresa y Conocimiento de la Generalitat de Catalunya. Los autores agradecen el apoyo financiero del proyecto PID2022-141429OB-I00, financiados por MCIN/AEI/10.13039/501100011033/FEDER y Unión Europea NextGenerationEU/PRTR. Los autores también agradecen el apoyo de la Comunidad de Investigación MPM Anura3D.

REFERENCIAS

Anura3D MPM Research Community (2025). *Anura3D Version 2025 Source Code*. https://www.anura3d.com

Bardenhagen, S., Brackbill, J.U., Sulsky, D. (2000). The material-point method for granular materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 187(3–4): 529–541.

Buzzi, O., Pedroso, D., Giacomini, A. (2008). Caveats on the implementation of the generalized material point method. *Computer Modeling in Engineering and Sciences*. 31.

CE (2020a). *Intensificar la ambición climática de Europa para 2030*. (COM/2020/176 final).

CE (2020b). *Energía renovable marina*. https://energy.ec.europa.eu/topics/renewable-energy/offshore-renewable-energy_en

Chatterjee, S., Randolph, M.F., White, D.J. (2012). The effects of penetration rate and strain softening on vertical penetration resistance of seabed pipelines. *Géotechnique*, 62(7): 573–582.

Dingle, H.R.C., White, D.J., Gaudin, C. (2008). Mechanisms of pipe embedment and lateral breakout on soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(5): 636–652.

Galavi, V., Martinelli, M. (2024). MPM Simulation of the Installation of an Impact-Driven Pile in Dry Sand and Subsequent Axial Bearing Capacity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 150. 10.1061/JGGEFK.GTENG-11592.

Gao, L., Guo, N., Yang, Z.X., Jardine, R.J. (2022). MPM modeling of pile installation in sand: Contact improvement and quantitative analysis, *Computers and Geotechnics*, Volume 151, 2022, 104943, ISSN 0266-352X, https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104943.

Ghosh, S., Kikuchi, N. (1991). An arbitrary Lagrangian-Eulerian finite element method for large deformation analysis. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 86(2): 127–188.

Gourvenec, S. y Randolph, M.F. (2011). *Offshore Geotechnical Engineering*. Spon Press, London.

Harlow, F.H., Evans, M.W., Welch, J.E. (1964). The Particle-in-Cell computing method for fluid dynamics. *Methods in Computational Physics*, 3: 319–343.

Hu, Y., Randolph, M.F. (1998). A practical numerical approach for large deformation problems in soil. Int. *Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22(5): 327–350.

Lehane, B.M., Carraro, J.A., Boukpeti, N., Elkhatib, S. (2014). Mechanical Response of Two Carbonate Sediments from Australia's North West Shelf. Proc. *OMAE 2014*, V003T10A008.

Madbhushi, G. (2015) *Centrifuge Modelling for Civil Eningeers*. CRC Press.

Merifield, R., White, D.J., Randolph, M.F. (2008). The ultimate undrained resistance of partially embedded pipelines. *Géotechnique*, 58(6): 461–470.

Merifield, R., White, D.J., Randolph, M.F. (2009). Effect of surface heave on response of partially embedded pipelines on clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(6): 819–829.

Mohr, H., Draper, S., White, D. (2013). Free Field Sediment Mobility on Australia's North West Shelf. Proc. *OMAE 2013*.

Murff, J.D., Wagner, D.A., Randolph, M.F. (1989). Pipe penetration in a cohesive soil. *Géotechnique*, 39(2): 213–229.

Randolph, M.F. y White, D.J. (2008). Upper-bound yield envelopes for pipelines at shallow embedment in clay. *Géotechnique*, 58(4): 297–301.

Sulsky, D., Chen, Z., Schreyer, H.L. (1994). A Particle Method for History-Dependent Materials. *Comput. Meths. Appl. Mech. Engrg*., 118: 179–196.

Sulsky, D., Zhou, S., Schreyer, H. (1995). Application of particle-in-cell method to solid mechanics. *Computer Physics Communications*. 87: 236–252.

Wang, D., White, D.J., Randolph, M.F. (2010). Large-deformation finite element analysis of pipe penetration and lateral displacement. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(8): 842–856.

Westgate, Z.J., White, D.J., Randolph, M.F. (2009). Video Observations of Dynamic Embedment During Pipelaying in Soft Clay. Proc. *OMAE 2009*, 699–707.

Zhang, J., Randolph, M., Stewart, D.P. (1999). An Elasto-Plastic Model for Pipe-Soil Interaction of Unburied Pipelines. *Proc. ISOPE* 1999, Vol. 2, pp. 185–192.

Zhang, J., Stewart, D.P., Randolph, M.F. (2002). Modeling of Shallowly Embedded Offshore Pipelines in Calcareous Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(5): 363–371.

INTERPRETACIÓN DEL PARÁMETRO DE ESTADO MEDIANTE CPTU NO DRENADO: COMPARACIÓN DE DISTINTAS TÉCNICAS

Lluís MONFORTE[(1)*], Stefano COLLICO[(2)], Marcos ARROYO[(1,3)] y Antonio GENS[(1,3)]

[(1)] Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)
*lmonforte@cimne.upc.edu

[(2)] Università degli Studi di Firenze

[(3)] Universitat Politècnica de Catalunya (UPC)

RESUMEN

Existen diversas técnicas de interpretación del parámetro de estado a partir de ensayos de CPTu en los que el suelo se comporta de manera no drenada. Todas estas técnicas se basan en los conceptos de la mecánica de suelos de estado crítico, complementadas de distintas maneras con observaciones empíricas, análisis de expansión de cavidad y simulaciones numéricas de CPTu. Las diferentes técnicas comparten un mismo formato de ecuación para la interpretación del parámetro de estado, pero conducen a formulaciones distintas que pueden producir resultados muy diferentes al aplicarse al mismo conjunto de datos de CPTu. La validación de estas formulaciones ha sido compleja debido a las limitaciones de las bases de datos de cámaras de calibración y a las dificultades de muestreo en campo. Este trabajo compara el funcionamiento y la robustez de diferentes técnicas de inversión del parámetro de estado a partir de ensayos de cono sin drenaje, aprovechando de manera sistemática la conexión entre el parámetro de estado y la resistencia al corte sin drenaje residual. Esta conexión es útil para acotar los parámetros de la ecuación de inversión y para verificar las predicciones del parámetro de estado obtenidas en casos reales. Las comparaciones se ilustran utilizando datos de CPTu de la presa que falló en Brumadinho (Brasil). Usando esos datos, los resultados del método empírico de Plewes mostraron un fuerte sesgo, prediciendo valores demasiado altos del parámetro de estado. Un método basado en la expansión de cavidades de Nor-Sand tuvo un mejor funcionamiento pero en general los resultados no fueron consistentes con la comprensión actual sobre la interpretación de ensayos. Las formulaciones basadas en simulación numérica son consistentes y no presentan sesgo. El conocimiento de estas limitaciones debe orientar la interpretación de los resultados de los ensayos.

ABSTRACT

Different interpretation techniques to obtain the state parameter from CPTu normalized effective tip resistance in undrained conditions are available. All these techniques are based on critical state soil mechanics concepts, complemented differently with empirical observations, cavity expansion analyses and CPTu simulation. The different techniques share a common inversion equation format, but result in different formulations leading to very different results when applied to the same CPTu data. Validation of the different formulations has been restricted by limitations in the calibration chamber database and by field sampling difficulties. This work compares the performance and robustness of different undrained CPTu to state parameter inversion techniques by systematically exploiting the connection of state parameter and residual undrained strength. This connection is useful to bound the inversion equation parameters and to check the predictions

of state obtained in field cases. The comparisons are illustrated using CPTu data from the failed dam in Brumadinho in Brazil. Using that data, the empirically based Plewes method results were strongly biased, predicting too high values of state parameters. A method based on Nor-Sand cavity expansion performed better, but overall results were not consistent with current understanding of test interpretation. Formulations based on numerical simulation are consistent and not biased. Awareness of these limitations should inform the interpretation of test results.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS): *Licuación (Liquefaction), Parámetro de estado (State parameter), Ensayo de penetración estática (Cone penetration testing)*.

1. INTRODUCCIÓN

Algunos suelos son susceptibles a la licuación estática: en condiciones no drenadas, la resistencia al corte disminuye después de alcanzar el valor máximo, hasta llegar a una resistencia residual que puede ser muy baja. Este es el caso de algunas arenas sueltas, relaves mineros, estériles de mina, rellenos hidráulicos o arcillas sensibles o rápidas. La licuación se entiende mejor utilizando los conceptos de la mecánica de suelos de estado crítico (Jefferies y Been, 2016; Jefferies, 2022). Un concepto relevante en este contexto es el parámetro de estado (Been y Jefferies, 1985), ψ, definido como la diferencia entre el índice de vacíos actual y el índice de vacíos en la Línea de Estado Crítico (CSL) para el mismo valor de tensión efectiva media. Un material será dilatante si el parámetro de estado es negativo y contractivo si el parámetro de estado es positivo. La evaluación de la susceptibilidad a la licuación por flujo para un depósito dado depende frecuentemente, por tanto, de la evaluación del parámetro de estado.

Es un hecho desafortunado que la mayoría de los suelos susceptibles a licuación estática también sean muy difíciles de muestrear sin que haya una alteración significativa (Hvorslev, 1949; Been, 2016). Además, la alteración por muestreo en suelos licuables suele resultar en densificación (Shuttle y Jefferies, 2016), lo que conduce a subestimar tanto el parámetro de estado como la susceptibilidad a la licuación. Como resultado, los ensayos in situ —y en particular el ensayo de penetración estática con piezocono (CPTu)— son la alternativa preferida para evaluar el estado in situ.

Las altas presiones de poro normalizadas durante la penetración son un buen indicador de penetración no drenada en CPTu (Fourie *et al.*, 2022). Existen numerosos ejemplos de suelos susceptibles a licuación por flujo en los que el CPTu resulta en condiciones no drenadas. Por ejemplo, los CPTu fueron no drenados en una gran fracción de los relaves no plásticos que licuaron en el dique B1 de Brumadinho (Arroyo y Gens, 2021). También se registraron presiones de poro normalizadas muy altas en los materiales licuables de la presa de Cadia (Jefferies *et al.*, 2019). Evaluar de manera fiable el estado y la susceptibilidad a licuación de flujo en estos suelos es particularmente difícil.

Aunque los métodos de evaluación del parámetro de estado basados en CPTu se propusieron inicialmente para arenas (Been *et al.*, 1987), también existen varios métodos para inferir el parámetro de estado en los que la inserción del CPTu resulta en condiciones no drenadas. Las propuestas iniciales fueron formuladas de manera empírica (Been *et al.*, 1989; Plewes *et al.*, 1992). Posteriormente, se desarrollaron alternativas sustentadas en análisis de expansión de cavidad (Shuttle y Cunning, 2007; Shuttle y Jefferies, 2016). Más recientemente (Pezeshki y Ahmadi, 2021; Monforte *et al.*, 2023), se han utilizado simulaciones numéricas de CPTu para proponer nuevos métodos simplificados. Todas estas propuestas se basan en la resistencia de punta medida y en la sobrepresión de poro, y utilizan como entrada los parámetros de la línea de estados críticos. Aplicadas a un mismo registro de CPTu, cada técnica produce un parámetro de estado distinto. Por lo tanto, el primer objetivo de este trabajo es comparar de manera sistemática los resultados de estos diferentes métodos.

Una validación directa de estos métodos requeriría perfiles de CPTu en que el material se comporte en condiciones sin drenaje en suelos cuyo estado haya sido determinado independientemente. Este tipo de registros es posible utilizando suelos reconstituidos en cámaras de calibración. Sin embargo, las cámaras de calibración que emplean CPTu a escala de campo son grandes; esto ha implicado limitaciones importantes en el tipo de suelos ensayados. La base de datos está, por tanto, dominada por suelos granulares dilatantes, en los que durante la penetración del cono el suelo drena libremente y el parámetro de estado inicial es negativo. El desarrollo reciente de cámaras de calibración reducidas (Ayala *et al.*, 2020; Sadrekarimi y Jones, 2022) es prometedor, pero aún no hay resultados disponibles para CPTu penetrados en condiciones no drenadas.

Se han presentado validaciones basadas en resultados de CPTu de campo apoyadas en estados inferidos a partir de muestras de sondeo, pero los resultados son ambiguos debido a la incertidumbre introducida por la posible alteración de las muestras. Por ejemplo, valores del parámetro de estado entre 0.15 y 0.4 se dedujeron a partir de contenidos de agua de muestras de los relaves de Rose Creek. Shuttle y Cunning (2007), quienes presentaron estos datos, advirtieron sobre la alteración por muestreo y consideraron los valores altos "en los límites de lo creíble". Su propia estimación, basada en resultados de expansión de cavidad Nor-Sand, fue de un parámetro de estado cercano a 0.1. Por otro lado, cuando Pezeshki y Ahmadi (2022) revisaron estos datos, tomaron los valores altos del parámetro de estado provenientes de las muestras de campo como válidos, utilizando $\psi_0 = 0.3$ como valor representativo en sus propias simulaciones Nor-Sand.

Una posible manera de salir de esta ambigüedad es aprovechar las mediciones de campo de la resistencia al corte sin drenaje residual. El parámetro de estado inicial de un suelo, ψ_0, está íntimamente relacionado con la resistencia al corte sin drenaje residual, S_u^{res} , a través de la línea de estado crítico. En particular, si la CSL se aproxima mediante una línea recta en el plano de compresión:

$$\frac{S_u^{res}}{p_0'} = \frac{S_u^{res}}{\sigma_{v0}'} \frac{3}{1+2K_0} = \frac{M}{2} \exp\left(-\frac{\psi_0}{\lambda}\right) \quad (1)$$

donde λ representa la pendiente de la CSL en el plano de compresión, $\ln p' - e$, M representa la relación de esfuerzos en estado crítico, p_0' es el esfuerzo efectivo medio in situ, σ_{v0}' corresponde al esfuerzo efectivo vertical y K_0 es el coeficiente de presión de tierras en reposo.

En los ensayos CPTu donde el suelo presenta un comportamiento no drenado, la fricción lateral es cercana a la resistencia al corte sin drenaje residual. Esto ha sido demostrado mediante experimentos de laboratorio - comparando con ensayos de molinete en campo, ensayos de laboratorio en suelo remoldeado (Lunne *et al.*, 1997; Robertson, 2009) e incluso ensayos de corte anular a volumen constante (Mmbando *et al.*, 2023)- y también mediante simulación numérica (Monforte *et al.*, 2022). No obstante, debe reconocerse que la fricción lateral está sujeta a incertidumbres experimentales (Lunne y Andersen, 2007; Lunne *et al.*, 2018); esta medida puede verse afectada no solo por la rugosidad del fuste sino también por las tolerancias geométricas de fabricación y el diseño especifico de cada proveedor. Esto significa que, en principio, la fricción lateral ofrece una medición independiente que puede aprovecharse para acotar la inferencia del parámetro de estado a partir de registros de CPTu sin drenados. El segundo objetivo de este trabajo es explorar esta hipótesis.

En lo que sigue, presentamos primero los métodos disponibles para invertir el parámetro de estado a partir de CPTu realizado bajo condiciones no drenadas del suelo. Discutimos el significado físico de los parámetros que intervienen en la fórmula de inversión y las restricciones que limitan sus posibles valores. Posteriormente, utilizamos como ejemplo un registro de CPTu para examinar el desempeño comparativo y la robustez de los distintos métodos disponibles. Finalmente, discutimos las limitaciones e implicaciones de los resultados obtenidos antes de presentar las conclusiones.

2. MÉTODOS ACTUALES PARA LA INTERPRETACIÓN DEL PARÁMETRO DE ESTADO A PARTIR DEL CPTu

2.1. MÉTODOS EMPÍRICOS

Been *et al.* (1987) propusieron el primer marco sistemático para estimar el parámetro de estado a partir de CPTu en que la penetración no induce excesos de presión de poro usando datos de cámaras de calibración. Propusieron una correlación empírica, relacionando medidas del cono y el parámetro de estado con la forma:

$$Q_p = \frac{q_t - p_0}{p_0'} = k \exp(-m\,\psi_0) \quad (2)$$

donde Q_p es la resistencia de punta normalizada, q_t es la resistencia de punta del cono y p_0 y p_0' representan la tensión media total y efectiva. Los parámetros k y m dependen de cada material, teniendo una gran dependencia con la compresibilidad plástica del material, λ.

La Ecuación (2) fue modificada por Been *et al.* (1989) y Plewes *et al.* (1992) para ser aplicada a registros de CPTu en que la inserción del cono induce cualquier tipo de condiciones de drenaje. Para tal fin reemplazaron la resistencia neta normalizada del cono por la resistencia efectiva normalizada del cono, Q_p':

$$Q'_p = Q_p(1 - B_q) + 1 = \frac{q_t - u_2}{p'_0} = \overline{k}\exp(-\overline{m}\,\psi_0)$$

$$\psi_0 = -\frac{1}{\overline{m}}\ln(Q'_p) + \frac{1}{\overline{m}}\ln(\overline{k}) \quad (3)$$

Los parámetros de inversión, $\overline{k}$ y $\overline{m}$, que se denotan con una barra superior para diferenciarlos de esos de la Equación (2), fueron relacionados empíricamente con los parámetros de la línea de estados críticos, λ y M. Los datos que soportan el método de inversión son resultados de cámara de calibración de CPTu en arenas y CPTu en el campo en arcillas y limos sobreconsolidados. Por lo tanto, la relación empírica entre, por una parte, $\overline{k}$ y $\overline{m}$, y, por el otro, λ y M está basada prácticamente en materiales dilatantes, ($\psi_0 < 0$).

El método de Plewes fue concebido para una evaluación preliminar basada únicamente en CPTu e incluía también la sugerencia de utilizar $M \approx 1{,}2$ y estimar λ a partir del índice de fricción del CPTu. Estas recomendaciones son bastante imprecisas (Reid, 2015) y su aplicación actual se basa con mayor frecuencia en valores de los parámetros de estado crítico medidos en laboratorio.

2.2. MÉTODOS BASADOS EN LA EXPANSIÓN DE CAVIDAD

Shuttle y sus colaboradores (Shuttle y Jefferies 1998; Shuttle y Cunning, 2007; Shuttle y Jefferies 2016) desarrollaron un método distinto. La relación entre el parámetro de estado y las medidas del cono es la misma que en el método de Plewes -Ecuación (3). Sin embargo, los parámetros de esa ecuación, $\overline{k}$ y $\overline{m}$, se obtienen de los resultados de la simulación de la expansión de una cavidad esférica.

En estas simulaciones, el material objetivo es presentado mediante el modelo constitutivo Nor-Sand. Típicamente, se emplea un conjunto de simulaciones, que explora el efecto del parámetro de estado en la resistencia de la cavidad esférica para un conjunto de parámetros de estado inicial. Generalmente y para un conjunto de parámetros de Nor-Sand, la resistencia efectiva normalizada de la cavidad y el parámetro de estado están relacionados con una expresión como la Ecuación (3).

Debido a que el CPTu no es una cavidad esférica, se deben aplicar ajustes a los valores obtenidos en la simulación de la expansión de la cavidad esférica para poder estimar la resistencia por punta y la presión de poros del cono. A la resistencia de la cavidad se le aplica un factor de forma para obtener la resistencia por punta; dicho término -que depende del parámetro de estado- fue obtenido en arenas dilatantes cuyo comportamiento durante el ensayo de cono es drenado. Igualmente se aplican ciertas correcciones a la presión de poros de la cavidad para obtener la presión de poros u_2 medida en la parte posterior del cono.

El código numérico para realizar dichas simulaciones de cavidad está disponible online, al que comúnmente se llama “widget”. A fin de facilitar su uso, Smith *et al.* (2021) presentó resultados relacionando, por una parte, $\overline{k}$ y $\overline{m}$, y λ y M por otra, usando el método del “widget”.

2.3. MÉTODOS BASADOS EN LA SIMULACIÓN NUMÉRICA DE CPTu

Con el avance de las técnicas numéricas, hoy en día es posible simular la penetración del CPTu utilizando la geometría real del cono, lo que permite superar la necesidad de recurrir exclusivamente a aproximaciones simplificadas, como la teoría de expansión de cavidad. En esta línea, Pezeshki y Ahmadi (2022) simularon el CPTu en condiciones no drenadas, describiendo el suelo con Nor-Sand. El amplio estudio paramétrico les permitió describir los resultados numéricos con una expresión igual que la Ecuación (3) y propusieron expresiones para $\overline{k}$ y $\overline{m}$.

Un nuevo método para estimar el parámetro de estado a partir del CPTu fue propuesto en Monforte *et al.* (2023). La propuesta está basada en el modelo constitutivo de estado crítico CASM (Yu, 1998) usando una combinación de expansión esférica de cavidad y simulaciones usando la geometría del cono, realizando las simulaciones con el método computacional para grandes deformaciones GPFEM (Monforte *et al.*, 2018).

Los resultados incluyen una nueva solución analítica de la resistencia efectiva normalizada para una cavidad esférica, σ'_c:

$$\frac{\sigma'_c}{p'_0} = \left(1 + \frac{2}{3}M\right)\exp\left(-\frac{\psi_0}{\lambda}\right) \quad (4)$$

Dicha expresión no es únicamente válida para CASM, pero es válida para cualquier modelo constitutivo en el que la línea de estados críticos está descrita por una recta en el plano $e - \ln p'$, como es el caso de Nor-Sand.

La expresión para la expansión de cavidad fue adaptada para que pudiera incluir los resultados obtenidos en las simulaciones numéricas de CPTu empleando GPFEM. Dichas modificaciones fueron, además, basadas en el estudio del estado tensional y de presiones de poro alrededor del cono. La expresión propuesta fue:

$$Q_p(1 - B_{q1}) + 1 = Q_p(1 - \beta B_{q2}) + 1 = c_q \left(1 + \frac{2}{3M}\right) \exp\left(-\frac{\psi_0}{\lambda}\right) \quad (5)$$

En dicha expresión aparecen dos parámetros: β representa el cociente entre el exceso de presión de poros medido en u_1 , en la cara del cono, y u_2. El parámetro c_q está en el rango entre 1 (para conos completamente lisos) y $\frac{7M+6}{4M+6}$ para conos completamente rugosos.

Tabla 1. Técnicas de interpretación del parámetro de estado a partir de CPTu en conditiones no drenadas. Nota: la expresión del widget corresponde a la propuesta de Smith et al (2021); la pequeña dependencia de los parámetros elásticos se ha obviado.

	Plewes	**Widget/Smith et al**	**Pezeshki y Ahmadi**	**Monforte et al**
Resistencia normalizada, Q_p	$Q_p = \frac{q_t - p_0}{p'_0}$	$Q_p = \frac{q_t - p_0}{p'_0}$	$Q_p = \frac{q_t - p_0}{p'_0}$	$Q_p = \frac{q_t - p_0}{p'_0}$
Relación de exceso de presión de poros, B_q	$B_q = \frac{\Delta u_2}{q_t - p_0}$	$B_q = \frac{\Delta u_2}{q_t - p_0}$	$B_q = \frac{\Delta u_2}{q_t - \sigma_{v0}}$	$B_q = \frac{\Delta u_1}{q_t - p_0} \approx \frac{\beta\, \Delta u_2}{q_t - p_0}$
Resistencia efectiva normalizada, Q_p	$\frac{q_t - u_2}{p'_0}$	$\frac{q_t - u_2}{p'_0}$	$\frac{q_t - p_0}{p'_0}\left(1 - \frac{\Delta u_2}{q_t - \sigma_{v0}}\right) + 1$	$\frac{q_t - u_1}{p'_0} \approx \frac{q_t - u_2 + (\beta - 1)\Delta u_2}{p'_0}$
$\overline{k}$	$M\left(3 + \frac{0.37}{\lambda}\right)$	$M\left(7.3 + \frac{0.0265}{\lambda}\right)$	$M\left(3.3 - \frac{0.035}{\lambda}\right)$	$c_q\left(1 + \frac{2}{3}M\right)$
$\overline{m}$	$11.9 - 30.62\lambda$	$\frac{1}{\lambda}$	$6 + \frac{0.1735}{\lambda}$	$\frac{1}{\lambda}$

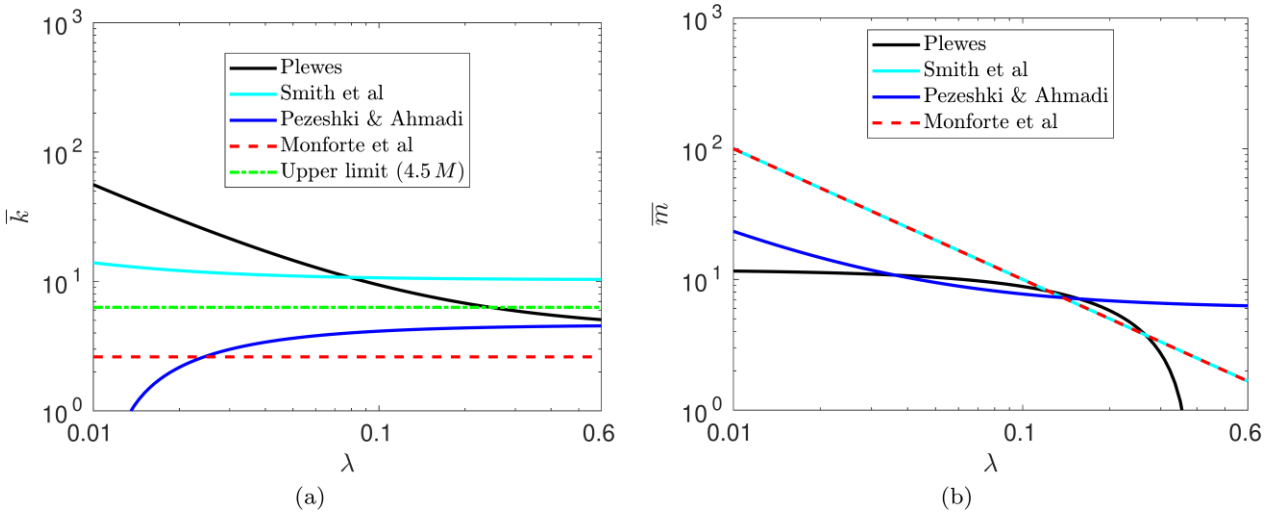


Figura 1. Efecto de λ en los parámetros de inversión $\overline{k}$ y $\overline{m}$ para distintas técnicas de inversión. En los cálculos de $\overline{k}$ se supone $M = 1{,}4$, $c_q = 1{,}35$ y $G_0 = 20$ MPa.

3. LIMITES EN LOS PARÁMETROS DE INVERSIÓN

Como se resume en la Tabla 1, todos los métodos de estimación del parámetro de estado emplean distintas definiciones para los parámetros $\overline{k}$ y $\overline{m}$, que dependen de los parámetros de la línea de estados críticos λ y M. La Figura 1 compara las distintas propuestas para casos representativos; dicha comparación es cualitativa, ya que cada método emplea una definición ligeramente distinta de la resistencia efectiva normalizada del cono.

Existen diferencias significativas. Plewes et al. (1992) predicen que $\overline{k}$ aumenta continuamente a medida que λ disminuye. Pezeshki y Ahmadi (2022) predicen el efecto contrario, aunque la influencia de λ sobre $\overline{k}$ solo es importante para valores bajos. La propuesta de Monforte et al. (2023) implica que este valor es independiente de λ. Los resultados basados en el método widget de Smith *et al.* (2021) también indican una sensibilidad relativamente baja de $\overline{k}$ frente a λ.

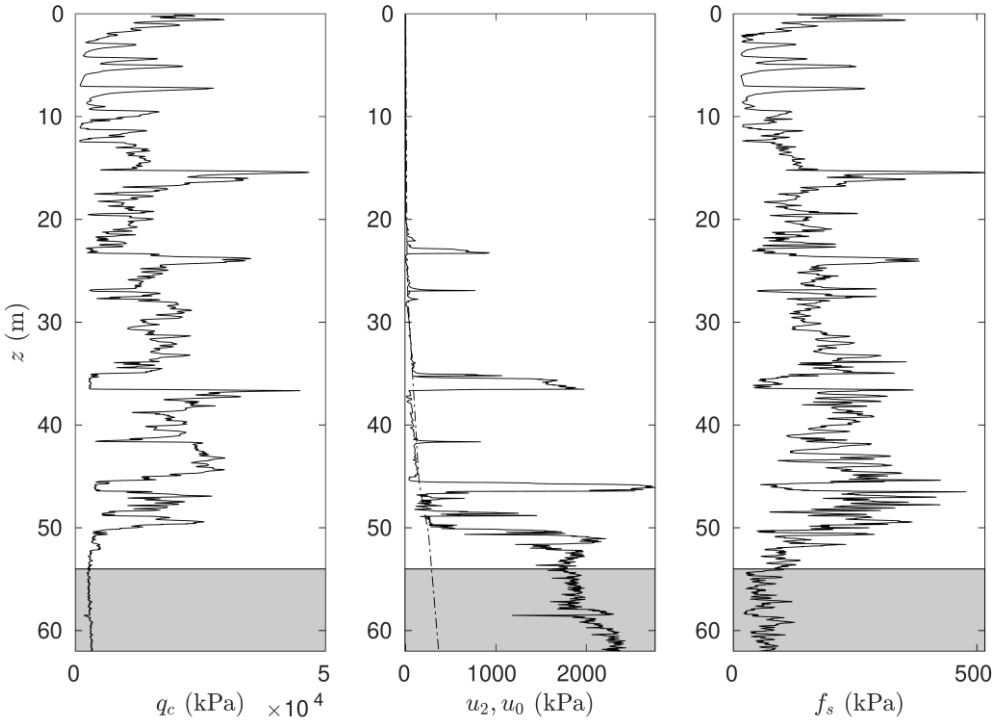


Figura 2. Resistencia de punta, q_c, presión de poros u_2 y presión de poros in situ u_0 y resistencia lateral, f_s, del ensayo CPTu PZE-29-35 de la presa B1 de Brumadinho.

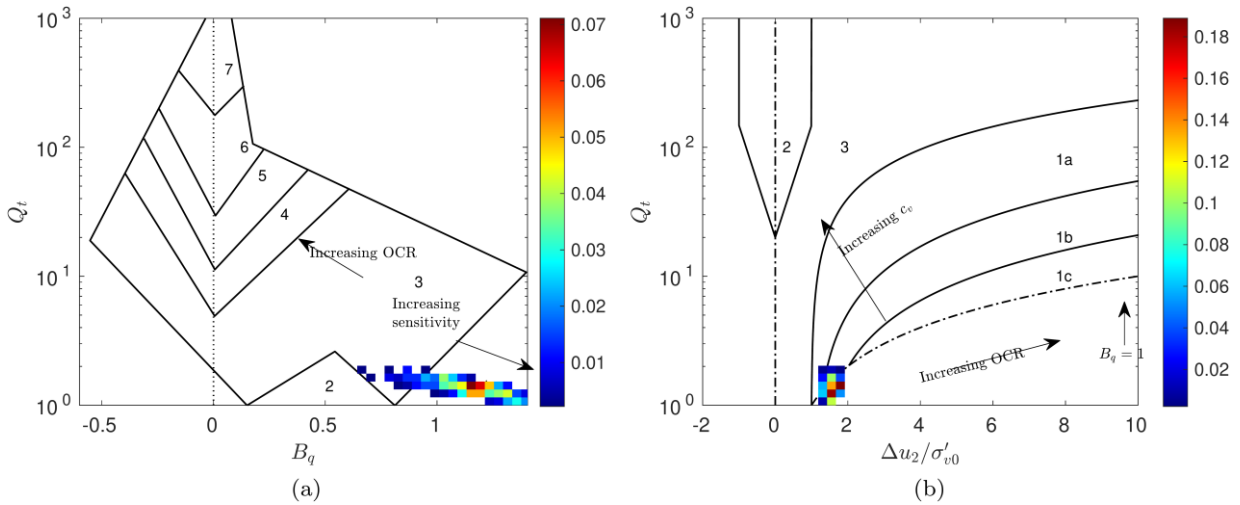


Figura 3. Distribución de los datos de CPT en Brumadinho en los gráficos de interpretación de Robertson (1991), (a) y Schneider et al (2018), (b). La escala indica la frecuencia relativa.

Tanto el método widget basado en Nor-Sand como Monforte *et al.* (2023) coinciden en estimar $\overline{m} = 1/\lambda$, como sugiere la solución de expansión de cavidad en estado crítico (Ecuación (4)). La expresión de Plewes es cercana a ese resultado para valores de λ en el rango 0,1 a 0,3, donde se disponía de la mayor parte de sus datos de calibración (véase Reid, 2015), pero diverge considerablemente fuera de ese intervalo. Resulta más sorprendente la discrepancia entre el método widget (Smith *et al.*, 2021) y la propuesta de Pezeshki y Ahmadi (2022), dado que ambos se basan en Nor-Sand.

Los valores posibles de los parámetros de inversión pueden acotarse considerando la relación entre el parámetro de estado y la resistencia al corte sin drenaje. El valor de $\overline{k}$ corresponde a la resistencia efectiva de punta normalizada para un suelo que inicialmente se encuentra en estado crítico (es decir, con $\psi_0 = 0$). Se

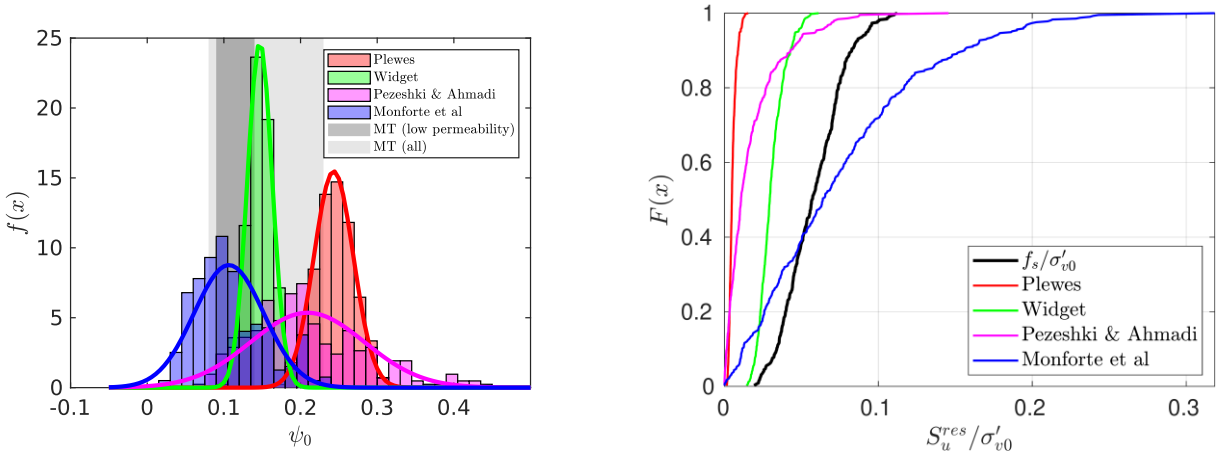
deduce entonces de la Ecuación (3) que $\overline{k} = Q'(\psi_0 = 0)$. Para el método de Plewes y el widget:

$$\overline{k} = \frac{q_t - u_2}{p'_0} = \frac{q_t - u_2}{S_u}\frac{S_u}{p'_0} = N_{ke}\frac{M}{2} \tag{6}$$

donde $N_{ke} = \frac{q_t - u_2}{S_u}$ es uno de los factores de cono clásicos empleados para la interpretación del ensayo en condiciones no drenadas. Nótese que en la Ecuación (6) se asume $\psi_0 = 0$, por lo tanto, la respuesta constitutiva del material es dúctil y la resistencia al corte sin drenaje para calcular N_{ke} es, al mismo tiempo, la resistencia de pico y residual (o de estado crítico) ya que ambas coinciden.

Medidas de campo sugieren que N_{ke} decrece con B_q, pero todos los valores observados de N_{ke} son menores de 9 (Lunne *et al.*, 1997; Schnaid, 2019). Por lo tanto, un límite superior para $\overline{k}$ que está en concordancia con las observaciones de campo es $\overline{k} < 4{,}5\ M$.

Este límite superior se muestra en la Figura 1. El método de Plewes predice con frecuencia valores mucho más altos para $\overline{k}$ que la cota superior descrita. Por lo tanto, el método de Plewes tendería a sobreestimar el parámetro de estado (Ecuación (3)). El método widget, tal como lo resumen Smith *et al.* (2021), también parece conducir a valores excesivamente altos para $\overline{k}$.



(a) (b)

Figura 4. (a): Distribución del parámetro de estado interpretado por cada método. Las bandas grisas indican el rango de parámetros de estado en las muestras reconstituidas: todos los materiales (gris claro) y materiales con baja permeabilidad (gris oscuro). (b): distribución acumulada de la resistencia residual al corte sin drenaje predicha por cada método usando la Ecuación (1) así como la fricción del fuste normalizada

4. FUNCIONAMIENTO COMPARATIVO DE LOS MÉTODOS

4.1. DATOS DE CAMPO

Para explorar el funcionamiento de los diferentes métodos de inversión del parámetro de estado, utilizamos datos de un CPTu realizado antes de la rotura de la presa de relaves mineros B1 en Brumadinho. Los datos analizados corresponden al tramo inferior (54 a 62m) del CPTu PZU 29-35. Este ensayo se llevó a cabo adyacente a la ubicación de un sondeo que estaba siendo perforado en dicha presa en el momento de la rotura. El tramo inferior analizado corresponde a la zona donde probablemente se desencadenó la licuación debido a sobrepresiones de agua inducidas por el sondeo (Arroyo y Gens, 2021). Además de su interés intrínseco, este conjunto de datos tiene la ventaja de corresponder, con alta probabilidad, a una penetración CPTu en condiciones no drenadas, como lo evidencian los valores de B_q mostrados en la Figura 3.

El informe de la rotura de la presa elaborado por CIMNE (Arroyo y Gens, 2021) presenta los parámetros de estado crítico determinados para distintos lotes de relaves de B1. Estos resultados indican que los parámetros de CSL necesarios para inferir el parámetro de estado no varían significativamente entre tipos de relaves, por lo que se seleccionaron unos datos representativos: $\lambda = 0{,}053; M = 1{,}4; K_0 = 0{,}5$. Para el método de expansión de cavidad (widget), se adopta una calibración de los parámetros de Nor-Sand para los relaves B1 que está incluida en el informe del CIMNE. Para la correlación de Monforte *et al.* (2023) se fijan $\beta = 1{,}35$ y $c_q = 1{,}35$.

4.2. PARÁMETRO DE ESTADO y RELACIÓN DE RESISTENCIA

La distribución del parámetro de estado calculado con los distintos métodos para el CPTu de Brumadinho se presenta en la Figura 4(a). Existe una divergencia significativa entre los distintos métodos, tanto en el valor medio como en la dispersión. El valor promedio varía desde 0,09 para el método de Monforte *et al.* (2023) hasta 0.25 para el método de Plewes.

Usando la Ecuación (1) se puede calcular la resistencia residual al corte sin drenaje normalizada, S_u^{res}/σ'_{v0}, sugerida por el parámetro de estado predicho por cada método. La Figura 4(b) presenta su distribución acumulada, comparada con la predicha por la fricción lateral del CPTu. Las estimaciones obtenidas mediante el método de Plewes parecen demasiado bajas, sin superponerse con los datos de resistencia por fricción lateral del cono. Las estimaciones del método de Pezehski y Ahmadi (2021) también son bastante bajas, con aproximadamente un 80 % de los valores estimados por debajo del mínimo implicado por la resistencia lateral del cono y con gran dispersión. Las obtenidas mediante el método widget están más cercanas, siendo la estimación media de la resistencia al corte sin drenaje residual del widget aproximadamente la mitad de la resistencia lateral del cono. Los resultados de Monforte *et al.* (2023) son más próximos a la resistencia lateral del cono en valor mediano, pero la distribución está sesgada hacia valores grandes (mediana < media) y muestra una dispersión significativa.

No se dispone de muestras de la zona explorada por el CPTu analizado, pero pueden obtenerse algunas indicaciones a partir de otros resultados. En general, las muestras creadas mediante la técnica de compactación húmeda (moist tamping, MT) parecen tener la misma línea de estado crítico que las muestras de alta calidad obtenidas de bloques (Reid y Fanni, 2022). Los relaves del B1 fueron caracterizados extensamente mediante ensayos de laboratorio (Arroyo y Gens, 2021; Viana da Fonseca *et al.*, 2022). Se obtuvieron líneas de estado crítico para nueve granulometrías reconstituidas diferentes de los relaves B1. Los parámetros de estado inicial máximos para especímenes reconstituidos de B1 usando la técnica de compactación húmeda oscilaron entre 0,08 y 0,23. No se conoce qué tipo de relaves estaban presentes en la zona del conjunto de datos de ejemplo, pero, dado su valor de B_q, eran de baja permeabilidad. Considerando únicamente las tres granulometrías más impermeables ensayadas (con conductividad hidráulica estimada mediante Kozeny-Carman $k < 2 \cdot 10^{-6}$ m/s), el parámetro de estado máximo reconstituido varió entre 0,09 y 0,14.

El rango de parámetros de estado máximos obtenidos a partir de muestras de laboratorio se ha añadido a la Figura 4(a). La información así obtenida coincide con las inferencias a partir de las estimaciones de resistencia sin drenaje residual. Las estimaciones del parámetro de estado mediante el método de Plewes son demasiado altas y no creíbles. Las obtenidas con el método de Pezehski & Ahmadi son más creíbles, pero todavía algo elevadas. Las estimaciones obtenidas usando Monforte et al. y el método widget parecen más confiables. El pobre funcionamiento del método de Plewes en este caso coincide con lo indicado por Torres-Cruz (2021), quien señalaba $Q' < 8$ o $p' > 260$ kPa como límites para su aplicación. Los valores de Q' están siempre por debajo de este límite para el registro analizado y la simulación numérica (Arroyo y Gens, 2021) indica que el esfuerzo efectivo medio en esta ubicación del dique era aproximadamente 700 kPa.

5. CONCLUSIONES

Este trabajo ha analizado los diferentes métodos simplificados disponibles para la inversión del parámetro de estado a partir de CPTu en los que el suelo se comporta de manera no drenada. Ha ilustrado cómo la estimación de la resistencia residual obtenida a partir de la medición de la fricción lateral del mismo CPTu puede utilizarse para acotar y verificar los resultados de la inversión del parámetro de estado. Asimismo, ha explicitado los límites impuestos por la conexión entre los parámetros de la ecuación de inversión y la resistencia sin drenaje. También ha examinado el funcionamiento y la robustez de los métodos simplificados utilizando un conjunto de datos del dique B1 en Brumadinho. Se ha encontrado que:

- Los valores del parámetro $\overline{k}$ propuestos por el método de Plewes están por encima de los límites razonables deducidos de los factores de cono. Por tanto, el método de Plewes probablemente sobreestima el parámetro de estado en condiciones no drenadas. Esto ocurrió al aplicarlo al conjunto de datos B1, donde la resistencia sin drenaje residual implícita era un orden de magnitud inferior a la deducida a partir de la fricción lateral. El método de Plewes parece inapropiado para interpretar CPTu no drenados en suelos licuables.
- El método simplificado propuesto por Pezeshki y Ahmadi no es muy robusto: cuando se aplica al

conjunto de datos B1, arroja resistencias no drenadas residuales muy inferiores a las deducidas de la fricción lateral y parece sobreestimar el parámetro de estado.

- Cuando el método widget se aplicó al conjunto de datos B1, su funcionamiento fue razonablemente bueno, a pesar de subestimar la resistencia sin drenaje residual y probablemente sobreestimar el parámetro de estado.
- El método simplificado de Monforte et al. se mostró robusto. Sin embargo, aunque las estimaciones medianas del método para la resistencia sin drenaje residual y el parámetro de estado fueron las más cercanas a los valores objetivo, hubo una dispersión significativa en los resultados.

Sea cual sea el método aplicado, es importante señalar que la interpretación del CPTu basada en el estado crítico vincula la resistencia sin drenaje residual con el parámetro de estado. Cuando el CPTu induce un comportamiento no drenado de los geomateriales, la resistencia sin drenaje residual está relacionada con la fricción lateral, mientras que el parámetro de estado está relacionado con la resistencia de punta y el exceso de presión de poro. Las tres medidas del CPTu están también interrelacionadas, por lo que es razonable utilizarlas conjuntamente en un procedimiento de inversión simultánea.

En definitiva, parece que los métodos simplificados actuales para obtener el parámetro de estado a partir de CPTu en condiciones no drenadas deben utilizarse con precaución y, preferiblemente, solo con fines de evaluación preliminar. Los avances recientes en modelización numérica hacen probable que la simulación paralela de CPTu ofrezca una vía más robusta y precisa para la interpretación del ensayo cuando la inferencia del estado es importante para el diseño. Finalmente, y dadas las dificultades prácticas asociadas con la determinación precisa del parámetro de estado, también podría ser interesante investigar medidas del estado del suelo distintas del parámetro de estado.

AGRADECIMIENTOS

Esta publicación es parte del proyecto PID2023-149935OB-I00, financiado por MICIU/AEI/10.13039 /501100011033/ y por FEDER, EU.

REFERENCIAS

Arroyo, M., Gens, A. (2021). *Computational analyses of Dam I failure at the Corrego de Feijao mine in Brumadinho*, Final Report; available at http://www.mpf.mp.br/mg/sala-de-im-prensa/docs/2021/relatorio-final-cinme-upc-1

Ayala, J., Fourie, A., Reid, D. (2020). Cone penetration testing on silty tailings using a new small calibration chamber. *Géotechnique Letters*. 10(4): 492-497.

Been, K., Jefferies, M.G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2): 99-112.

Been, K., Jefferies, M. G., Crooks, J. H. A., Rothenburg, L. (1987). The cone penetration test in sands: Part II, general inference of state. *Géotechnique*, 37(3), 285-299.

Been, K., Crooks, J. H. A., Jefferies, M. G. (1989). Interpretation of material state from the CPT in sand and clays. In Penetration testing in the UK (pp. 215-218). Thomas Telford Publishing.

Been, K. (2016). Characterizing mine tailings for geotechnical design. *Australian Geomechanics*, 51(4): 59-78.

Fourie, A., Verdugo, R., Bjelkevik, A., Torres-Cruz, L.A. Znidarcic, D. (2022) Geotechnics of mine tailings: a 2022 State of the art. *Proceedings of the 20th ICSMGE*. 121-183

Hvorlsev. M.J., (1949) *Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes*. American Society of Civil Engineers. Committee on Sampling and Testing

Jefferies, M, Been, K. (2016) *Soil liquefaction: a critical state approach*. 2nd Edition. Taylor & Francis Group.

Jefferies, M. Morgenstern, N. R. Van Zyl, D. Wates, J. (2019). Report on NTSF Embankment Failure Cadia Valley Operations for Ashurst Australia By Independent Technical Review Board. 17 April 2019

Jefferies, M. (2022). Improving governance will not be sufficient to avoid dam failures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 175(2), 166-180.

Lunne, T., Robertson, P.K. Powell, J.J.M. (1997) *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Blackie Academic & Professional

Lunne, T., Andersen, K. H. (2007). Soft clay shear strength parameters for deepwater geotechnical design. *SUT Offshore Site Investigation and Geotechnics*

Lunne, T., Strandvik, S., Kasin, K., L'Heureux, J.-S., Haugen, E., Uruci. E., Kassner, M. (2018) Effect of cone

penetrometer type on CPTU results at a soft clay test site in Norway. *Cone Penetration Testing IV: Proc CPT 2018* Delft 417–22

Mmbando, E., Fourie, A., Reid, D., O'Loughlin, C., Gao, J., Wang, Y., (2023) Residual strength based on CPT sleeve friction and a constant volume ring shear device. *Tailings and Mine Waste*. 2022.

Monforte, L., Arroyo, M., Carbonell, J. M., Gens, A. (2018). Coupled effective stress analysis of insertion problems in geotechnics with the particle finite element method. *Computers and Geotechnics*, 101, 114-129.

Monforte, L., Arroyo, M., Gens, A. (2022). Undrained strength from CPTu in brittle soils: a numerical perspective. Proceedings of CPT'22.

Monforte, L., Arroyo, M. Gens, A. (2023). A relation between cone metrics and the state parameter for liquefiable silts- *Canadian Geotechnical Journal*. 60(11): 1756-1774.

Pezeshki, A., Ahmadi, M.M. (2022). In situ state of tailing silts using a numerical model of piezocone penetration test developed by Norsand model. *International Journal of Geomechanics*. 04021264.

Plewes, H.D., Davies, M.P. Jefferies, M.G. (1992) CPT based screening procedure for evaluating liquefaction susceptibility. In Proceedings of the 45th Canadian geotechnical Conference, Toronto, Canada.

Reid, D. (2015). Estimating slope of critical state line from cone penetration test—an update. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(1): 46-57.

Reid, D., Fanni, R. (2022). A Comparison of intact and reconstituted samples of a silt tailings. *Géotechnique*, 72(2), 176-188.

Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests—a unified approach. *Canadian Geotechnical Journa*l, 46(11), 1337-1355.

Sadrekarimi, A., Jones, S. (2022) Laboratory-scale seismic CPT calibration chamber tests on Fraser River sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 59(8): 1386-1400.

Schnaid F (2009) *In situ testing in geomechanics*. CRC Press.

Shuttle, D. Jefferies, M (2016). Determining silt state from CPTu. *Geotechnical Research*, 3(3):90-118.

Shuttle, D. A., Cunning, J (2007) Liquefaction potential of soils from CPTu. *Canadian Geotechnical Journal*, 44:1-19.

Shuttle, D., Jefferies, M. (1998). Dimensionless and unbiased CPT interpretation in sand. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22(5), 351-391.

Smith, K., Reid, D. Fanni, R. (2021) A generalized CPTu state parameter inversion method based on the Norsand widget. ANCOLD 2021 Conference

Torres-Cruz, L. A. (2021). The Plewes method: a word of caution. *Mining, Metallurgy & Exploration*, 38(3), 1329-1338.

Viana da Fonseca, A., Cordeiro, D., Molina-Gómez, F., Besenzon, D., Fonseca, A., Ferreira, C. (2022) The mechanics of iron tailings from laboratory tests on reconstituted samples collected in post-mortem DAM in Brumadinho. *Soils and Rocks* 45(2):e2022001122.

Yu, H. S. (1998). CASM: A unified state parameter model for clay and sand. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22(8), 621-653.

DEFINICIÓN DE UN CRITERIO DE PARADA UNIVERSAL PARA EL MODELADO DE SUELOS GRANULARES BASADO EN SIMULACIONES DE ELEMENTOS DISCRETOS EN APLICACIONES GEOTÉCNICAS

Enrique Rodríguez Fernández[(1)*], Pablo Martín[(2)] y Jorge Castro[(2)]

[(1)] Grupo Geotecnia. Departamento de Matemática Aplicada y Ciencias de la Computación
Universidad de Cantabria (UC)
*enrique.rodriguez@unican.es

[(2)] Grupo Geotecnia. Departamento de Ingeniería del Terreno y de los Materiales
Universidad de Cantabria (UC)

RESUMEN

Algunos problemas en ingeniería geotécnica requieren el estudio de la dinámica de suelos compuestos por partículas grandes, como aquellos que implican la penetración de una cimentación con faldón en un lecho de erosión compuesto de piedras. Dado que el tamaño de las partículas puede ser comparable al del objeto que se introduce en el suelo, estos sistemas no pueden modelarse adecuadamente mediante una aproximación continua. En su lugar, el modelado matemático debe basarse en simulaciones de elementos discretos, que constituyen un valioso complemento a los experimentos en sistemas reales. Dichos experimentos, especialmente los realizados a escala real, suelen ser muy costosos, y la capacidad de realizar simulaciones realistas puede reducir significativamente estos costos. Al modelar la dinámica del suelo mediante elementos discretos, primero es necesario simular cómo las partículas que lo componen se asientan en una configuración de equilibrio, generalmente simulando un proceso de deposición gravitacional hasta alcanzar un estado estacionario. Las simulaciones realistas con grandes conjuntos de partículas son muy intensivas computacionalmente, requiriendo a menudo varias semanas de procesamiento por ejecución, lo que se convierte en el principal cuello de botella en la aplicación de esta técnica. Determinar el punto de parada adecuado para la simulación es fundamental: detenerla demasiado pronto resulta en un suelo parcialmente asentado y experimentos simulados poco fiables, mientras que prolongarla demasiado conlleva un coste computacional y de tiempo excesivo. Los estudios existentes en la literatura suelen emplear criterios de parada ad hoc, cuya determinación a menudo requiere mucho tiempo y solo es válida para conjuntos específicos de parámetros, lo que los hace intransferibles a sistemas con propiedades de partículas diferentes. En este trabajo, se analizan estrategias para definir un criterio de parada universal (independiente de las características de las partículas) y equilibrado (que permite que las simulaciones duren lo suficiente para alcanzar un estado pseudoestacionario adecuado), que podría integrarse automáticamente en los códigos de simulación de deposición de partículas.

ABSTRACT

Some problems in geotechnical engineering require studying the dynamics of soils composed of large particles, such as those involving the penetration of a skirted foundation into a scour bed composed of stones. Since the particle size can be comparable to that of the object being introduced into the soil, these systems cannot be adequately modeled using a continuum approximation. Instead, mathematical modeling must rely on discrete element simulations, which serve as a valuable complement to experiments on real systems. Such experiments, particularly those conducted at real scale, are often very expensive, and being able to perform realistic simulations can significantly reduce these costs. When modeling soil dynamics using discrete elements, it is first necessary to simulate how the particles composing the soil settle into an equilibrium configuration, typically by simulating a gravitational deposition process until a steady state is reached. Realistic simulations with large particle assemblies are highly computationally

intensive, often requiring several weeks of processing time per run, becoming the main bottleneck in the application of this technique. Determining the appropriate stopping point for the simulation is critical: stopping too early results in an incompletely settled soil and unreliable simulated experiments, whereas running too long leads to excessive computational and time cost. Existing studies in the literature generally employ ad hoc stopping criteria, which are often time-consuming to determine and are valid only for specific sets of parameters, making them non-transferable to systems with different particle properties. In this work, strategies are discussed in order to define a universal -independent of particle characteristics- and balanced -making simulations just long enough to reach an appropriate pseudo-steady state- stopping criterion that could be automatically integrated into particle deposition simulation codes.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: Suelos granulares (Granular soils), Métodos de Elementos Discretos (Discrete Element Methods), Eficiencia computacional (Computational efficiency).*

1. INTRODUCCIÓN

Las simulaciones basadas en Métodos de Elementos Discretos son de gran utilidad en ingeniería geotécnica. Permiten modelizar de forma detallada el comportamiento de medios granulares teniendo en cuenta la interacción individual entre cada una de las partículas. Esto es especialmente útil en aquellas situaciones en las que un suelo no puede ser modelizado como un medio continuo debido a su interacción con elementos cuya geometría es del mismo orden de magnitud que el tamaño de las partículas que componen el propio suelo.

Utilizando estas herramientas, podemos analizar procesos como la deposición, la compactación o la hinca de placas o pilotes. Simuladores numéricos como Yade han facilitado el estudio del comportamiento mecánico de sistemas granulares, siendo esto especialmente útil en aquellos casos en los que la alternativa a la simulación, los ensayos en laboratorio a escala, suponen un coste económico muy elevado.

En una simulación de un proceso de compactación o hinca de un suelo generado por un Método de Elementos Discretos, la generación del propio suelo por deposición gravitatoria de un gran número de partículas es la parte que supone un mayor coste computacional, órdenes de magnitud mayor que la simulación de una compactación o hinca, pudiendo requerir semanas de simulación para tamaños aceptablemente grandes. En este contexto, uno de los principales retos consiste en definir criterios fiables que permitan identificar el estado de consolidación de un suelo generado por deposición de partículas durante una simulación. A lo largo de la literatura se han propuesto diversos parámetros, aunque su validez puede verse limitada por su dependencia de las características del sistema. Por ello, este trabajo se centra en analizar distintos criterios y proponer un enfoque más robusto que permita determinar de manera eficiente y universal el estado de consolidación en procesos de deposición gravitatoria.

2. ESTADO DEL ARTE

Los estudios publicados en la literatura que llevan a cabo simulaciones que implican la generación de suelos granulares mediante deposición, utilizando Métodos de Elementos Discretos, emplean distintos criterios para establecer si el suelo obtenido ha alcanzado un estado consolidado. Se presenta aquí un resumen de los principales criterios hallados en la literatura.

- Fuerzas desequilibradas: es el criterio más utilizado. Como ejemplo, en Yang et al. (2017), el suelo se genera inicialmente a partir de un conjunto de partículas que se dejan caer bajo la acción de la gravedad. Consideran el suelo consolidado cuando alcanza un nivel de fuerzas desequilibradas igual a 1E-5 N.
- Energía cinética: el uso de la energía cinética como criterio se ha observado en Huynh et al. (2025). En este caso, la simulación se detiene en el momento adecuado cuando la energía cinética se estabiliza en un valor mínimo que no se especifica.
- Tiempo: por último, algunos investigadores consideran únicamente el tiempo transcurrido desde el inicio de la simulación (incluyendo la deposición y la reorganización de las partículas) como criterio. Dos ejemplos representativos de este enfoque son Macaro et al (2021) y Liu et al (2025). El principal problema asociado a este método es que este criterio está directamente relacionado no solo con las propiedades sino también con el número de partículas. En el primer artículo varía entre 10 h y 35 h, y llega incluso a 72 h en el segundo.

3. PROBLEMAS DE LOS CRITERIOS PROPUESTOS EN LA LITERATURA

Los criterios utilizados en la literatura, ligados a valores específicos del tiempo o de otros parámetros, son problemáticos dado que el tiempo de una simulación depende del caso específico (especialmente del número de partículas simuladas) y los valores estacionarios a los que se llega en variables como las fuerzas desbalanceadas o la energía cinética dependen del número y propiedades de las partículas.

Para ilustrar esto, se ha simulado la deposición de un conjunto de partículas y se han modificado varios parámetros (número de partículas, densidad de las partículas, módulo de Young, ángulo de fricción, coeficiente de Poisson, radio, factor de amortiguamiento), comparando los resultados obtenidos de los valores estacionarios de magnitudes (velocidad promedio de las partículas, fuerzas desbalanceadas, número de coordinación promedio, altura promedio) hasta llegar a valores estacionarios.

Como ejemplo, se muestran los resultados obtenidos variando la densidad de las partículas en la Figura 1. Se observa cómo los valores estacionarios no son iguales para cada valor de los parámetros, con lo que no hay ningún valor que se pueda tomar de forma universal como referencia para determinar cuán cerca del estado estacionario estamos en una simulación, lo que muestra que los valores tomados por los autores de la literatura son valores “ad-hoc” para las condiciones particulares de sus respectivas simulaciones.

Nuestro objetivo será, en consecuencia, encontrar un criterio universal que permita evaluar el grado de finalización en la formación de un suelo por deposición gravitacional independientemente de las propiedades de las partículas. A la vista de todos los trabajos realizados hasta el momento, se puede concluir que este método aún no ha sido establecido.

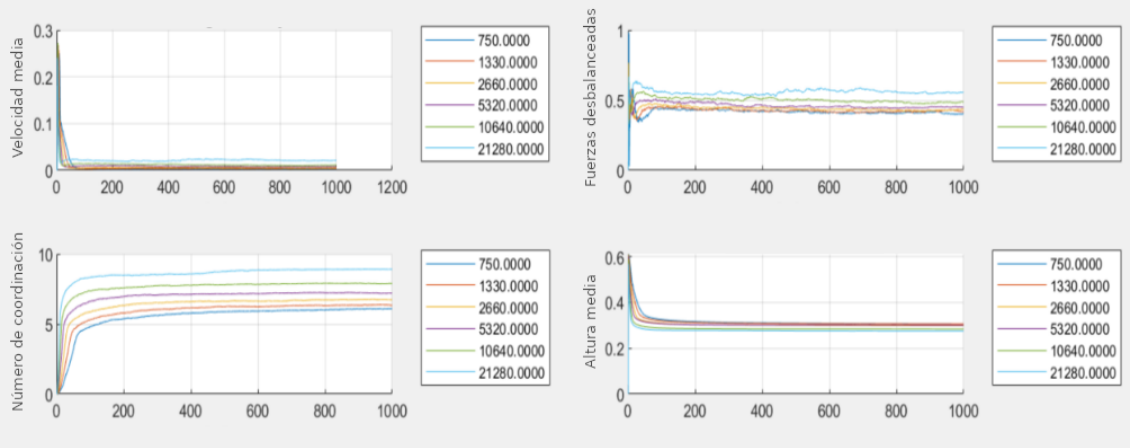


Figura 1. Dependencia de varios parámetros del proceso de deposición con el número de iteraciones (en miles) y la densidad de las partículas, en unidades del sistema internacional.

4. CARACTERIZACIÓN DE LOS REGÍMENES DEL PROCESO DE DEPOSICIÓN

Las magnitudes que se proponen para caracterizar la evolución de la deposición son:

- La fuerza desbalanceada (alcanza valores estacionarios que dependen de las propiedades del material, el tamaño del sistema y el número y tamaño de las partículas).
- La posición promedia del centro de todas las partículas (mucho menos fluctuante que la altura máxima que alcanza el suelo debido al promedio sobre todas las partículas del sistema).
- La velocidad media de las partículas (buena para caracterizar tiempos cortos, a tiempos grandes las fluctuaciones en esta variable llegan a ser mayores que su tendencia).
- El número medio de coordinación de las partículas.

Una ilustración de la evolución temporal de estas variables en una simulación de deposición a pequeña escala (5000 partículas, radio de 1 cm, caja de 25 × 25 × 100 cm) está representado en la Figura 2.

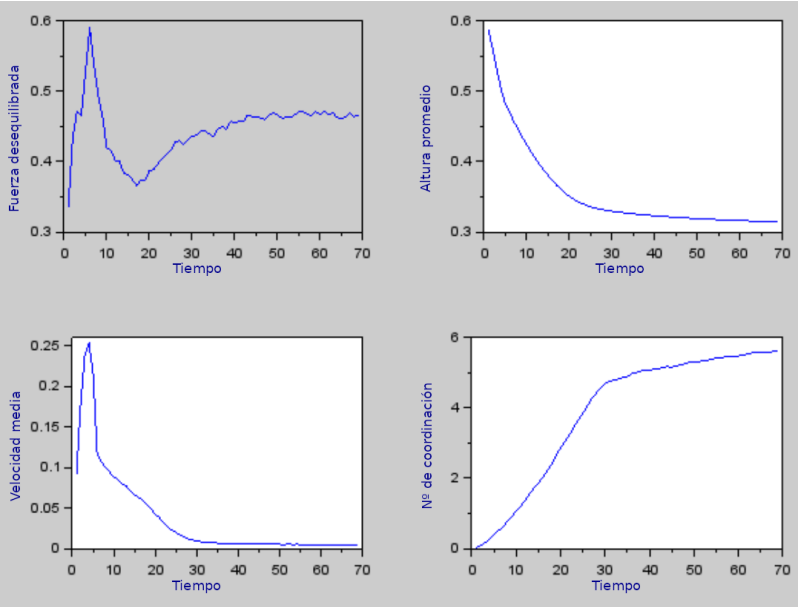


Figura 2. Evolución temporal de las magnitudes seleccionadas en un proceso de deposición, en unidades el sistema internacional.

Se aprecia cómo el proceso de deposición se puede dividir en al menos dos regímenes diferentes:

- En la primera fase, las partículas se dejar caer desde cierta altura y descienden hacia el suelo. Esta fase está regida principalmente por la fuerza gravitatoria. Las partículas adquieren una alta energía cinética debido a la aceleración gravitatoria. A medida que las partículas se asientan, la energía cinética se disipa mediante fuerzas de fricción y deformación, lo que provoca una reducción de su velocidad.
- Una vez que todas las partículas han aterrizado sobre el sustrato, hay una segunda fase donde se reorganizan sucesivamente en configuraciones más estables. El sistema se acerca progresivamente a un estado de equilibrio asintótico.

4.1 CARACTERIZACIÓN DEL FINAL DEL PRIMER RÉGIMEN

Se propone hacer un seguimiento de la velocidad media para la estimación del tiempo en que finaliza la primera fase de la deposición. Como se ha mostrado anteriormente, la evolución de esta magnitud es monótona y presenta muy pocas fluctuaciones. En los primeros momentos, aumenta de forma monótona con el tiempo hasta alcanzar un valor máximo, tras el cual comienza a disminuir mucho más lentamente hacia un valor asintótico. Esto hace que un criterio para determinar cuándo ha concluido el primer régimen pueda ser el primer momento en el que la velocidad pasa de decrecer (descendiendo desde el pico máximo) a crecer (primera fluctuación hacia arriba observada en la fase de decrecimiento lento).

La selección del período de muestreo de la velocidad media es esencial para llevar esto a cabo. Se propone seleccionar una escala de tiempo basada en el tiempo que tardan las partículas en caer por gravedad a lo largo de la longitud de la dimensión vertical (L) del recinto en el que se realiza la simulación.

$$T_{ref} = \sqrt{\frac{2L}{g}} \tag{1}$$

donde g es la aceleración de la gravedad y T_{ref} es la escala de tiempo, que no depende de las propiedades de las partículas que se utilicen en la simulación.

4.2 CARACTERIZACIÓN DEL SEGUNDO RÉGIMEN

Una vez que el proceso simulado entra en el segundo régimen, donde las partículas se acomodaran progresivamente, llega el momento de decidir cuándo detener la simulación. En esta fase, se propone utilizar la altura media de las partículas como parámetro para hacer un seguimiento del nivel de evolución del sistema. El objetivo es determinar la relación entre el volumen actual del suelo (proporcional a la altura media $\bar{h}$) y el volumen esperado en estado estacionario (proporcional a la altura media esperada cuando el tiempo tiende a infinito). En este régimen, hemos observado que la altura media sigue un decaimiento exponencial,

$$\bar{h}(t) \simeq \bar{h}_{\infty} + A\,exp(-Bt) \tag{2}$$

Utilizando valores medidos de la altura media $\bar{h}(t)$ para tiempos en este régimen con un periodo de muestreo T, se puede estimar progresivamente el valor esperado de la altura media en estado estacionario $\bar{h}_{\infty}$. Como periodo de muestreo se puede utilizar el mismo tiempo de referencia empleado en la caracterización del primer régimen o bien un número fijo de veces (al menos entre 100 y 1000) el paso de tiempo natural de Yade *PWaveTimeStep(),* que el propio programa calcula como el paso temporal más grande posible para mantener la estabilidad de la simulación en función del tamaño de las partículas y de la velocidad a la que una onda elástica puede propagarse en el material.

El ajuste debe realizarse de forma periódica utilizando un método de optimización o bien un método tipo Prony para el ajuste de funciones exponenciales. La linealización mediante logaritmos:

$$ln\left(\bar{h}(t) - \bar{h}_{\infty}\right) \simeq ln(A) - Bt \tag{3}$$

no es viable para estos ajustes dado que el nivel de fluctuaciones en esta fase es tal que el valor medio de la altura puede tomar valores por debajo del límite asintótico, dando lugar a logaritmos de valores negativos. El papel de las fluctuaciones es mayor cuanto menor sea el tamaño del sistema (número de partículas), pero relevante en todos los casos dado que la tendencia en esta fase de la deposición es muy débil y pequeñas fluctuaciones pueden igualarla en magnitud. Para reducir el efecto de las fluctuaciones, es necesario tomar no valores puntuales en cada tiempo de muestreo sino promedios temporales dentro de la ventana [t-T,t], donde t es el tiempo y T el periodo de muestreo.

Si este fuera el último régimen de la dinámica de la deposición, el criterio para detener la simulación sería que el error relativo entre la altura promedio y la altura estimada asintótica fuera menor que un valor elegido ε (por ejemplo, 10^{-2}, 10^{-3}),

$$1 - \frac{\bar{h}}{\bar{h}_{\infty}} < \epsilon \tag{4}$$

Sin embargo, nos encontramos con que el valor asintótico es alcanzado de forma permanente para tiempos muy grandes (ver figura 3). Esto es indicativo de que no hay un único decaimiento exponencial, sino que la compleja dinámica del acomodo entre partículas da lugar a, al menos, dos decaimientos exponenciales sucesivos. Este hecho permite tomar dos elecciones como criterio de parada:

- El momento en que el valor de altura promedio alcance el valor asintótico predicho por el primer decaimiento exponencial.
- El momento en que el valor de altura promedio alcance una distancia relativa suficientemente pequeña del valor asintótico predicho por el segundo decaimiento exponencial (véase ecuación 4). En este caso, el valor seleccionado de ε determina el grado de precisión requerido, siendo este independiente de los parámetros escogidos para modelizar las partículas.

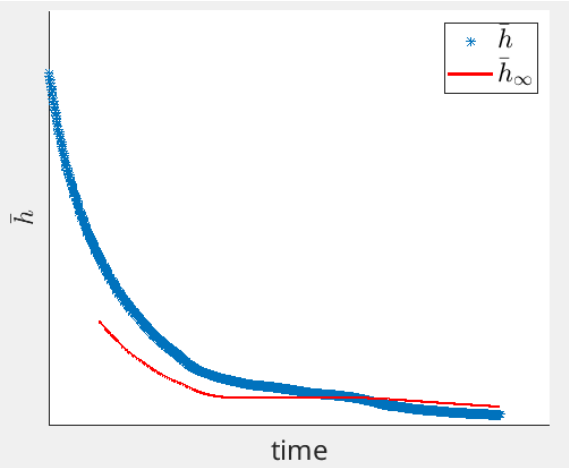


Figura 3. Evolución de la altura media en regímenes de decaimiento exponencial.
La línea roja representa, para cada instante t, una estimación del valor asintótico obtenida a partir de los datos disponibles para tiempos <t. Las unidades empleadas son arbitrarias.

5. CONCLUSIONES

La simulación basada en Métodos de Elementos Discretos es de gran utilidad en modelización del comportamiento de suelos granulares para aplicaciones geotécnicas. El factor limitante a la hora de llevar a cabo estas simulaciones es el gran coste computacional que requiere obtener una configuración estacionaria del suelo por deposición gravitatoria.

Los criterios utilizados en la literatura para determinar el tiempo óptimo en el que detener las simulaciones de deposición gravitatoria utilizan valores ad-hoc de parámetros de la simulación que dependen de las propiedades del sistema y de sus partículas, con lo que deben determinarse caso a caso.

El estudio realizado sobre la dinámica de procesos de deposición basados en simulaciones de esferas duras da lugar a la identificación de tres regímenes: uno gobernado por la caída libre de las partículas y dos regímenes diferenciados de asentamiento.

Se propone un criterio de parada basado en identificar el final del segundo régimen, utilizando una metodología que es independiente de las propiedades específicas elegidas para las partículas y la geometría del sistema.

Aunque la dinámica observada en las simulaciones no es totalmente equivalente a la observada en la realidad (el uso de esferas perfectas da lugar a un estado estacionario sometido a unas fluctuaciones mayores de las esperadas en un sistema con partículas imperfectas), caracterizar lo que sucede en estas simulaciones es fundamental para racionalizar los tiempos de cómputo.

REFERENCIAS

Yang, H., Xu, W. J., Sun, Q. C., & Feng, Y. (2017). *Study on the meso-structure development in direct shear tests of a granular material*. Powder technology, 314: 129-139.

Huynh, T. Q., Nguyen, T. T., & Indraratna, B. (2025). *Evaluating cohesive models in discrete element simulation through drawdown test with new assessment perspectives*. Powder Technology, 452: 120542.

Macaro, G., Utili, S., & Martin, C. M. (2021). *DEM simulations of transverse pipe–soil interaction on sand.* Géotechnique, 71(3): 189-204.

Liu, Y., Song, C., Li, Z., & Peng, J. (2025). *Numerical investigation of large-slope planar failure considering entrainment effects: New insights into the 2009 JWS event*. Engineering Geology, 346: 107901.

TEMA 15

CÁPSULA DEL TIEMPO

LA CÁPSULA DEL TIEMPO DE LA GEOTECNIA ESPAÑOLA DESARROLLADA POR LA SEMSIG

José ESTAIRE[(1)*], María SANTANA[(1)] y Antonio GENS[(2)]

[(1)] Laboratorio de Geotecnia. CEDEX
*jose.estaire@cedex.es

[(2)] Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universidad Politécnica de Cataluña (UPC)

RESUMEN

El presente trabajo describe la iniciativa emprendida por la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) para recopilar, preservar y difundir el legado histórico de la Ingeniería Geotécnica en España desde sus orígenes en la década de 1940. Este proyecto tiene como objetivo unificar un conjunto de documentos hasta ahora dispersos, con el fin de conservar la memoria técnica y profesional que ha sustentado el desarrollo de esta rama de la ingeniería civil. Enmarcada en el "Proyecto de Cápsula del Tiempo (Heritage Time Capsule)", promovido por la Sociedad Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (ISSMGE), esta recopilación constituirá la contribución española a dicho archivo internacional. Los documentos reunidos se han organizado en cinco categorías: historia de la Geotecnia en España, documentos técnicos de valor histórico, semblanzas y homenajes personales, enseñanza de la Geotecnia y actividades periódicas de la SEMSIG. Toda esta información es de acceso público y se encuentra disponible en la página web de la SEMSIG, donde puede consultarse libremente con su correspondiente clasificación cronológica y temática.

ABSTRACT

This paper describes the initiative undertaken by the Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) to compile, preserve, and disseminate the historical legacy of Geotechnical Engineering in Spain since its origins in the 1940s. The project aims to unify a body of documents that had previously been dispersed, in order to safeguard the technical and professional memory that has supported the development of this branch of civil engineering. Framed within the "Heritage Time Capsule Project", promoted by the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), this compilation will constitute the Spanish contribution to this international archive. The collected documents have been organized into five categories: the history of Geotechnical Engineering in Spain; technical documents of historical value; personal profiles and tributes; the teaching of Geotechnical Engineering; and the periodic activities of SEMSIG. All this information is publicly accessible and available on the SEMSIG website, where it can be freely consulted according to its corresponding chronological and thematic classification.

PALABRAS CLAVE (KEYWORDS)*: SEMSIG (SEMSIG), Geotecnia española (Spanish geotechnics), Historia (History).*

1. ANTECEDENTES

La Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) es la principal asociación científico-técnica española en el ámbito de la ingeniería geotécnica, disciplina de la ingeniería civil dedicada al estudio y resolución de los problemas relacionados con el terreno, tales como estabilidad de laderas, desmontes, terraplenes, cimentaciones, estructuras de contención, anclajes, estructuras de suelo reforzado, presas de materiales sueltos y túneles.

El acta de constitución de la SEMSIG está fechada el 1 de abril de 1970 y su inscripción como asociación se produjo el 12 de marzo de 1971. No obstante, sus raíces son bastante anteriores. Ya en 1949, impulsada por José Luis Escario y José Antonio Jiménez Salas, se creó la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, germen de la actual SEMSIG, que además se integró desde el principio en la *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (ISSMGE).

La SEMSIG recoge en sus estatutos (que son públicos) los objetivos con los que se fundó:

- *promover la Mecánica del Suelo y la Ingeniería Geotécnica,*
- *impulsar la colaboración entre quienes se ocupan de trabajos relacionados con dichas disciplinas,*
- *organizar un intercambio de conocimientos, ideas, resultados de investigación y procedimientos prácticos en el campo de las mismas y sus aplicaciones*,
- *tiene fines de investigación, científicos y técnicos, no lucrativos*.

La SEMSIG desarrolla un programa de actividades articulado en varias líneas principales:

- Organización de simposios y congresos de ámbito nacional.
- Celebración de jornadas técnicas y seminarios especializados.
- Desarrollo y coordinación de comités técnicos.
- Elaboración y difusión de publicaciones científicas y técnicas.
- Concesión de premios y distinciones.
- Representación y participación en el ámbito internacional.

Simposios y congresos nacionales

El Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica (SNIG) constituye el principal foro de encuentro de la comunidad geotécnica española. En este marco se presentan contribuciones científicas y técnicas, se exponen casos de estudio relevantes y se analizan los avances más recientes en el proyecto, construcción y control de obras geotécnicas. Estos encuentros favorecen el intercambio de experiencias entre el ámbito académico, la administración pública y el sector empresarial, contribuyendo a la transferencia efectiva de conocimiento.

Jornadas técnicas y seminarios especializados

De forma complementaria, la SEMSIG organiza jornadas monográficas dedicadas a cuestiones específicas de especial interés (como cimentaciones especiales, excavaciones profundas, túneles, mejora y refuerzo del terreno, estabilidad de taludes o presas de materiales sueltos). Estas actividades, frecuentemente desarrolladas en colaboración con otras entidades técnicas, entre las que cabe destacar a la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y del Subsuelo (AETESS), ofrecen un espacio de actualización profesional y debate técnico sobre problemáticas actuales y soluciones innovadoras.

Comités técnicos

La SEMSIG impulsa la actividad de distintos comités técnicos especializados en áreas concretas de la ingeniería geotécnica. Estos grupos de trabajo promueven el estudio sistemático de materias específicas, elaboran recomendaciones y documentos de referencia, y canalizan la contribución española a los comités de la ISSMGE. Su labor resulta esencial para el avance coordinado del conocimiento y la armonización de criterios técnicos.

Publicaciones y difusión del conocimiento

La SEMSIG desarrolla asimismo una importante labor editorial mediante la publicación trimestral del Boletín de la SEMSIG, actas de congresos y otros documentos técnicos. Estas publicaciones constituyen un instrumento fundamental para la difusión de resultados de investigación, experiencias profesionales y novedades normativas, reforzando la cultura técnica y científica del sector.

Premios y reconocimientos

Con el propósito de estimular la excelencia y reconocer la calidad de las aportaciones en el ámbito geotécnico, la SEMSIG otorga el premio Carlos Oteo al mejor artículo técnico escrito en español y el premio Antonio Soriano a la mejor tesis doctoral presentada en las universidades españolas. Estos reconocimientos contribuyen a visibilizar el talento y a incentivar la innovación y el rigor técnico.

Proyección y representación internacional

En su condición de miembro nacional de la ISSMGE, la SEMSIG representa oficialmente a la comunidad geotécnica española en el ámbito internacional. Facilita la participación en congresos mundiales y europeos, fomenta la colaboración con otras sociedades nacionales y promueve la presencia de expertos españoles en foros técnicos de referencia, reforzando así el posicionamiento internacional de la ingeniería geotécnica española.

En conjunto, este entramado de actividades configura a la SEMSIG como la principal plataforma de articulación científica y profesional de la geotecnia en España, actuando como catalizador del progreso técnico, la formación continua y la cooperación entre los distintos agentes implicados en el estudio y la intervención sobre el terreno.

Toda la información sobre las actividades, proyectos y publicaciones de la SEMSIG está disponible en su página web oficial (https://semsig.org) y cuenta además con presencia activa en redes sociales, lo que permite una amplia difusión y acceso inmediato a profesionales, investigadores y público interesado.

2. LA CÁPSULA DEL TIEMPO DE LA SEMSIG

2.1. INTRODUCCIÓN

En línea con su compromiso con la preservación de la memoria histórica y la difusión del conocimiento geotécnico, la SEMSIG ha impulsado una Cápsula del Tiempo inspirada en la iniciativa "Heritage Time Capsule" de la ISSMGE. Este proyecto internacional, destinado a conservar una representación significativa de la evolución de la ingeniería geotécnica mundial, combina un archivo digital con aportaciones de sociedades y especialistas con una cápsula física que será sellada en 2026 y abierta en 2126. Siguiendo ese modelo, la SEMSIG ha reunido en un repositorio propio una selección de documentos que reflejan la trayectoria de la geotecnia española desde mediados del siglo XX, incluyendo materiales históricos, testimonios técnicos, semblanzas de profesionales y registros de la actividad académica y societaria. Con ello se busca ordenar y preservar un legado que hasta ahora se encontraba disperso, garantizando su transmisión y aportación al contexto internacional.

El objetivo de la Cápsula del Tiempo de la SEMSIG es doble:

- preservar y poner en valor la memoria de la geotecnia española, reuniendo documentos históricos, testimoniales y técnicos;
- contribuir con este legado al archivo global de la ISSMGE, asegurando que la trayectoria española forme parte de la memoria internacional de la disciplina.



Figura 1. Imágenes de la Cápsula del Tiempo de la ISSMGE y la SEMSIG.

2.2. DOCUMENTOS DE LA HISTORIA DE LA GEOTECNIA DE ESPAÑA

La Cápsula del Tiempo de la SEMSIG contiene, hasta el momento de redacción del presente trabajo, cuatro documentos que describen la evolución de la geotecnia en España.

50 Aniversario del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX

El documento dedicado al Laboratorio de Geotecnia del CEDEX repasa la evolución de esta institución clave en la historia de la geotecnia nacional, cuyos orígenes se remontan al laboratorio fundado en 1944 y que, gracias al impulso de pioneros como José Luis Escario y José Antonio Jiménez Salas, pasó de unos inicios modestos a convertirse en la referencia nacional para el estudio del terreno y la resolución de problemas geotécnicos complejos. Su aportación fue esencial en grandes planes estatales —desde la modernización de carreteras hasta la construcción de las bases norteamericanas— y en la implantación de métodos de ensayo e instrumentación pioneros en España. Con el tiempo, participó en proyectos estratégicos como presas, metros, autovías, líneas de alta velocidad, centrales nucleares o ampliaciones de edificios emblemáticos como el Museo del Prado o el complejo de la Alhambra de Granada, mientras su intensa labor normativa y formativa dio lugar a una verdadera escuela española de geotecnia. Hoy, el laboratorio es un referente europeo, miembro activo de plataformas internacionales como ELGIP y dotado de instalaciones singulares como el Cajón Ferroviario del CEDEX, situándose en la vanguardia del conocimiento geotécnico gracias a una trayectoria marcada por la innovación, el rigor científico y una constante vocación de servicio público.




Figura 2. Construcción del Laboratorio de Geotecnia (izq.). Instalación singular: Cajón Ferroviario (drch.).

Laboratorio Nacional de Geotecnia. Entrevista a Alcibiades Serrano

Este documento recoge una entrevista a Alcibíades Serrano, figura clave en la consolidación de la geotecnia española y director del Laboratorio de Geotecnia en los años ochenta. En ella repasa la transformación del antiguo Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo en un centro de referencia del Ministerio de Obras Públicas, así como su especialización progresiva hasta la creación del Laboratorio de Geotecnia en la calle Alfonso XII. Durante su dirección, el centro incorporó nuevas áreas, como dinámica de suelos, geofísica e instrumentación avanzada, y equipamiento puntero, impulsando una importante actividad investigadora y formativa que situó al Laboratorio a la vanguardia europea y reforzó la proyección internacional de la geotecnia española.



Figura 3. Momento de la entrevista entre Alcibiades Serrano y Carlos Enrique Ruiz.

Celebración del 40 aniversario de AETESS

La fundación de AETESS a finales de los años 70 marcó un punto de inflexión al reunir a las principales empresas del sector y profesionalizar técnicas como pilotajes, pantallas o tratamientos del terreno, justo en un momento en que el país afrontaba grandes retos constructivos: autopistas, presas, metros, puentes y, más adelante, la implantación de la Alta Velocidad ferroviaria. Durante las décadas siguientes, España incorporó

tecnologías punteras (pantallas con lodos, hidrofresas, jet grouting, vibroflotación o columnas de grava) que, aplicadas en obras emblemáticas como la ampliación del Metro de Madrid, la Expo'92 o los grandes viaductos, elevaron las capacidades de ingenieros y empresas hasta situar la geotecnia española al nivel de los países más avanzados.

Northwestern University en la Geotecnia Española

El catedrático Eduardo Alonso, autor del texto, explica cómo la reforma del doctorado a finales de los años sesenta abrió una etapa decisiva para la geotecnia española, impulsando a jóvenes ingenieros a buscar formación avanzada en universidades punteras como Northwestern University. Gracias a la sólida preparación científica que traían desde España, muchos se integraron con rapidez en programas de alto nivel y regresaron después a ocupar puestos clave en universidades, laboratorios y organismos públicos. Con ellos trajeron no solo nuevos conocimientos, sino también una cultura investigadora más abierta, rigor en la publicación científica y una mirada internacional que contribuyó a modernizar la disciplina y a situar la geotecnia española en estándares globales durante las décadas posteriores.

2.3. DOCUMENTOS TÉCNICOS DE VALOR HISTÓRICO

Los Documentos Técnicos de Valor Histórico reunidos por la SEMSIG en su Cápsula del Tiempo representan los cimientos de la geotecnia española. Elaborados entre los años cuarenta y principios de los ochenta, reflejan los inicios y la consolidación de la Mecánica del Suelo en España, desde sus fundamentos teóricos hasta sus primeras aplicaciones prácticas. En ellos se reconoce la aportación decisiva de figuras como José Antonio Jiménez Salas y Alcibíades Serrano, que establecieron las bases científicas y metodológicas de la futura escuela geotécnica española. Más allá de su interés histórico, constituyen un legado conceptual que sigue influyendo en la formación y en la práctica profesional actuales. Se recopilan ocho textos:

1945 – Jiménez Salas – Nota sobre Mecánica del Suelo

Este documento, considerado el primer texto fundacional de la Mecánica del Suelo en España, sentó las bases de toda la disciplina al introducir de forma sistemática conceptos esenciales hasta entonces desconocidos en la ingeniería civil nacional: el suelo como material trifásico, la tensión efectiva, la consolidación, los criterios de resistencia y los principios que más adelante permitirían proyectar cimentaciones y estructuras de contención con rigor científico. Jiménez Salas no solo adaptó y tradujo al castellano el conocimiento internacional procedente de autores como Terzaghi o Casagrande, sino que también lo contextualizó para una generación de ingenieros que carecía de referencias propias, combinando teoría con una clara vocación didáctica. Al definir la terminología básica, los primeros modelos de cálculo y los esquemas iniciales de ensayo que luego se formalizarían en laboratorios y universidades, esta Nota abrió la puerta a la geotecnia moderna en España y preparó el terreno intelectual que haría posible el desarrollo posterior del Laboratorio de Geotecnia y de toda la escuela española.

1945 – Jiménez Salas – Notas sobre Mecánica del Suelo II

En esta segunda entrega, Jiménez Salas profundiza en las *relaciones tensión-deformación*, la compresibilidad de los suelos, el comportamiento drenado y no drenado, y las particularidades de suelos cohesivos frente a los suelos friccionales. Frente al primer texto, más conceptual, este ya entra de lleno en *métodos de cálculo*, esquemas de ensayo y recomendaciones sobre parámetros. Incluye referencias a ensayos entonces muy novedosos en España, como el edómetro o los primeros triaxiales. Introduce además las primeras discusiones sobre seguridad en cimentaciones, que fueron germen de la posterior normativa técnica.

1945 – Jiménez Salas – Notas sobre Mecánica del Suelo III

El tercer documento completa la serie con un enfoque claramente aplicado: describe *procedimientos de cálculo de estabilidad*, métodos de empuje de tierras, proyecto de muros, capacidad portante y evaluación de asientos. Incluye ejemplos numéricos y casos prácticos comentados, lo que indica que Jiménez Salas ya veía la necesidad urgente de formación técnica práctica en España. Este texto constituye la primera "guía" útil para resolver problemas reales en obra, y representa la transición de un conocimiento teórico importado a su adaptación concreta a problemas geotécnicos nacionales.

1953 – Jiménez Salas – Impresiones sobre el desarrollo de la Mecánica del Suelo

En este documento Jiménez Salas hace un análisis retrospectivo y crítico: evalúa los avances logrados en España desde mediados de los años cuarenta, denuncia carencias (equipamiento insuficiente, falta de personal técnico especializado, escasa difusión bibliográfica) y expone los obstáculos para la modernización geotécnica.

También presenta un diagnóstico del estado internacional de la disciplina, resaltando el liderazgo de escuelas como la de Terzaghi. Este documento es clave para entender cómo se tomó conciencia institucional de la necesidad de crear laboratorios, formar especialistas y modernizar metodologías antes de que existiera el CEDEX tal como hoy se conoce.

1981 – Jiménez Salas – Periodo fundacional del Laboratorio de Geotecnia

Este texto es una reconstrucción histórica interna del propio Laboratorio de Geotecnia del CEDEX. Jiménez Salas relata su origen en los modestos laboratorios de la Escuela de Caminos, su crecimiento exponencial con el Plan de Modernización de Carreteras y su institucionalización dentro del CEDEX en 1957. Detalla cuáles fueron las primeras líneas de investigación (arcillas expansivas, estabilidad de presas de materiales sueltos, cimentaciones profundas, mecánica de rocas), quiénes fueron los protagonistas, cómo se diseñaron y construyeron los primeros equipos propios, y qué hitos técnicos marcaron la consolidación del Laboratorio como referencia nacional. Es una fuente esencial para entender la identidad y la misión del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX como "motor geotécnico" del país.

1982 – Jiménez Salas – Aportaciones científicas españolas a la Geotecnia

Este documento traza un mapa amplio de las contribuciones españolas al conocimiento internacional. Incluye avances en la teoría de la plastificación, en la mecánica de suelos semisaturados, en cimentaciones profundas, estabilidad de taludes complejos y métodos numéricos emergentes. Destaca trabajos del Laboratorio de Geotecnia y de grupos universitarios, e identifica líneas en las que España fue pionera, como la interpretación de suelos colapsables y expansivos, o los estudios de comportamiento de presas de materiales sueltos. Además, sitúa estas contribuciones dentro del contexto internacional de la ISSMGE y describe cómo España pasó de ser receptora de conocimiento a convertirse en un actor científico relevante.

2012 – Alcibíades Serrano – Los albores de la geotecnia española

En este texto más reciente, Serrano narra la historia de la geotecnia española desde la experiencia vivida en primera persona. Describe los años heroicos de creación de los laboratorios, la llegada de equipos modernos, la importación de ideas desde la Universidad de Cambridge y otros centros internacionales, la formación de una generación de investigadores (César Sagaseta, Antonio Soriano y Carlos Oteo, entre otros) y la progresiva consolidación de una auténtica "escuela española". El documento aporta detalles humanos, anécdotas, visión crítica y contexto social, convirtiéndose en un complemento perfecto a los textos más técnicos y cronológicos de Jiménez Salas.

2017. Carlos Oteo. Un paseo desde el pasado al presente geotécnico español

El documento de Carlos Oteo es una mirada personal y técnica a medio siglo de geotecnia española, narrada a través de casos reales en los que el autor participó directamente. Su propósito es doble: preservar la memoria de los hitos geotécnicos de las últimas décadas y transmitir lecciones prácticas a ingenieros jóvenes a partir de la experiencia acumulada en obras muy diversas.

A través de ejemplos emblemáticos (pantalán de Coruña, Dique Seco de Matagorda, puentes de Rande y Ayamonte, Metro de Sevilla, Avenida de la Ilustración de Madrid, grandes laderas y socavones) Carlos Oteo muestra cómo la geotecnia española evolucionó mediante la observación en obra, la instrumentación, la mejora continua de métodos y la adaptación técnica a cada terreno, destacando el papel decisivo del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX y de figuras como Jiménez Salas, Alcibíades Serrano o Santiago Uriel. Cada caso aporta una enseñanza técnica concreta: desde caracterizar bien el terreno hasta entender las limitaciones constructivas reales.

El texto es también un reconocimiento a la escuela geotécnica española y a la importancia de mantener una actitud de aprendizaje continuo. Más que una recopilación teórica, es un relato vivo que captura cómo se ha construido, desde la práctica, el conocimiento geotécnico actual en España.



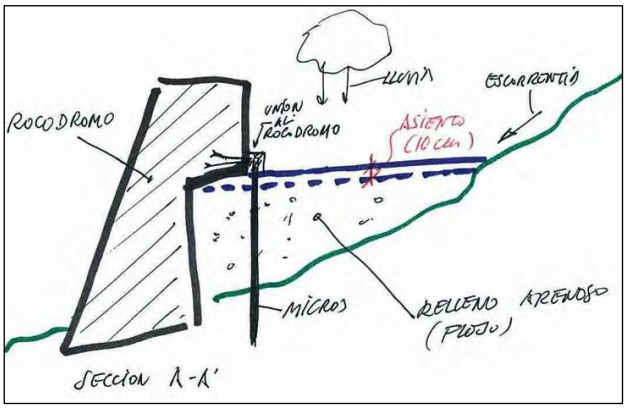
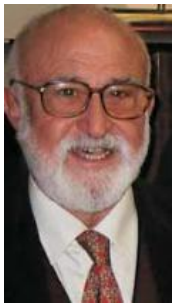


Figura 4. Laboratorio de Caminos (izq.). Esquema de solución a un rocódromo por Carlos Oteo (drch.).

2.4. SEMBLANZAS Y HOMENAJES PERSONALES

La sección de Semblanzas y Homenajes Personales de la Cápsula del Tiempo de la SEMSIG recoge la memoria de las figuras que han dado forma a la geotecnia española, reuniendo biografías, homenajes y documentos históricos que destacan su aportación científica, docente y humana. A través de textos dedicados a estas personalidades, esta colección reconstruye su influencia en ámbitos clave, desde la Mecánica del Suelo y la docencia universitaria hasta el impulso del CEDEX y la formación de nuevas generaciones— y muestra que la historia de la disciplina se ha construido no sólo con avances técnicos, sino con las personas que transmitieron conocimientos, criterios y valores que siguen guiando la práctica profesional.

	José Entrecanales Ibarra (1899–1990) José Entrecanales, catedrático de Cimientos y Puentes y cofundador de Entrecanales y Távora, fue una figura decisiva de la ingeniería civil española. Introdujo la matemática geotécnica moderna, dejó una profunda huella docente y lideró obras innovadoras como el dique seco de Cádiz, instalaciones industriales, presas y puentes. Su combinación de excelencia técnica, investigación aplicada y visión empresarial marcó más de seis décadas de desarrollo de la ingeniería en España.
	José Antonio Jiménez Salas (1916–2000) Reconocido como figura fundacional de la geotecnia en España, su formación en Alemania y Austria lo vinculó a la escuela de Terzaghi y Casagrande. Obras como *La Mecánica del Suelo y sus aplicaciones* (1951) y la trilogía *Geotecnia y Cimientos* (1971–1980) establecieron las bases modernas de la disciplina. Desde su cátedra creó una sólida escuela geotécnica e impulsó, desde el CEDEX, la modernización del Laboratorio de Geotecnia. En 2016 recibió un homenaje por su centenario y la Revista de Obras Públicas publicó un monográfico sobre su legado.
	Santiago Uriel Romero (1930–2012) Discípulo directo de Jiménez Salas, fue un pilar esencial en la consolidación académica de la geotecnia española. Su trayectoria combinó docencia rigurosa, desarrollo institucional y dirección de trabajos técnicos que cimentaron la "escuela geotécnica" en la UPM. En 2012, la UPM, la SEMSIG y la SEMR celebraron un homenaje en su memoria; Alcibíades Serrano impartió la conferencia *Los albores de la geotecnia española*. Uriel es recordado por su rigor técnico y su vocación formativa.

	Carlos Oteo Mazo (1947–2019) Considerado uno de los mayores referentes de la geotecnia española contemporánea, su libro "Un paseo desde el pasado al presente geotécnico español" constituye un testimonio técnico e histórico de enorme valor. A lo largo de cinco décadas participó en obras emblemáticas (pantalán de Coruña, Dique Seco de Matagorda, puentes de Rande y Ayamonte, Metro de Sevilla…), modernizó métodos constructivos y de reconocimiento, y creó una cultura geotécnica basada en la observación, la experiencia y la transmisión honesta de errores y aciertos.
	Alcibíades Serrano González (1935) Figura de proyección internacional en mecánica de rocas. Formado en Cambridge con Kenneth Harry Roscoe, realizó aportaciones de alto impacto en cimentaciones en macizos rocosos, dinámica de suelos y geofísica aplicada. Director del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX y profesor en la UPM, su obra integra precisión matemática, visión experimental y práctica de obra. Galardonado con el Premio Nacional de Ingeniería Civil (2007), se le reconoce también por su cultura humanística y su magisterio sobre varias generaciones de geotécnicos.
	Antonio Soriano Peña (1941-2019) Antonio Soriano Peña desarrolló una destacada labor geotécnica en campos como la estabilidad de taludes, las cimentaciones especiales, los tratamientos del terreno y la ingeniería de presas, participando en numerosos proyectos relevantes en obras hidráulicas, portuarias, viarias y ferroviarias. Su aportación a la profesión quedó reflejada en cerca de doscientas publicaciones y en su papel clave en normativas como las ROM de obras marítimas y las Guías Técnicas de Seguridad de Presas, que siguen siendo referencia en la práctica geotécnica española.

2.5. ENSEÑANZA DE LA GEOTECNIA EN ESPAÑA

La sección *Enseñanza de la Geotecnia en España* reúne documentos que muestran la evolución de la formación geotécnica en el país, desde la implantación de la disciplina en la Escuela de Caminos de Santander, con sus distintas etapas y líneas de trabajo, hasta el desarrollo del Máster Internacional de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica del CEDEX, heredero del curso fundado por Jiménez Salas y hoy referente iberoamericano. A ello se suma la formación continua impulsada por las Jornadas Técnicas SEMSIG–AETESS, que desde hace más de dos décadas actúan como foro de actualización y transferencia de conocimiento. En conjunto, la sección evidencia cómo la enseñanza geotécnica española se ha construido combinando universidad, posgrado especializado y capacitación profesional permanente.

Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica del CEDEX

El Máster CEDEX representa la vertiente de posgrado especializado dentro de la formación geotécnica española. Su origen se remonta al curso creado por Jiménez Salas en 1982 y su trayectoria lo ha convertido en un programa de referencia para España e Iberoamérica. Con un profesorado procedente del CEDEX, universidades, empresas y AETESS, integra teoría, práctica, modelización numérica, laboratorio, visitas de obra y un trabajo final, en un entorno internacional que favorece el intercambio técnico y cultural. Es uno de los pilares de la formación avanzada en geotecnia de habla hispana.

Escuela de Ingenieros de Caminos de Santander

La documentación relativa a la Escuela de Ingenieros de Caminos de Santander recoge la implantación de la geotecnia desde su creación en 1963 y su consolidación tras integrarse en la Universidad de Cantabria en 1972. El texto muestra cómo figuras clave como Alcibíades Serrano y, posteriormente, César Sagaseta, estructuraron un grupo docente e investigador pionero, creando un laboratorio propio, líneas de investigación en suelos blandos, túneles, estabilidad de taludes, geotecnia ambiental y formando doctores que luego nutrirían universidades y empresas. Constituye un ejemplo paradigmático de cómo se asentó la enseñanza moderna de la geotecnia en España.

Jornadas técnicas SEMSIG-AETESS

Las Jornadas Técnicas SEMSIG–AETESS, celebradas anualmente desde hace más de dos décadas, constituyen la tercera pieza esencial de la enseñanza geotécnica en España: la formación continua. Cada edición aborda un tema monográfico (pilotes, anclajes, pantallas, instrumentación, obras ferroviarias, infraestructuras portuarias, obras subterráneas, mejora del terreno, patologías) y reúne a especialistas de universidades, CEDEX, administraciones y empresas. Sus ponencias, disponibles en la web de AETESS, actúan como repositorio técnico y como puente permanente entre investigación, práctica profesional y desarrollo tecnológico. Son hoy un referente para la comunidad geotécnica española. Hasta el momento se han celebrado 26 sesiones con un importante éxito de asistencia. La documentación y algunas grabaciones de las Jornadas pueden consultarse tanto en la página web de la SEMSIG como de AETESS.



Figura 5. Acto de inauguración de las 26ª Jornadas SEMSIG-AETESS, celebradas en febrero de 2026.

2.6. ACTIVIDADES PERIÓDICAS DE LA SEMSIG

En este apartado se reúne la documentación que generan las actividades periódicas de la SEMSIG. Es el archivo vivo de la transferencia de conocimiento de la comunidad geotécnica española, que conserva ponencias, programas, memorias técnicas y listados históricos, permitiendo seguir, año a año, la evolución de las líneas de trabajo y los debates del sector.

Simposios Nacionales de Ingeniería Geotécnica (SNIG)

Los SNIG constituyen el principal congreso científico de la SEMSIG y el punto de encuentro más relevante de la comunidad geotécnica española. En ellos se presentan artículos revisados, se debaten avances técnicos y normativos y se comparten experiencias de proyecto y de obra, ofreciendo una visión actualizada del estado de la práctica y la investigación. Dentro de su programa destaca la Conferencia Especial “Jiménez Salas”, una ponencia magistral integrada de forma estable en el Simposio y dedicada a reconocer el legado del considerado como “padre de la geotecnia española” mediante contribuciones de alto nivel impartidas por especialistas de prestigio. Es importante resaltar que todos los documentos son accesibles desde la web de la SEMSIG.

Tabla 1. Simposios Nacionales de Ingeniería Geotécnica celebrados.

Año	Título	Lugar
1974	Túneles	Madrid
1976	Rocas Blandas	Madrid
1981	Uso industrial del subsuelo	Madrid
1989	El agua y el terreno en las infraestructuras viarias	Torremolinos
1993	Geotecnia de presas de materiales sueltos	Zaragoza
1996	Estructuras de contención del terreno	Santander
2000	Geotecnia de las infraestructuras del transporte	Barcelona
2004	Geotecnia ambiental y mejora del terreno	Valencia
2012	Cimentaciones y excavaciones profundas	Sevilla
2016	Reconocimiento, tratamiento y mejora del terreno	La Coruña
2022	La geotecnia en apoyo de la seguridad y desarrollo sostenible	Mieres
2026	Desafíos geotécnicos del siglo XXI	Santander





Figura 6. Portadas del primer y último de los Simposios Nacionales de Ing. Geotécnica celebrados.

Jornadas Hispano-Portuguesas de Geotecnia

Encuentro binacional de frecuencia bianual que subraya la colaboración histórica entre las comunidades de España y Portugal. La documentación reunida en la Cápsula del Tiempo refleja ediciones alrededor de temas compartidos (modelización numérica, interacción suelo-estructura, presas, túneles, riesgos geotécnicos) y el intercambio entre universidades, laboratorios, consultoras y administraciones de ambos países.

Jornadas de Obras de Interés Geotécnico

Sesiones orientadas a casos reales y proyectos recientes de alto interés. Su valor reside en poner en común soluciones constructivas, instrumentación, lecciones aprendidas y desafíos encontrados, con un enfoque eminentemente práctico. Constituyen un archivo útil para profesionales y una fuente de referencia para la comunidad. Hasta la actualidad se han realizado 59 ediciones, estando disponibles algunas grabaciones en la web de la Sociedad.

Conferencia Anual de la SEMSIG

La Conferencia Anual es el acto científico insignia de la sociedad que comenzó a celebrarse en 1997. Cada edición invita a un ponente de referencia para abordar un tema actual de alta relevancia (mecánica de rocas, Eurocódigo 7, instrumentación, dinámica de suelos, modelización avanzada, etc.). La Cápsula del Tiempo de la SEMSIG conserva un listado completo y cronológico, proporcionando una visión de conjunto de la agenda científica del país durante casi tres décadas.

Premios Carlos Oteo y Antonio Soriano

La SEMSIG refuerza cada año su papel como motor de la geotecnia española a través de dos premios que reconocen y estimulan la excelencia investigadora: el Premio Carlos Oteo, creado en 2018 para impulsar la publicación de artículos técnicos en español y otorgado anualmente al mejor trabajo innovador publicado en los Boletines de la SEMSIG o en la revista Geotecnia, y el Premio Antonio Soriano, instituido en 2019 para honrar la memoria del prestigioso catedrático Antonio Soriano Peña y concedido cada dos años a la mejor tesis doctoral defendida en una universidad española en el ámbito de la ingeniería geotécnica. Ambos galardones, presentados en la Jornada Técnica Anual de la Sociedad, visibilizan el talento emergente, fomentan la investigación de calidad y proyectan la actividad científica de la geotecnia española tanto a nivel académico como profesional, consolidando a la SEMSIG como referente nacional e internacional en la promoción del conocimiento geotécnico.