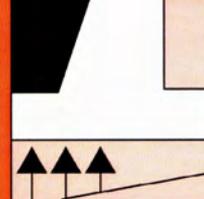




ASOCIACIÓN DE EMPRESAS  
DE LA TECNOLOGÍA DEL  
SUELO Y SUBSUELO



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE  
MECÁNICA DEL SUELO E  
INGENIERÍA GEOTÉCNICA

# Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS

## 20ª Sesión

### Contribución de las obras geotécnicas en la construcción y explotación de las infraestructuras

Madrid, 20 de febrero de 2020

Colaboran:



# 1. PRESENTACIÓN

Esta Jornada sobre Contribución de las obras geotécnicas en la construcción y explotación de las infraestructuras es la 20ª Sesión de la serie de Jornadas Técnicas que se organizan anualmente entre la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS). Estas Jornadas se desarrollan habitualmente con la colaboración de un organismo público, y en esta ocasión contamos con D. Julián López Milla, Secretario General de Infraestructuras del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana.

Como en otras ocasiones para la elección del tema de la Jornada se ha contado con las opiniones transmitidas por los asistentes a jornadas anteriores dando cabida a un sector en el que tradicionalmente se desarrollan importantes obras geotécnicas.

Hemos querido implicar en la jornada a todos los agentes que intervienen en el desarrollo de los proyectos geotécnicos: administración, proyectistas, constructores y especialistas, lo que permite obtener una visión global de los trabajos, intentando además conseguir un mayor interés de todos los sectores que participan en las obras geotécnicas.

En el programa de la jornada, hemos querido incluir una semblanza del Profesor Antonio Soriano Peña, junto con la exposición de uno de sus trabajos.

Además, como en años anteriores, se expondrá una obra de referencia en el sector, situada en Riad, construida en este caso por FCC Construcción.

## **2. CONTENIDO**

### **Mesa de Diseño**

#### **1. Presa de Mularroya**

Antonio Soriano Martínez. Dr. Ingeniero de Caminos. Ingeniería del Suelo SA.

Profesor de la UPM

#### **2. Proyecto de estructuras geotécnicas de acuerdo con el futuro Eurocódigo 7: 2025**

José Estaire Gepp.

Jefe de Área de Infraestructura Tecnológica, Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

#### **3. Metro de Riad**

Didac Plana

Departamento de Geotecnia FCC Construcción

### **Mesa de Ejecución y Control**

#### **4. Ejemplos de tratamientos geotécnicos singulares en obras lineales en servicio**

Javier Rojo. Site

#### **5. La especificación del objetivo de mejora del terreno en obras de compactación dinámica**

Gustavo Armijo. Geocisa

#### **6. Afección de ladera inestable sobre autovía en explotación**

Eduardo Manzano. Terratest

**7. Actuaciones Geotécnicas en obras hidráulicas:  
implicaciones de la implantación de un  
sistema de gestión medioambiental**

José Luis Arcos. Rodio Kronsa

**8. Actuaciones de mejora y estabilización de  
terraplenes ferroviarios y de carreteras**

José Antonio Pestaña/Enmanuel Carvajal. Keller

# **Presa de Mularroya**

**Antonio Soriano Martínez**  
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Ingeniería del Suelo S.A.

## **1.- Introducción**

La presa de Mularroya sobre el río Grío se encuentra situada cerca del término municipal de la Almunia de Doña Godina, al suroeste de Zaragoza.

Se trata de una presa de materiales sueltos con núcleo central arcilloso con una altura máxima sobre cimientos de 82,58 metros y una longitud de coronación del orden de 794 metros. El volumen del cuerpo de presa es de, aproximadamente 4,79 millones de metros cúbicos.

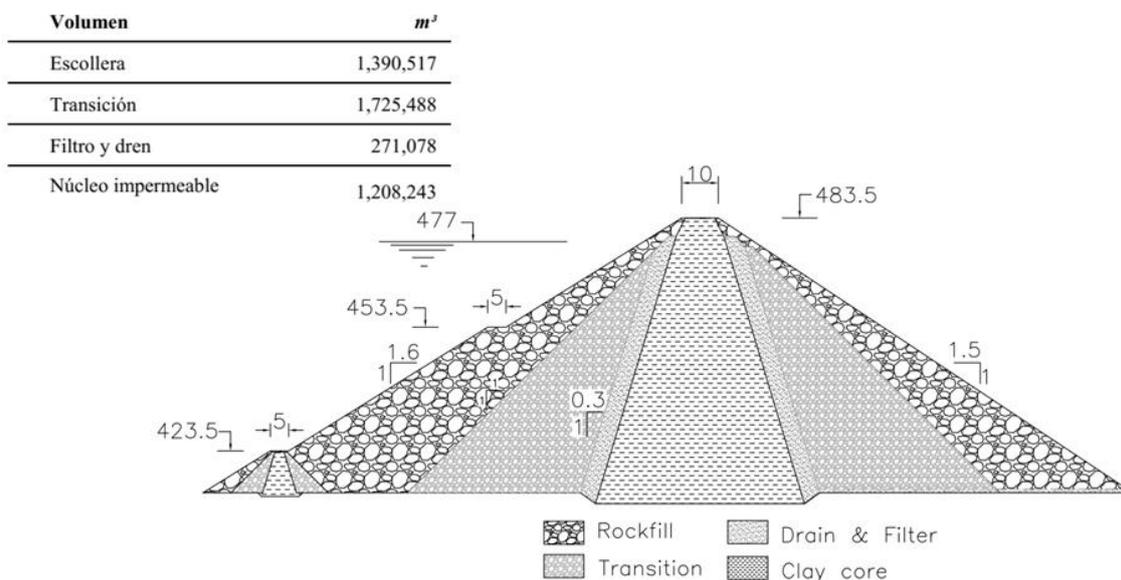
La construcción de esta presa comenzó en el año 2008, alcanzándose la coronación aproximadamente diez años después, si bien hay que tener en cuenta que la construcción del cuerpo de presa estuvo detenida entre los años 2013 y 2016.

La colaboración de Ingeniería del Suelo con la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra comenzó en el mes de marzo de 2009 coincidiendo, aproximadamente, con el inicio de las obras y continúa en la actualidad. Durante este tiempo Ingeniería del Suelo ha redactado 68 notas técnicas que versan sobre diversos aspectos de la obra: estudio de materiales, definición del tratamiento de la cimentación, estudio de la sección tipo, definición del sistema de auscultación, seguimiento de la auscultación, etc.

En el presente documento se trata de presentar, de manera general y muy resumida, alguno de los aspectos más relevantes estudiados durante la construcción del cuerpo de presa. Se han dividido estos estudios en cuatro apartados: materiales, tratamiento del cemento, estudio de la sección tipo y auscultación.

## 2.- Materiales

En el Proyecto de construcción se definía la sección tipo que se presenta en la Figura n°1.



**Figura n°1.- Sección tipo de proyecto**

Tal como se observa en la figura anterior, la sección tipo definida se encuentra formada por 4 materiales: escollera, transición, filtro-dren y núcleo impermeable.

### Arcillas

En el proyecto se indicaba que las arcillas del núcleo se obtendrían de un préstamo situado en la localidad de Morata de Jalón (cercano a la presa), pero antes de iniciarse las obras se detectaron dos problemas: el volumen de arcillas disponibles en ese préstamo podría no resultar suficiente y, sobre todo, que la utilización de ese préstamo, debido a cuestiones administrativas relacionadas con permisos medioambientales podría conllevar un retraso considerable que afectase a la programación de las obras.

Por estos motivos se decidió estudiar localizaciones alternativas en el interior del vaso para obtener materiales que cumpliesen las condiciones prescritas en el proyecto para la formación del núcleo impermeable y, en paralelo, estudiar la posible formación del núcleo con limolitas procesadas.

Si bien se efectuaron pruebas (ensayos de laboratorio y ensayos “in situ” en rellenos de prueba) con material procedente del procesamiento de las limolitas, finalmente se desechó esta posible alternativa dado que este material procesado podía presentar problemas de segregabilidad, erosionabilidad, autoestabilidad y, adicionalmente, presentaba una permeabilidad que se consideró que podría resultar insuficiente.

En el vaso, en una zona cercana a la cerrada, se encuentra una formación arcillosa del Keuper que fue caracterizada con ensayos de laboratorio resultando que cumplía las condiciones establecidas en el pliego para el material del núcleo. Sin embargo, el volumen disponible de este material resultaba ser del orden del 40% del necesario para ejecutar la sección tipo definida en proyecto.

Adicionalmente, también en el vaso, se encontraron unas gravas arcillosas del Terciario que cumplían las condiciones del pliego excepto en lo que se refiere al tamaño máximo y la permeabilidad. De este otro material se estimó un volumen disponible del orden del 80% del necesario para la construcción del cuerpo de presa.

Teniendo en cuenta lo anterior se estudiaron varias opciones: esperar a tener la autorización para el uso de la cantera, estudiar la sección formando el núcleo con las gravas arcillosas, buscando una zona alternativa de préstamo para completar el volumen necesario o estudiar la posibilidad de efectuar un núcleo zonificado en el que se utilizarían las arcillas del keuper en la zona interior del núcleo y las gravas arcillosas en los laterales. Se optó por esta última opción.

Dado que el volumen de arcillas del keuper estaba limitado, el núcleo central debía ser estrecho y eso conlleva una posible disminución de las presiones verticales en la zona central del núcleo debido a la diferente deformabilidad de los materiales que forman el núcleo. Para analizar este efecto se realizó un estudio tenso-deformacional simulando la construcción de la presa mediante un modelo numérico que se comentará en el apartado 4 del presente documento.

### **Otros materiales**

Se estudiaron también el resto de los materiales zonificando el cuerpo de presa en función de sus características, colocando las gravas con menor contenido en finos en el espaldón de aguas arriba mientras que aquellas que presentaban un mayor contenido en finos se destinaron al espaldón de aguas abajo. Adicionalmente, con los cálculos de estabilidad efectuados para las distintas

situaciones de proyecto, se puso de manifiesto que existían unas zonas aguas arriba y aguas abajo del núcleo en las que las características resistentes y de permeabilidad de los materiales tenían poca influencia. Esas zonas se denominaron zonas de sombra y en ellas se dispusieron materiales procedentes de la excavación del apoyo del núcleo (limolitas) evitando tener que llevar estos materiales a vertedero.

Por último, se decidió separar las funciones de filtro y dren aguas abajo del núcleo de presa y definir un filtro-transición aguas arriba del núcleo, por lo que la presa pasó de tener 4 materiales (proyecto) a tener 9 (construcción).

### **3.- Tratamiento del cimiento**

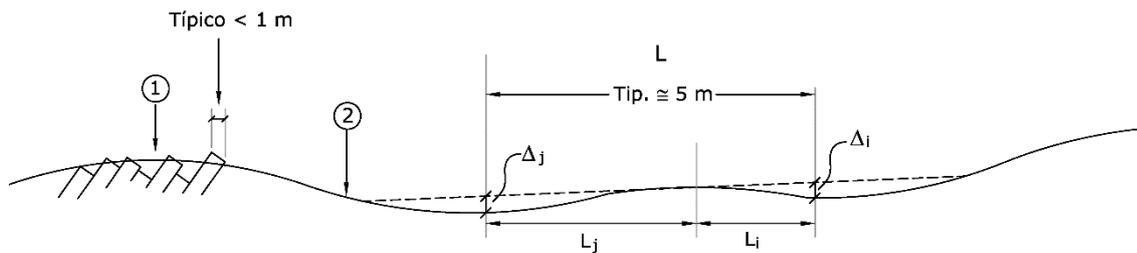
#### **Excavaciones**

El primer tratamiento del cimiento consistió en la excavación para el apoyo del cuerpo de presa. En la zona de espaldones no se requerían excavaciones de envergadura, basta con que apoyasen sobre terrenos con similar o mayor resistencia que el del material del propio espaldón.

Sin embargo, para el apoyo del núcleo, en el Proyecto se definía una excavación que penetrase 5 metros en el sustrato rocoso sano, formado por una alternancia de limolitas y areniscas. Al inicio de la obra se comenzó utilizando este criterio, pero, al poco tiempo de comenzar las excavaciones y a la vista de las características que presentaba el sustrato rocoso, se decidió detener la excavación al alcanzar la roca (una vez retirados los recubrimientos cuaternarios). Tras alcanzar la roca se realizaron inspecciones aceptando el trabajo de excavación siempre que no existieran promontorios salientes que impidiesen la correcta compactación de la primera tongada del núcleo.

Las irregularidades que se presentaron fueron, en general, de dos tipos. Unas debidas a la estratificación de la roca que ocurre con espaciamientos pequeños, típicamente inferiores a un metro, y otras de mayor amplitud de onda debido otras causas naturales (ver Figura nº2).

Las primeras se solventaron mediante rellenos con hormigón de regularización, las de segundo tipo, que podrían dificultar la compactación de la arcilla del núcleo en su parte baja se suavizaron mediante excavación adicional.



- 1.- Irregularidades debidas a la estratificación
- 2.- Irregularidades de mayor longitud de onda

**Figura n°2.- Esquema de la superficie de apoyo del núcleo**

Se estableció como criterio que las diferencias de cota entre altos y bajos (valor de  $\Delta$  en Figura n°2) quedasen limitadas. Acotándose la altura máxima de un posible "promontorio" entre dos bajos de forma que el cociente  $\Delta/L$  fuese siempre menor que el 20%.

### **Consolidación e impermeabilización**

Bajo el plano de apoyo del núcleo, en el Proyecto de Construcción, se definía un tratamiento de consolidación e impermeabilización.

A grandes rasgos, el tratamiento de consolidación consistía en la inyección de lechada de cemento en taladros de 10 metros de profundidad ubicados según una malla cuadrada de 5 metros de lado. Por otra parte, el tratamiento de impermeabilización consistía en inyección de lechada de cemento en taladros ejecutados en el eje del núcleo, de 20 metros de profundidad y separados entre sí 6 metros. Cada 48 metros el taladro tendría una profundidad de 50 metros en lugar de 20.

Estos tratamientos se definieron en la fase de Proyecto en base a una serie de ensayos Lugeon efectuados en la cerrada de los que podía deducirse cierta permeabilidad del cimient. Con la información obtenida tanto durante la realización de las excavaciones como con campañas de reconocimiento complementarias, se consideró que, posiblemente, el cemento fuese más impermeable a lo previsto en el proyecto, por lo que se eligieron tres zonas del cimient (las que se consideraron más desfavorables) en las que se efectuaron pruebas de inyección (consolidación e impermeabilización).

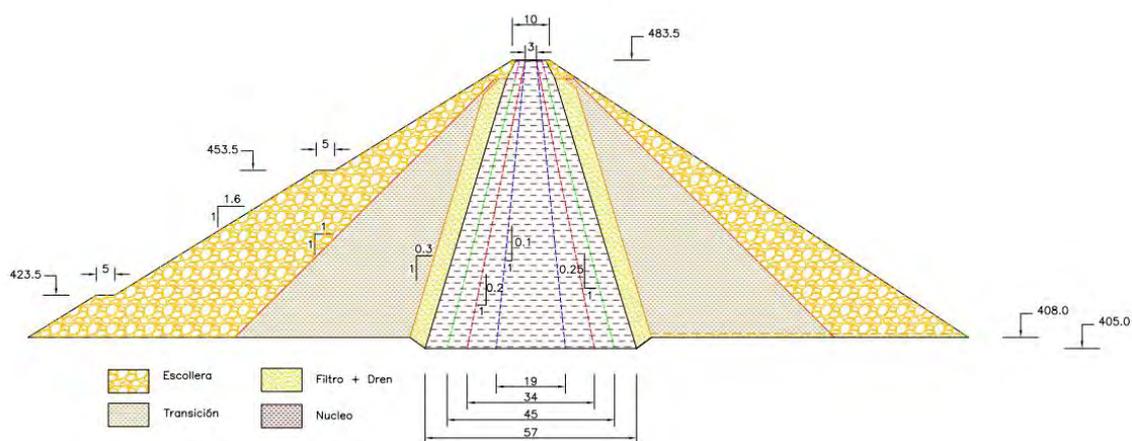
De estas pruebas se dedujo que no resultaba necesario efectuar un tratamiento sistemático de consolidación mientras que para el tratamiento de impermeabilización se propuso la realización de inyecciones en el eje con taladros de 50 metros de profundidad cada 48 metros intercalando, cada 6 metros, taladros de 20 metros de profundidad.

#### 4.- Estudio de la sección tipo

Tal como se ha comentado en el segundo apartado, se decidió efectuar el núcleo de la presa con dos materiales diferenciados: gravas arcillosas y arcillas del Keuper. Debido a la distinta deformabilidad de los materiales se consideró necesario estudiar el estado tensional del núcleo para distintas anchuras del mismo con objeto de evitar la fracturación hidráulica.

Para hacer este estudio se realizó un cálculo de las tensiones y deformaciones del cuerpo de presa simulando la construcción utilizando el programa comercial FLAC 2D.

El cálculo se realizó utilizando una sección simplificada y considerando distintas anchuras del núcleo, tal como se muestra en la Figura nº3. En total se consideraron cuatro geometrías, con anchuras en la base del núcleo comprendidas entre 19 y 57 metros y anchuras en coronación entre 10 y 3 metros.

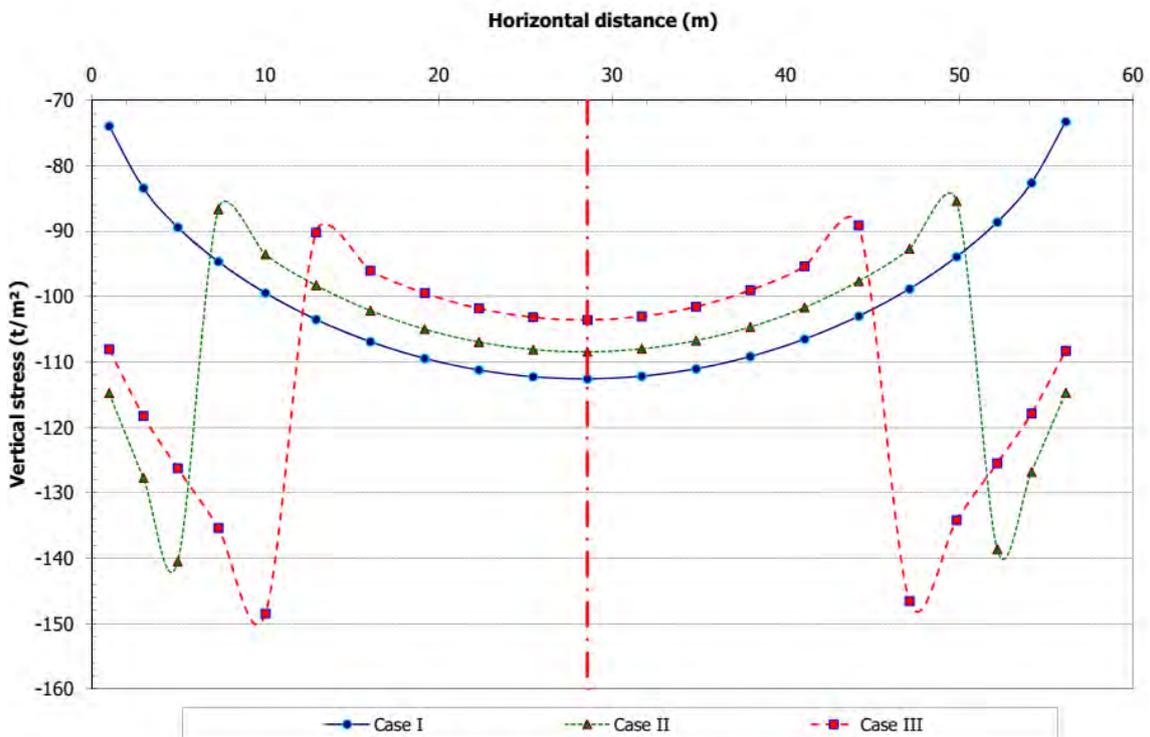


**Figura nº3.- Geometría simplificada utilizada en el cálculo**

Los cálculos se hicieron considerando dos modelos de comportamiento de los suelos distintos: modelo de Mohr-Coulomb y modelo de Duncan-Chang (hiperbólico). Los parámetros que definen

el comportamiento de los suelos se obtuvieron mediante ensayos de laboratorio en muestras tomadas en los reconocimientos de campo efectuados.

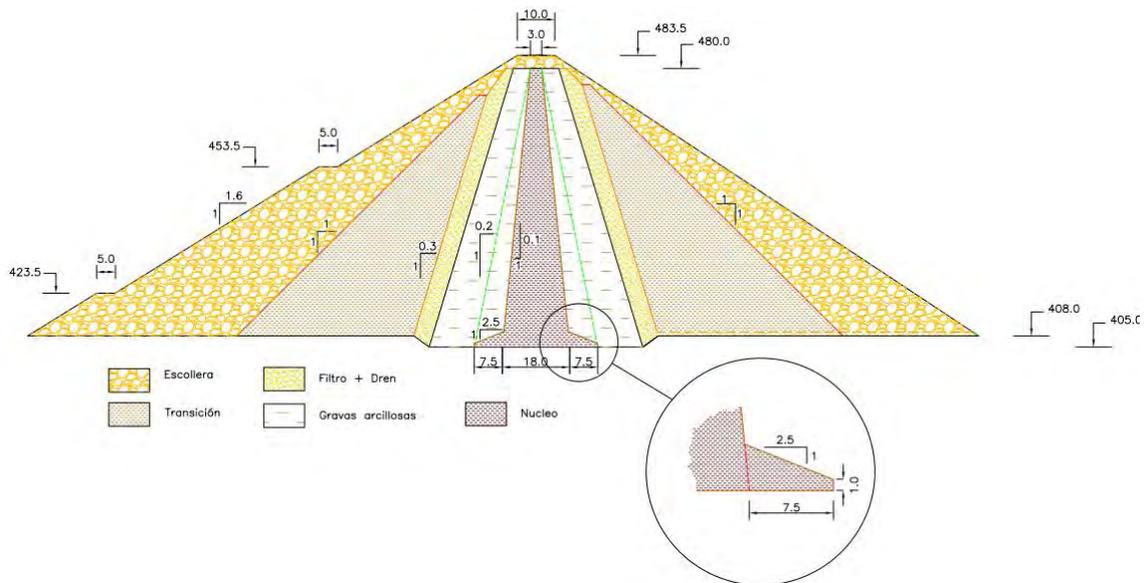
En la Figura n°4 se muestran las tensiones verticales en la base del núcleo resultantes del cálculo al final de construcción utilizando el modelo de comportamiento Mohr-Coulomb. En esta figura se observa claramente la reducción de tensiones verticales en la zona del núcleo interno por el “cuelgue” del mismo sobre el núcleo externo y de este sobre los espaldones.



**Figura n°4.- Tensiones en base del núcleo para distintas anchuras**

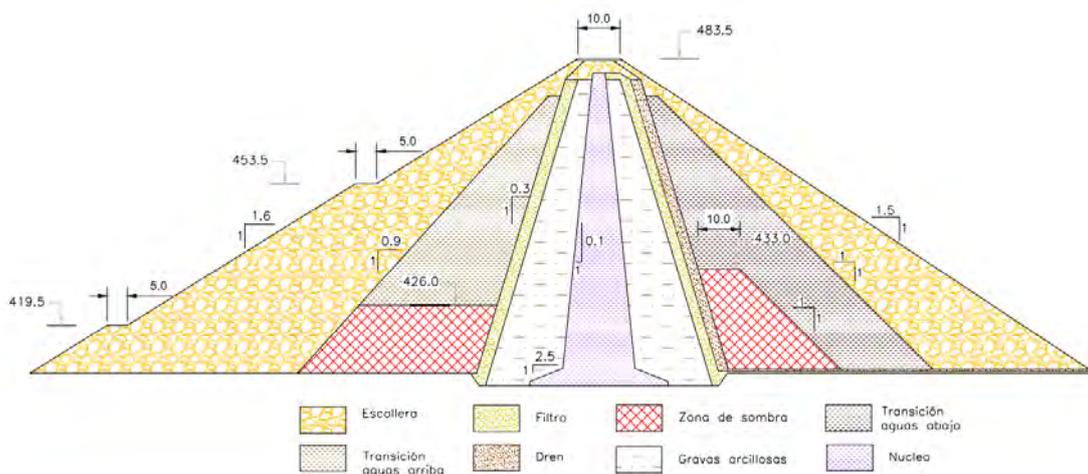
Tal como se ve, cuanto menor es la anchura del núcleo, menores son las tensiones verticales en el núcleo interno. Si bien esta reducción no resulta ser muy significativa.

Finalmente se concluyó que podría efectuarse el núcleo más estrecho de los estudiados, modificándose la sección tipo (pasando de 4 materiales a 5). En cualquier caso, para incrementar las presiones verticales en la zona de apoyo del núcleo, se definió un “tacón” en la base del núcleo interno.



**Figura n°5.- Sección tipo tras el estudio de tensiones en el núcleo**

Además del estudio de tensiones en el núcleo, se efectuaron cálculos de estabilidad para distintas situaciones de proyecto, poniéndose de manifiesto que existían unas zonas aguas arriba y aguas abajo del núcleo en el que las características resistentes de los materiales tenían poca influencia. Esas zonas se denominaron zonas de sombra y en ellas se dispusieron materiales procedentes de la excavación del apoyo del núcleo (limolitas).



**Figura n°6.- Sección tipo adoptada tras el estudio de estabilidad**

En la Fotografía n°1 se presenta una vista de la construcción del cuerpo de presa desde el estribo derecho en la que se observan los 9 materiales finalmente utilizados para la construcción de la presa.



**Fotografía n°1.- Vista de la presa desde estribo derecho**

## **5.- Auscultación**

En la presa de Mularroya se instaló un completo sistema de auscultación repartido en cinco secciones principales de la presa (ver Figura n°7). En cada una de esas secciones se colocaron piezómetros, células hidráulicas de asiento y células de presión total. A modo de ejemplo, en la Figura n°8 se presenta la ubicación de los sensores en una de las secciones de auscultación.

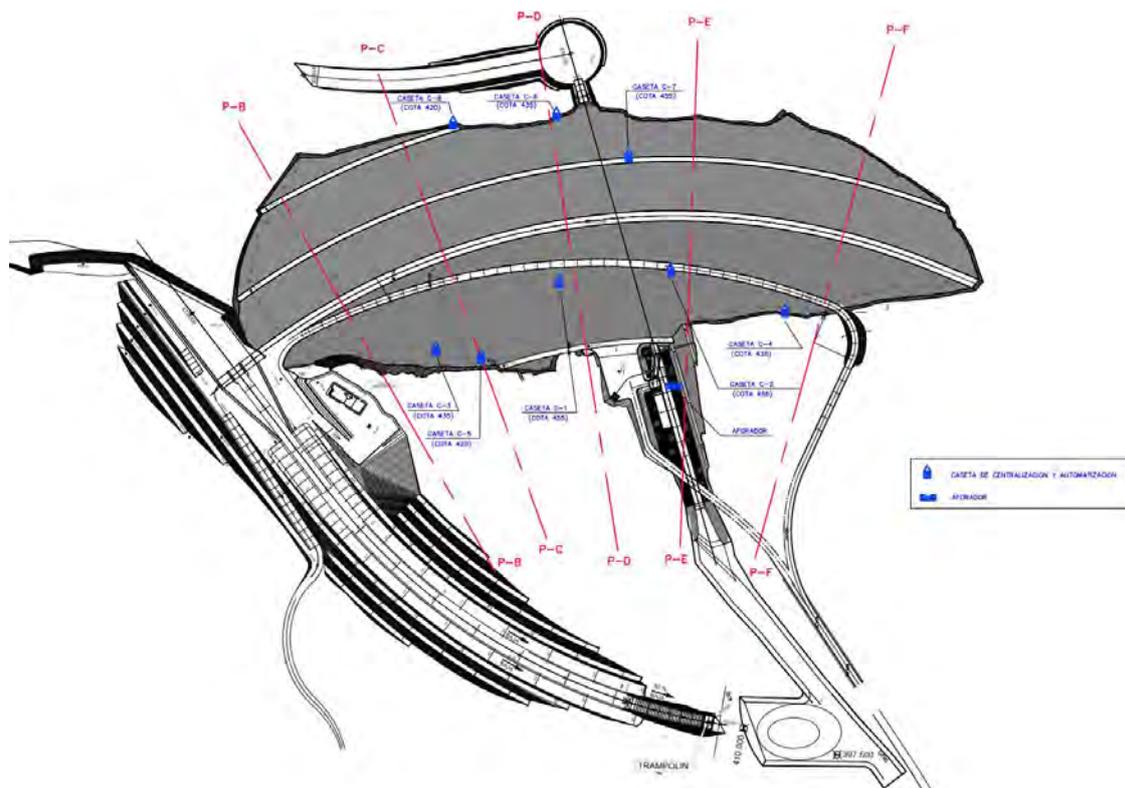


Figura n°7.- Ubicación de secciones de auscultación

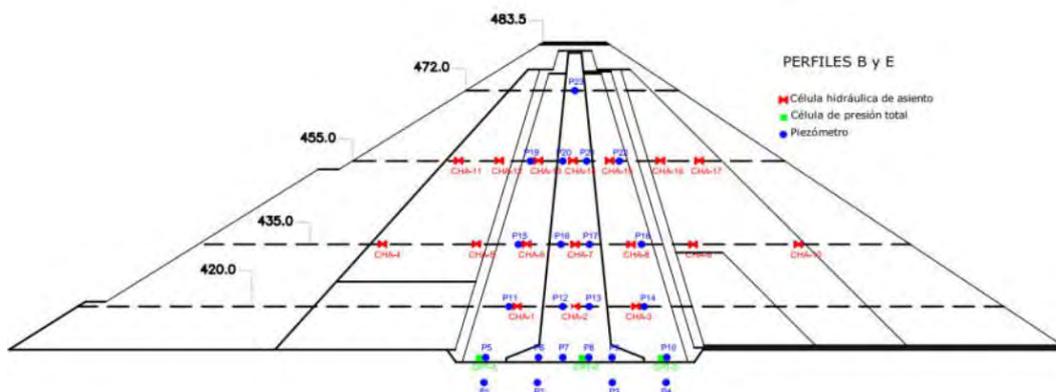


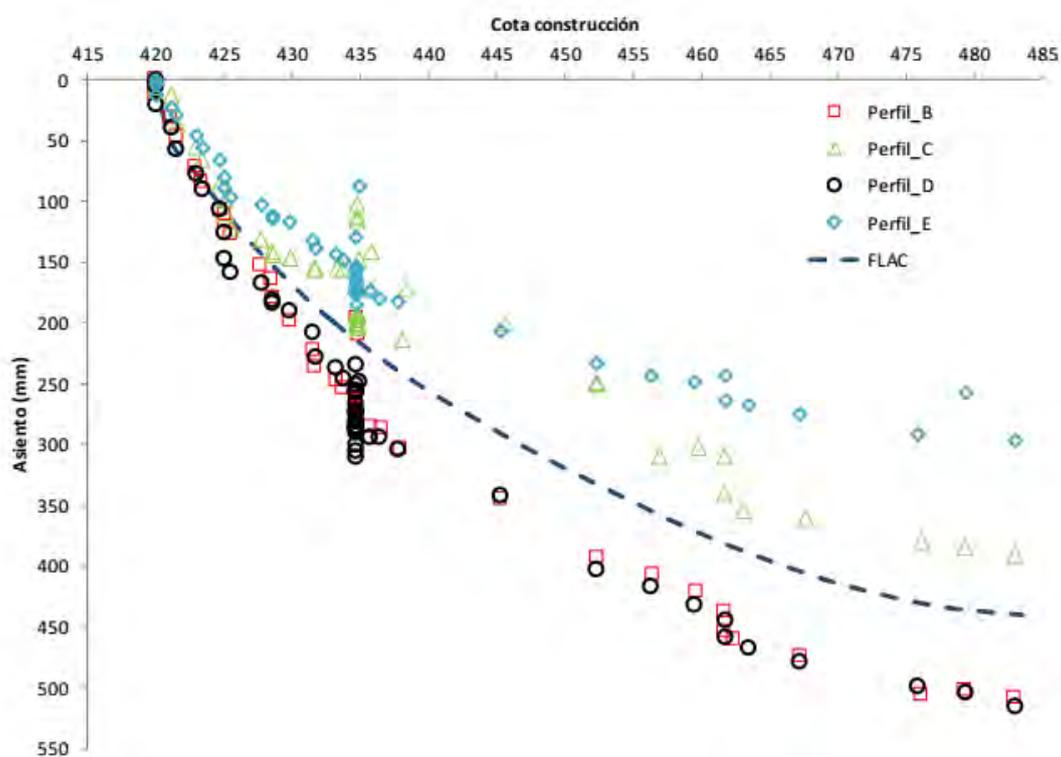
Figura n°8.- Esquema de disposición de instrumentos de auscultación

Además de los instrumentos colocados en el cuerpo de presa, el sistema de auscultación se completa con aforadores, sistema de auscultación topográfico, extensómetros de gran base, etc..

Los instrumentos de auscultación fueron instalándose durante la construcción del cuerpo de presa, registrándose los datos aportados por estos aparatos desde su instalación. Este completo sistema de auscultación ha permitido efectuar un seguimiento del comportamiento del cuerpo de presa durante la construcción.

Dado que se contaba con un modelo numérico en el que se simulaba el cuerpo de presa, se han podido ir comparando los registros obtenidos en los aparatos de auscultación con los previstos previamente al inicio de la construcción.

A modo de ejemplo, en la Figura nº19 se muestran los asientos registrados en la zona baja del núcleo interno en las distintas secciones en función de la cota de construcción alcanzada. En esa misma figura se incluye la previsión de asientos resultante del modelo de cálculo.



**Figura nº9.- Asientos núcleo interno. Cota 420**

Las desviaciones importantes que se observan en el perfil E se debe a la geometría de esa sección de auscultación (altura de presa menor a la utilizada en el modelo de cálculo).

En general, durante la construcción, se han obtenido datos que concuerdan con los valores previstos previamente a la construcción. Con estos datos, puede ajustarse el modelo numérico (geometría y características de los materiales) de tal modo que puedan hacerse previsiones del comportamiento del cuerpo de presa durante la fase de puesta en carga y explotación.

Por otra parte, cabe comentar un aspecto singular con respecto a la auscultación de los asientos durante la construcción e la presa. Tal como se ha comentado, entre los años 2013 y 2016 (aproximadamente), la construcción del cuerpo de presa estuvo paralizado, sin embargo, se siguieron tomando datos del sistema de auscultación. Con estos datos se ha podido efectuar un estudio de los posibles asientos postconstructivos. En la Figura nº10 se muestra, a modo de ejemplo, los asientos registrados durante la parada de construcción en el núcleo (CHA1 y 3 en núcleo externo y CHA2 en núcleo interno) de uno de los perfiles. En esa misma figura se presenta una posible ley de asientos postconstructivos.

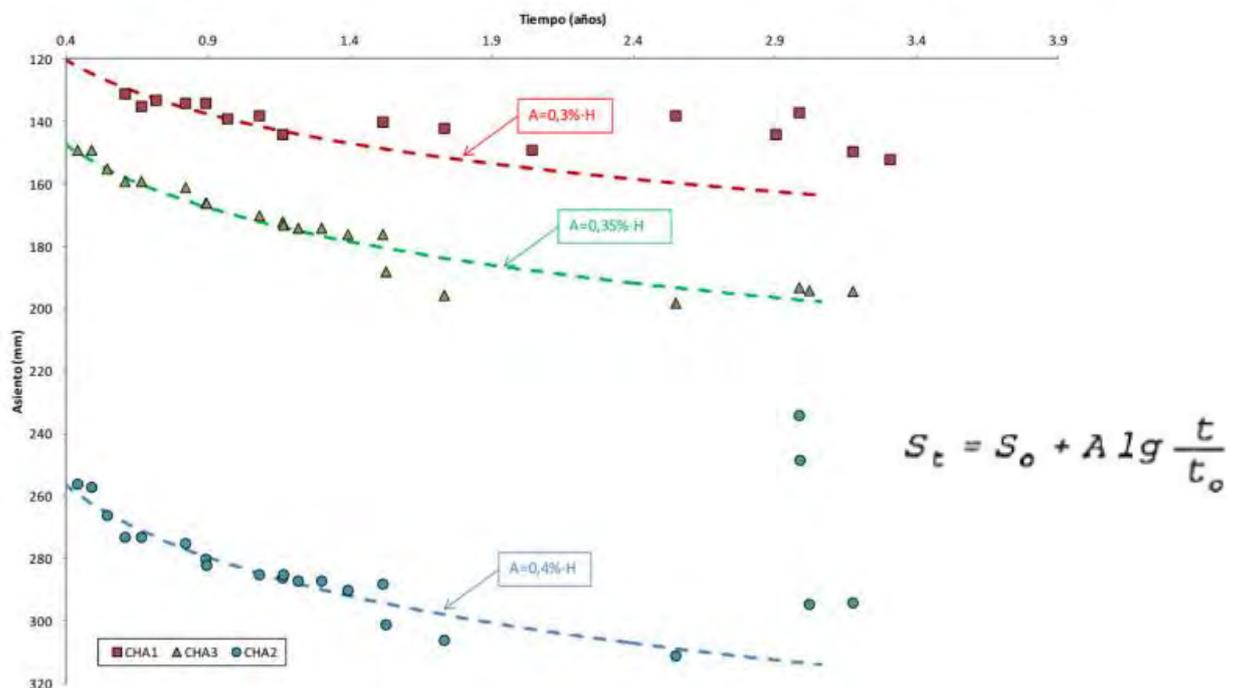


Figura nº10.- Asientos registrados durante la parada de construcción. Núcleo. Cota 420.

# PROYECTO DE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS DE ACUERDO AL FUTURO EUROCÓDIGO 7:2025

**JOSÉ ESTAIRE**

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Lab. Geotecnia-CEDEX. Jefe de Área de Infraestructuras Tecnológicas

## 1. Introducción

En noviembre de 2004, el Comité Europeo de Normalización (CEN) publicó el primer Eurocódigo para la ejecución de los proyectos geotécnicos, llamado Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico y denominado como norma europea EN1997. Sólo seis años después, en mayo de 2010, la Comisión Europea invita al CEN a “iniciar el proceso de evolución del Sistema de Eurocódigos, incorporando posibles nuevos Eurocódigos y revisando los ya existentes”. El Comité Técnico del CEN responsable de los Eurocódigos (TC250) contesta a la Comisión Europea en junio de 2011 con una propuesta detallada para elaborar la segunda generación de Eurocódigos. A mediados del año 2012, la Comisión Europea emitió el Mandato 515 (M/515), indicando al CEN que estableciese un programa de trabajo detallado para dicha tarea. Finalmente, a principios del año 2015, la Comisión aprobó el programa de trabajo del CEN y la financiación correspondiente. En la Figura 1 se resumen los puntos clave de este proceso.

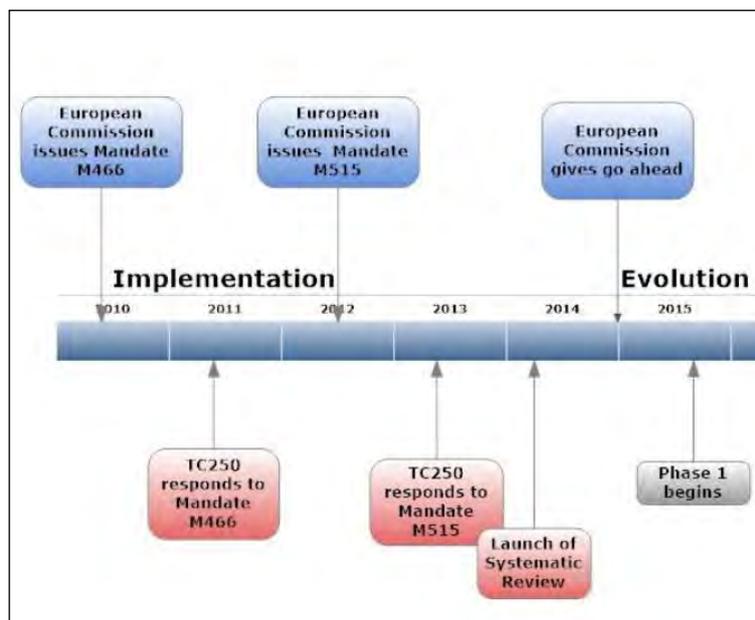


Figura 1: Hitos del proceso de la aprobación de la segunda generación de Eurocódigos (Bond, 2017)

La Fase 1 del M/515 comenzó a primeros de septiembre de 2015 con la designación de los equipos redactores, denominados “Equipos de Proyecto” (procedente de su terminología inglesa “Project Team”), incluyendo los dos que serían responsables del desarrollo de la Parte 1 del Eurocódigo 7 (SC7-TC1 y SC7-TC2). En la Figura 2 puede verse un esquema de este calendario de actividades.

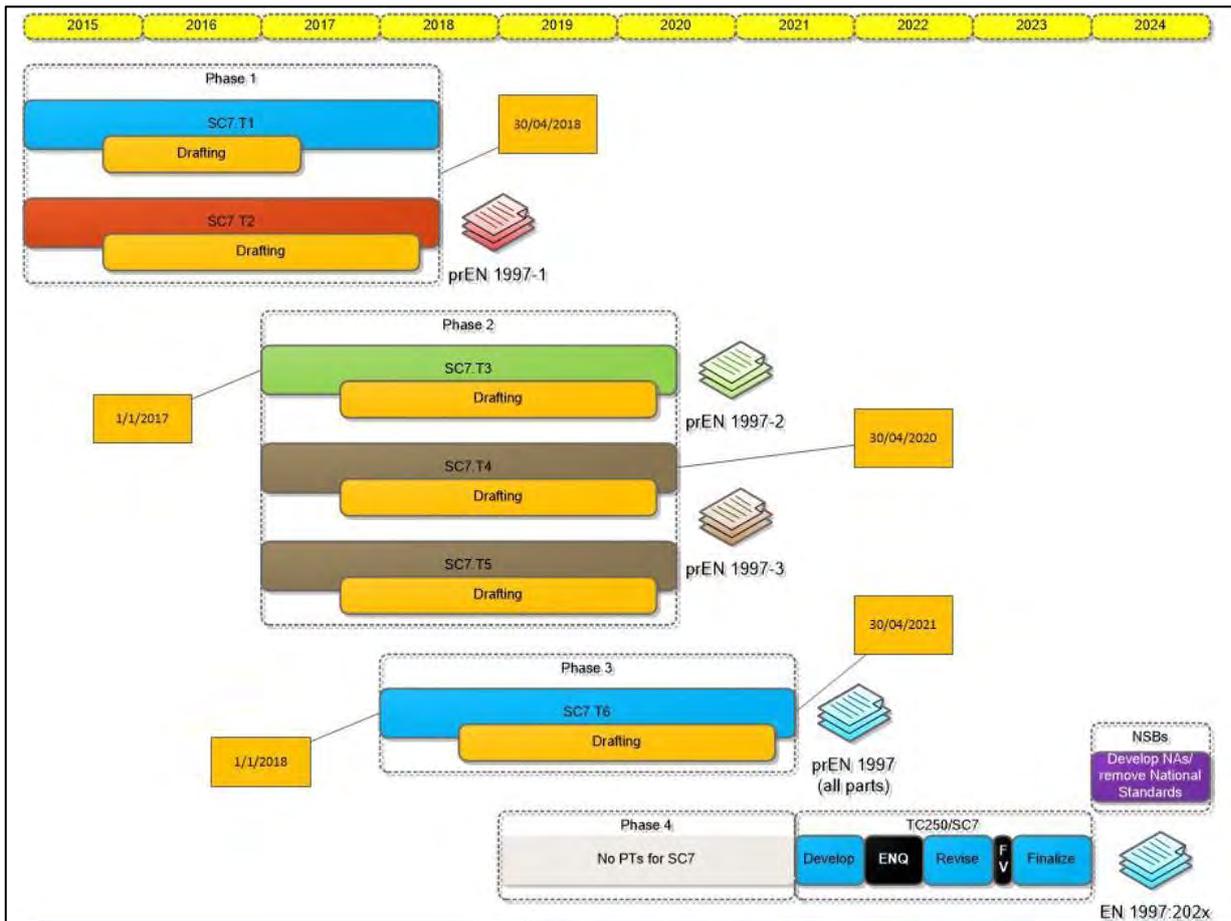


Figura 2: Hitos del proceso de elaboración de la segunda generación de Eurocódigos, Bond 2019)

Los Equipos de Proyecto empezaron su trabajo basándose en los borradores desarrollados previamente, las conclusiones de cuatro “Reuniones de Expertos” y los resultados de multitud de discusiones de los equipos de trabajo del subcomité TC250-SC7, responsable del Eurocódigo EC7. Los Equipos de Proyecto entregaron el primer borrador de la Parte 1 del Eurocódigo 7 (prEN1997-1) en Abril de 2017 y su borrador final en Abril de 2018. Al mismo tiempo, un Equipo de Proyecto del subcomité TC250-SC10 entregó un nuevo borrador del Eurocódigo 0 (prEN1990), con el título revisado de “Bases del proyecto estructural y geotécnico”, en el que por primera vez se pone a la misma altura conceptual el proyecto de estructuras y el proyecto geotécnico. Es importante resaltar que el Eurocódigo 0 sirve como documento de referencia para todos los Eurocódigos, al establecer unas bases de proyecto comunes.

De forma paralela, en Enero de 2017 se conformaron los Equipos de Proyecto SC7-TC3, SC7-TC4 y SC7-TC5 que en Octubre de 2019 emitieron los que a fecha de hoy (Febrero de 2020) son los últimos borradores de las Partes 2 y 3 del futuro Eurocódigo 7. Estos equipos emitirán en Abril de 2020 sus borradores finales. En ese momento, los borradores de las tres partes serán responsabilidad únicamente del Equipo de Proyecto SC7-TC6 que tiene como misión fundamental asegurar la compatibilidad entre las tres partes, teniendo en cuenta sus referencias cruzadas. Ese comité tiene que entregar su borrador final en Octubre de 2021.

A partir de ese momento comienza la última fase en la que se revisarán los documentos por parte del subcomité TC250-SC7 y de los Organismos Nacionales de Normalización (UNE en el caso español) y se procederá a las votaciones correspondientes.

A pesar de las incertidumbres de futuro inherentes a todo proceso de normalización, se espera que para 2025 la nueva generación de Eurocódigos se haya aprobado formalmente y comience la utilización del futuro Eurocódigo 7 como código de proyecto de las estructuras geotécnicas. A este respecto y 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 y las técnicas de refuerzo y mejora del terreno. El proyecto de cada una de estas estructuras geotécnicas se desarrolla específicamente en los diferentes capítulos de la Parte 3 del futuro Eurocódigo 7 (prEN1997-3).

En este texto se dan una serie de pautas y guías para usar adecuadamente y de forma conjunta los Eurocódigos 0 (prEN 1990) y 7 (prEN 1997) con el objetivo final de cumplir con los requisitos y recomendaciones que sirven para garantizar la seguridad, el nivel de servicio, la robustez y la durabilidad de las estructuras geotécnicas.

## 2. El nuevo Eurocódigo 7

Una parte importante del trabajo de redacción de la segunda generación del Eurocódigo 7 ha sido la reorganización de la estructura del documento para facilitar una clara diferenciación entre requisitos (de obligado cumplimiento), recomendaciones y permisos, así como hacer más fácil el uso del documento.

El contenido de la actual Parte 1 del Eurocódigo 7 (EN1997-1:2004) “Reglas generales” se ha dividido en tres partes, como se muestra en la Figura 3:

- Las bases del proyecto geotécnico se han trasladado al Eurocódigo 0 (prEN1990:202x);
- las reglas generales que afectan a todo el proyecto geotécnico se mantienen en la Parte 1 del futuro EC7 (prEN 1997-1:202x) y
- las reglas específicas para las diferentes estructuras geotécnicas se han incluido en la Parte 3 del futuro EC7 (prEN1997-3:202x).

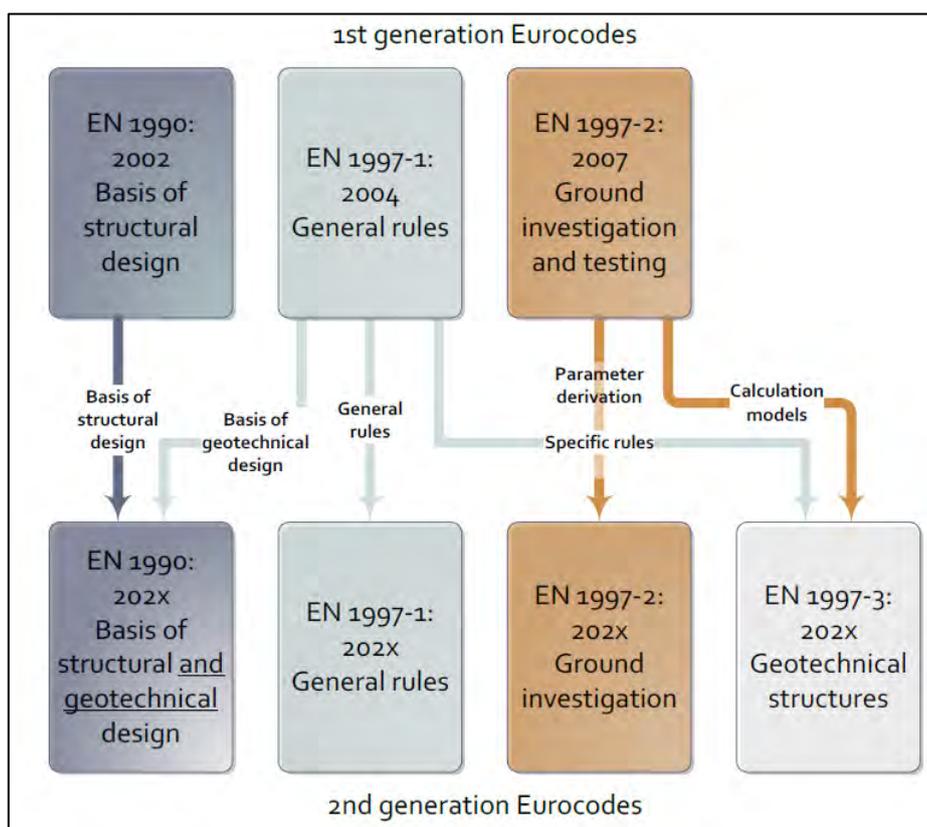


Figura 3. Redistribución de las Partes 1 y 2 del actual Eurocódigo 7 (EN1997-1:2004 y EN1997-2:2007) en los nuevos Eurocódigos 0 (prEN1990) y 7(prEN1997) (Bond, 2019)

Por su parte, el contenido de la Parte 2 del EC7 actual (EN1997-2:2007) “Reconocimiento y ensayos del terreno” también se ha revisado para que el nuevo texto esté enfocado y estructurado fundamentalmente para la determinación de los parámetros geotécnicos de las distintas unidades geotécnicas a utilizar en el proyecto. Los modelos de cálculo existentes en la actual Parte 2 se han trasladado a la nueva Parte 3.

### 3. Proyecto de una estructura geotécnica

#### 3.1. Esquema general

El proyecto de una estructura geotécnica, teniendo en cuenta lo indicado por el futuro EC7 (prEN1997), comprende cinco tareas principales, tal y como se muestra en la Figura 4:

- *Procedimientos de fiabilidad*: consistente en una serie de clasificaciones de la estructura y el terreno que se combinan entre sí para determinar la “Categoría Geotécnica” de la estructura geotécnica en estudio.
- *Modelización del terreno*: cuya principal función es la representación del terreno y del agua existente en el emplazamiento, en el denominado “Modelo del Terreno” (Ground model, en su versión inglesa), y la obtención de los “valores derivados” de los parámetros geotécnicos de las distintas unidades geotécnicas, definidos posteriormente en el apartado 3.3.
- *Verificaciones de proyecto*: cubre todos los procedimientos que se deben utilizar para verificar que no se exceden los estados límites en ninguna situación de proyecto a la que pueda estar sometida la estructura durante su vida útil.
- *Implementación del proyecto durante la ejecución*: en esta fase, mientras se lleven a cabo los trabajos de ejecución de la estructura geotécnica se debe verificar que se cumplen las hipótesis de proyecto mediante el cumplimiento de una serie de planes desarrollados en el proyecto (Planes de supervisión, inspección, auscultación y mantenimiento).
- *Realización de informes*: todos los trabajos llevados a cabo durante la redacción del proyecto y de la ejecución de las obras se deben documentar mediante la realización de los siguientes informes:
  - Informe de Reconocimiento Geotécnico (GIR - Geotechnical Investigation Report),
  - Informe del Proyecto Geotécnico (GDR - Geotechnical Design Report) y
  - Registro de la construcción de la estructura geotécnica (GCR - Geotechnical Construction Record).

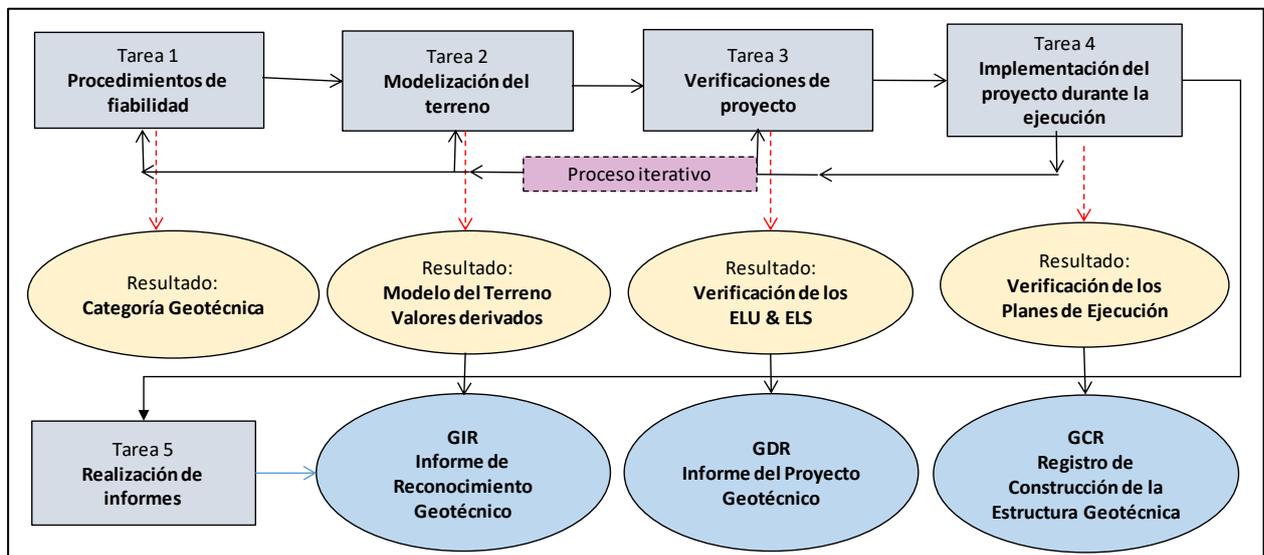


Figura 4. Tareas a realizar en el proyecto de una estructura geotécnica

#### 3.2. Tarea 1: Procedimientos de fiabilidad del proyecto

El procedimiento para asegurar la fiabilidad del proyecto desarrollado en el EC7 (prEN1997) tiene varios componentes, como se muestra en la Figura 5.

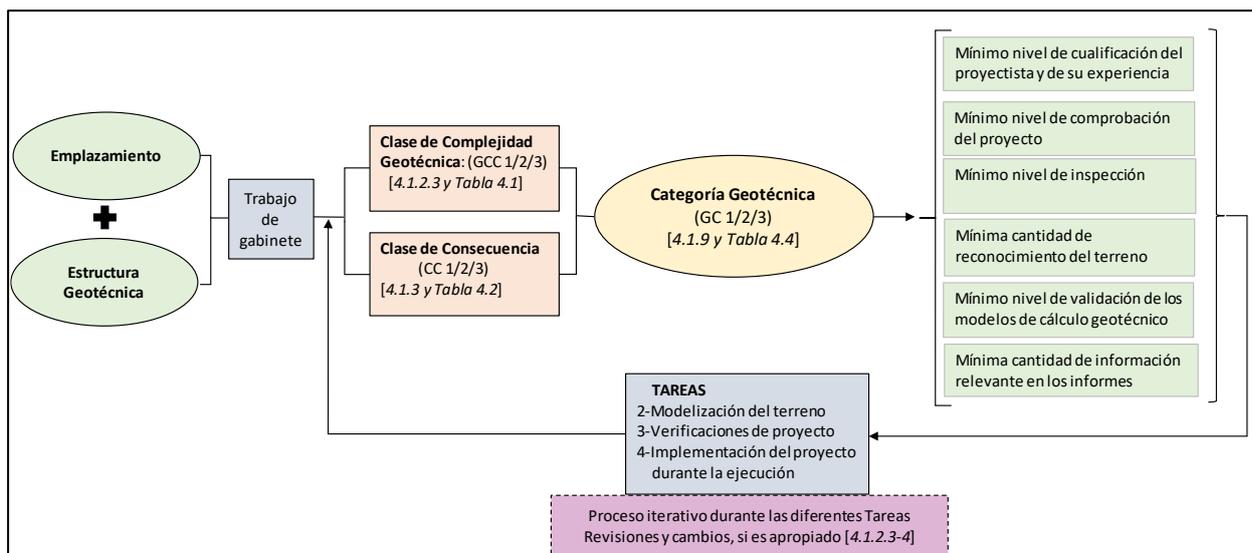


Figura 5. Componentes del procedimiento de fiabilidad

Una vez conocido el emplazamiento y determinadas las características de la estructura geotécnica, el primer paso es realizar un trabajo de gabinete (Desk study, en su versión inglesa), en el que se recopila y analiza la documentación existente del emplazamiento, con el objetivo de:

- establecer una Clase de Complejidad Geotécnica inicial (GCC para el terreno, utilizando los criterios indicados en la Tabla 4.1/prEN 1997, mostrada en la Figura 6, y
- clasificar las consecuencias del posible fallo de la estructura geotécnica en una de las cinco Clases de Consecuencias (CC) – Muy baja, Baja, Normal, Alta o Muy alta –, de acuerdo a los criterios de la Tabla 4.1/prEN1990, mostrada en la Figura 7. En la Figura 8 se muestra la Tabla 4.2/prEN1997-1 en la que se recogen ejemplos de posibles estructuras geotécnicas que podrían encuadrarse en las diferentes Clases de Consecuencias (CC).

Es de destacar que estas tres tablas se configuran como “Parámetros de Determinación Nacional” (NDPs), lo que significa que su contenido puede ser modificado por cada país en su correspondiente Anejo Nacional.

Table 4.1 (NDP) Selection of Geotechnical Complexity Class		
Geotechnical Complexity Class	Complexity	General features causing uncertainty
GCC 3	Higher	<b>Any</b> of the following apply: <ul style="list-style-type: none"> <li>• considerable uncertainty regarding ground conditions,</li> <li>• highly variable or difficult ground conditions,</li> <li>• significant sensitivity to groundwater conditions</li> <li>• significant complexity of the ground-structure interaction</li> </ul>
GCC 2	Normal	It covers everything not contained in the features of GCC 1 and GCC3
GCC 1	Lower	<b>All</b> the following conditions apply: <ul style="list-style-type: none"> <li>• negligible uncertainty regarding the ground conditions</li> <li>• uniform ground conditions</li> <li>• low sensitivity to groundwater conditions,</li> <li>• low complexity of the ground-structure-interaction</li> </ul>
NOTE 8. <sup>a</sup> The terms ‘considerable’, ‘significant’, ‘highly’ etc. are relative to any comparable experience that exists for the particular geotechnical structure and design situation		

Figura 6. Selección de la Clase de Complejidad Geotécnica [Tabla 4.1/prEN1997]

**Table 4.1 (NDP) — Qualification of consequence classes**

Consequence class	Indicative qualification of consequences	
	Loss of human life or personal injury <sup>a</sup>	Economic, social or environmental consequences <sup>a</sup>
CC4 – Highest	Extreme	Huge
CC3 – Higher	High	Very great
CC2 – Normal	Medium	Considerable
CC1 – Lower	Low	Small
CC0 – Lowest	Very low	Insignificant

<sup>a</sup> The consequence class is chosen based on the more severe of these two columns.

*Figura 7. Criterios para determinar la Clase de Consecuencia de las estructuras [Tabla 4.1/prEN1990]*

**Table 4.2 (NDP) Examples of geotechnical structures in different Consequence Classes**

Consequence class	Description of consequence	Examples
CC4	Highest	Geotechnical constructions whose integrity is of vital importance for civil protection, e.g. underground power plants, road/railway embankments with fundamental role in the event of natural disasters, earth dams connected to aqueducts and energy plants, levees, tailing dams and earth dams with extreme consequences upon failure (very high risk-exposure), etc. In cases with significant landslide hazards
CC3	Higher	Retaining walls and foundations supporting public buildings, with high exposure. Man-made slopes and cuts, retaining structures with high exposure. Major road/railway embankments, bridge foundations that can cause interruption of service in emergency situations. Underground constructions with large occupancy (e.g. underground parking).
CC2	Normal	All geotechnical structures not classified as CC1 or CC3 or CC4
CC1	Lower	Retaining walls and foundations supporting buildings with low occupancy. Man-made slopes and cuts, in areas where a failure will have low impact on the society. Minor road embankments not vital for the society. Underground constructions with occasional occupancy.
CC0	Lowest	Not applicable for geotechnical structures

*Figura 8. Ejemplos de estructuras geotécnicas en diferentes Clases de Consecuencias [Tabla 4.2/prEN1997]*

El segundo paso es la clasificación de la estructura geotécnica en una de las Categorías Geotécnicas (GC1, GC2 ó GC3) usando las relaciones establecidas en la Tabla 4.4/prEN1997, mostrada en la Figura 9. La Categoría Geotécnica combina las consecuencias de fallo de la estructura, representada por su Clase de Consecuencia (CC), y la complejidad del terreno, representada por la Clase de Complejidad Geotécnica, (GCC). Hay que destacar que el futuro EC7 (prEN1997) obliga a una revisión de la Clase de Complejidad Geotécnica del terreno en cada fase del proceso del proyecto y ejecución y, si se considera apropiado, su modificación.

Consequence Class (CC)	Geotechnical Complexity Class (GCC)		
	Lower (GCC1)	Normal (GCC2)	Higher (GCC3)
Highest (CC4)	GC3	GC3	GC3
Higher (CC3)	GC2	GC3	GC3
Normal (CC2)	GC2	GC2	GC3
Lower (CC1)	GC1	GC2	GC2

Figura 9. Obtención de la Categoría Geotécnica (CG) a partir de la Clase de Consecuencia (CC) y de la Clase de Complejidad Geotécnica [Tabla 4.4/prEN1997]

La clasificación de la estructura geotécnica en una de las Categorías Geotécnicas permite determinar unos requisitos mínimos para la gestión de la calidad y de la fiabilidad del proyecto:

- Para la gestión de la calidad:
  - Mínimo nivel de la cualificación del proyectista y de su experiencia (DQL);
  - Mínimo nivel de las comprobaciones de proyecto (DCL);
  - Mínimo nivel de inspección (IL).
- Para la gestión de la fiabilidad:
  - Mínima cantidad de reconocimiento del terreno;
  - Mínimo nivel de validación de los modelos de cálculo geotécnico;
  - Mínima cantidad de información relevante en los informes.

La relación entre la Categoría Geotécnica y las medidas para la gestión de la calidad se muestra en la Figura 10 que recoge la Tabla 4.3 de prEN1997, mientras que en la Tabla 1 se especifican dichas medidas. Por su parte, las medidas para la gestión de la fiabilidad se comentarán posteriormente en los capítulos correspondientes.

Geotechnical Category (GC)	Minimum Design Check Level (DCL)	Minimum Design Qualification Level and Experience Level (DQL)	Minimum Inspection Level (IL)
GC3	DCL3	DQL3	IL3
GC2	DCL2	DQL2	IL2
GC1	DCL1	DQL1	IL1

Figura 10. Relación entre las Categorías Geotécnicas y las medidas de la gestión de la calidad [Tabla 4.3/prEN1997]

Tabla 1. Medidas para la gestión de la calidad, dependiendo de la Categoría Geotécnica

Concepto	Categoría Geotécnica		
	CG1	CG2	CG3
Mínimo nivel de la cualificación del proyectista y de su experiencia (DQL) [Tabla B1/EN1990]	DQL1 Tiene el nivel requerido de cualificación de proyecto y experiencia para realizar trabajos de proyecto <b>simples</b>	DQL2 Tiene el nivel requerido de cualificación de proyecto y la experiencia para realizar trabajos de proyecto <b>avanzado</b>	DQL3 Tiene el nivel requerido de cualificación de proyecto y la experiencia para realizar trabajos de proyecto <b>complejos</b>
Mínimo nivel de las comprobaciones de proyecto (DCL) [Tabla B2/ EN1990]	DCL1 Auto comprobación	DCL2 Comprobación independiente normal	DCL3 Comprobación independiente extendida
Mínimo nivel de inspección (IL) [Tabla 10.1]	IL1 Auto inspección	IL2 Inspección de acuerdo al procedimiento de organización	IL3 Inspección por un tercero (por una organización independiente)

### 3.3. Tarea 2: Modelización del terreno

La Parte 2 del futuro EC7 (prEN1997-2) desarrolla el reconocimiento geotécnico que se debe realizar para el proyecto de una estructura geotécnica. La norma identifica las siguientes etapas de las que puede constar dicho reconocimiento, tal como se muestra en la Figura 11:

- trabajos de gabinete,
- inspección visual del emplazamiento,
- reconocimiento preliminar,
- reconocimiento para el proyecto y ejecución, que incluye los ensayos de campo y laboratorio,
- auscultación y reconocimientos de conformidad.

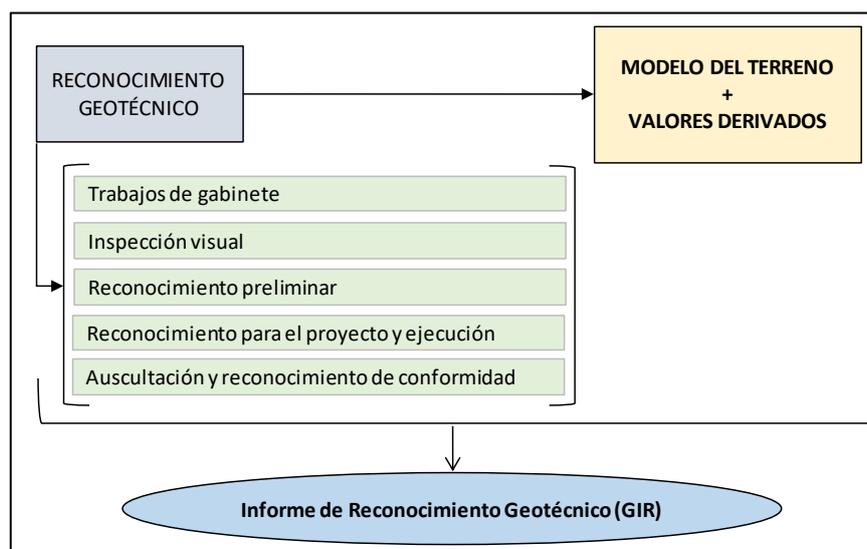


Figura 11. Pasos para la Modelización del Terreno

Como se ve en la figura anterior, los resultados e interpretación de dichos trabajos de reconocimiento tienen como objetivo:

- establecer un “Modelo del Terreno” (Ground Model, en su versión inglesa), entendido como un esquema de las distintas “unidades geotécnicas” que componen el terreno en la zona de estudio y de las condiciones del agua en dicha zona. En este contexto, se entiende por unidad geotécnica “...una capa de terreno que está identificada como un material único...”.
- obtener los denominados “valores derivados” de los diferentes parámetros geotécnicos de las distintas unidades geotécnicas que componen el “Modelo del Terreno”.

Los “valores derivados” son valores de las propiedades geotécnicas obtenidas mediante la aplicación de teorías o correlaciones empíricas a los resultados de ensayos o de auscultación (3.1.3.1/prEN1997-1). Fundamentalmente, los “valores derivados” proceden de la interpretación de los ensayos de campo y laboratorio aunque también pueden obtenerse del análisis de la documentación previa y de la auscultación de la estructura geotécnica durante su ejecución, vida útil e incluso, su fallo. El conjunto de “valores derivados” de un parámetro geotécnico de una unidad geotécnica será utilizado posteriormente en otra fase del estudio para la determinación del “valor representativo” a utilizar en los cálculos (como se desarrolla en 3.4.5 de este texto).

Por último, se debe indicar que todos los trabajos del reconocimiento geotécnico se deben recopilar en el “Informe de Reconocimiento Geotécnico” (GIR, acrónimo de Ground Investigation Report).

Por otra parte, como se decía anteriormente, la gestión de la fiabilidad en el marco del EC7 implica un mínimo de reconocimientos del terreno en función de la Categoría Geotécnica de la estructura geotécnica. La Tabla 4.5/prEN1997-1, mostrada en la Figura 12, da unas pautas generales para cumplir dichos requisitos de fiabilidad, aunque en la Parte 3 del futuro EC7 (prEN1997-3) se recogen especificaciones más concretas para las distintas estructuras geotécnicas desarrolladas en dicha Parte 3.

<b>Geotechnical Category</b>	<b>Minimum amount of ground investigation</b>
GC3	All items given below for GC2 and, in addition: <ul style="list-style-type: none"> <li>- sufficient investigations to evaluate the variability of critical ground parameters for all critical geotechnical units at all locations;</li> <li>- measures to ensure high quality sampling and testing procedures.</li> </ul>
GC2	All items given below for GC1 and, in addition: <ul style="list-style-type: none"> <li>- additional investigations of ground conditions by methods described in EN 1997-2;</li> <li>- sufficient investigation points so that all critical geotechnical units that need to be described in the Geotechnical Design Model are-recognized at various locations;</li> <li>- determination of relevant ground parameters using more than one ground investigation method.</li> </ul>
GC1	All items given below: <ul style="list-style-type: none"> <li>- desk study of the site, review of comparable experience;</li> <li>- site inspection.</li> </ul>

Figura 12. Mínima cantidad de reconocimiento del terreno en función de la Categoría Geotécnica

### 3.4. Tarea 3: Verificaciones de los estados límite en el proyecto

#### 3.4.1. Situación de Proyecto, Modelo de Proyecto Geotécnico y verificación de ELU y ELS

El primer paso en la verificación de proyecto, como se muestra en la Figura 13, es el análisis conjunto del Modelo del Terreno, previamente definido, y de las condiciones bajo las cuales la estructura tiene que cumplir sus requisitos de proyecto. Los objetivos de esta etapa son:

- Definir las Situaciones de Proyecto (Design situation, en su versión inglesa) que describen “*las condiciones físicas que podrían ocurrir durante un cierto periodo de tiempo para el cual se debe demostrar, con la suficiente fiabilidad, que no se supera ningún estado límite*”. Es de destacar que “Guía de Cimentaciones de Obras de Carretera” y la “ROM 0.5-05” ya utilizan este concepto, entendiéndolo como representación simplificada de la realidad de la obra que sea susceptible de análisis, por lo que debe incluir datos geométricos, tanto del terreno como de la estructura geotécnica, las características del terreno y las acciones actuantes.
- Desarrollar un Modelo de Proyecto Geotécnico (Geotechnical Design Model, en su versión inglesa) a partir del “Modelo del Terreno” que debe contener toda la información necesaria para verificar un estado límite particular de una situación de proyecto determinada. Es de destacar que el Modelo de Proyecto Geotécnico debe incluir los valores representativos (ver 3.4.4) de las diferentes unidades geotécnicas identificadas. Conceptualmente, se puede decir que habría tantos Modelos de Proyecto Geotécnico como estados límite a verificar aunque obviamente, en la práctica habitual, muchos de ellos coincidirán por lo que normalmente con un modelo será suficiente.

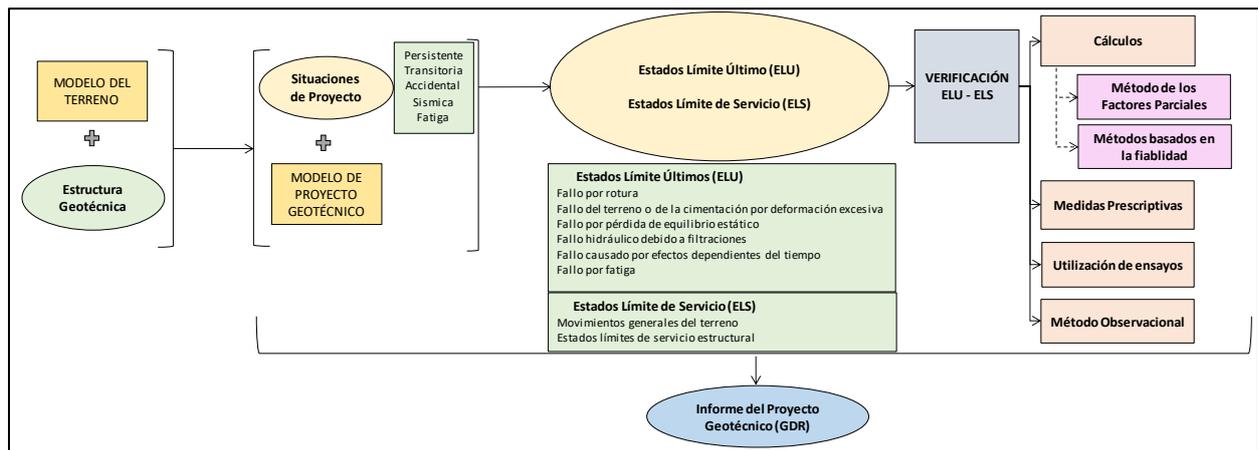


Figura 13. Procedimiento para las verificaciones de proyecto

Las Situaciones de Proyecto se clasifican como persistentes, transitorias, accidentales, sísmicas y de fatiga. Para cada situación de proyecto se deben identificar los estados límites últimos (ELU) y de servicio (ELS) que deben verificarse.

En la Parte 1 del futuro EC7 (prEN1997-1) se especifican los siguientes tipos de ELU: fallo por rotura, fallo del terreno o de la cimentación por deformación excesiva, fallo por pérdida de equilibrio estático, fallo hidráulico debido a filtraciones, fallo causado por efectos dependientes del tiempo, fallo por fatiga y fallo por cualquier efecto inducido por acciones sísmicas. Los diferentes tipos de ELS se refieren a movimientos generales del terreno y estados límites de servicio estructural.

La verificación de que los estados límites no son superados por las estructuras geotécnicas puede realizarse por alguno de los siguientes métodos:

- Cálculo, mediante la aplicación del Método de los Factores Parciales o mediante métodos probabilísticos basados en fiabilidad, como ocurre en algunos proyectos de Ingeniería de Rocas,
- Aplicación de medidas prescriptivas,
- Utilización de ensayos, o
- Aplicación del Método Observacional.

Por último, toda la documentación generada durante el proceso de verificación y proyecto se debe recopilar en un Informe de Proyecto Geotécnico (GDR, acrónimo de Geotechnical Design Report).

### 3.4.2. Verificación de ELU mediante el Método de los Factores Parciales

El Método de los Factores Parciales es el método más habitual para la verificación de los estados límites últimos (ELU). Es un método semi-probabilístico en el que básicamente se mayoran las acciones y se minoran las resistencias mediante la aplicación de unos factores parciales, cuyo valor se ha calibrado para que el proyecto final tenga una determinada probabilidad de fallo.

La verificación de los ELU por el Método de los Factores Parciales, que es el método más habitual, implica cumplir la siguiente desigualdad:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

donde:

- $E_d$  es el valor de proyecto del efecto de las acciones (desarrollado en 3.4.3) y
- $R_d$  es el valor de proyecto de la resistencia correspondiente, (desarrollado en 3.4.4), en cuyo cálculo entra en juego el valor de proyecto de las propiedades geotécnicas de los materiales ( $X_d$ ), (desarrollado en 3.4.5).

Teniendo en cuenta la desigualdad (1), para cada ELU, deben identificarse y determinarse los valores de proyecto de las acciones, de las resistencias y de las propiedades geotécnicas de los materiales, como se muestra en la Figura 14.

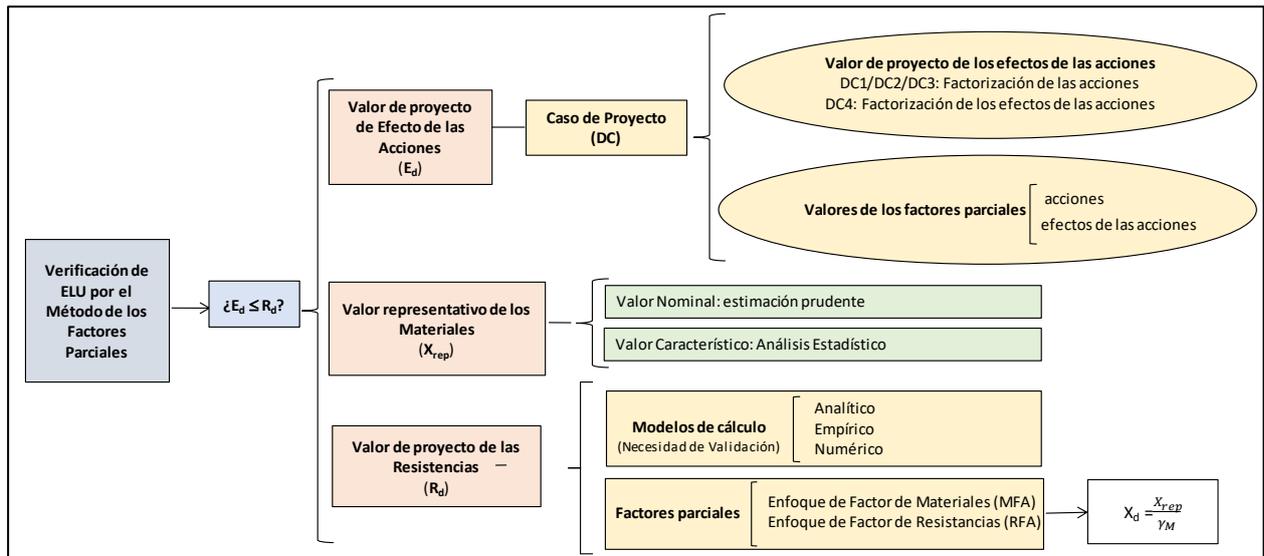


Figura 14. Verificación por el Método de los Factores Parciales

### 3.4.3. Valor de proyecto de los efectos de las acciones ( $E_d$ )

El primer paso en la determinación de los valores de proyecto de los efectos de las acciones ( $E_d$ ) es seleccionar el correspondiente Caso de Proyecto (Design Case, en su versión inglesa) como se muestra en la Tabla 2. Esta selección es función del estado límite que se esté verificando y del Enfoque de Factor que se vaya utilizar en la determinación del valor de proyecto de la resistencia (descrito en el apartado 3.4.4).

Tabla 2. Selección de los Casos de Proyecto el proyecto geotécnico en función del tipo de ELU y del Enfoque de Factor

Estado límite último (ELU)	Enfoque de Factor <sup>(1)</sup>	
	De Material (MFA)	De Resistencias (RFA)
<b>Aplicables a estructuras geotécnicas específicas</b>		
Estabilidad global (todas las estructuras geotécnicas)	DC3	---
Capacidad portante (cimentaciones superficiales)	(DC1 y DC3) o DC1	DC1
Resistencia al deslizamiento (cimentaciones superficiales)	(DC1 y DC3) o DC1	DC1
Resistencia axial a compresión (pilote individual)	---	DC1 o DC3
Resistencia axial a tracción (pilote individual)	---	DC1 o DC3
Resistencia transversal (pilote individual)	DC4 y DC3	---
Resistencia axial a compresión (grupo de pilotes y losas pilotadas)	DC4 y DC3	DC1 o DC3
Resistencia transversal (grupo de pilotes y losas pilotadas)	DC4 y DC3	---
Resistencia rotacional y capacidad portante (pantallas)	DC4 y DC3	DC4
Todos los ELU de estructuras de suelo reforzado	DC4 y DC3	DC4
Resistencia axial a compresión (mejoras del terreno “difusas”)	DC1 y DC3	---
Resistencia axial a compresión (inclusiones rígidas discretas)	---	DC1 o DC3
Resistencia transversal (mejoras del terreno “difusas” y “discretas”)	DC4 y DC3	---
<b>Aplicables a todas las estructuras geotécnicas</b>		
Fallo debido a deformaciones excesivas	DC1 o DC3 o DC4	
Pérdida de equilibrio rotacional	DC2	
Pérdida de equilibrio vertical debido a fuerzas ascensionales	DC2	
Efectos dependientes del tiempo	DC1 o DC3 o DC4	

**Nota <sup>(1)</sup>:** El Anejo Nacional especificará para cada estado límite el Enfoque de Factor a utilizar (MFA o RFA). Además, cuando existan alternativas en cada Enfoque de Factor, el Anejo Nacional también especificará cuál de ellas utilizar

La selección del Caso de Proyecto permite determinar:

- el método de cálculo de  $E_d$ , mediante la factorización (mayoración, en este caso) del valor característico de las acciones o los efectos de las acciones, como se muestra en la Tabla 3, a través de los factores parciales ( $\gamma_F$  o  $\gamma_E$ ). A este respecto, hay que indicar que el valor característico de la

acción que se factoriza puede ser un valor medio, un valor superior o inferior, o un valor nominal (6.1.2.1 (3) Note/prEN1990).

- un conjunto de valores de los factores parciales a aplicar, como se detalla en la Tabla A.1.8/prEN1990, mostrada en la Figura 15. Los factores parciales  $\gamma_F$  o  $\gamma_E$  indicados anteriormente se desdoblán en los factores  $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ ,  $\gamma_p$  y  $\gamma_E$ .

Tabla 3. Determinación del valor de proyecto del efecto de las acciones, dependiendo del Caso de Proyecto

Caso de Proyecto (DC)	Factores aplicados a	Fórmula	Expresiones	Párrafo de prEN 1990
DC1, DC2(a), DC2(b) & DC3	Acciones	8.4	$E_d = E\{\Sigma(\gamma_F \psi F_k); a_d; X_{Rd}\}$	8.3.2.2
DC4	Efecto de las acciones	8.5	$E_d = \gamma_E E\{\Sigma(\psi F_k); a_d; X_{Rd}\}$	8.3.2.3

$E\{\dots\}$  significa el efecto combinado de las variables incluidas;  
 $\Sigma(\dots)$  significa la combinación de acciones;  
 $\gamma_F$  es un factor parcial aplicable a las acciones;  
 $\gamma_E$  es un factor parcial aplicable a los efectos de las acciones;  
 $\psi$  es un factor de combinación (igual a 1.0 para acciones permanentes o como se define en 6.1.2.3/prEN1990, para acciones variables);  
 $F_k$  es el valor característico de una acción;  
 $a_d$  significa los valores de proyecto de los parámetros geométricos;  
 $X_{Rd}$  significa los valores de las propiedades geotécnicas de los materiales usados en la determinación de  $R_d$ .

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

Action or effect				Partial factors $\gamma_F$ and $\gamma_E$ for Design Cases 1 to 4				
Type	Group	Symbol	Resulting effect	Structural resistance	Static equilibrium and uplift		Geotechnical design	
Design case				DC1 <sup>a</sup>	DC2(a) <sup>b</sup>	DC2(b) <sup>b</sup>	DC3 <sup>c</sup>	DC4 <sup>d</sup>
Formula				(8.4)	(8.4)		(8.4)	(8.5)
Permanent action ( $G_k$ )	All <sup>f</sup>	$\gamma_G$	unfavourable /destabilizing	$1,35K_F$	$1,35K_F$	1,0	1,0	$G_k$ is not factored
	Water	$\gamma_{G,w}$		$1,2K_F$	$1,2K_F$	1,0	1,0	
	All <sup>f</sup>	$\gamma_{G,stab}$	stabilizing <sup>g</sup>	not used	1,15 <sup>e</sup>	1,0	not used	
	Water <sup>l</sup>	$\gamma_{G,w,stab}$			1,0 <sup>e</sup>	1,0		
	All	$\gamma_{G,fav}$	favourable <sup>h</sup>	1,0	1,0	1,0	1,0	
Prestress ( $P_k$ )		$\gamma_p$ <sup>k</sup>						
Variable action ( $Q_k$ )	All <sup>f</sup>	$\gamma_Q$	unfavourable	$1,5K_F$	$1,5K_F$	$1,5K_F$	1,3	$\gamma_{Q,1}/\gamma_{G,1}$ <sup>j</sup>
	Water <sup>l</sup>	$\gamma_{Q,w}$		$1,35K_F$	$1,35K_F$	$1,35K_F$	1,15	1,0
	All	$\gamma_{Q,fav}$	favourable	0				
Effects of actions (E)		$\gamma_E$	unfavourable	effects are not factored				$1,35K_F$
		$\gamma_{E,fav}$	favourable					1,0

<sup>a</sup> Design Case 1 (DC1) is used both for structural and geotechnical design.  
<sup>b</sup> Design Case 2 (DC2) 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  $\gamma_F$  are taken from columns (a) or (b), whichever gives the less favourable outcome.  
<sup>c</sup> Design Case 3 (DC3) is typically used for the design of slopes and embankments, spread foundations, and gravity retaining structures. See EN 1997 for details.  
<sup>d</sup> Design Case 4 (DC4) is typically used for the design of transversally loaded piles and embedded retaining walls and (in some countries) gravity retaining structures. See EN 1997 for details.  
<sup>e</sup> The values of  $\gamma_{G,stab} = 1.15$  and  $1.0$  are based on  $\gamma_{G,inf} = 1.35 \rho$  and  $1.2 \rho$  with  $\rho = 0.85$ .  
<sup>f</sup> Applied to all actions except water pressures.  
<sup>g</sup> Applied to the stabilizing part of an action originating from a single source.  
<sup>h</sup> Applied to actions whose entire effect is favourable and independent of the unfavourable action.  
<sup>i</sup>  $\gamma_{Q,1}$  = corresponding value of  $\gamma_Q$  from DC1 and  $\gamma_{G,1}$  = corresponding value of  $\gamma_G$  from DC1.  
<sup>k</sup> See other relevant Eurocodes for the definition of  $\gamma_p$  where  $\gamma_p$  is materially dependent.  
<sup>l</sup> For water actions induced by waves and currents, see Annex A.6.

Figura 15. Factores parciales aplicables a las acciones o a los efectos de las acciones para situaciones de proyecto persistentes y transitorias [Tabla A.1.8/prEN1990]

Además de las acciones permanentes ( $G$ ) y variables ( $Q$ ), existen otras acciones que se clasifican en función de su variación en el tiempo como son las accidentales ( $A$ ) y las sísmicas ( $A_E$ ). Para estas acciones, los valores de proyecto se determinan directamente por el proyectista, sin la necesidad de aplicar factores parciales a sus valores característicos.

#### 3.4.4. Valor de proyecto de la resistencia ( $R_d$ )

El valor de proyecto de la resistencia geotécnica  $R_d$  debería calcularse usando modelos de cálculo, ya sean éstos analíticos o empíricos. Dichos modelos se proporcionan en la Parte 3 del futuro EC7 (prEN 1997-3). Hay que tener en cuenta que para asegurar la fiabilidad del proyecto, los modelos que se usen deberían ser validados usando uno de los procedimientos indicados en la Tabla 7.1/prEN1997-1 (mostrada en la Figura 16), seleccionado en función de la Categoría Geotécnica de la estructura geotécnica.

El futuro EC7 (prEN1997) también permite el uso de modelos numéricos para verificar los estados límites, aunque con estos modelos los procedimientos de cálculo son diferentes de los descritos en este documento.

<b>Table 7.1 (NDP) — Minimum validation of calculation models used in geotechnical design</b>	
<b>Geotechnical Category</b>	<b>Minimum validation of geotechnical calculation models</b>
<b>GC3</b>	All the measures given below for GC2 and, in addition: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Calibration of the calculation model for the specific site against another suitable calculation model or site observations.</li> </ul>
<b>GC2</b>	All the measures given below for GC1 and, in addition: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Documentation showing that the assumptions for the calculation model used are relevant for the specific site and structure</li> </ul>
<b>GC1</b>	All the measures given below: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Literature reference that the calculation model has been used for similar conditions</li> <li>• Local experience shows that the calculation model is suitable for the local conditions</li> <li>• When using calculation models contained in EN 1997-3, confirmation that the design falls within the limits of application stated in EN 1997-3.</li> </ul>

*Figura 16. Procedimientos para la validación de los modelos de cálculo usados en el proyecto geotécnico [Tabla 7.1/prEN1997-1]*

El uso de los modelos de cálculo, analíticos o empíricos, debería realizarse siguiendo uno de los enfoques mostrados en la Tabla 4:

- el “Enfoque de Factor de Material” (MFA, acrónimo de Material Factor Approach), el cual aplica factores parciales a los parámetros geotécnicos de los materiales ( $\gamma_M$ ) para obtener el valor de proyecto de dichos parámetros, los cuales se utilizarán en la determinación del valor de proyecto de la resistencia, o
- el “Enfoque de Factor de Resistencia” (RFA, acrónimo de Resistance Factor Approach), que aplica factores parciales a las resistencias ( $\gamma_R$ ), una vez calculada ésta con los valores representativos de los parámetros geotécnicos.

Los valores de los factores parciales de resistencia ( $\gamma_R$ ) se recogen en la Parte 3 del futuro EC7 (prEN 1997-3) para cada estructura geotécnica.

Tabla 4: Determinación del valor de proyecto de resistencia dependiente del enfoque de cálculo

	<b>Factores Parciales aplicados a</b>	
	<b>Materiales</b>	<b>Resistencias</b>
<b>Denominación</b>	Enfoque de Factor de Material (MFA)	Enfoque de Factor de Resistencia (RFA)
<b>Fórmula</b>	8.19	8.20
<b>Expresión</b>	$R_d = R\{X_d; a_d; \Sigma F_{Ed}\}$	$R_d = \frac{R\{X_{rep}; a_d; \Sigma F_{Ed}\}}{\gamma_R}$
<b>Referencias</b>	[4.4.3(2)/prEN1997] [8.3.5.2/prEN1990]	[4.4.3(3)(prEN1997] [8.3.5.3/prEN1990]

---

$R_d$  es el valor de proyecto de una resistencia geotécnica;  
 $R\{\dots\}$  significa el resultado del modelo de cálculo de resistencia;  
 $X_d$  es el valor de proyecto de una propiedad geotécnica de un material (véase 3.4.5);  
 $a_d$  significa el conjunto de valores de proyecto de los parámetros geométricos;  
 $\Sigma F_{Ed}$  significa el conjunto de valores de proyecto de las acciones usadas en la determinación de  $E_d$ ;  
 $X_{rep}$  es el valor representativo de una propiedad geotécnica del terreno (véase 3.4.5);  
 $\gamma_R$  es un factor parcial de resistencias

Como se puede ver en las expresiones 8.19 y 8.20 de la Tabla 4, en la determinación de las resistencias geotécnicas ( $R_d$ ) aparecen los valores representativos ( $X_{rep}$ ) y de proyecto ( $X_d$ ) de las propiedades geotécnicas de los materiales, conceptos que se desarrollan en el apartado siguiente.

### 3.4.5. Valor representativo ( $X_{rep}$ ) y de proyecto ( $X_d$ ) de las propiedades geotécnicas de los materiales

El valor de proyecto  $X_d$  de una propiedad geotécnica de un material debería calcularse mediante la Ecuación 2 [Fórmula 8.16/prEN1990]:

$$X_d = \frac{X_{rep}}{\gamma_M} \quad (2)$$

donde:

- $X_d$  es el valor de proyecto de una propiedad geotécnica de un material,
- $X_{rep}$  es el valor representativo de una propiedad geotécnica de un material,
- $\gamma_M$  es un factor parcial aplicable a una propiedad geotécnica de un material,

Por su parte, el valor representativo de una propiedad geotécnica de un material ( $X_{rep}$ ) puede determinarse por dos procedimientos.

- Seleccionando directamente el valor, basándose en el conocimiento del emplazamiento y la experiencia del proyectista en casos similares,
- Obteniendo el valor por métodos estadísticos.

Cuando el valor se selecciona basándose en el conocimiento del emplazamiento y la experiencia del proyectista en casos similares, el proyectista realizará “una estimación prudente del valor de la propiedad geotécnica del material terreno”. Cuando se realice así, el valor obtenido se denominará “valor nominal” ( $X_{nom}$ ). Para cumplir con la fiabilidad de los requisitos del EC7, el proyectista debe tener en cuenta los siguientes aspectos al seleccionar ese valor prudente (4.3.2.8-prEN1997-1):

- Los datos pre-existentes, incluidos en la información geológica y los datos de proyectos previos;
- la incertidumbre debida a la cantidad y calidad de los datos del emplazamiento;
- la incertidumbre debida a la variabilidad espacial de la propiedad medida; y
- la zona de influencia de la estructura para el estado límite considerado.

Cuando se determine el valor por métodos estadísticos, el valor se denominará “valor característico” ( $X_k$ ), con dos objetivos: a) distinguirlo del “valor nominal”, dado que se obtiene mediante un procedimiento diferente, y b) para alinearse más adecuadamente con la definición dada en el Eurocódigo 0

(3.1.4.1/prEN1990) que relaciona el valor característico con un procedimiento estadístico para su determinación.

El valor característico ( $X_k$ ) se puede determinar mediante la ecuación (3)

$$X_k = X_{\text{mean}}[1 \mp k_n V_x] = X_{\text{mean}}[1 \mp \frac{k_n \sigma_x}{X_{\text{mean}}}] \quad (3)$$

donde:

- $X_{\text{mean}}$  es el valor medio de una propiedad geotécnica de un material (X) obtenido a partir de un número (n) de valores derivados,
- $V_x$  es el coeficiente de variación de una propiedad geotécnica del material X,
- $k_n$  es un coeficiente que depende del número de valores utilizados para obtener  $X_{\text{mean}}$ ,
- $\mp$  implica que  $k_n V_x$  se debe restar cuando un valor inferior de  $X_k$  es crítico y se debe sumar cuando un valor superior es crítico,
- $\sigma_x$  es la desviación estándar de X.

En el Anejo B de la Parte 1 del futuro EC7 (prEN1997-1) se dan las expresiones para evaluar los diferentes términos de la Ecuación 3.

El último paso de este procedimiento es obtener el valor representativo ( $X_{\text{rep}}$ ), mediante las ecuaciones 4 y 5, “para convertir los resultados de los ensayos en valores que representen el comportamiento del material cuando es parte de la estructura geotécnica o del terreno”, como se establece en 6.2.(5)/prEN1990.

$$X_{\text{rep}} = \eta X_{\text{nom}} \quad (4)$$

$$X_{\text{rep}} = \eta X_k \quad (5)$$

El factor de conversión ( $\eta$ ) tiene en cuenta el efecto escala, efectos de humedad y temperatura, de envejecimiento de los materiales y cualquier otro parámetro relevante, tal y como se indica en 3.1.4.2/prEN1990. Para los materiales geotécnicos, otros efectos relevantes pueden ser los derivados de la anisotropía, la trayectoria de esfuerzos y el nivel de deformación. Sin embargo, es destacar que en la práctica geotécnica habitual, el factor de conversión  $\eta$  tendrá normalmente valor 1.

Por último, en la Tabla 5 se recogen los valores del factor parcial de materiales ( $\gamma_M$ ) para las situaciones de proyecto persistentes, transitorias y accidentales.

Tabla 5: Valores del factor parcial  $\gamma_M$  para situaciones de proyecto persistentes, transitorias y accidentales

Parámetro del terreno	Símbolo	Situaciones de proyecto persistentes y transitorias [Tabla A.1/prEN1997]			Situaciones de proyecto accidentales [Tabla A.2/prEN1997]		
		Conjunto <sup>(1)</sup>			Conjunto <sup>(1)</sup>		
		M1	M2	M3	M1	M2	M3
Resistencia al corte efectiva ( $\tau_s$ )	$\gamma_{\tau_s}$	1,0	1,25	1,25	1,0	1,1	1,1 $K_M$ <sup>(2)</sup>
Coeficiente de rozamiento interno ( $\tan \phi$ )	$\gamma_{\tan \phi}$	1,0	1,25	1,25 $K_M$	1,0	1,1	1,1 $K_M$
Coef. de rozamiento en la interfaz terreno /estructura ( $\tan \delta$ )	$\gamma_{\tan \delta}$	1,0	1,0	Véase EN1997-3	1,0	1,0	Véase EN1997-3
Resistencia al corte sin drenaje de un suelo ( $c_u$ )	$\gamma_{c_u}$	1,0	1,4	1,4 $K_M$	1,0	1,2	1,2 $K_M$
Resistencia a compresión no confinada de una roca ( $q_u$ )	$\gamma_{q_u}$	1,0	1,4	1,4 $K_M$	1,0	1,2	1,2 $K_M$

Note (1): M1, M2 and M3 are three independent sets of material factors. EN1997-3 specified which one to use for specific geotechnical structures

Note (2): Values of  $K_M$  are given in Figure 14

El análisis de la tabla permite indicar que los valores de  $\gamma_M$  para las situaciones accidentales son alrededor de un 15% menores (1,25/1,10 y 1,40/1,20) que los correspondientes valores para las situaciones persistentes y transitorias.

Adicionalmente, como se indica en la tabla, los valores de  $\gamma_M$  se pueden ajustar de acuerdo a las consecuencias de fallo, evaluadas a través de la Clase de Consecuencia (CC), usando el factor de consecuencia  $K_M$ , cuyos valores se dan en la Tabla A.3 de la Parte 1 del futuro EC7 (mostrada en la Figura 17).

Consequence class (CC)	Description of consequences	Consequence factor $K_M$
CC3	Higher	1,1
CC2	Normal	1,0
CC1	Lower	0,9

Figura 17. Valores del factor de consecuencia  $K_M$  para estructuras geotécnicas, dependiendo de la Clase de Consecuencia [Tabla A.3/prEN1997]

### 3.5. Tarea 4: Implementación del proyecto durante la ejecución de los trabajos

Para asegurar la seguridad y calidad de las estructuras geotécnicas, el futuro EC7 (prEN1997-1) indica que se deben cumplir, durante la ejecución de los trabajos, los siguientes planes, los cuales deben estar contenidos en el propio proyecto:

- *Plan de supervisión:* el objetivo es a) comprobar la validez de las hipótesis de proyecto teniendo en cuenta las condiciones reales encontradas en el emplazamiento, b) verificar las condiciones del terreno y del agua del terreno, c) comprobar la idoneidad de los procedimientos de ejecución adoptados en el proyecto y d) comparar el comportamiento real de la estructura con el esperado en el proyecto.
- *Plan de inspección:* el objetivo es comprobar que la ejecución se realiza de acuerdo al proyecto y, complementariamente, asegurar un entorno seguro de trabajo y un impacto medioambiental limitado.
- *Plan de auscultación:* el objetivo es comprobar la validez del Modelo de Proyecto Geotécnico y de las predicciones de comportamiento de la estructura realizadas durante el proyecto, de tal manera que se asegure que dicha estructura continuará funcionando como se requiere tras la finalización de las obras.
- *Plan de mantenimiento:* el objetivo es describir las tareas de mantenimiento necesarias para asegurar la seguridad y el nivel de servicio de la estructura tras la construcción.

Es de destacar que el nivel de complejidad de estos planes está relacionado con la Categoría Geotécnica de la estructura. Este nivel de complejidad se traduce en un determinado número de actuaciones de supervisión e inspección; una determinada cantidad de medidas in-situ y ensayos a realizar; y en el conjunto de tareas de mantenimiento necesarias.

### 3.6. Tarea 5: Realización de informes

Todos los trabajos llevados a cabo durante la redacción del proyecto y de la ejecución de las obras se deben documentar mediante la realización de los siguientes informes, como se ha ido indicando en la descripción de las tareas previas:

- Informe de Reconocimiento Geotécnico (GIR - Geotechnical Investigation Report),
- Informe del Proyecto Geotécnico (GDR - Geotechnical Design Report) y
- Registro de la construcción de la estructura geotécnica (GCR - Geotechnical Construction Record).

Los requisitos y recomendaciones para la elaboración de estos informes se recogen en el Anejo G de la Parte 1 del futuro EC7 (prEN1997-1), el cual tiene carácter normativo. El contenido de dichos informes está relacionado con la Categoría Geotécnica de la estructura geotécnica en estudio.

#### **4. Resumen**

Este trabajo se constituye como una guía breve para la elaboración de los proyectos de las estructuras geotécnicas de tal manera que se cumplan los requerimientos y recomendaciones de seguridad, nivel de servicio, robustez y durabilidad a los que se deben ajustar dichos proyectos, de acuerdo a lo indicado en los futuros Eurocódigo 0 (prEN 1990:2018) y Eurocódigo 7 (prEN1997).

La guía se basa en unos diagramas de flujo para cada una de las cinco tareas que comprende el proyecto de una estructura geotécnica: a) Procedimientos de fiabilidad, b) Modelización del terreno, c) Verificaciones de proyecto, d) Implementación del proyecto durante la ejecución y e) Realización de informes.

Dichos diagramas permiten explicar los procedimientos para a) determinar la Categoría Geotécnica de la estructura geotécnica en estudio, b) desarrollar el Modelo del Terreno y el Modelo del Proyecto Geotécnico, c) verificar los estados límites últimos y de servicio, mediante la aplicación de los factores parciales indicados en los diferentes Casos de Diseño, d) realizar diferentes planes que aseguren la seguridad y calidad de las estructuras geotécnicas durante su ejecución y e) elaborar diferentes informes durante el proyecto y ejecución de la estructura geotécnica.

#### **Agradecimientos**

El autor quiere agradecer a los colegas del Equipo de Proyecto SC7-TC6 (Andrew Bond, Sebastien Burlon, Gunilla Franzen, Guido Nuijten, Guissepe Scarpelli & Adriaan von Seters) así como a Marcos Arroyo los comentarios críticos recibidos durante la elaboración de este texto.

#### **Bibliografía**

- (1) Bond, A. (2017). CEN-TC250-SC7 N1063 Chairman's presentation 32nd Meeting of Oslo.
- (2) Bond, A. (2018). Chairman's opening remarks WGs Naples 2018.
- (3) Bond, A (2019) Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1990:202x. Basis of structural and geotechnical design. XVII European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik (Iceland). September 2019
- (4) prEN1997-1:2018. CEN-TC250-SC7\_N1330\_prEN\_1997-1\_Geotechnical\_design\_-\_General. Octubre 2019
- (5) prEN1997-2:2020x. CEN-TC250-SC7\_N1327\_prEN\_1997-2\_Geotechnical\_design\_-\_Ground. Octubre 2019
- (6) prEN1997-3:2020x. CEN-TC250-SC7\_N1326\_prEN\_1997-3\_Geotechnical\_design\_-\_Geotec. Octubre 2019
- (7) prEN 1990:2019. EC0 prEN 1990 Third revised draft from Manag Group 2019\_09\_11 Clean version.

# **SOLUCIONES GEOTÉCNICAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LAS LÍNEAS 4, 5 Y 6 DEL METRO DE RIAD**

**DÍDAC PLANA AGUILAR**

Ingeniero Geólogo

FCC Construcción. Departamento de Geotecnia

## **1- Introducción**

El Proyecto del Metro de Riad es de una magnitud excepcional tanto por su extensión como por el plazo en el que se ha previsto su realización y puesta en marcha en una ciudad que no dispone de ninguna línea de metro hasta la fecha. Incluye la construcción de 6 líneas y un total de 169 km de trazado, con el que la ciudad ambiciona el objetivo de transformar el sistema actual de transporte basado únicamente en el vehículo privado y una red limitada de autobuses de media distancia para pasar a disponer de un sistema multimodal moderno con una red mallada de metro junto a una red densa de autobuses (Rapid Transport System) combinado con el uso del vehículo privado.

El desarrollo del proyecto del Metro de Riad es a cargo del Arriyadh Development Authority (ADA) que tras dividirlo en tres grandes paquetes se adjudicó en concepto de Diseño y Construcción a tres consorcios internacionales en el año 2013. En la planificación se prevé que pueda estar terminado en un plazo de aproximadamente siete años, lo que lo hace fuera de lo común por las dimensiones y tiempo de construcción en comparación con el desarrollo de la red de transporte ferroviario urbano que se ha producido en cualquier otra ciudad del mundo.

FCC Construcción participa como socio mayoritario en el consorcio internacional FAST que tiene adjudicada la construcción de unos de los tres paquetes en los que se dividió el proyecto. Dicho contrato abarca la construcción de las líneas 4 (amarilla), 5 (verde) y 6 (lila), incluyendo la obra civil, las instalaciones, la vía, el equipo móvil, señalización, comunicación y electrificación. En total son 64.5 km de trazado, con 25 estaciones, dos cocheras de trenes y 4 edificios de aparcamiento para vehículos llamados Parc & Ride.

Las líneas 4 y 6 tienen largos tramos que discurren en viaducto sumando entre ambas un total de casi 30km de línea elevada, mientras que unos 14 km entre ambas son tramos subterráneos de poca profundidad que se ejecutan en cajones ejecutados en excavaciones a cielo abierto, y los más de 8 km restantes entre ambas líneas son a nivel de suelo concentrados principalmente en el tramo que discurre en las afueras de la ciudad para conectar con el Aeropuerto. En cambio la línea 5 es toda ella en túnel a lo largo de más de 13 km, con un pequeño tramo de menos de 1 km con cajón poco profundo excavado a cielo abierto y los 12 km restantes en túnel en mina excavado con tuneladora.

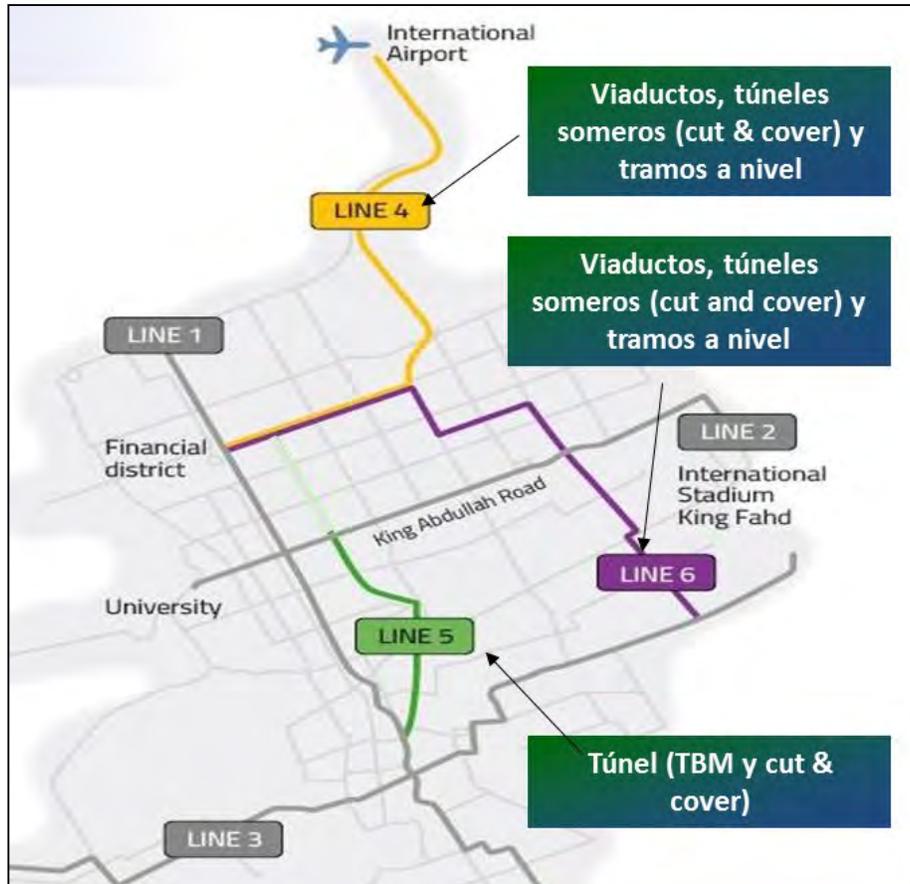


Figura 1. Plano de las líneas 4, 5 y 6 que configuran el paquete 3 del contrato del Metro de Riad.

LINE	Length (Km)				TOTAL	STATIONS	TRAIN DEPOTS
	Viaduct	Tunnel (cut & Cover)	Tunnel (under-ground)	At Grade			
Line 4	17.3	6.0	-	6.8	30.1	8	1
Line 5	-	0.9	12.4	-	13.3	11	1
Line 6	12.5	7.2	-	1.4	21.1	6	
<b>TOTAL</b>	<b>29.8</b>	<b>14.1</b>	<b>12.4</b>	<b>8.2</b>	<b>64.5</b>	<b>25</b>	<b>2</b>
<b>P + 4 Car Parking</b>							

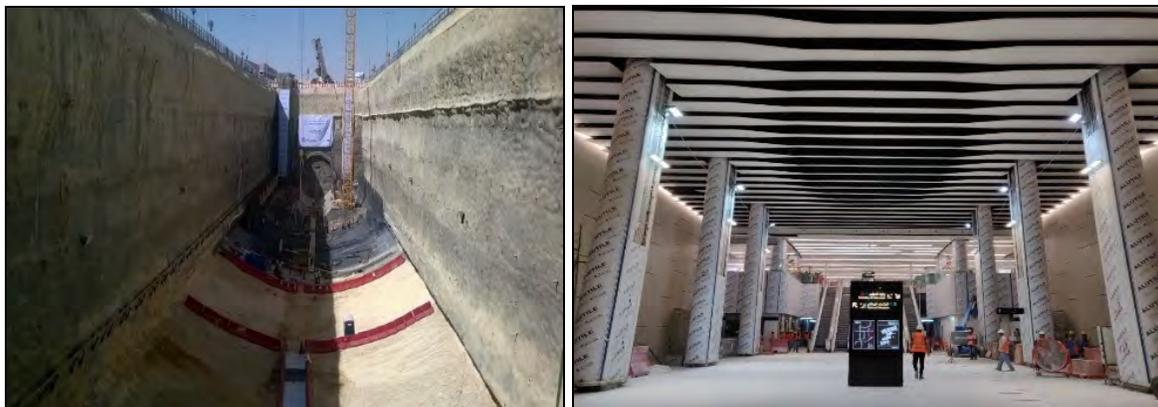
Figura 2. Tabla resumen de los principales elementos que configuran el paquete 3 del proyecto del Metro de Riad.

La línea 4 tiene un total de 30.1 km y conecta el Distrito Financiero con el Aeropuerto Internacional King Khalid, con un tramo que es común con la línea 6. La línea 6 parte también del Distrito Financiero en el tramo común con la línea 4 pero posteriormente se dirige hacia el sur por una zona comercial y residencial del este de la ciudad, y tiene un total de 21.1 km de recorrido. La línea 5 se extiende un total de 13.3 km y discurre por la calle King Abdulaziz, eje donde se sitúan los principales edificios administrativos y ministeriales de la ciudad, en dirección de norte a sur hasta alcanzar el Centro Histórico King Abdul Aziz y el barrio de Al-Bathaa.

## 2. Elementos principales del proyecto.

### 2.1 Estaciones

Uno de los elementos más destacados del proyecto son las estaciones, diferenciando entre las subterráneas y las elevadas, con un total de 25 estaciones entre las tres líneas. Las estaciones subterráneas se caracterizan por presentar habitualmente 3 plantas, con el nivel inferior de andenes, el nivel intermedio de vestíbulo y control de entrada y el nivel superior principalmente para zona comercial, generando huecos con grandes alturas. Las estaciones elevadas se caracterizan por quedar suspendidas sobre una estructura en viaducto para minimizar su interferencia con las infraestructuras a nivel de calle, y por sus cubiertas curvas características de la zona de andenes.



*Figura 3. Estaciones subterráneas. A la izquierda, fase de excavación y construcción de la contra-bóveda de la caja principal de la estación 5C2 en enero de 2016. A la derecha la zona del vestíbulo de dicha estación en noviembre de 2019.*



*Figura 4. Estación elevada 6G1 con la obra civil terminada en noviembre de 2018.*

### 2.2 Viaductos

Otro elemento que destaca del proyecto son los viaductos, ya que con casi 30 km de línea es la solución más adoptada para el trazado del conjunto de las tres líneas. Es una solución que se ajusta adecuadamente a la tipología de las avenidas y calles por las que discurren las líneas, que son amplias y con una gran

separación entre fachadas y sin una gran densidad de edificios, de manera que no tienen un impacto visual elevado para las viviendas de la zona y al mismo tiempo evita interferir con la comunicación de peatones y vehículos a nivel de calle.



*Figura 5. Vista del viaducto terminado de la Línea 6 por la calle Abi Jaffar Al-Mansour.*

Se ha utilizado una gran variedad de tipologías constructivas para los viaductos según los condicionantes geométricos, de accesibilidad, etc. Principalmente son los siguientes:

- Método de viga lanzada “Full Span” (FSLM “Full Span Launching Method”). Permite ir colocando vigas cajón prefabricadas con su sección completa mediante una estructura auxiliar retráctil que se va desplazando por encima del tramo de viaducto ya completado. Cada viga cajón es transportada por encima del tramo de viaducto ejecutado mediante un vehículo especial multi-eje desde el extremo del viaducto donde se emplaza la planta de prefabricación y hasta el nuevo vano a ejecutar. Es un sistema con unos rendimientos elevados si hay disponibilidad de tramos largos de viaducto con luces relativamente pequeñas (32 m a 36 m) y constantes en todo el recorrido. Se aplica en tramos donde no se prevén interrupciones en ningún vano, con trazados rectos o con radios de curvatura grandes. El sistema tiene el inconveniente que es muy rígido frente a cualquier problema en un vano, y un retraso en la ejecución de una sola pila interrumpiría la construcción de todo el viaducto. Tiene la ventaja que salvo la ejecución de las pilas, hay una interferencia mínima con la movilidad y el tráfico a nivel de calle ya que no necesita de grúas auxiliares ni transportes especiales de las vigas por dentro la ciudad.



*Figura 6. Pórtico para colocación de las vigas prefabricadas con el sistema “Full Span” en un tramo de viaducto de la Línea 4.*

- Método de Vigas Prefabricadas (PCB “Pre-Cast Beams Method”). Es un método alternativo al FSLM, para luces relativamente pequeñas y en tramos rectos o de poca curvatura. Se consigue la sección completa del viaducto mediante dos vigas prefabricadas que se acoplan lateralmente y con un conjunto de losas prefabricadas que forman la plataforma superior con sus alas en voladizo. Su fabricación se debe hacer en una planta de pre-fabricados y desde allí transportar las vigas al vano correspondiente, y colocarlas en sus apoyos con la ayuda de grandes grúas, lo que puede ser un problema por la interrupción momentánea del tráfico y la dificultad de acceso en ciertas zonas urbanas. Pero tiene la gran ventaja frente al FSLM de su flexibilidad por adaptarse al vano que convenga sin dependencia de que los vanos contiguos estén o no estén completados. Además el coste de implantación y de los medios necesarios son sensiblemente menores que con el método FSLM.



*Figura 7. Colocación de una de las dos vigas prefabricadas que configuran la viga cajón por el método PCB en uno de los viaductos de la Línea 6.*

- Método de Dovelas Prefabricadas con Pórtico (PSM “Pre-Cast Segmental Method”): Este método consiste en la configuración de cada vano del viaducto mediante la unión de varios segmentos prefabricados que se colocan suspendidos mediante una estructura pórtico auxiliar y que una vez posicionados se solidarizan mediante tendones postesados. Permite realizar tramos de vanos de longitudes relativamente grandes y es especialmente adecuado para cubrir trazados con geometría curva y en zonas donde se debe minimizar la ocupación e interferencias a nivel de calle o allí donde no hay acceso desde el suelo.



*Figura 8. Tramo de viaducto ejecutado con el Método de Dovelas con Pórtico.*

- Método de Dovelas Prefabricadas en Voladizo (BCM “Balanced Cantilever Method”). Este método también se basa en formar el vano completo a base de dovelas prefabricadas pero en este caso se van ensamblando partiendo de un apoyo de manera que va creciendo la viga en voladizo. La colocación

de cada una de las piezas o dovelas se hace con medios auxiliares desde suelo cuando es posible o con una estructura pórtico auxiliar apoyado en el vano construido y que permite ir ensamblando cada dovela en el extremo. Este método permite cubrir grandes luces, además de permitir geometrías en curva y secciones de canto variable, pero tiene los inconvenientes de coste elevado y complejidad ingenieril, además de que puede requerir de medios auxiliares desde suelo con la consecuente afectación al tráfico y la movilidad.



*Figura 9. Tramo de viaducto en curva y luces elevadas ejecutado con el Método de Dovelas Prefabricadas en Voladizo, Línea 4.*

### 2.3 Túneles

Los tramos subterráneos del metro configuran otro de los elementos más destacados del proyecto. En las **líneas 4 y 6** hay varios tramos subterráneos que discurren a poca profundidad y que se han solucionado con el método de excavación a cielo abierto en talud o con elementos de contención con pantallas de hormigón o pantallas de pilotes según sea el caso y las limitaciones de espacio, para finalmente ejecutar un cajón in situ que posteriormente se ha cubierto con tierras hasta la cota de urbanización (método “Cut & Cover”).



*Figura 10. Tramo de túnel excavado a cielo abierto y con cajón en la Línea 4.*

En cambio la **Línea 5**, toda ella subterránea, discurre por una zona más densamente urbanizada y con un trazado más profundo que obliga a un diseño de túnel en mina salvo un tramo de menos de 1 kilómetro en el extremo donde hay las cocheras y que se ejecuta también con el método de “Cut & Cover”.

El tramo de túnel en mina de la Línea 5 es un único túnel con sección para circulación de dos trenes que se ha excavado con tuneladora y sostenido con un revestimiento formado por anillos de dovelas

prefabricadas de 0.35 m de espesor y 1.60 m de longitud, formado por 6 piezas más la pieza de llave, de geometría universal trapezoidal. El diámetro interior libre es de 8.70 m y el diámetro de excavación es de 9.77 m. A lo largo del túnel hay 11 estaciones que se excavaron a cielo abierto y un total de 14 pozos de los cuales 3 son para ventilación y 11 para salidas de emergencia o que combinan la función de pozo de bombeo y de emergencia.

Para poder cumplir con los plazos de ejecución y la seguridad necesaria se emplearon dos tuneladoras TBM tipo EPB para poder hacer frente a las distintas condiciones geológicas y geotécnicas. Aunque el túnel discurre en toda su totalidad por la formación de calizas mesozoicas, la existencia de zonas carstificadas, con cavidades y rellenos de arcillas, con zonas de brechas y con la presencia de zonas con agua abundante, hizo que se optara por este tipo de máquina que permite hacer frente a estas variaciones locales manteniendo el máximo control del frente y minimizar los movimientos y asentamientos en superficie en una zona densamente urbanizada. El trazado sigue principalmente la calle King Abdulaziz y pasa cerca de las cimentaciones de varios edificios y estructuras importantes, lo que obliga a que durante la construcción se impongan criterios de máxima seguridad y control del riesgo.

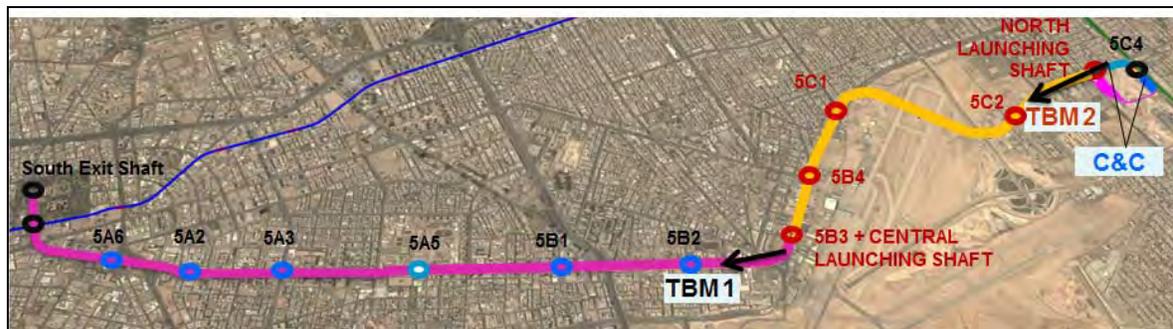


Figura 11. Trazado en planta del túnel de la Línea 5 y situación de los pozos de ataque de las dos tuneladora TMB y las estaciones.

La primera tuneladora en ponerse en marcha se emplazó en el pozo de ataque central (Central Launching Shaft) y se dirigió hacia el sur hasta el pozo de salida (South Exit Shaft) tras 7.0 kms de recorrido. Esta tuneladora, llamada “Dhafrah” que significa “La Victoriosa”, arrancó el 30 de abril del 2015 y ha sido la primera TBM puesta en funcionamiento en Arabia Saudita. La segunda tuneladora, llamada “San’ah” que significa “La Bella” arrancó del pozo de ataque norte (North Launching Shaft) y se dirigió también hacia el sur hasta el citado pozo central tras 5.4 km de excavación.



Figura 12. Cale de la TBM-2 en la estación 5C2 (imagen de la izquierda) y arrastre por el interior de la citada estación



*Figura 13. Túnel de la Línea 5 terminado y con la vía instalada.*

#### **2.4 Superestructura y material móvil**

Por otro lado, desde el punto de vista de tecnología ferroviaria destacan los 69 vagones de alta seguridad y confort dotados con el sistema de conducción automática sin conductor, con alimentación eléctrica mediante el sistema del tercer carril para minimizar el impacto visual y con un sistema de señalización de última generación.



*Figura 14. Vagones de tren de la líneas 4 (amarilla) en fase de pruebas desde principios de 2019.*

Para el montaje de la vía sobre losa a lo largo de 69 kms de trazado se ha empleado la tecnología “Appitrack” que permite acelerar la ejecución de la losa de vía con rendimientos de hasta 3 veces superiores a los que se consiguen con los métodos tradicionales. Este sistema permite insertar de forma automática y con máxima precisión las placas base de vía y sus bulones en la losa de hormigón fresco recién colocado. Una vez la losa ya ha fraguado se pueden instalar los carriles, soldarlos, ajustarlos y fijarlos a las placas de base con los sistemas de fijación adecuados.



*Figura 15. Sistema Appitrack para ejecución de la losa de vía y colocación de las placas de fijación de carril.*

### **3. La geología de Riad.**

La ciudad de Riad se sitúa en la meseta Arábica (o de Najd) en el interior de la Península Arábica a una altitud de aproximadamente 600 m sobre el nivel del mar. Geológicamente está constituida por un conjunto de rocas sedimentarias que en la zona de Riad son de edad mesozoica, formadas principalmente por calizas marinas intercaladas localmente por lutitas y calcoarenitas. El conjunto de este sustrato rocoso tiene una disposición subhorizontal con un ligero buzamiento hacia el este de unos pocos grados.

Sobre este sustrato rocoso se encuentra sobrepuesta una red de valles aluviales más o menos encajados (wadi en árabe) y paleocauces, todos ellos con sus depósitos de materiales tipo suelo granulares mayoritariamente y que habitualmente contienen acuíferos asociados. Con el crecimiento de la ciudad estos valles aluviales han quedado total o parcialmente cubiertos y urbanizados en muchos casos. Las principales cuencas de drenaje de esta red son las asociadas al Wadi Hanafih situado al sector oeste de la ciudad, y el Wadi Sulay en el sector este.

El sustrato rocoso mesozoico que se extiende en la ciudad de Riad está constituido por un lado por las formaciones jurásicas Jubaila y Arab, que afloran en la zona sur y oeste de la ciudad, y por otro lado las formaciones Cretácicas Sulay y Yamama que apoyan sobre las primeras y afloran en el sector norte y este.

La formación Jubaila se identifica por ser una roca caliza estratificada, habitualmente de color gris claro a oscuro y que suele contener pellets fósiles que se observan como concentraciones de pequeños puntos oscuros, aunque otras veces está formada por tramos de calcarenitas fosilíferas. En cambio la formación Arab tiene una estructura más caótica formada por brechas de cantos calizos y matiz predominantemente calcoarenítica, aunque también se presenta en bancos estratificados de calizas y calcoarenitas. Se interpreta que dentro de la formación Arab existían niveles de evaporitas (principalmente anhidrita) que durante algún episodio geológico se disolvieron produciendo el colapso de los materiales suprayacentes y generando como resultado estas formaciones brechificadas. La presencia de anhidritas en la zona de Riad es anecdótica y solamente se han identificado trazas en algunos estudios, pero existen grandes depósitos a unos 35 kms al sur de la ciudad donde alcanza espesores que superan varias decenas de metros y que configuran la llamada unidad Hith.

Sobre el techo de la formación jurásica Arab se encuentran de forma discordante los materiales cretácicos de las formaciones Sulay y Yamama, ambas constituidas por rocas calizas micríticas de tonalidades

blanco amarillentas predominantemente, en estratos de orden decimétrico más habitualmente en la primera y de orden métrico en la segunda.

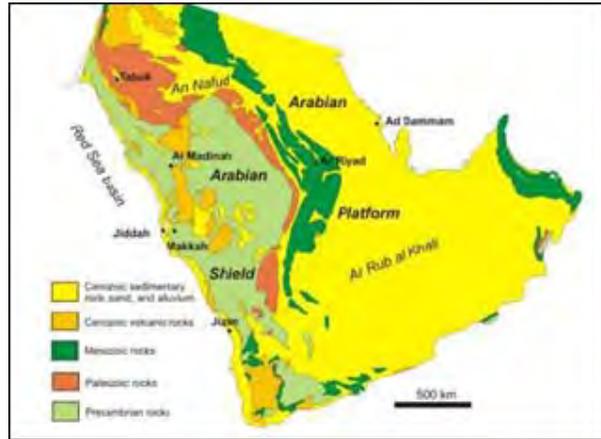


Figura 16. Mapa geológico de la península arábiga (Saudi Geological Survey (1991).

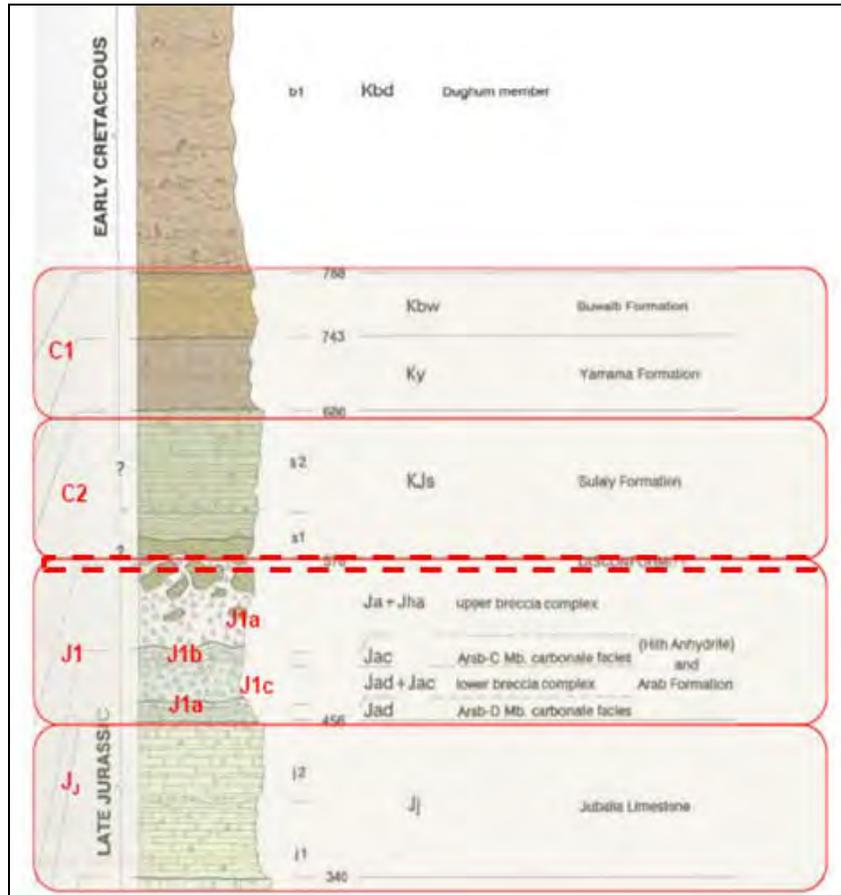


Figura 17. Columna geológica representativa de las unidades que configuran el sustrato de la ciudad de Riad (Ministry of Petroleum and Mineral Resources, 1991).

En las zonas donde han existido paleocauces y en los valles aluviales desarrollados sobre sustrato calcáreo se ha producido un proceso de formación de cavidades cársticas más o menos intenso. Una zona del proyecto donde se ha detectado una especial incidencia de la carstificación ha sido parte del sector sur del trazado de la línea 5 afectando a las formaciones Arab y Sulay, seguramente por la influencia del Wadi Al-Batha tributario del Wadi Hanifa y que se sitúa próximo al trazado de la línea. Pero se han

encontrado otras zonas con desarrollo de carstificación sin que se pueda establecer un criterio predictivo claro.



Figura 18. Cavidades cársticas encontradas durante los trabajos de excavación de la estación 5B1 (izquierda) y en el fondo de excavación de la estación 5C1 (derecha), ambas de la Línea 5.

Los suelos cuaternarios tienen espesores pequeños o son inexistente en muchas partes de la ciudad, y cuando tiene un cierto desarrollo es porque se encuentran asociados a los sistemas aluviales y a los paleocanales. En concreto en el extremo sur del trazado de la Línea 5 se interceptan los depósitos aluviales del Wadi al-Batha alcanzando espesores de alrededor de 13 m, y gran parte del trazado de la línea 6 que discurre de norte a sur por el este de la ciudad se encuentra sobre los materiales granulares de terrazas aluviales antiguas y depósitos asociados del valle de Wadi Sulaiy y que alcanza en esa zona espesores de unos 20 m con máximos próximos a los 35 m. En cambio la Línea 4 discurre prácticamente siempre por las formaciones rocosas cretácicas.

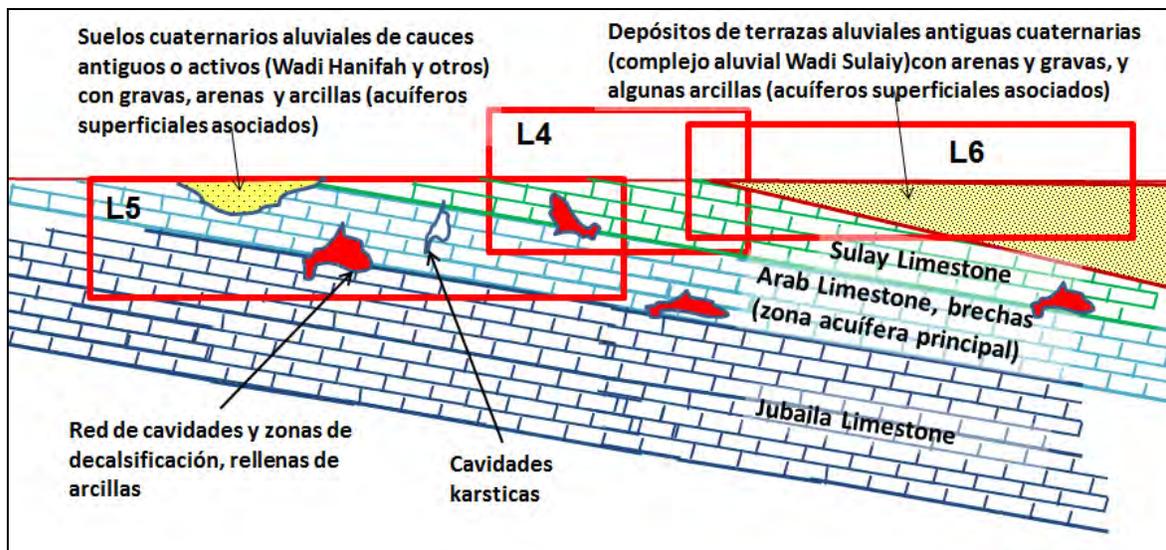


Figura 19. Esquema geológico según corte Este – Oeste del ámbito de las líneas L4, L5 y L6 del metro de Riad.

Las condiciones hidrogeológicas de la zona son muy particulares ya que a pesar de que existen varios sistemas acuíferos muchos tiene una continuidad limitada y un desarrollo errático debido a las características geológicas. Además el balance hidráulico en los acuíferos superficiales se ha visto alterado en las últimas décadas por el gran desarrollo de la ciudad y su crecimiento exponencial con la extensión de una red de abastecimiento de agua a partir de recursos externos y de una red de saneamiento que han generado una aportación adicional de agua infiltrada muy significativa debido a las pérdidas en dichas redes y también al establecimiento de nuevas zonas con riego.

Además de los acuíferos naturales que se desarrollan asociados a los cauces y depósitos aluviales y que tienen como borde inferior el sustrato rocoso menos permeable, principalmente los del Wadi Hanifa al oeste y del Wadi Sulay al este, el acuífero más relevante de la ciudad de Riad está asociado a las calizas brechificadas y altamente fracturadas de la formación Arab y que ha sido históricamente una de las fuentes de abastecimiento principal de la ciudad. Actualmente, el suministro de agua ya no se basa en estas fuentes insuficientes y contaminadas, sino que se sustenta a partes iguales entre una red de pozos de varios centenares de metros de profundidad desarrollados en la década de los noventa y que explotan una serie de acuíferos fósiles muy profundos situados en varias zonas próximas a la ciudad, y por otro lado del agua de las desalinizadoras construidas durante la última década y que se transporta desde la costa hasta la ciudad a lo largo más de 800 km en algunos casos.

Con un clima extremadamente seco, humedades muy bajas y pluviometrías de no más de 90 mm anuales, el balance hidrogeológico en la ciudad de Riad ha quedado totalmente descompensado en las últimas décadas por estas aportaciones artificiales de las pérdidas en las redes de abastecimiento y saneamiento junto con el aumento del riego. Las infiltraciones de origen artificial llegan a representar más del 90% del total de la recarga acuífera según algunos estudios (ADA (1990), ADA (2013)). Teniendo en cuenta la baja permeabilidad general del sustrato rocoso estas filtraciones se acumulan formando niveles colgados de agua superficial y generan flujos subterráneos concentrados aprovechando las zonas de carstificación existentes, dando sobrelevaciones locales importantes del nivel freático superficial que han provocado problemas de humedades e inundaciones en sótanos, y que ha obligado a la ciudad tener que implementar un plan de rebajamiento y control de los niveles freáticos superficiales en varias zonas.

En este contexto, para el desarrollo del proyecto del metro de Riad los requerimientos establecidos por la administración en cuanto al nivel freático de referencia para el diseño de las obras y para el periodo de 100 años se fijaba en superficie, criterio extremo por la posibilidad que en algunas zonas se produzcan sobrelevaciones locales importantes de los acuíferos colgados superficiales. Esta hipótesis se podía matizar si se justificaba en base a un estudio completo y complejo de investigación de campo y de modelización numérica para las distintas zonas del trazado de las líneas de metro.

Para el Paquete 3 que incluye las tres líneas 4, 5 y 6 se decidió hacer este estudio de detalle ya que el impacto que suponía en el proyecto este criterio de diseño era muy grande, especialmente en los tramos subterráneos de la obra. Para este estudio se utilizaron los datos de la red de piezómetros que dispone la autoridad de gobierno de la ciudad de Riad, y se completó con la campaña de investigación del proyecto de las tres líneas. Esto permitió establecer un mapa de isopiezometrías actualizado y un modelo hidrogeológico detallado que serviría para generar una serie de modelos de cálculo tridimensionales, unos más simplificados y por tramos concretos de las líneas de metro y otro global y multicapa para todo el ámbito global del proyecto. En estos modelos se fijaban varios escenarios futuros de recarga por pérdidas de la red y filtraciones debidas a riegos. Según las predicciones a 100 años se estimaron para los escenarios pésimos de recarga incrementos del nivel freático de hasta 6.0 m en algunos tramos de la línea 4, de hasta 5.0 m en algún sector de la línea 5 y de casi 8.0 m en alguna zona de la línea 6 (Schlumberger y otros (2015), FAST (2016)), pero sin llegar a las hipótesis extremas fijadas inicialmente.

#### **4 Tratamiento de la carstificación**

La campaña de investigación geotécnica en fase de diseño ha sido extensa y entre sus objetivos principales estaba disponer de datos suficientes para establecer el modelo hidrogeológico de la traza y para la detección de las zonas de mayor riesgo de presencia de carstificación. Sólo en fase de diseño se ejecutaron alrededor de 390 de sondeos con extracción de testigo que suman un total de 10.800 m, lo que representa un promedio de 1 sondeo con extracción de testigo cada 165 m de trazado. También es significativo la cantidad de metros lineales de prospecciones geofísicas realizadas, con un total de 78.000 metros principalmente de sísmica de refracción y tomografía eléctrica.

	L4	L5	L6	Total	
Longitud de la línea (m)	29500	13400	21000	63900	m
Numero de Sondeos	158	110	120	388	ud
Metros Lineales de Sondeos (m)	3950	3850	3000	10800	m
Prospección Geofísica (m)	42000	19000	17000	78000	m

Figura 20. Mediciones básicas de la investigación geotécnica para la fase del diseño.

A lo largo de la mayor parte de las alineaciones de las tres líneas se realizó un barrido mediante investigación geofísica con el objeto entre otros de detectar anomalías que pudieran corresponder a zonas carstificadas. Los criterios generales seguidos fueron los siguientes:

- En el caso del trazado en túnel de la línea 5 se optó por perfiles de tomografía eléctrica allí donde había acceso desde la calle. En las zonas donde se detectaban anomalías a cota de túnel se aplicaba posteriormente un protocolo que consistía en la realización de perforaciones a destroza que se inyectaban con lechada de cemento.
- En los tramos de túnel excavado a cielo abierto (básicamente en las líneas L4 y L6) y en las estaciones subterráneas excavadas también a cielo abierto (las de las tres líneas) se hizo en fase de diseño un primer barrido con perfiles de tomografía eléctrica, y ya en fase de ejecución una vez alcanzado el fondo de excavación se realizaban perfiles de prospección sísmica de refracción (normalmente 2 o 3 alineaciones) si en la investigación previa con tomografía eléctrica se habían detectado anomalías a nivel de fondo de estación o cuando durante la excavación se encontraban abundantes cavidades a cotas superiores. Finalmente si la prospección sísmica corroboraba dichas anomalías se aplicaba en ese sector un protocolo de perforaciones a destroza que se inyectaban o si era suficientemente superficial se ejecutaban catas hasta descubrir los huecos que se rellenaban con hormigón.
- En el caso de los tramos elevados de las líneas 4 y 6 con cimentación directa o profunda se realizó en fase de diseño un primer barrido con sísmica de refracción y en fase de obra se aplicó un protocolo de perforaciones a destroza con registro de parámetros y posterior inyección en aquellos apoyos donde se habían detectado anomalías. Cuando la cimentación prevista era con pilotes empotrados en roca, entonces en todos los apoyos se aplicaba un protocolo de perforaciones e inyecciones según el nivel de riesgo de carstificación establecido en la prospección inicial, y como mínimo siempre una perforación que se debía prolongar 2 veces el diámetro del pilote por debajo de la punta de éste.
- En el caso de los edificios singulares, principalmente las dos cocheras de trenes y los edificios para aparcamiento de coches, todos ellos con cimentaciones directas aisladas, se realizó en fase de obra una vez alcanzado el fondo de excavación, un barrido con perfiles de sísmica de refracción a lo largo de los ejes de los pilares, y en las zonas donde se detectaban anomalías se aplicaba un protocolo de perforaciones a destroza con registro de parámetros e inyecciones de lechada

En algunos casos, donde se detectaron cavidades grandes de algunas decenas de m<sup>3</sup>, fue necesario ensanchar las perforaciones para verter mortero bombeado o directamente del camión cuba.

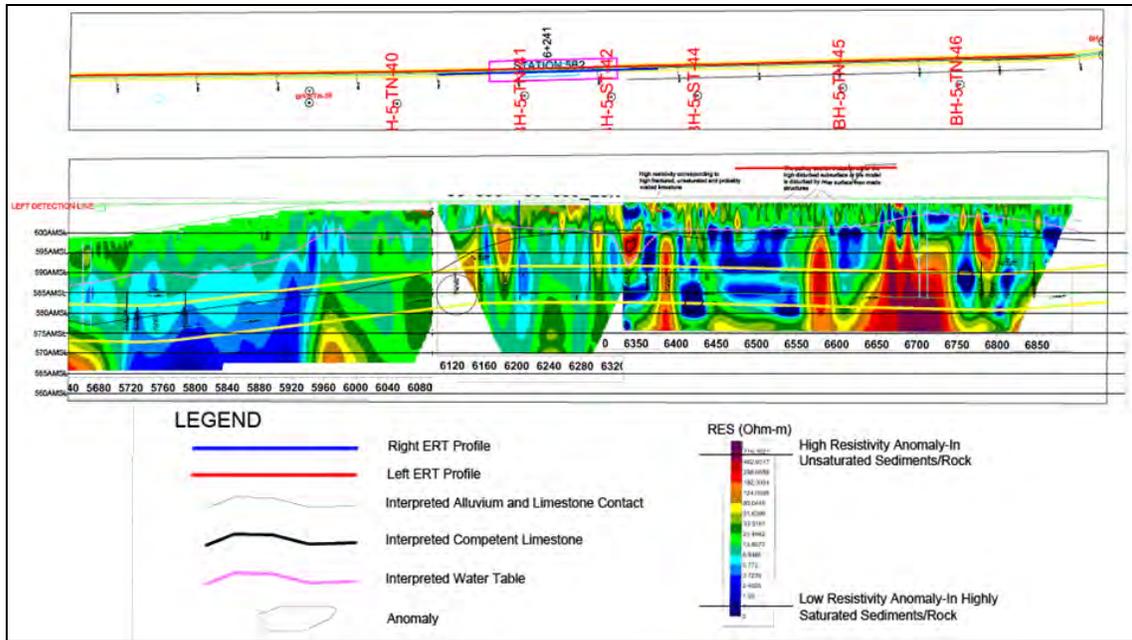


Figura 21. Registro del perfil de prospección con tomografía eléctrica de un tramo del túnel de Línea 5.

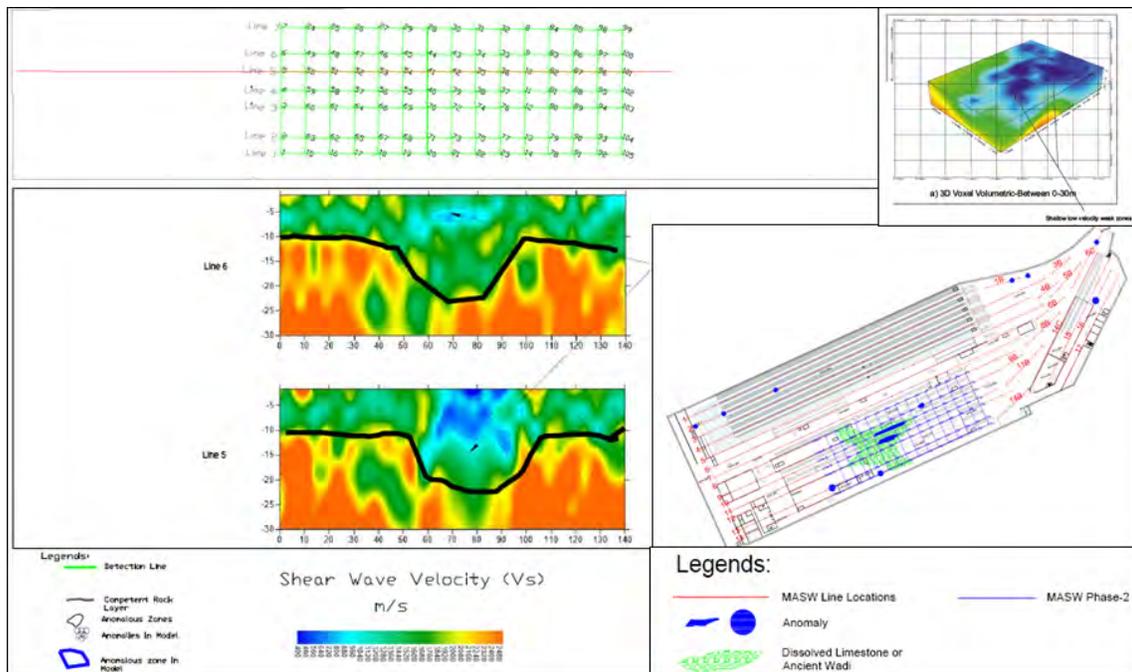


Figura 22. Prospección con sísmica de refracción (análisis multicanal de ondas superficiales, MASW) a lo largo de todas las alineaciones de los pilares del edificio de las cocheras de la Línea 5.

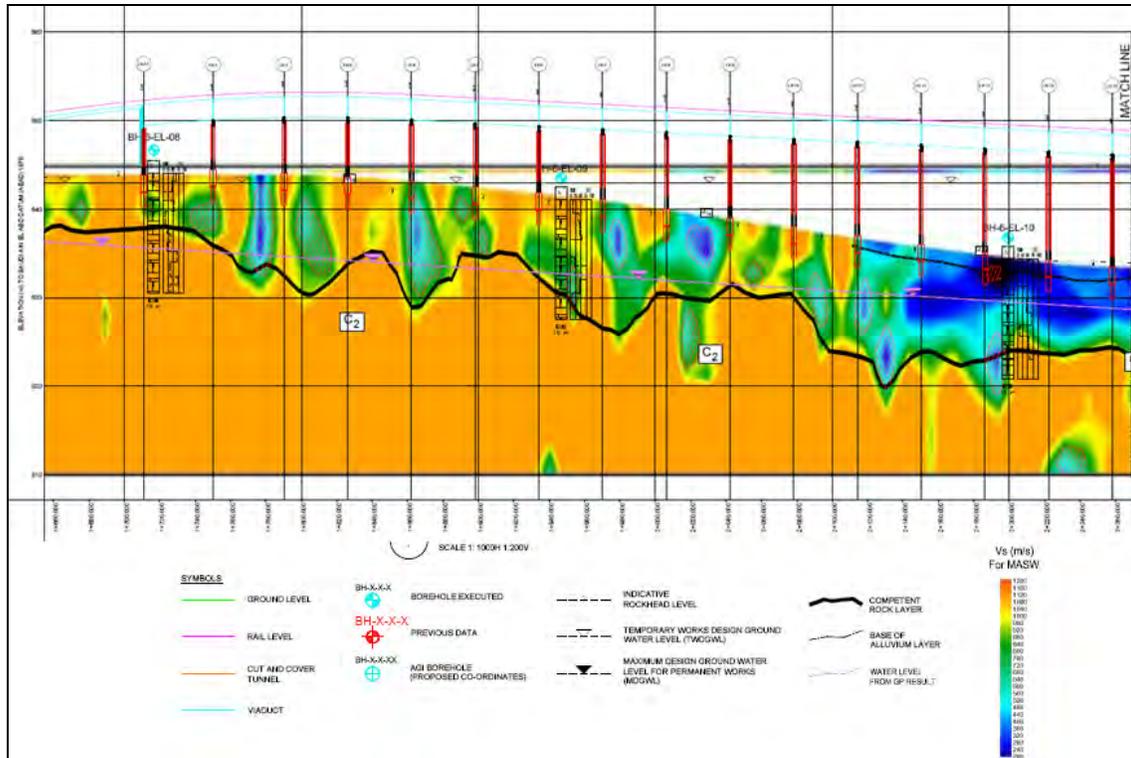


Figura 23. Prospección con sísmica de refracción (análisis multicanal de ondas superficiales, MASW) a lo largo de un tramo del viaducto 6.1.1 de la Línea 6.

En el caso de la Línea 5 una de las preocupaciones en la programación de los trabajos era que durante la excavación con la tuneladora se pudiera encontrar con una gran cavidad que condicionara el progreso de la máquina y que pudiera generar una pérdida de estabilidad del escudo o de los anillos. Al tratarse de una máquina EPB, dispone de muchos sensores que permiten detectar anomalías en el frente y poder actuar cuando ya estás encima del problema. Pero con el objeto de poder tener una cierta predicción por delante del frente se equipó la cabeza de la TBM con un sistema de prospección geofísica de resistividad eléctrica focalizado llamado sistema BEAM y que permite establecer las características del terreno en una zona de unos 3 diámetros por delante de la cabeza. El sistema consiste en disponer una serie de electrodos en varias herramientas de la cabeza de corte de la máquina a lo largo de un diámetro, junto con otro electrodo en la parte exterior del escudo y un tercer electrodo base situado en un punto alejado del frente, normalmente en el emboquille. Durante la excavación se registran los parámetros de resistividad eléctrica y el PEE (“Efecto de Porcentaje de Frecuencia”), que se correlacionan con el tipo de terreno esperado.

El sistema BEAM aparentemente identificó algunos cambios de materiales como por ejemplo el paso a zonas de brechas con matriz arcillosa y normalmente más húmedas, incluso detectó pequeños carst con agua, pero en cambio no permitió prever la presencia de algunas cavidades de mayor tamaño (de alrededor de 10 m<sup>3</sup>) que estaban vacías sin rellenos ni agua. Por otro lado, el sistema generaba muchos avisos que luego se comprobaba que no correspondían a ningún cambio relevante en el terreno. En base a la experiencia de esta obra se puede decir que, aunque este sistema puede ser una ayuda adicional para la detección de cavidades, todavía está lejos de ser un método fiable para este tipo de prospección en el avance de la tuneladora.

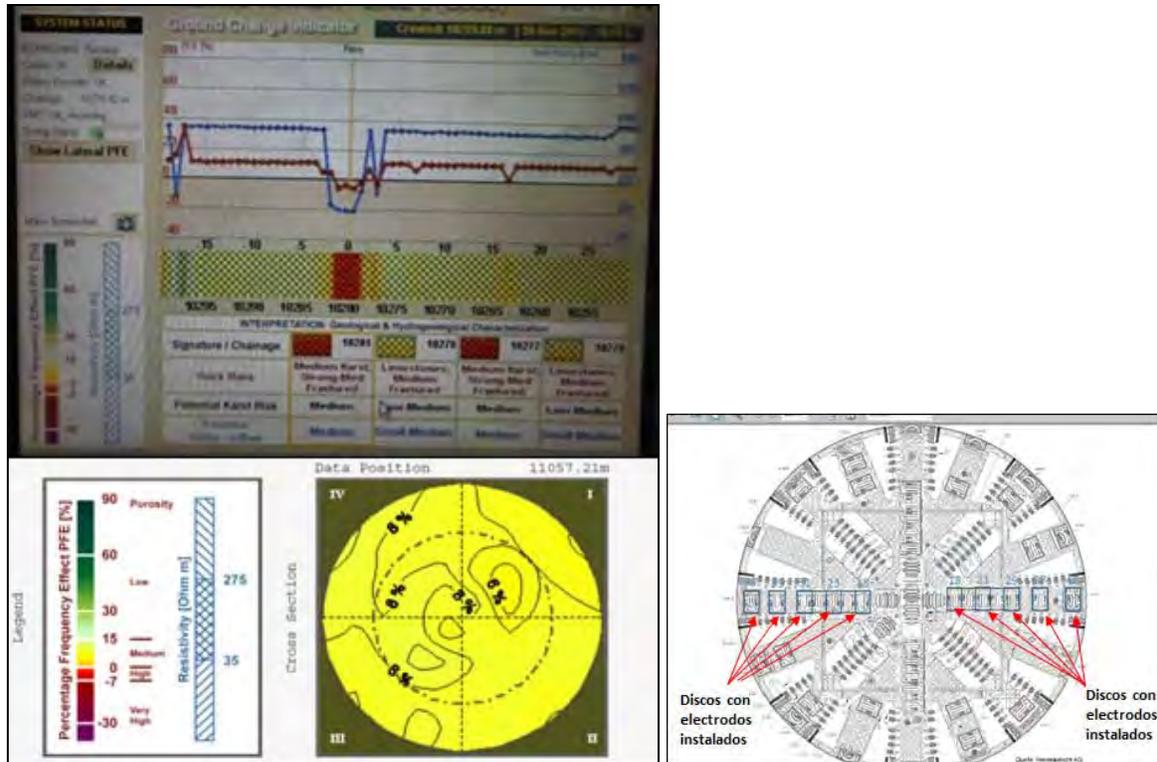
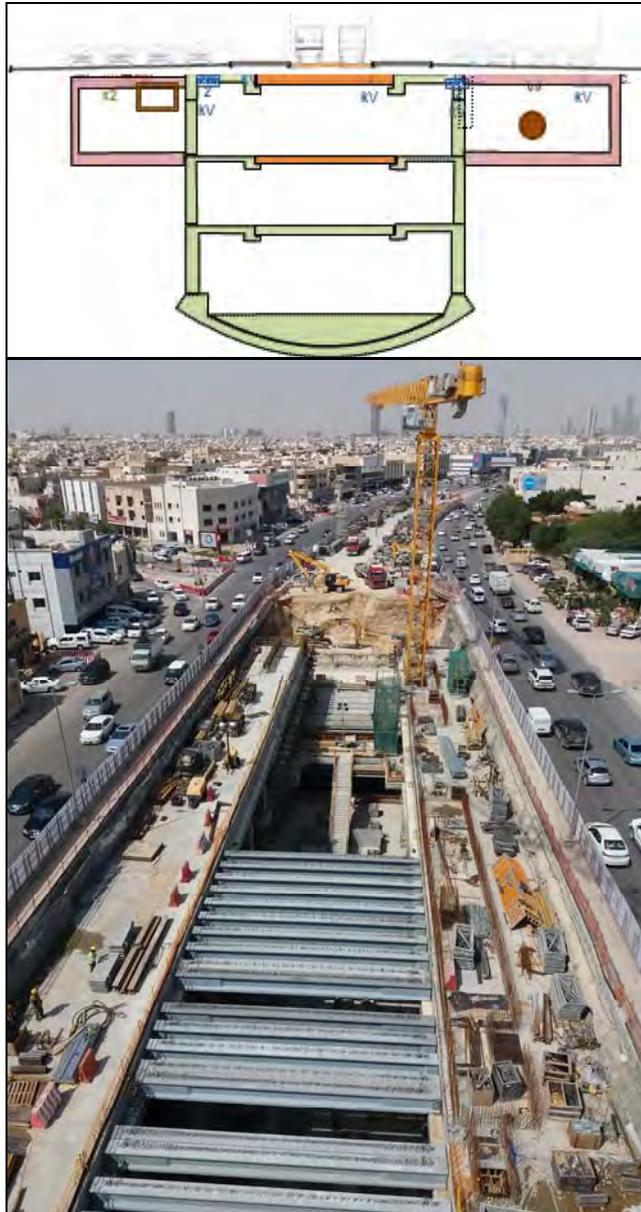


Figura 24. Sistema de prospección eléctrica en el avance del frente de la tuneladora de la Línea 5. Registro de parámetros e interpretación prospectiva para los siguientes 25 m en avance (izquierda), y disposición de los electrodos en los discos de la cabeza de la máquina (derecha).

## 5. Soluciones para la excavación de las estaciones profundas de la Línea 5

Las estaciones de la Línea 5 tienen profundidades entre 25 y 35 metros, excavadas prácticamente en toda su altura en las formaciones calizas del sustrato de Riad. La mayoría se encuentran encajadas a lo largo de una de las calles principales de la ciudad (King Abdulaziz Road).

Uno de los grandes retos para el diseño y construcción de estas estaciones era plantear su ejecución compatible con el tráfico. En algunos casos, en concreto en las estaciones de más al sur, se permitió dejar un solo carril de servicio a ambos lados de la calle, pero en las estaciones de más al norte se requirió mantener el flujo de tráfico original. Para ello se concibió un proceso en el que primero se ejecutaba la caja central de la estación moviendo el tráfico a los laterales, y una vez terminados los muros y cubierta y repuesto el firme, se pasaba el tráfico al centro para poder ejecutar las extensiones laterales de los vestíbulos y los accesos.



*Figura 25. Esquema geométrico de las estaciones subterráneas de la línea 5(arriba) y vista aérea de la caja principal de la estación 5C1 en construcción con el tráfico desviado a los laterales.*

Uno de los aspectos más impactantes ha sido la excavación de los taludes verticales de la caja principal de las estaciones en las formaciones rocosas con unos sostenimientos ligeros y flexibles, con alturas de alrededor de 30 metros. El proceso constructivo plantea las excavaciones verticales para minimizar la ocupación en superficie. Los muros laterales definitivos se hormigonan encofrados a una cara contra la superficie de excavación con su sostenimiento, previa colocación de la impermeabilización.

Las formaciones calizas del sustrato rocoso de Riad tienen unas características geotécnicas relativamente buenas que permiten que sean muy estables en las excavaciones verticales y es habitual en las obras de la ciudad ver que se ejecutan estas excavaciones con taludes totalmente verticales sin ningún tipo de elemento de contención. Pero hasta entonces no se habían excavado recintos tan profundos y las máximas excavaciones conocidas correspondían a edificios con 4 o 5 sótanos y menos de 20 m de profundidad como máximo. Se analizó con detalle el diseño de estas excavaciones para lograr una solución económica pero segura tanto a nivel de estabilidad como de control de los movimientos. Consistió en una combinación de bulones de barra inyectados con longitudes habitualmente entre 6 m y 9 m y una capa formada por un cierto espesor de hormigón proyectado que normalmente era de 10 cm y un mallazo o

fibras metálicas según el caso, de modo que el conjunto de estos elementos conseguía el objetivo buscado. En algunas zonas donde la calidad de la roca era muy buena el sostenimiento podía ser más ligero

Al tramo superior de suelos y zona alterada se aplicaban varias alternativas dependiendo de su espesor. Para espesores de menos de 3 – 4 m se excavaba en talud 1H:1V y se reforzaba con una combinación también de bulones y hormigón proyectado, pero para espesores mayores se optaba por ejecutar una pantalla de pilotes secantes empotrada en el techo de la roca sana y cosida al terreno normalmente con dos niveles de anclajes activos de manera que la pantalla quedaba colgada por encima del paramento excavado.

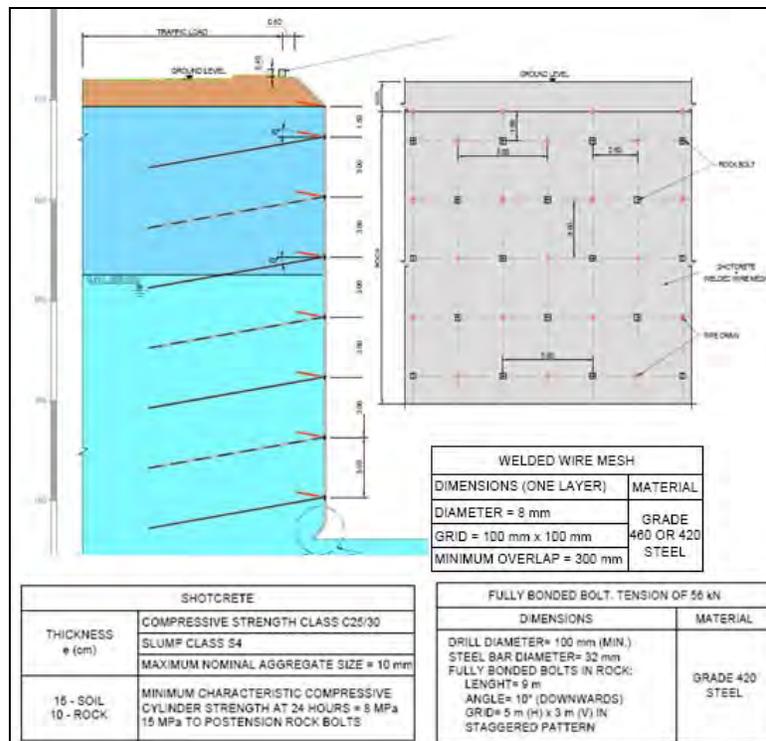


Figura 26. Solución diseñada de sostenimiento provisional en los paramentos verticales de las estaciones profundas de la línea 5.



Figura 27. Excavación con taludes verticales en la estación 5B4 de la Línea 5.

Otro elemento crítico en el diseño de las estaciones fue el de la seguridad frente a la flotabilidad y la resistencia a los empujes de las subpresiones de agua. Confluían dos aspectos que condicionaban las soluciones a aplicar. Por un lado era requerimiento del contrato asegurar la estanqueidad de las estructuras, que venía justificado entre otros aspectos por evitar generar mantenimientos costosos de bombeo durante la vida de la infraestructura y evitar afectaciones a los acuíferos de la zona. Este primer aspecto limitaba el uso de soluciones drenadas para la solución estructural de las estaciones.

Por otro lado, debido a las condiciones geológicas de la zona y a las filtraciones que se producen por las pérdidas de las distintas redes de abastecimiento, saneamiento y riego, el proyecto debía aplicar como base de diseño para todos los elementos enterrados un nivel freático asociado a los niveles colgados superficiales que se han formado en varias zonas al que se le suma un aumento estimado según los modelos de evolución futura. Además se debía considerar que se puede desarrollar a largo plazo una ley de presiones hidrostática tanto en los paramentos verticales como en la contrabóveda a partir de estos niveles freáticos de referencia. Para fijar el criterio de nivel piezométrico de diseño, se tuvo que hacer un estudio hidrogeológico con una modelización numérica compleja para establecer los niveles máximos esperables durante la vida útil de 100 años de la infraestructura. Este segundo aspecto cuestionaba soluciones basadas en una losa de fondo pesada ya que las subpresiones eran muy altas (entre 20 m.c.a y hasta cerca de 30 m.c.a) y requeriría de losas de espesor muy elevado no viables ni económica ni técnicamente.

La solución finalmente adoptada consistió en plantear una contrabóveda que aprovecha la buena calidad de la roca para que se acodale contra los paramentos laterales de la excavación sobre un tacón excavado en desplome para recibir las tensiones ortogonalmente a la superficie. Así se contrarresta eficazmente la reacción de la contrabóveda a los empujes generados por la supresión que no queden compensados por el peso de la estructura. Con ello se consigue una losa relativamente esbelta con cantos que varían según la estación entre 1.00 m y 1.50 m para una luz de 26 m, y con una flecha que según la estación varía entre 1.50 m y 2.80 m, y por lo tanto se consigue limitar el incremento de excavación y el volumen de hormigón de la losa.

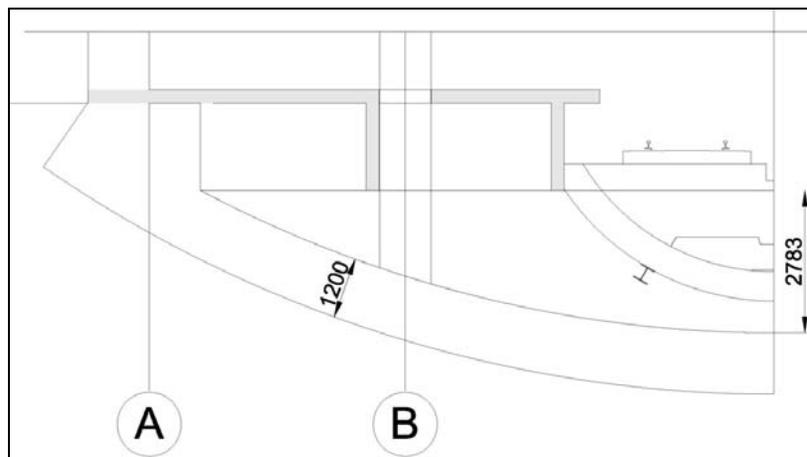
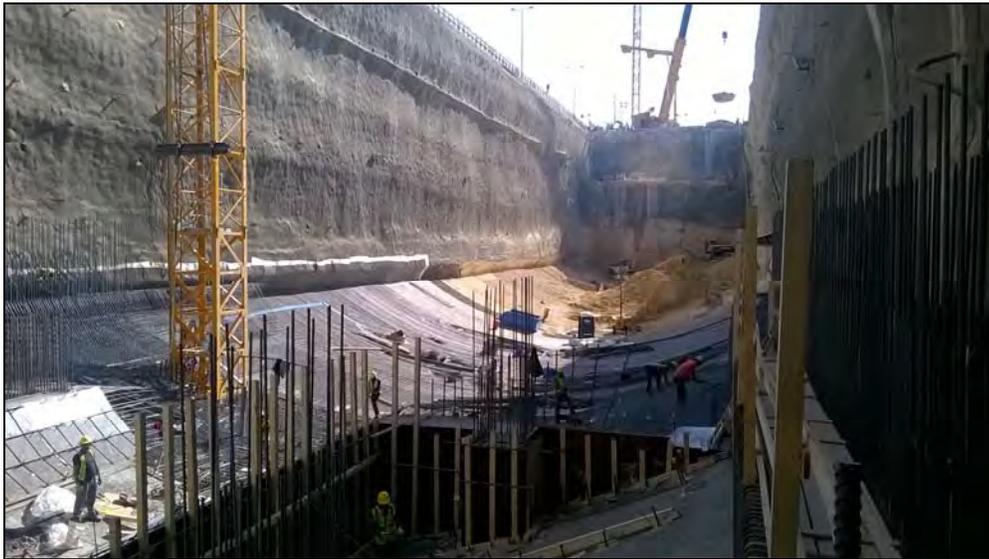


Figura 28. Esquema de la contrabóveda tipo para las estaciones de la Línea 5.



*Figura 29. Fondo de excavación preparado para ejecutar la contrabóveda en el pozo de ataque norte.*



*Figura 30. Ejecución de la contrabóveda en la estación 5C1.*

Los medios habituales de excavación de las calizas del sustrato rocoso de Riad son los martillos neumáticos sobre orugas o sobre ruedas, desplegando un gran número de equipos en cada frente para conseguir rendimientos aceptables. Pero en algunas estaciones donde se tuvo que acelerar los rendimientos de excavación para poder cumplir con los plazos de llegada de la tuneladora como en las estaciones 5B4 y 5C2, o en la estación más profunda 5A6 para poder alcanzar el ritmo de las otras estaciones, se dispuso de una rozadora/zanjadora gigante sobre orugas como medio especial.



Figura 31. Rozadora/zanjadora gigante para acelerar la excavación de la roca caliza en la estación 5B4.

## 6. El Depot de la Línea 5 y la flotabilidad

La cochera de trenes de la Línea 5 es un edificio de 60.000 m<sup>2</sup> de extensión en planta distribuidos en 400 m longitud y 160 m de anchura. Consiste en un edificio con luces entre pilares del orden de 9 metros, que queda enterrado de manera que encima de su cubierta se cubre con 1.50 m de relleno y se construye un gran parque con zonas ajardinadas. El fondo de excavación se encuentra aproximadamente a 15 m bajo la cota de urbanización.

La estructura se sitúa en una zona formada geológicamente por rocas calizas, mayoritariamente sin presencia de agua pero en el que se detectan localmente niveles de agua colgados asociados a contactos entre capas más permeables y otras que lo son menos. La recarga de estos niveles colgados en esta zona está claramente asociada a las filtraciones por pérdidas de la red y del riego existente en la zona. Las permeabilidades del macizo son bajas, del orden del  $10^{-7}$  m/s, y el fondo de excavación no presenta flujos de agua.



Figura 32. Excavación en el Depot de Línea 5 en septiembre de 2014 con presencia de niveles de agua colgados (izquierda), y preparación de la superficie con hormigón de limpieza para ejecutar las zapatas de los pilares y la losa de la nave en diciembre de 2015 (derecha).



*Figura 33. Pilares prefabricados y losa de la nave terminado y ejecución de la cubierta en febrero de 2017 (izquierda), y edificio en fase de montaje de instalaciones en noviembre de 2018 (derecha).*

Entre los requerimientos del proyecto se especifica que se debe diseñar la estructura para que sea estanca e impermeable con el objeto de evitar interacciones con los acuíferos de la zona y no generar servidumbres de bombeos futuros durante la explotación de la infraestructura que generen costes y mantenimiento. Es también un requerimiento de las bases de diseño el tomar como nivel de referencia piezométrica para el diseño de las estructuras enterradas la cota de los niveles acuíferos colgados locales prevista para la vida útil de 100 años de la infraestructura, y considerar del lado conservador que se puede desarrollar una ley de presiones hidrostáticas tanto en los muros como en la losa de fondo a partir de estos niveles de agua de referencia. Los estudios y modelos hidrogeológicos que se desarrollaron en fase de diseño en este sector determinaron que para el periodo de 100 años el nivel piezométrico de la zona puede situarse unos 5 m por debajo de la cota de urbanización, lo que representa alturas de columna de agua desde fondo de excavación de alrededor de 10 metros.

Con estas bases de diseño la discusión para definir una solución que haga frente a la flotabilidad de toda la nave pasó por varias opciones:

- Una alternativa era definir una estructura maciza y pesada que contrarreste las subpresiones. Para ello sería necesario una losa de subpresión de unos 2.5 m de espesor y una cubierta maciza de espesor nada despreciable. Teniendo en cuenta las enormes dimensiones en planta del edificio esta solución implicaba unos volúmenes de hormigón muy elevados, y consecuentemente era una alternativa muy poco optimizada.
- Otra opción podía ser la de una losa anclada. En una primera aproximación se estimaron alrededor de 30.000 metros lineales de pilotes de tracción para poder cubrir toda la extensión del Depot, complicando además la impermeabilización de la losa ya que requeriría de múltiples uniones en la lámina de PVC en la interferencia con los pilotes.
- La opción que aparentemente era más adecuada, teniendo en cuenta el entorno favorable por ser un medio de permeabilidad baja, era plantear una losa drenada, pero esto comprometía los requerimientos de estanqueidad, de no afección a los acuíferos y de evitar el mantenimiento de un sistema de bombeo y su coste asociado.

Con el objeto de determinar el impacto que tendría la tercera alternativa se realizó un estudio detallado con un modelo hidrogeológico para estimar los caudales que se recogerían con un sistema de drenaje bajo la losa formado por un manto de gravas y una red de tubos dren. Este sistema de drenaje externo bajo la losa finalmente se conectaría con el sistema interno de drenaje y bombeo existente en las cocheras el cuál está dimensionado para la gestión de las aguas del lavado de los coches y otros usos. Este planteamiento sería aceptable siempre que no requiriese de equipos adicionales ni un coste de mantenimiento significativo. El planteamiento original consideraba la posibilidad de limitar la entrada de agua exterior al sistema interior mediante un sistema de válvulas anti-retorno y con apertura controlada a partir de cierta presión de agua bajo la losa, motivo por el que se le llamó sistema de “disipación de presiones”, aunque posteriormente se determinó que dicho sistema de limitación de presiones no era necesario.

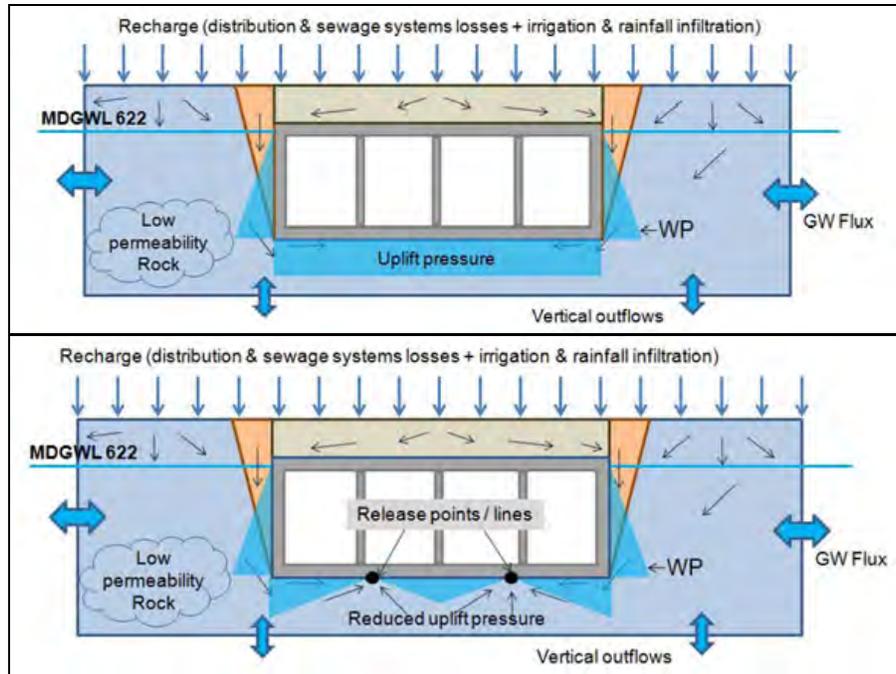


Figura 34. Esquema de las condiciones hidrogeológicas de equilibrio a largo plazo para el Depot, arriba sin el sistema de “disipación de presiones” y abajo con dicho sistema.

En el diseño de este sistema se introduce la implantación de unas pantallas perimetrales a lo largo de todo el contorno del edificio que tienen por objeto cortar el flujo de agua que pueda venir preferentemente a través de los rellenos del trasdosado de los muros exteriores y reducir sensiblemente los caudales entrantes al sistema. Se define una pantalla de 3.25 m de profundidad y 60 cm de espesor de hormigón en masa.

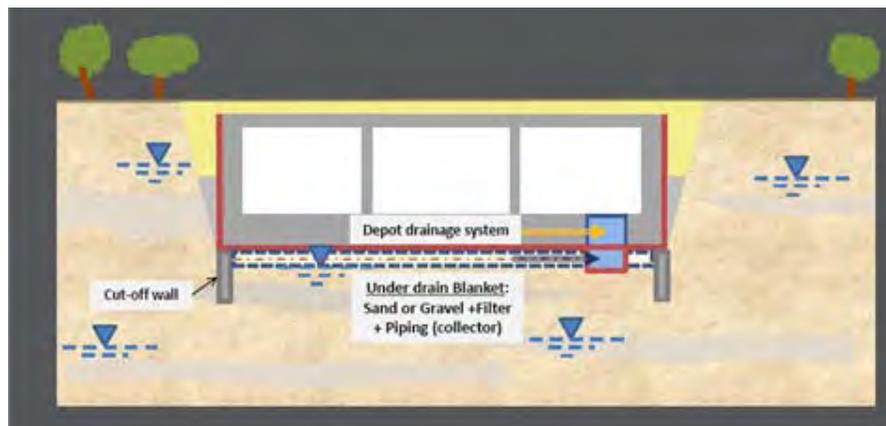


Figura 35. Esquema conceptual de sistema de drenaje para la disipación de las subpresiones.

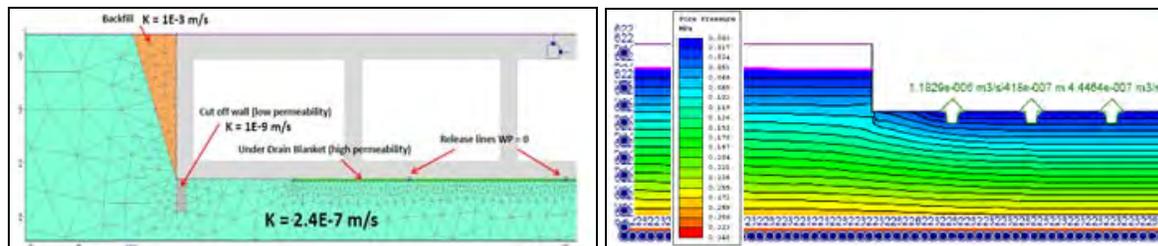


Figura 36. Modelo numérico de cálculo (izquierda) y resultados de contorno de presión de poros y flujo concentrado en los drenes (derecha).

Con estas condiciones fijadas, se obtiene según los modelos de cálculo que el flujo medio de agua recogido por el sistema de drenaje de la losa para toda la superficie del Depot no superaría la cantidad de 1 litro/segundo, consiguiendo presiones medias de agua bajo la losa muy próximas a cero y sin tener que imponer unas presiones de paso mediante válvulas en los drenes.

Este caudal de agua resulta insignificante frente a las necesidades de operación de las propias cocheras que están dimensionadas con un sistema de bombeo para gestionar caudales de 47 litros/segundo, de manera que el drenaje representaría apenas un 2% de caudal adicional que podía ser asumido por los mismos equipos ya previstos en el Depot sin ser necesario un mayor número de bombas ni un coste adicional significativo de mantenimiento. Estos resultados permitieron validar y aprobar la solución del sistema de losa drenada planteado que finalmente es como se ha construido.

## 7. Pilotes y Mono-pilotes de gran diámetro en las Líneas 4 y 6

A lo largo de todo el proyecto se han ejecutado casi 120.000 metros lineales de pilotes de distintos diámetros, incluyendo en esta medición la partida de micropilotes. Algunos de estos pilotes se han ejecutado para la contención de tierras en las excavaciones formando pantallas de pilotes secantes o discontinuos. Pero la gran mayoría son para las cimentaciones profundas de los viaductos de las líneas 4 y 6, donde se han empleado normalmente pilotes de diámetro medio a grande desde 800 mm, a 1200 mm y 1500 mm según los casos, llegando en algunas situaciones particulares a utilizar pilotes de gran diámetro de 2500 mm funcionando como mono-pilote de cimentación.

	Líneas 4, 5 y 6	Línea 4	Línea 5	Línea 6
Descripción	Metros lineales	Metros lineales	Metros lineales	Metros lineales
Micropilotes	4,575	2,268	2,307.46	-
Pilotes $\phi$ <450	21,060	15,531	2,467.70	3,061
Pilotes $\phi$ 450-650	15,088	206	12,492.19	2,390
Pilotes $\phi$ 800	34,532	23,013	1,143.15	10,376
Pilotes $\phi$ 1200	22,061	2,415	-	19,646
Pilotes $\phi$ 1500	19,098	7,965	-	11,133
Pilotes $\phi$ 2000	56	56	-	-
Pilotes $\phi$ 2500	2,842	1,147	-	1,695
<b>TOTAL</b>	<b>119,313</b>	<b>52,603</b>	<b>18,411</b>	<b>48,299</b>

Figura 37. Medición de pilotes ejecutados en las tres líneas.

La utilización de pilotes de 2500 mm de diámetro en la cimentación de algunos tramos en viaducto ha venido motivada por la existencia de servicios enterrados de grandes dimensiones como colectores u otros que limitaban el espacio libre disponible. Las cimentaciones profundas habituales consistían en un gran encepado con un grupo de 4 de 1200 mm de diámetro u otra combinación según el caso, pero en algunos emplazamientos no era viable puentear los servicios existentes y encajar los pilotes necesarios. En estos casos se optó por una cimentación mono-pilote con un único pilote de 2500 mm con capacidad equivalente a la solución del grupo de pilotes y con una ocupación en planta menor que permitía situar la cimentación en el espacio disponible sin tener que hacer desvíos de los servicios principales.



Figura 38. Útil de perforación para el pilote de 2500 mm de diámetro.



Figura 39. Disposición de la armadura de un pilote de 2500 mm de diámetro.

Con el objeto de reducir el riesgo en el diseño de las cimentaciones con mono-pilotes debido a la falta de redundancia en comparación con las cimentaciones en grupo de pilotes, se ha aplicado un factor de resistencia penalizado en un 20% adicional.

En la fase del diseño de los pilotes de cimentación se realizaron distintos ensayos de investigación en los distintos tramos en viaducto para determinar con mayor confianza los parámetros de resistencia de fuste y de punta. En concreto se realizaron un total de 6 ensayos de carga estática mediante célula Osterberg, algunos con una única célula y otros con doble célula, y un total de 4 ensayos de carga dinámica.

	Tipo de pilotes	Ensayo carga estática Célula-Osterberg	Test de Carga Dinámica
Viaducto 6.1	1200 mm, empotrados en roca	2 ensayos (con doble célula-Osterber)	1 ensayo (masa 12 tn, altura caída 2 m)
Viaducto 6.2	1200 mm, empotrados en roca	1 ensayo (una única célula-Osterber)	1 ensayo (masa 12 tn, altura caída 2 m)
Viaducto 4.2	2500 mm, empotrados en roca	1 ensayo (con doble célula-Osterber)	2 ensayos (masa 20 tn, altura caída 2 m)
Viaducto 6.3 (nuevo)	1200 mm, flotante en arenas	2 ensayos (con doble célula-Osterber)	-
TOTAL		6 ensayos	4 ensayos

Figura 39. Ensayos de investigación realizados en pilotes de prueba durante la fase de diseño.



Figura 40. Preparación de un ensayo de carga dinámica en un mono-pilote de diámetro 2500 mm.



Figura 41. Preparación de un ensayo de carga estático con doble célula Osterberg para un pilote de diámetro 1200 mm.

En la fase de ejecución se ha aplicado un control exigente de la producción para asegurar la calidad de los pilotes y validar su capacidad resistente. Consiste en el siguiente plan general:

- Ensayos de Carga Dinámica: aproximadamente en un 5% de los mono-pilotes y en un 0.25% de los pilotes de grupo, aplicando una carga equivalente que no supere 1.5 veces la carga de diseño del pilote para evitar dañar al pilote.
- Ensayos Cross-Hole: en un 30% de los mono-pilotes y en un 5% de los pilotes de grupo
- Ensayos Dinámicos de Baja Deformación (ensayo de Impedancia PIT): en el 100% de los pilotes

- Perforación a destroza con registro de parámetros hasta una profundidad por debajo de la punta equivalente a 2 veces el diámetro del pilote y posterior inyección de lechada: solamente en los pilotes empotrados en roca debido al riesgo de carstificación. Se realiza como mínimo 1 perforación por pila (lo que implica el 100% de los monopilotes y 1 pilote por encepado de grupo de pilotes), ratio que puede ampliarse en función del riesgo determinado en la investigación previa con geofísica y de los resultados de la primera perforación realizada.

Un caso particular en el que la investigación y los ensayos previos durante el diseño han permitido una sensible optimización de la solución final ha sido en el viaducto 6.3. Se trata de un tramo en viaducto que apareció en una fase avanzada del diseño, ya que originalmente era una zona que se planteaba en cajón enterrado ejecutado con el método de cut&cover. Pero durante la investigación de los servicios afectados se detectó la interferencia de esta solución con servicios de gran relevancia que impedían esta solución si no se realizaban unos desvíos de gran envergadura. Ante esta situación la administración pidió que se estudiaran alternativas y finalmente se optó por elevar este tramo apareciendo este viaducto, que dada la poca disponibilidad de espacio se cimentaría mayoritariamente con la solución del mono-pilote.

La particularidad del tramo es que, a diferencia del resto de los viaductos de la obra, los espesores de suelos aquí eran muy elevados, encontrándose el sustrato rocoso a más de 35 metros en varias zonas. Se trata de unos suelos formados por arenas compactas con valores de SPT relativamente altos entre 30 y 50 golpes, pero a pesar de ello en el diseño preliminar se planteaba seguir con el concepto de pilotes empotrados en la roca, con lo que el coste de la cimentación se incrementaba. Para optimizar este diseño preliminar se decidió realizar dos ensayos de carga estática con doble célula Osterberg en dos pilotes de prueba de 1200 mm de diámetro y 20 m de longitud con la punta alojada en los depósitos arenosos.

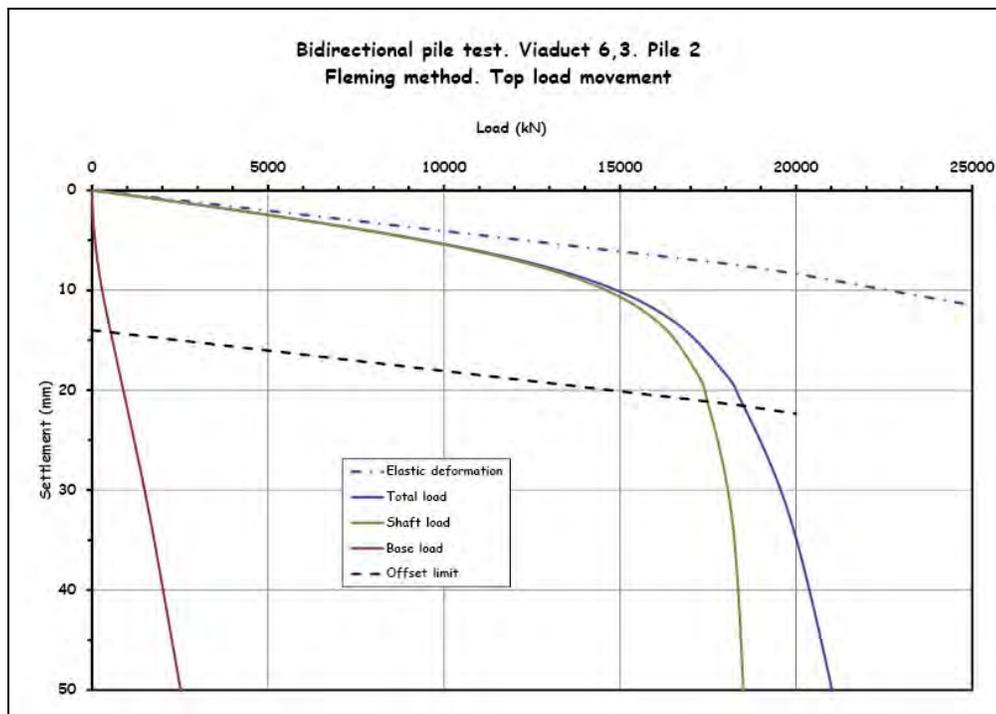


Figura 42. Resultados de carga total frente a desplazamiento en cabeza del pilote según la interpretación aplicando el Método de Fleming para el segundo ensayo de carga estática con doble célula Osterberg y pilote de 1200 mm de diámetro.

Los ensayos permitieron determinar los valores de la resistencia última por punta en las arenas y la resistencia por fuste última en los distintos horizontes del depósito de arenas, obteniendo además una correlación entre los valores de SPT y la resistencia por fuste que luego se aplicaría para extrapolar los valores de cálculo en el resto del viaducto a partir de una investigación basada en ensayos SPT.

Con los valores obtenidos en los dos ensayos se extrapoló para el pilote de 2500 mm de diámetro y se determinó que con una longitud de 25 m el pilote cumplía con la carga última de diseño, aplicando como criterio de carga última unos desplazamientos verticales asociados inferiores a 10 mm, y que para las cargas de servicio no superaran los 5 mm, valores que cumplían con las bases del diseño establecidos en proyecto. En el diseño final la resistencia por punta en las arenas no se tuvo en cuenta, de manera que así se disponía de una reserva de seguridad adicional.

## 8. Las tuneladoras de la Línea 5

Para la ejecución del tramo de casi 12 km del túnel en mina de la Línea 5 se emplearon 2 tuneladoras tipo EPB (con balance de presión de tierras) de casi 10 metros de diámetro.

La primera tuneladora, llamada “Dhafrah” o “La Victoriosa”, se emplazó en el Pozo de Ataque Central y comenzó la excavación el 30 de Abril de 2015, siendo la primera tuneladora que se ponía en funcionamiento en Arabia Saudita. Tras 7281 m de túnel, acabó en el Pozo de Salida Sur el 31 de marzo de 2016, consiguiendo un ritmo diario de 22 m/día de media.

La segunda tuneladora, llamada “San’ah” o “La Bella”, se puso en marcha el 30 de junio de 2015 en el Pozo de Ataque Norte, y tras 4568 m finalizó en el Pozo de Salida Central el 30 de mayo de 2016, con un ritmo diario de 14 m/día de media. El avance fue inferior al de la primera tuneladora debido a varios factores, principalmente para adecuar su velocidad al ritmo de producción de la planta de dovelas dando prioridad siempre a la primera tuneladora, y al hecho de tener que esperar en algún caso que la solera y cuna de recepción de las estaciones intermedias en las que calaba estuvieran terminadas. En la primera tuneladora todas las estaciones se pasaron en lleno, es decir sin haber realizado la excavación del recinto, lo que evitó el arrastre por las estaciones que siempre conlleva más lentitud.



*Figura 43. Cale de la tuneladora 2 en la estación 5C1*

La determinación del modo de funcionamiento de la TBM-EPB se fijó en base a una serie de criterios de tipo geológico y de riesgo en el entorno. Los tres modos de trabajo establecidos fueron los siguientes:

- Modo abierto. Se aplica en condiciones de frentes estables y sin flujo de agua, en condiciones favorables y sin edificios o estructuras en la zona de mayor influencia. Se mantiene la cámara de tierras prácticamente vacía, por debajo del eje de la máquina. En la planificación de la obra representaba el modo de funcionamiento mayoritario.
- Modo con presión de aire. Se aplica cuando se excava en zonas donde existe riesgo de carstificación o flujos de agua elevados, o cuando existen edificios o estructuras en la zona de mayor influencia

siempre y cuando las condiciones del terreno sean favorables. Se mantiene la cámara de tierras parcialmente llena y se inyecta aire comprimido en la parte superior para mantener una cierta presión de confinamiento en la cámara que se traslada al frente por las ventanas de la cabeza de la máquina.

- Modo cerrado. Se aplica cuando existen edificios o estructuras sensibles en la zona de mayor influencia y con condiciones desfavorables del terreno como poca montera, zona con probabilidad alta de carstificación, etc. Al material excavado dentro de la cámara se le añaden agentes espumantes y agua para conseguir una mezcla con comportamiento hidráulico y se regula la extracción por el tornillo para mantener el material en la cámara confinado con una cierta presión que se transmite al frente por las ventanas de la cabeza de la máquina.

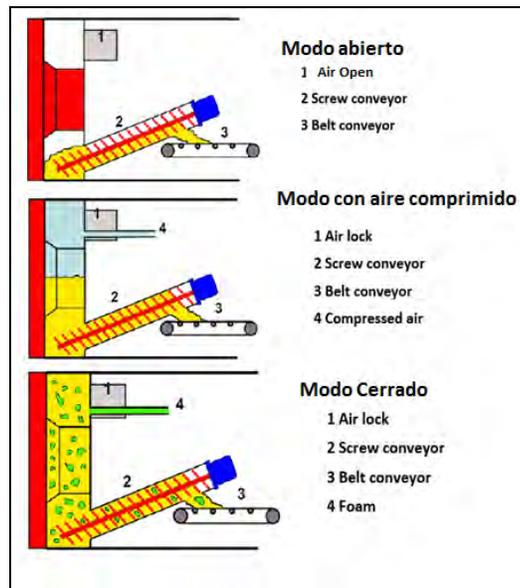


Figura 44. Modos de operación de la TBM.

La extracción de las tierras excavadas en todos los casos se realizó con el tornillo sin-fin y el transporte por cinta. Durante la ejecución, la mayor parte de los tramos donde estaba planificado operar en modo abierto se optó por realizarlo en modo de presión de aire, salvo en las paradas de inspección de la cabeza de corte y del frente, ya que con este modo el piloto de la máquina dispone de un mayor número de parámetros de control del comportamiento del frente y tiene mucha más sensibilidad frente a cambios repentinos como la aparición inesperada de una cavidad o el incremento del flujo de agua hacia la cámara.

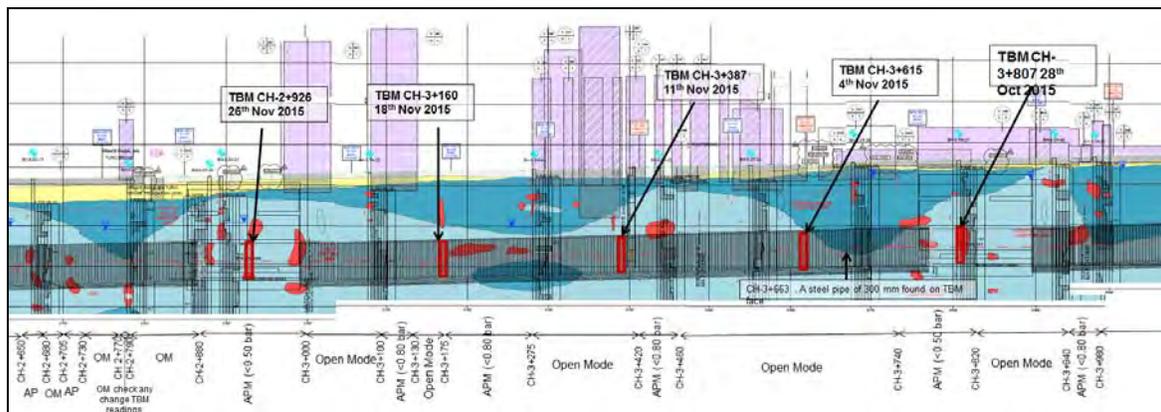


Figura 45. Perfil geológico de un tramo del túnel con la indicación del modo de operación planificado y la posición real de la máquina semana a semana.

Seguramente el tramo más singular de todo trazado del túnel con tuneladora fue el paso por debajo del túnel de la Línea 1, túnel que también estaba en ejecución con tuneladora por parte de otro consorcio. En

el momento de producirse este cruce la TBM de la Línea 1 ya había pasado por este punto pero se encontraba operando apenas a algunos centenares de metros más adelante. Este cruce se produce en la huella de la futura estación común a las dos líneas llamada 5A1/4F1, que en el momento del cruce no estaba empezada su excavación.

El reto principal de este cruce era que el resguardo de terreno entre los perímetros exteriores de los dos túneles era de apenas 1 metro de espesor, con lo que el riesgo de afectación de la excavación del segundo túnel, el de la Línea 5, sobre el primer túnel, el de la Línea 1, era muy alto. Además este cruce se sitúa al sur de la Línea 5, en una zona que geológicamente es la más compleja de todo el trazado por estar en las calizas de la formación Arab que tienen una estructura brechificada y con la presencia de muchos huecos y cavidades cársticas, y por la gran abundancia de agua al encontrarse en la zona de influencia del acuífero del Wadi Al-Batha. Existe un espesor de suelos aluviales de prácticamente 13-14 metros de manera que el túnel superior, el de la Línea 1, prácticamente no tiene cobertera de roca. Para mayor dificultad, en superficie existían varios tendidos de cables de la red de comunicaciones y otros servicios.

Según los modelos de cálculo los movimientos absolutos esperados en el túnel superior según las distintas hipótesis consideradas serían inferiores a los 13 mm en el supuesto más pésimo, valores que eran asumibles para asegurar la estabilidad de los anillos. Pero estas estimaciones estaban condicionadas a que el espesor de roca entre ambos túneles tuviera continuidad sin existencia de huecos ni fisuras que pudieran generar el desprendimiento de bloques y desestabilizar todo el conjunto. Por este motivo se decidió consolidar el terreno y se optó por realizar un plan de inyecciones de lechada de cemento con una malla de perforaciones desde superficie con varias inclinaciones para esquivar los servicios existentes.

El objeto era generar un dado de terreno tratado de unas dimensiones aproximadamente de 14m x 14 m x 9 m con la roca consolidada y reforzada. Se inyectaron alrededor de 130 m<sup>3</sup> de lechada de cemento, lo que representa aproximadamente un 6% del volumen teórico de terreno tratado. El tratamiento se realizó antes de que pasara ninguna de las dos tuneladoras, para poder realizar las inyecciones desde superficie y asegurar que la zona crítica entre ambas quedaba bien inyectada sin tener que hacer actuaciones desde el interior del túnel.

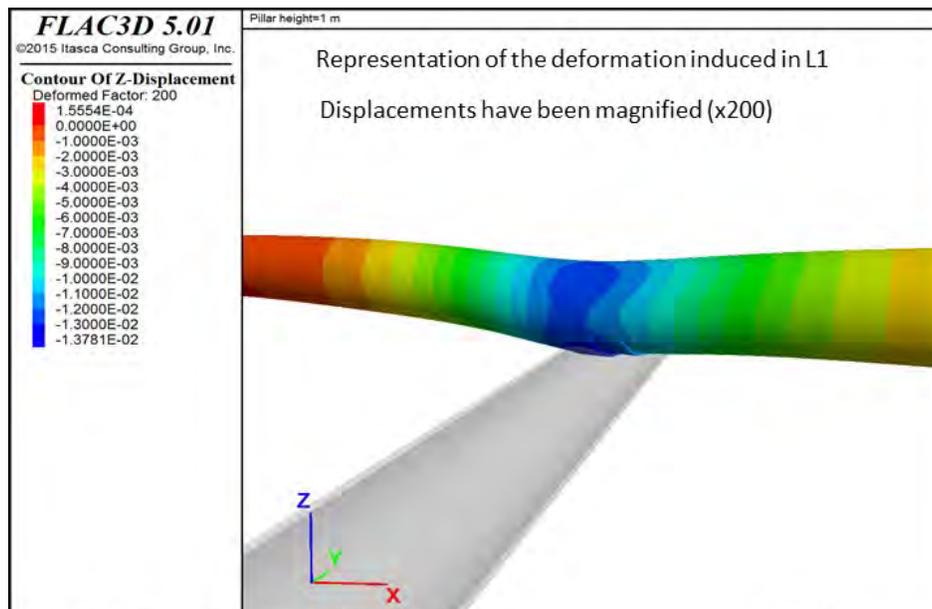


Figura 46. Modelo numérico del cruce del túnel de Línea 5 por debajo del túnel de Línea 1.

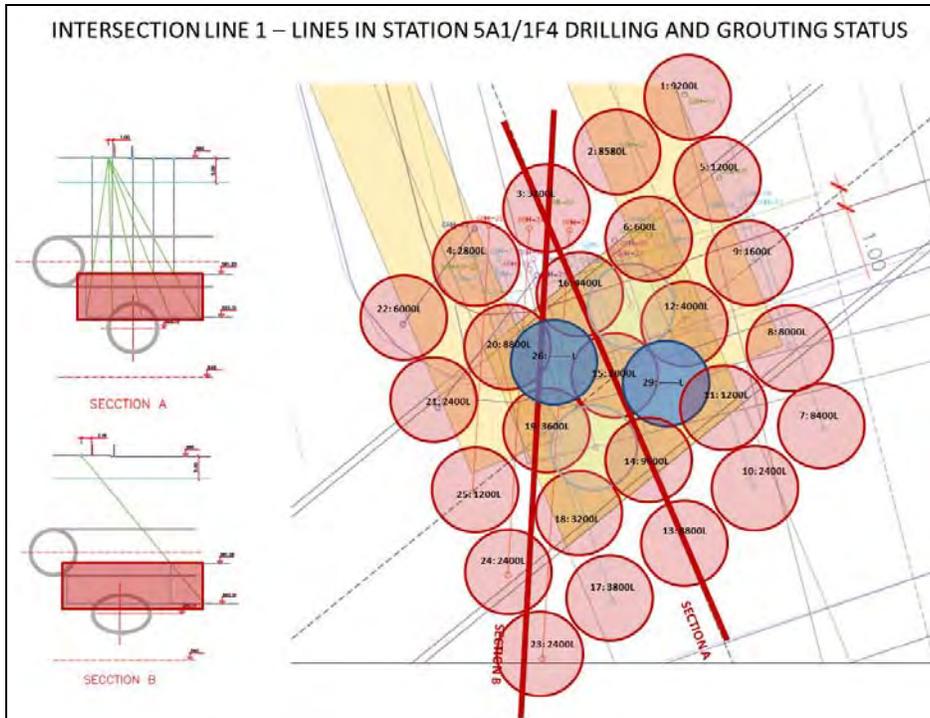


Figura 47. Esquema de las inyecciones de cemento para tratamiento del terreno en la zona de cruce de los túneles de la Línea 1 y la Línea 5.

Se instalaron en el interior del túnel de la Línea 1 varias secciones de control topográfico con prismas reflectantes y medición con teodolito automático robotizado para poder controlarlo durante todo el proceso de cruce de la TBM de la Línea 5 y disponer de información en tiempo real durante la perforación. El cruce se realizó con éxito, sin que se produjera ninguna incidencia, y con unos movimientos en los anillos que apenas llegaron a 3 mm.

### 9. Adaptación al escenario constructivo en las estaciones del sur de la Línea 5

Las obras de seis estaciones del sur de la Línea 5 (5B2, 5B1, 5A2, 5A3, 5A5 y 5A6) se vieron afectadas por retrasos en los desvíos de tráfico y de los servicios afectados, lo que obligó a que los trabajos de excavación de estas empezaran 6 meses más tarde de lo previsto en la planificación inicial. Esto repercutía en la organización de los trabajos de excavación del túnel con tuneladora de este tramo, ya que estaba previsto que las estaciones estuvieran ya excavadas y con la solera y la cuna ejecutadas para que la TBM las pudiera cruzar en vacío.

La tuneladora de este tramo, la “Dhafrah”, estuvo preparada según las fechas establecidas, y además su ritmo de excavación superó las expectativas estimadas alcanzando ritmos medios de 26 m/día a pocas semanas de haber empezado, de manera que no había tiempo para excavar y ejecutar la losa de fondo en ninguna de estas estaciones de su recorrido antes de su llegada.

Por este motivo se tuvo que modificar el plan para que la TBM cruzara estas estaciones en lleno. Para ello se debían resolver varios problemas que generaba esta nueva situación:

- En primer lugar, se debía fijar un recubrimiento mínimo para que la tuneladora pudiera cruzar la estación excavando sin riesgo de colapso del frente o la clave. Tras un análisis de esta situación se fijó 3 m la cobertura mínima para evitar riesgos. Esto permitía empezar a excavar las estaciones hasta llegar a una profundidad máxima que respetara este umbral de cobertura para el túnel.
- En segundo lugar, se debía fijar una metodología para que, una vez la tuneladora ya hubiera pasado las estaciones, poder seguir excavando en ellas alrededor de los anillos del túnel manteniendo éstos seguros y estables, e incluso empezar a ejecutar la losa de fondo, los muros, pilares y forjados en los

dos laterales libres a ambos lados del tubo de anillos. Esto permitiría seguir trabajando en las estaciones mientras la tuneladora seguía excavando manteniendo los anillos de túnel en las estaciones ya cruzadas sin demolerlos. Se debía poder mantener las dos actividades, túnel y estaciones, y evitar acumular más retraso.

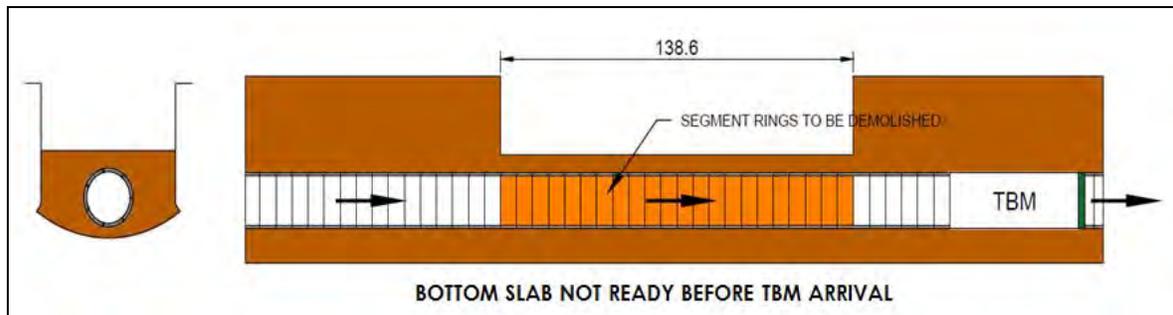


Figura 48. Esquema del paso de la tuneladora en las estaciones no preparadas para recibir a la máquina. En estos casos se deja la excavación con un mínimo de 3 metros de cobertera.

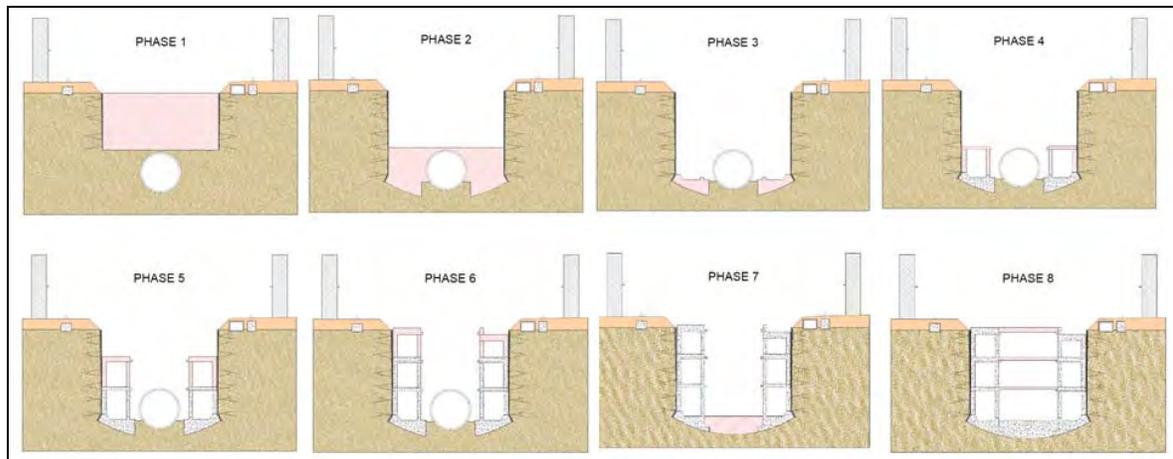


Figura 49. Proceso constructivo combinando la ejecución de la estación con el funcionamiento de la tuneladora.

Mientras la tuneladora seguía trabajando, los anillos del túnel dentro de las estaciones se debían mantener estables y seguros al mismo tiempo que se seguía excavando dentro de la estación dejando al descubierto dichos anillos del túnel. Uno de los aspectos críticos era asegurar la estabilidad de dichos anillos, teniendo en cuenta que por su interior seguía habiendo trabajadores de la tuneladora y que cualquier fallo podría comprometer la viabilidad de los trabajos de la TBM y la seguridad de las personas.

Para ello se calcularon y diseñaron unos refuerzos de las juntas radiales de las dovelas de cada anillo que garantizaban la estabilidad de éste. Era condición indispensable que este refuerzo se hiciera desde el exterior, para evitar interferencias con los elementos del interior del túnel como la cinta, la ventilación, acometidas eléctricas, de agua y de lechada, las vías para los vehículos de suministro, etc. El resultado fue la definición de unos refuerzos a modo de vigas de hormigón ancladas a las dovelas en las juntas situadas en el tercio superior del anillo, y unos refuerzos consistentes en placas metálicas ancladas también a las dovelas en las juntas situadas por debajo del tercio superior del anillo. Estos refuerzos se iban ejecutando a medida que las juntas quedaban expuestas durante la excavación a su alrededor.

Además, la excavación se debía hacer siguiendo un protocolo estricto para evitar descompensación entre ambos lados del anillo, y con equipos ligeros en la zona más próxima a los anillos para minimizar vibraciones sobre los anillos.

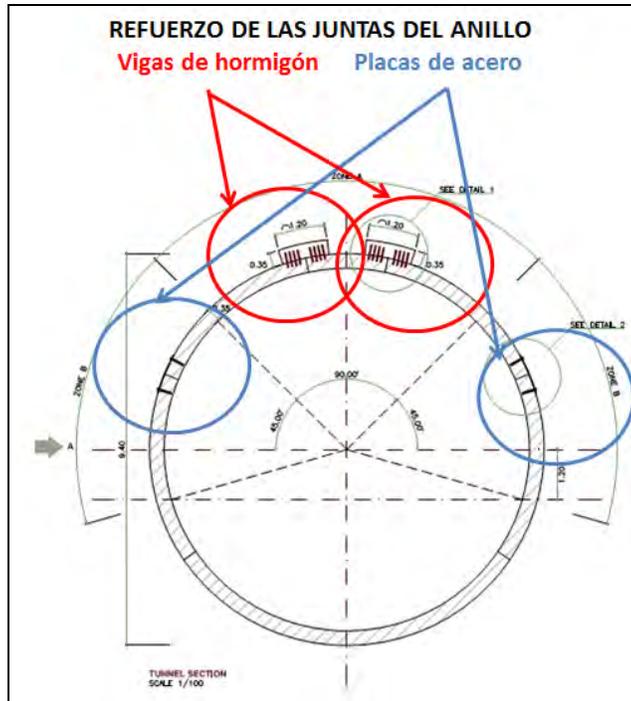
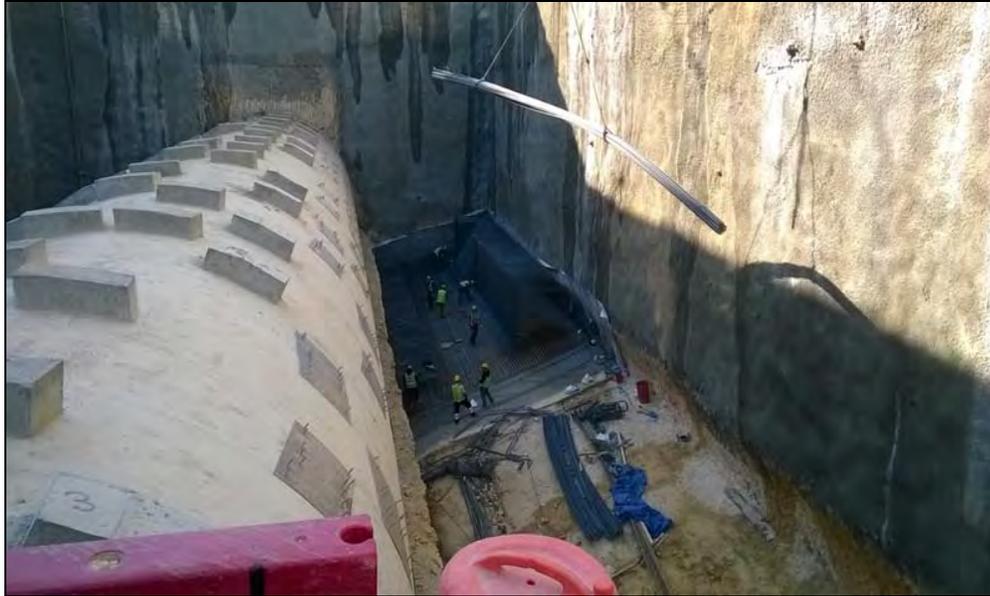


Figura 51. Refuerzos previstos en las juntas radiales de los anillos del túnel que quedan expuestos en las estaciones tras seguir con la excavación y construcción de la propia estación.



Figura 52. Excavación alrededor del túnel, dejando al descubierto la parte superior del anillo y se van ejecutando los refuerzos de las juntas del tercio superior de la sección con vigas de hormigón.



*Figura 53. Vista de los trabajos en el lateral de una estación ejecutando parte de la contrabóveda, mientras el túnel de anillos se mantiene estable gracias a los refuerzos y en su interior se sigue trabajando con la TBM. Se observan los refuerzos de las juntas radiales de las dovelas, que están formados por placas metálicas ancladas cuando se sitúan a un tercio por debajo de la clave, o por vigas de hormigón en la zona superior del anillo. El túnel se apoya sobre un pedestal de roca.*



*Figura 54. Con el túnel en el eje de la estación, se ejecuta los dos laterales de la contrabóveda y se levantan los muros, los pilares y forjados de las dos franjas exteriores..*



*Figura 55. Cuando la TBM termina la excavación con el cale final en el Pozo Sur, se desmantelan las instalaciones en el interior del túnel y se inicia la demolición de los anillos situados en las estaciones. A partir de entonces se completa la parte central de la contrabóveda y se ejecutan los forjados de la franja central de la estación.*

Una vez la TBM terminó el túnel y se desmantelaron sus instalaciones interiores, se pudo demoler los anillos situados en las estaciones, completar la contrabóveda en la zona central, y ejecutar los forjados de esta zona que estaban previstos con vigas y prelosas prefabricadas y una losa de compresión in-situ, proceso relativamente rápido de ejecución. Con esta metodología se pudo cumplir con la planificación original y evitar el retraso que de otra manera hubiera sufrido una de las dos actividades.

## **10. Conclusiones**

El proyecto de las Líneas 4, 5 y 6 del Metro de Riad incluye un gran abanico de soluciones constructivas, desde viaductos y estaciones elevadas hasta túneles y estaciones profundas, y que ha obligado a desarrollar soluciones geotécnicas adaptadas a unos requerimientos de diseño muy exigentes, al cumplimiento de unos plazos muy estrictos y ajustados, y a la magnitud de una obra muy extensa y compleja. Y todo ello en el marco de unas características geológicas muy particulares y en un entorno urbano que condiciona las soluciones constructivas para que se minimicen los riesgos.

En este artículo se presentan algunos de los aspectos del diseño y construcción geotécnicos más relevantes de la obra, se describen algunas soluciones novedosas aplicadas, y se muestran algunas condiciones poco comunes que se han afrontado y resuelto exitosamente, dando respuesta a las exigencias de plazo y calidad del proyecto.

## **10. Agradecimientos**

Agradecer a ADA (Arriyadh Development Authority), impulsor de este proyecto, su apuesta decidida para completar este gran reto. A la dirección de obra RAMPED (Hill Intl and Louis Berger JV) por su rigor para hacerlo posible. A las ingenierías TYPASA y ATKINS, que han desarrollado el diseño, agradecer su colaboración para cumplir con los elevados requerimientos adaptándose a las necesidades constructivas de la obra. Y muy especialmente agradecer al conjunto de empresas que han formado el consorcio FAST (FCC, SAMSUNG, STRUCKTON, FREYSSINET y ALSTOM) y a todos los profesionales que han participado en ellas por el gran esfuerzo realizado que ha permitido hacer realidad este proyecto.

## **Bibliografía**

ADA; Mott McDonald (2013). “Enhancing the Management of Rising Groundwater in Arriyadh”. General Report

ADA (1990). “The rising Groundwater Management Program. General Report and Volume 1: Natural Setting”

SCHLUMBERGER — FAST (Enero 2015). “Riyadh Metro Project. Ground Modeling Report”

FAST CONSORTIUM (Octubre 2019). <https://www.linkedin.com/company/fast-consortium/>

FAST (Junio 2016). “Riyadh Metro. Package 3 (Lines 4, 5 &&). Proyect Wide Hydrogeological Study. M3-DJV-TRP-EBG00-GEN-000006”.

Ministry of Petroleum and Mineral Resources (1991) “Geological Map of Ar-Riyadh Quadrangle, Sheet 21-I, Kindom of Saudi Arabia. AH-1412, A.D”.

Powers, R. W.; Ramírez, L. F.; Redmond, C. D.; Elberg, E. L. (1966, 1985). “Geology of the Arabian Peninsula”. USGS United States Geological Survey.

Ramírez Rodríguez, P; Gómez-Elvira López, A.; Torelló Ciriano, X. (Septiembre 2016). Condicionantes y singularidades en el diseño de la línea 5 del metro de Riad. Revista de Obras Públicas, Número 3579, páginas 18-34.

Torralba Mendiola, V.; Ramos Schneider, G., García-Fontanet Molina, A., Arranz Marco, T., Plana Aguilar, D., Ainchil Lavin, J. (junio 2017). Soluciones Innovadoras en el Cruce de Túneles y Estaciones L5 Metro Riyadh. VII Congreso de ACHE.

# **EJEMPLOS DE TRATAMIENTOS GEOTÉCNICOS SINGULARES EN OBRAS LINEALES EN SERVICIO.**

**JAVIER ROJO CORDERO**

Ingeniero de Caminos  
SITE. Director Comercial

## **1- Introducción**

Con esta ponencia queremos ilustrar uno de los principales retos a los que se enfrentan las obras, como el que puede suponer llevar a cabo actuaciones geotécnicas sobre obras lineales en servicio.

Estas actuaciones además, llevan asociados elementos singulares con mucha importancia estructural, que son los que suelen requerir mayor atención desde el punto de vista geotécnico: puentes, túneles, embalses, estaciones de depuración y tratamiento, centrales eléctricas, depósitos, taludes, rellenos, muros, etc.

En todos estos casos, desde el comienzo del planteamiento de este tipo de obras, el análisis geológico y geotécnico debe ser tomado muy en cuenta, desde la fase de estudio se debe seguir el análisis y reconocimiento geotécnico para que sirva de base para ajustar la geometría y el proyecto. Asimismo y en el proceso de construcción es fundamental la asistencia geológica y geotécnica, tanto de controles de obras como futuras auscultaciones y controles, que permitan mantener la infraestructura en servicio y de forma totalmente segura.

En numerosas ocasiones se desarrollan trabajos de mantenimiento durante la fase de explotación de una autovía o de una línea de ferrocarril. La dificultad en nuestro caso, está en que las modificaciones que solemos ejecutar en nuestro ámbito, suelen ser declaradas de emergencia al haberse desarrollado algún daño inesperado o cambio que afecte a la seguridad de la infraestructura, o bien inciden directamente sobre el funcionamiento estructural de los elementos sobre los que se actúa, y desde el punto de vista de la seguridad tanto de la propia obra como del usuario, suponen un desafío a la hora de combinar la ejecución de los trabajos con su explotación.

Las actuaciones sobre este tipo de obras son complejas por su propio carácter lineal y la cantidad de variables de contorno asociadas que hay que valorar en la fase de servicio, para elegir una solución que permita seguir desarrollando las actividades propias de la infraestructura a la vez que se dé solución al problema geotécnico que se hubiera planteado a la hora de ejecutar la obra.

En todas estas obras, la actuación sobre grandes infraestructuras se inicia mucho antes de que las máquinas comiencen a trabajar en el terreno. Antes de que esto ocurra, se desarrolla un laborioso proceso que comienza cuando se considera que existe una necesidad por cubrir, y/o se detecta un problema de tipo geotécnico. Después será necesario estudiar las diferentes alternativas posibles, el coste económico y las repercusiones medioambientales y sociales de la obra, y la afección al uso y seguridad de la vía. Finalmente se tomará la decisión de realizar la alternativa más adecuada, que sea compatible con la explotación. Este proceso podrá durar meses e incluso años, aunque a menudo los plazos deben acortarse por necesidades especiales de la obra, o riesgos inminentes que hay que evitar.

## 2. Ejemplos de obras singulares.

En esta ocasión queremos ilustrar este artículo básicamente a través de una obra ejecutada por Site recientemente en Cataluña.

### 2.1 Primer ejemplo de obra. “Reparación de la obra de fábrica del Torrent Gran de Abrera km 584 A-2”

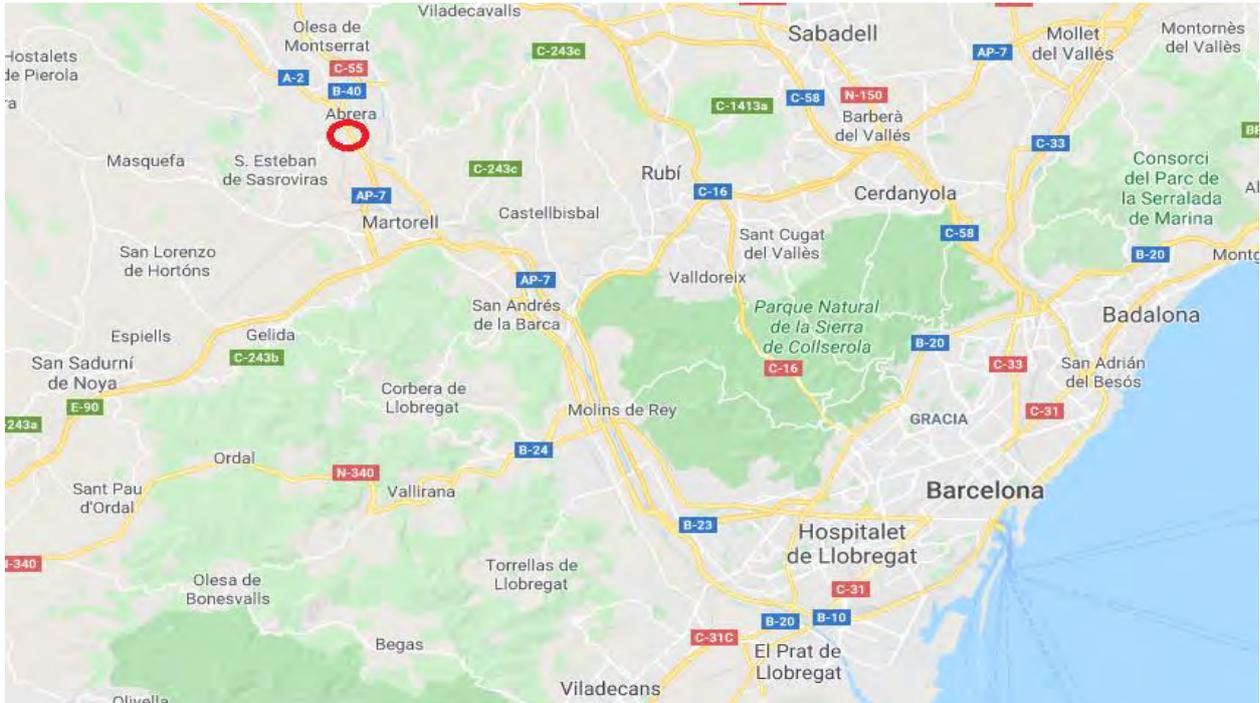


Fig 1. Situación general del Emplazamiento de la obra. (Google Maps)

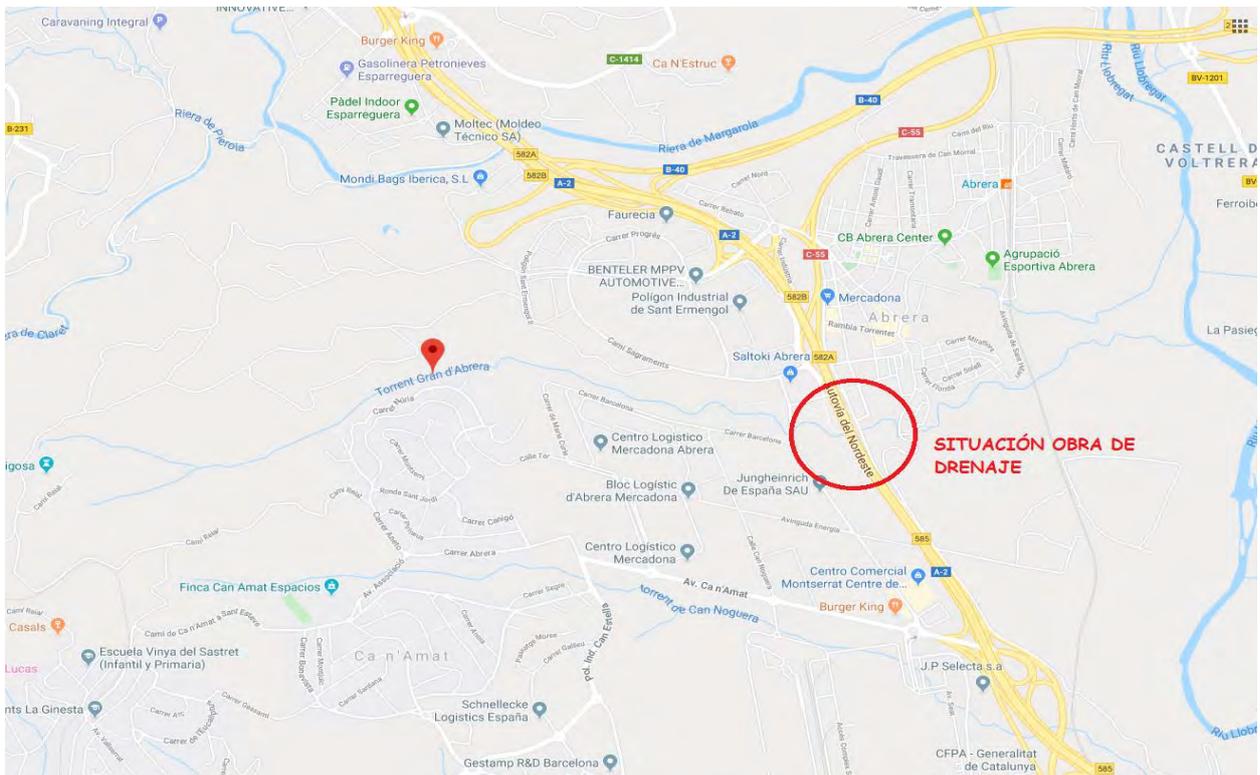


Fig 2. Plano Google Maps con la situación de la obra (Google Maps)

Después de las últimas lluvias registradas en el entorno de Barcelona durante el mes de Mayo de 2016 se detectaron una serie de grietas y deformaciones sobre la calzada de la autopista A-2 en las inmediaciones del Km 584. Figuras (1,2 y 3)

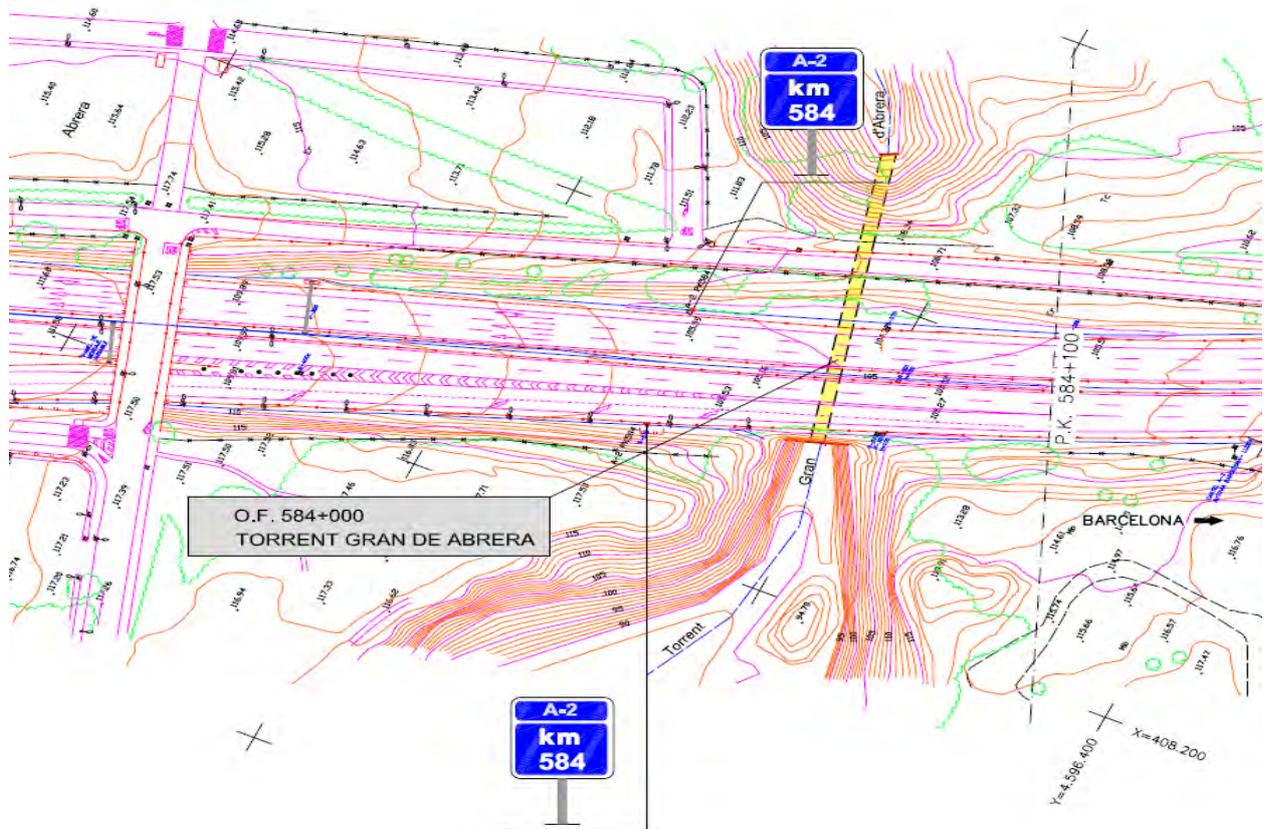


Figura 3. Ubicación de la obra de drenaje OBJETO DE ESTUDIO

En ese punto kilométrico la autopista consta de una obra de drenaje para salvar el paso del Torrent Gran Abrera. La inspección de la obra de drenaje constató la existencia de daños y desperfectos estructurales que estarían directamente relacionados con los fenómenos observados sobre la calzada. (Foto 1)



Fotografía nº 1. Grietas en la calzada sobre la vertical de la O.D

Como consecuencia de esto se plantea una actuación de emergencia cuyo objeto es reparar la obra de drenaje y mejorar las condiciones del entorno. Inicialmente se divide en dos partes el trabajo inicial:

Para ello lo primero fue realiza un análisis de los datos geotécnicos obtenidos en la campaña de investigación llevada a cabo para el estudio de la obra realizado por ICYFSA. Con la información de la campaña inicial de sondeos quedó la incertidumbre del límite relleno-sustrato y la composición granulométrica del primero, debido a la morfología compleja de la torrentera y a la ubicación de los sondeos que se encontraban desplazados del eje, por lo que se buscó más información en imágenes aéreas históricas de la zona del torrente, disponibles en el Institut Cartogràfic i Geològic de Catalunya (ICGC), en orden a ampliar la interpretación efectuada, así como se llegaron a consultar imágenes fechadas en 1946, donde se observa con dificultad (debido a la antigüedad y resolución de los fotogramas) una morfología aproximada de la torrentera, e imágenes recientes, una vez construida la autovía.

## **2.2 Condicionantes más significativos y solución elegida.**

A continuación pasan a resumirse los condicionantes que se tuvieron en cuenta en la obra con objeto de ser valorados a nivel técnico en la definición de soluciones.

### **2.2.1. Existencia de infraestructuras en superficie de gran importancia (A-2 Y VÍA DE SERVICIO)**

Su presencia supone un condicionante para soluciones que contemplen actuaciones a cielo abierto, en la medida que debe mantenerse el tráfico y preverse los desvíos necesarios.

Se buscaban soluciones que no generen ocupaciones en superficie, la existencia de una infraestructura como la A-2 y su situación a la entrada de Barcelona aconsejan mantener una postura conservadora en la previsión de ciertas medidas que limiten el riesgo de afección a la superficie (por un fallo de frente, por ejemplo).

## 2.2.2 Particularidades de la desembocadura

La desembocadura presenta un talud tratado con gaviones que hace necesaria una solución ad-hoc y no convencional que permita el paso de los mismos en cualquier solución a emplear, siendo en este caso las situaciones transitorias las que pueden llegar a condicionar el proceso constructivo.

## 2.2.3. Obra de drenaje actual

La obra de drenaje existente presenta dos tipologías distintas: tubo de acero corrugado y bóveda de medio punto con fábrica de ladrillo y hastiales rectos de mampostería. Su ubicación, además de condicionar la geometría de las soluciones a emplear, implica considerar su comportamiento durante las actuaciones haciendo que pueda resultar necesaria su fortificación previa, así como tener presente su proceso de demolición. Asimismo la funcionalidad de la obra de drenaje durante la fase de obra debe mantenerse, aspecto que condiciona posibles soluciones que invadan de modo transitorio la totalidad de la sección actual.

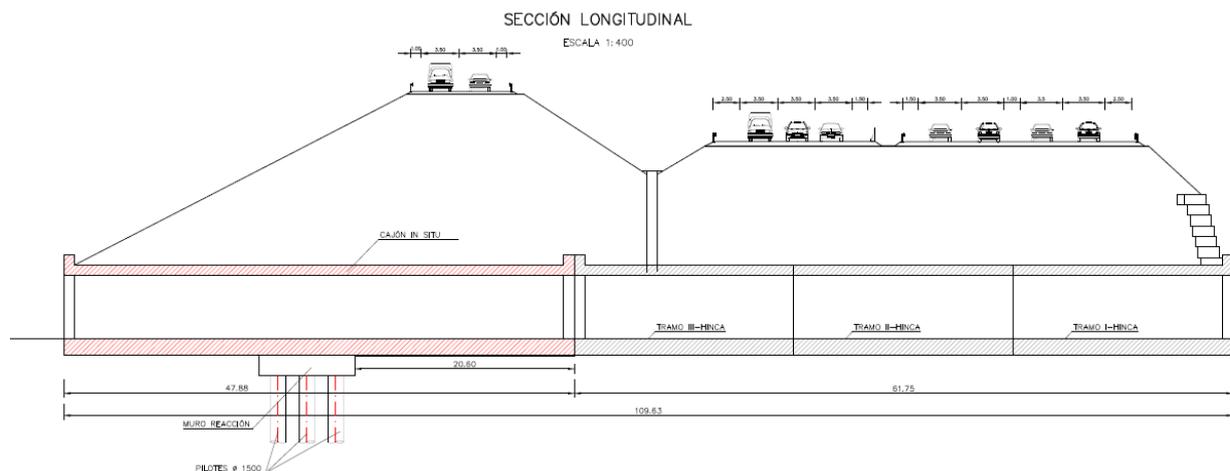
## 2.2.4. Nivel freático

La posición del nivel freático puede llegar a dificultar las labores de excavación o comprometer la estabilidad del frente, por lo que su posición debe tenerse presente a la hora de definir la solución a ejecutar.

No debemos olvidar que estamos tratando la obra de drenaje del cauce de un torrente, y en caso de lluvias la obra de drenaje debe estar siempre activa, y condiciona las fases de ejecución de la obra.

## 2.2. Solución elegida

La que se realizó fue una de las alternativas evaluadas en el informe previo a través de una solución de marco hincado con la retirada provisional de la vía de servicio existente para reducir la longitud de empuje, ejecutando en esa zona un cajón ejecutado a cielo abierto que daría continuidad a la hinca.



## 2.3. Marco geológico.

La obra objeto del estudio tiene su marco geológico en la Depresión del Vallés-Penedés. Se trata de una depresión que se localiza en el interior de la Cordillera Costero-Catalana, por lo que puede considerarse como una depresión o cuenca post-orogénica. La obra objeto del estudio tiene su marco geológico en la Depresión del Vallés-Penedés.



Fotografía nº 2. Vista del torrente agua abajo del terraplén

Las observaciones realizadas en los afloramientos generados por el torrente y en los propios sondeos realizados, indican la presencia mayoritaria de arcillas y arcillas arenosas de color ocre con frecuentes nódulos calcáreos y donde se intercalan niveles de conglomerados con cantos mayoritariamente de calizas y pizarra y niveles de areniscas. Todo el conjunto presenta un suave buzamiento (entre 8° y 10°) hacia el N-NW y una elevada consistencia. (Foto 2)

Con ayuda de las investigaciones realizadas y las observaciones de campo se ha realizado una interpretación lo más razonable posible de la disposición de los materiales que constituyen el terraplén y el sustrato terciario. Según se observa en la figura adjunta, podemos indicar que el terraplén de la vía principal muestra dos niveles característicos, además de la capa de aglomerado más superficial.

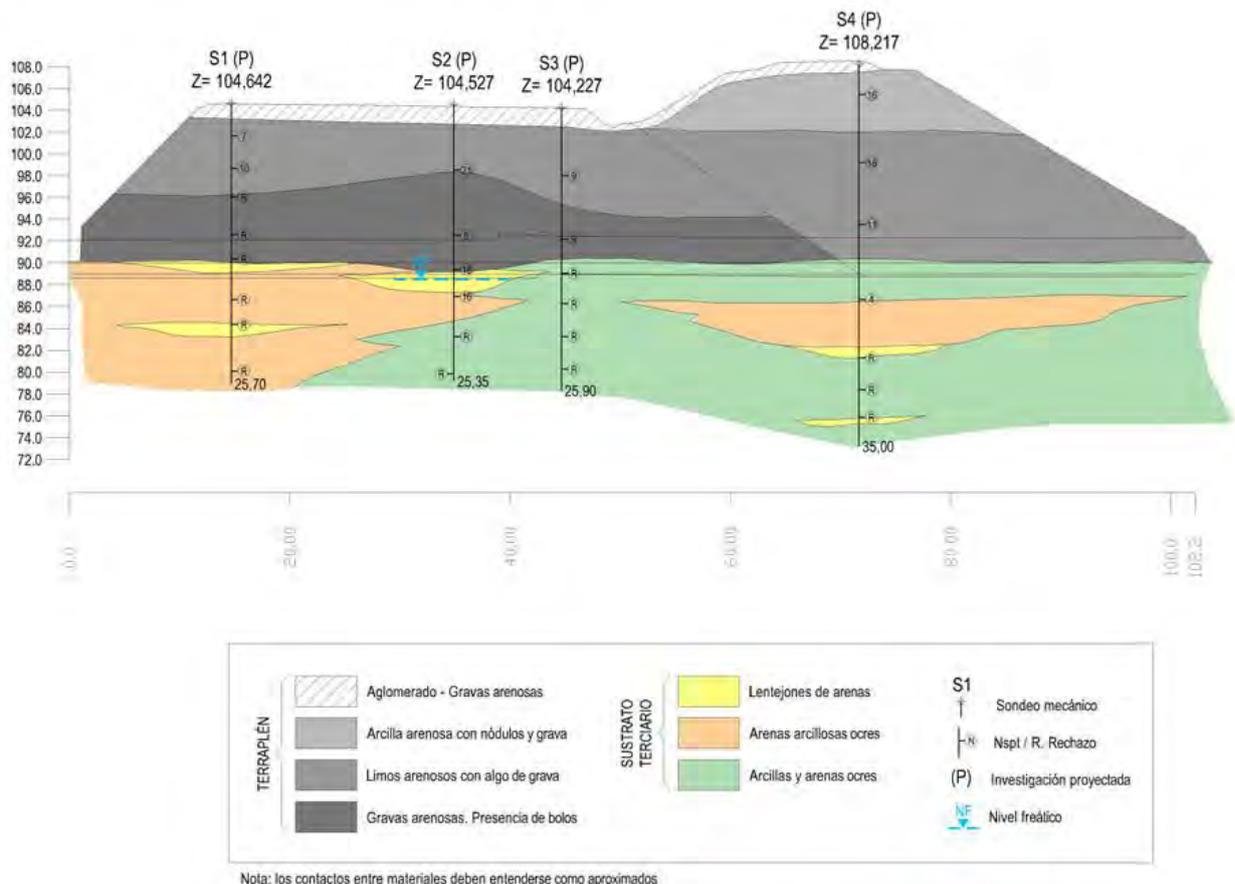


Figura 4.- Interpretación del perfil transversal del terraplén y del terreno de apoyo.

El nivel inferior estaría constituido por gravas arenosas donde se han observado de forma esporádica la presencia de bolos. (Fig 4). Se interpreta para este nivel un espesor variable entre 6 y 9 metros. El nivel superior estaría formado por una mezcla de arcillas y arenas con presencia de nódulos calcáreos y grava. Dada la posición de los sondeos, ligeramente desplazados de la vertical del eje de la obra actual y el fuerte encaje que aparentemente presentaría el cauce del torrente original al menos en las proximidades de la embocadura, cabe otra interpretación para este último nivel de gravas como parte del terreno natural. La confirmación de estas hipótesis únicamente será posible con certeza si se cuenta con un sondeo en el eje o muy próximo a él, puesto que lo que sí es indudable es que el material por encima de la obra de fábrica actual en clave debiera de ser relleno.

Por su parte el relleno de la vía de servicio, muestra la presencia de dos niveles, si bien el nivel más representativo sería similar al nivel superior de la vía principal, es decir una mezcla de arcillas y arenas con presencia de nódulos y grava con un espesor aproximado de unos 12 metros. Encima de este nivel aparece una capa formada por limos arenosos con algo de grava, mostrando un espesor de unos 5 metros y culminado con la capa de aglomerado que en esta zona muestra un espesor medio de 1 metro.

El sustrato identificado tanto en los sondeos como en los propios afloramientos del torrente, se muestra con una estratigrafía donde aparecen niveles de arenas y arcillas con pasadas o lentejones de gravas y conglomerados. Todo el conjunto se muestra muy cementado. En el perfil se ha interpretado la presencia de arcillas y arenas con gravas que muestran pasos graduales entre ambos, además de la presencia de capas de arenas que en ocasiones se muestran muy limpias.

A partir de la interpretación del perfil geológico, la hincas se prevé que se ejecute mayoritariamente en relleno para el cual se prevé un material cohesivo de carácter limoso- arcilloso y gravas con escasa matriz arcillosa-limosa.

La clave de la nueva obra de drenaje se situará entre la grava y el contacto gravas-limos en los primeros 40 metros desde la embocadura, pasando a un frente mixto con la clave en limos los siguientes 20 a 30 metros, pasando finalmente a un material íntegramente limo-arcilloso en la zona ocupada por la vía de servicio.

#### **2.4. Análisis de la obra de drenaje.**

##### **DESEMBOCADURA**

En la zona de desembocadura de la obra de drenaje se identifica un relleno con frontis y aletas de hormigón armado que presentan un estado visual sin deterioros o patologías reseñables. Foto 3.



Fotografía n° 3. Vista general de la zona de desembocadura

La obra se encuentra encajada dentro del relleno de la vía de servicio, encontrándose este parcialmente excavado con las labores de desbroce con taludes de a 2 a 3 metros de altura e inclinaciones del orden de 45° o mayores. El relleno está constituido de visu por un material limo-arenoso y presenta de visu un aspecto homogéneo, existiendo abundante vegetación asociable a la existencia de un nivel freático próximo, algo de por otro lado esperable en un fondo de vaguada.

Los materiales que forman el terreno natural y que pueden observarse aguas abajo de la obra son areniscas y conglomerados cementados con pendientes su-verticales que permiten hacerse una idea de su competencia.

##### **OBRA DE DRENAJE**

La obra de drenaje está claramente dividida en dos tipologías de estructura distintas que tienen su origen en las dos fases en las que se construyó la autovía (primera construcción y ampliación de la calzada hacia

la vía de servicio). La primera es una estructura de pared delgada con chapa metálica corrugada en los primeros 62 metros desde la desembocadura, de construcción más reciente, y sección de elipsoide cerrado.

Este tipo de estructuras encomienda su estabilidad a la resistencia por forma de la sección, y a la compensación de sus cargas siendo ambas indispensables para garantizar un comportamiento satisfactorio. Esta tipología es por tanto bastante sensible a posibles modificaciones en su entorno especialmente si no existe una certeza plena de que dichas modificaciones vayan a producirse de manera sensiblemente simétrica. En esta zona se observaron varios puntos singulares con abolladuras significativas; El origen de estas patologías es desconocido en estos momentos, si bien se indica que se trataría de un problema proveniente de la etapa de construcción. Foto 4.



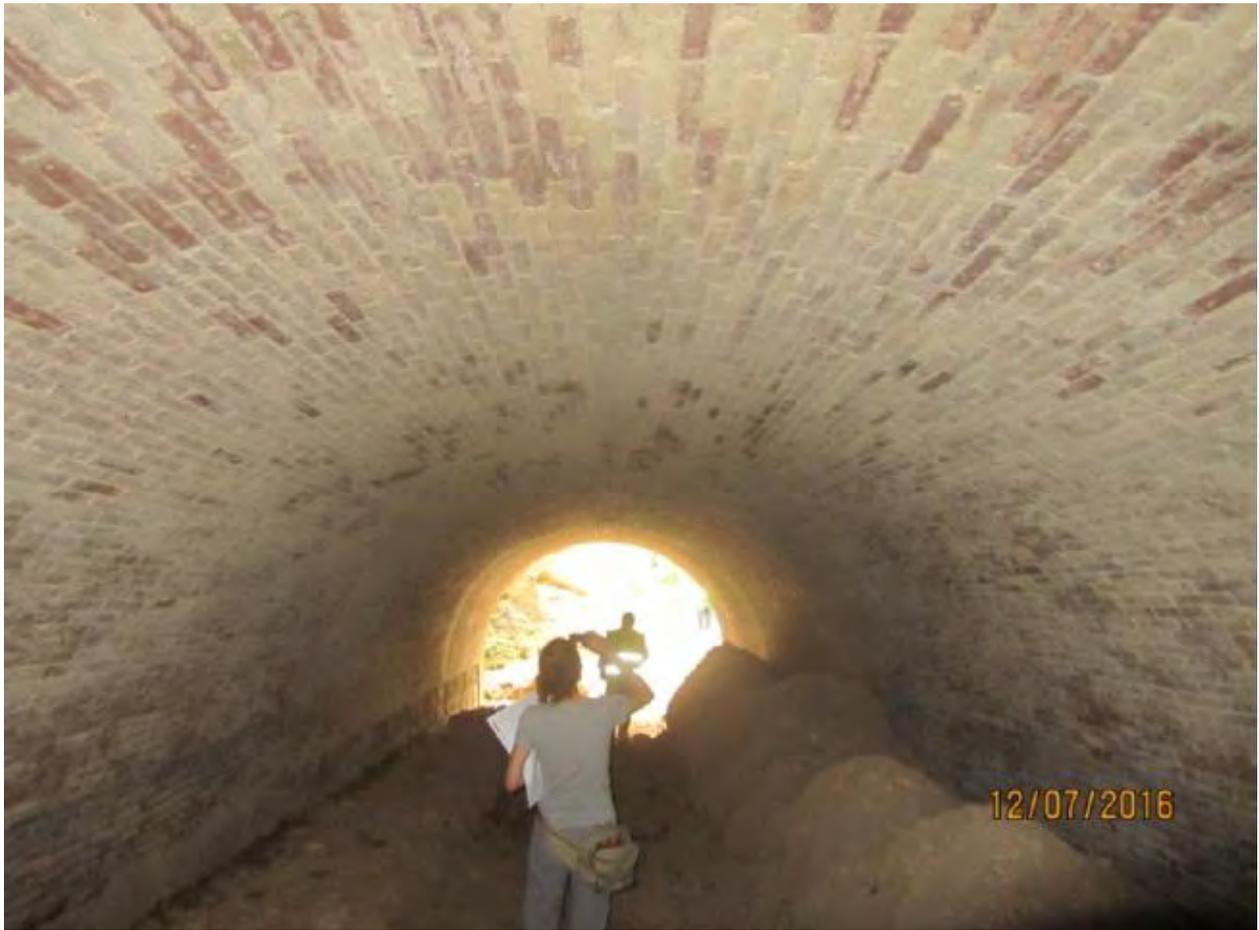
Fotografía nº 4. Zona de abolladura den clave/hombro izquierdo (fotografía hacia aguas arriba)

Una vez concluida la zona de chapa corrugada (62 metros desde la desembocadura) se produce un cambio claro de tipología, pasándose a un de arco de medio punto de fábrica de ladrillo, con hastiales rectos de mampostería. La zona que se corresponde con esta tipología abarca los 38 metros finales hasta la zona de embocadura.

Dadas las características que se describen más adelante esta zona de obra de drenaje es previsible que se ejecutara en relleno, si bien no puede descartarse que los hastiales se encajaran en terreno natural en cualquier caso una tipología que confía su comportamiento no solo a su forma (bóveda), sino al espesor de sus elementos, haciéndola menos sensible a posibles variaciones en su entorno.

La geometría de la sección es de arco de medio punto de 2 metros de radio y hastiales rectos de altura desconocida en la medida que el aterramiento existente a lo largo de toda la obra impide establecer dicha altura. La bóveda (clave, hombros y riñones) está constituida por fábrica de ladrillo bien rejuntada,

observándose 3 roscas en la zona de contacto entre tipologías. En toda la zona, la fábrica presenta un estado sano con poca o ninguna meteorización de sus piezas. Foto 5.



Fotografía nº 5. Estado general de la fábrica de ladrillo (fotografía hacia aguas arriba)

Los hastiales son rectos y únicamente pueden observarse con claridad en la zona final de la obra. Los mampuestos presentan forma irregular y tamaños decimétricos encontrándose superficialmente bien concertados y en general con poca pérdida de su rejuntable. Los mampuestos, aparentemente areniscas o calcarenitas, no presentan meteorización relevante.

La zona de transición entre tipologías es una zona singular, habiéndose llevado a cabo actuaciones con los elementos disponibles (aparentemente trozos de panel de encofrado) para evitar la pérdida de material por dicho contacto. Foto 6.



Fotografía nº 6. Tapes en cambio de tipología para evitar la pérdida de material de trasdós

#### EMBOCADURA

La zona de embocadura se encuentra muy encajada en el perfil del cauce original del torrente y presenta un aterramiento que llega a cubrir la mayor parte de los hastiales de la obra de drenaje. La potencia de dicho aterramiento resulta indeterminada razón por la cual se ha contemplado la ejecución de una batería de penetrómetros dinámicos con distribución longitudinal a lo largo de la obra.



Fotografía nº 7. Zona de embocadura con aterramiento hasta zona de hastiales

El material que aparece en los taludes que conforman el cauce natural estaría constituido por niveles de conglomerados y areniscas cementados englobados en una matriz arcilloarenosa, aunque lógicamente meteorizados/erosionados superficialmente, que generan relieves subverticales.

La zona de frontal se encuentra muy vegetada, siendo visibles no obstante varias filas de gaviones. Su estado sería calificable de bueno si bien la observación es parcial, cumpliendo en la actualidad su función de contención, no siendo posible, sin embargo observar si habría tenido algún tipo de deformación achacable a fases posteriores a su construcción.

Prolongar la obra de fábrica pudo suponer en su momento excavar los conglomerados que en estos momentos quedan tangentes al hastial derecho y haber justificado la adopción de una talud de relleno más forzados con ayuda de gaviones. Lateralmente, el tratamiento con gaviones se ha confinado con escollera que en estos momentos se observa con dificultad (vegetación y aterramiento) en ambas márgenes.



Fotografía n° 8. Escollera en margen derecha observable por encima de la clave de la obra de fábrica confinando el tratamiento de gaviones

## **2.5. Solución con cajón hincado.**

Les pasamos a detallar las fases de ejecución de la obra, en las 3 partes, **desembocadura, zona cajón hincado, y embocadura**:

### **2.5.1 Embocadura y Desembocadura (se resolvieron de forma análoga).**

#### **2.5.1.1 Tratamiento del talud frontal en la vertical de la zona de empuje**

El talud frontal en el que se prevé el comienzo de la hinca se prevé situarlo una vez excavada la actual vía de servicio con objeto de reducir la longitud de empuje de cajón al mínimo imprescindible. Una vez

finalizado el proceso de empuje, la zona en la que se situará el nuevo relleno de la vía de servicio se salvará con un cajón prefabricado convencional ejecutado in-situ.

El talud frontal viene condicionado tanto por la minimización de la longitud de empuje como, la posición del tronco de la autovía, y una inclinación que proporcione unas condiciones de estabilidad suficientes.

En la vertical de la zona de empuje, las necesidades de montaje del cuchillo lo más próximo posible el frente de ataque hace prever, la necesidad de un talud por encima del considerado en apartados anteriores con inclinación 1H:1V y altura de talud 7 m.

Desde el punto de vista de la estabilidad global, la retirada de material de coronación al emplear un talud más vertical favorece la previsión anterior al retirar peso de la zona con mayor componente desestabilizadora (teóricamente el tercio superior del talud).

A nivel local, el talud más vertical empeora la estabilidad de los metros en los que excava al 1H:1V. Si bien las inestabilidades que pudieran producirse para una altura limitada como es el caso se esperan de tipo superficial, la proximidad de la calzada de la autovía a coronación aconsejan prever un tratamiento de refuerzo para adoptar dicho talud.

Para la evaluación de este refuerzo se ha efectuado la hipótesis de saturación parcial del relleno sin refuerzo.

Para el refuerzo se ha considera un soil-nailing ejecutado con bulones inyectados de 25 mm y 4 metros en malla de 2x2 m colocados con las placas apoyadas sobre 5+5 cm de hormigón proyectado armado con malla electrosoldada 150x150x6 mm. Para dicho refuerzo se obtiene un factor de seguridad 1,45 que se considera adecuado.

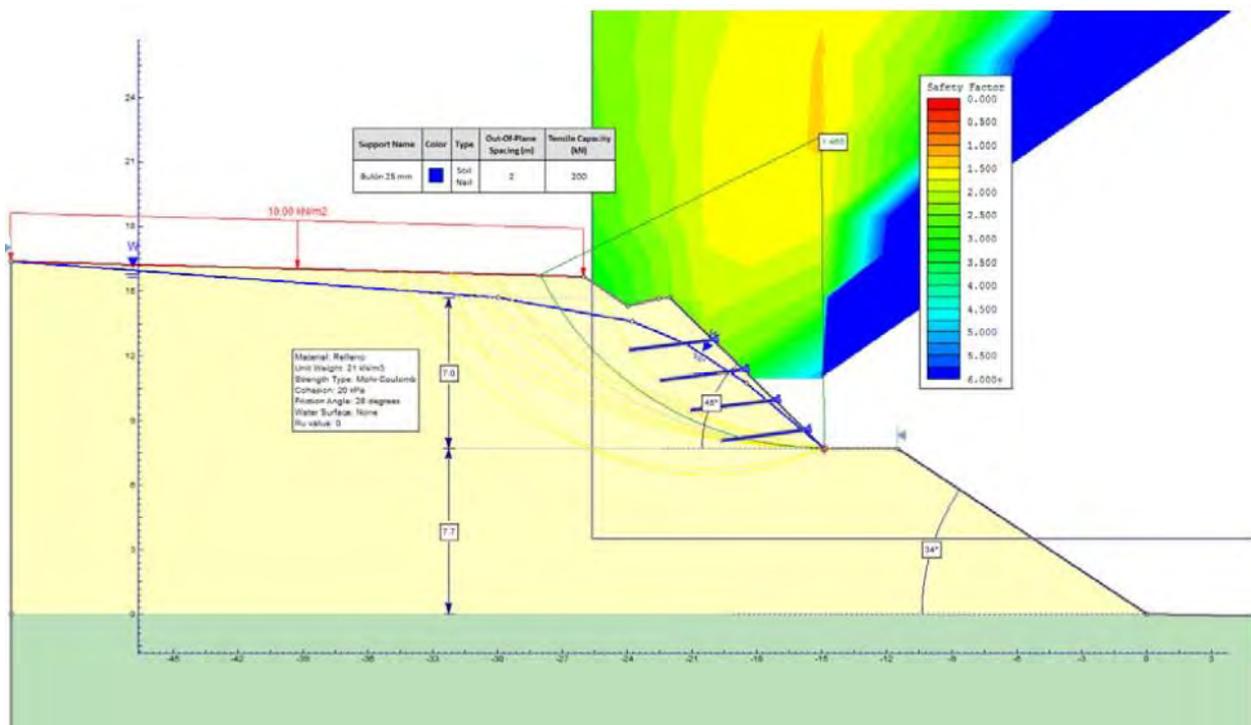


Figura 5. Cálculo de refuerzo de soil nailing en el talud frontal



Fotografía 9. Ejecución de los trabajos de Soil Nailing.



Fotografía 10. Excavación del frente de ataque.

#### **2.5.1.2 Protección de la excavación frente a imprevistos en el frente.**

##### **Paraguas de micropilotes IRS**

En una excavación con frente abierto, el riesgo de inestabilidad de éste durante el proceso de la excavación existe, dicho riesgo puede dar lugar a una inestabilidad cuya gravedad depende tanto del volumen movilizado, como de los efectos que puedan provocarse en superficie. Este último aspecto es un condicionante fundamental en la media que incluso una inestabilidad menor en términos de volumen que pudiera alcanzar la superficie se consideraría como grave al aparecer en la calzada del tronco principal de la autovía.

En el diseño del propio cajón ya existe una primera medida de precaución en el entorno del frente con el empleo de un escudo metálico a modo de cuchilla que se pretende hincar en el terreno permitiendo dar más flexibilidad a la posibilidad de inclinación del frente.

Esta media está limitada al entorno inmediatamente contiguo al frente siendo aconsejable generar un elemento intermedio de protección entre excavación y calzada, que limite la progresión de inestabilidades a superficie en caso de imprevisto en el frente.

Para lograr un efecto similar al de una **“losa” de terreno mejorado** que intercepte posibles inestabilidades se propone el empleo de una inyección armada del terreno. La perforación horizontal puede emplearse igualmente como elemento de reconocimiento por lo que es conveniente que se tenga presente durante dichas labores el llevar un control del tipo de material perforado en cada taladro.

Si bien para el fin perseguido no se requiere una viga de atado propiamente dicha, sí resultará necesario un murete guía de hormigón en masa que ayude al emboquillado y a limitar desviaciones en la perforación al guiado de la perforación. Esta viga se compatibilizaría con los tratamientos del talud comentados en anteriores apartados.

Cubrir toda la zona de hincar supone alcanzar una longitud de más de 50 metros, longitud que no se considera viable ejecutar desde una sola boca, por lo que el planteamiento sería la ejecución de dos paraguas, uno desde cada extremo de la hinca y ejecutados con una tipología de perforadora y entubación que limite al máximo posible las desviaciones.

La posibilidad de realizar tratamientos desde el interior más cortos interferirá con las labores de excavación y demolición, que ya son suficientemente complejas, siendo preferible que se ejecuten completamente antes de la excavación.

La inyección armada se prevé mediante la técnica de tubo-maguito que consistirá en tubos con válvulas anti-retorno (cada 50 cm), e inyección repetitiva selectiva de lechada de cemento con doble obturador.

Se prevé una malla de taladros al tresbolillo cada 50 cm en dos filas separadas entre sí 50 cm. La distancia entre marco la primera hilera se ha acotado en primera instancia a 70 cm, si bien esta medida es susceptible de modificarse ligeramente por requerimientos de la maquinaria concreta a emplear y sus posibles desviaciones.

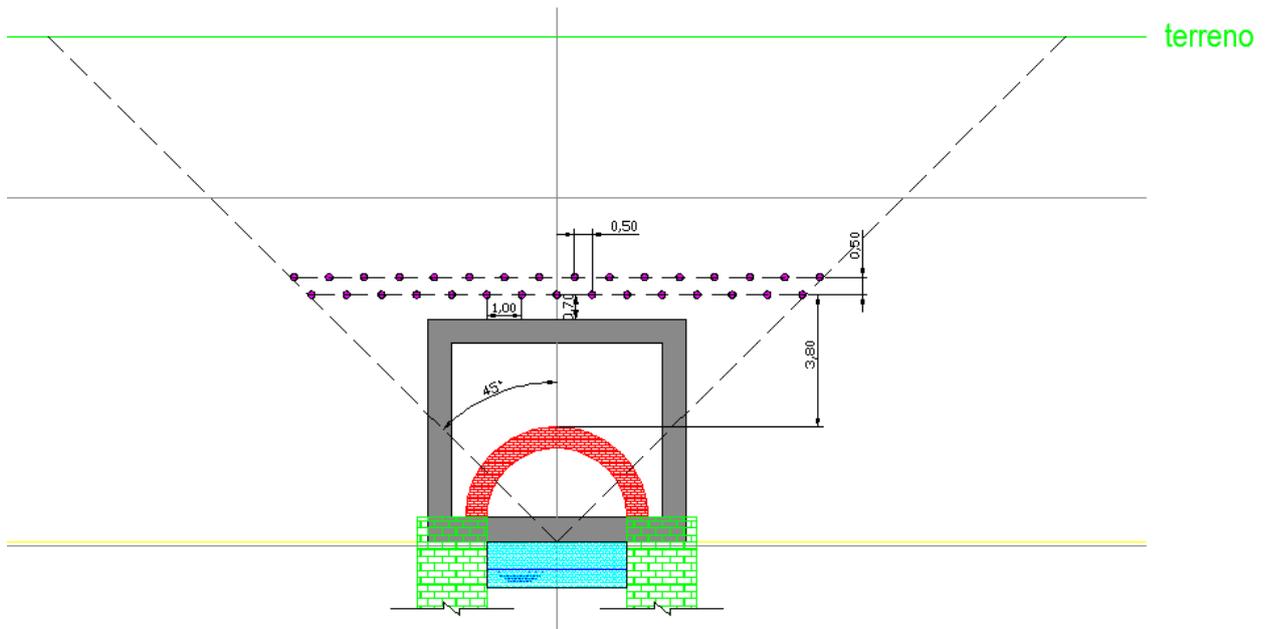


Figura 6 Croquis de inyecciones armadas en el frente de ataque.

La tubería para estas inyecciones se prevé convencional de 88,9 mm de diámetro exterior y 8 mm de espesor, pudiéndose establecer una relación con el diámetro de perforación de al menos 1,4 para permitir la circulación por el anular, el diámetro final a emplear será el que se considere idóneo por parte de la empresa especialista para reducir posibles desviaciones en la perforación.



Fotografía 11. Ejecución de la perforación del paraguas de micropilotes IRS.



Fotografía 12. Ejecución de la perforación del paraguas de micropilotes IRS.(2)

El tipo de inyección se plantea repetitiva y selectiva (IRS) con doble obturación de cada manguito en función del volumen y presión registrados con los siguientes criterios:

- Volumen máximo de lechada por manguito y fase: 50 litros, previéndose inicialmente 2 fases y un porcentaje de sustitución de entre el 10% y el 20%.
- Presión máxima en boca tras la apertura del manguito: 2-3 bares.

Deberá tenerse en cuenta que para la apertura de los maguitos será necesaria una presión mayor de inyección que caerá una vez se produzca esta.

La secuencia de inyección se planteará en tubos y manguitos alternos para evitar posible comunicaciones, siendo necesario previa a las fases de inyección una primera fase de sellado del anular entre tubo y perforación en la que es de esperar inyectar sin apenas presión y con mezclas cemento-bentonita con relación agua-cemento más altas que las lechadas destinadas al tratamiento propiamente dicho.

En esta ocasión, había que ir midiendo las afecciones y el movimiento en superficie del talud durante las inyecciones, a la vez que luego se hizo incrementando la intensidad del control durante la fase de hincado del cajón.

Para la perforación y las inyecciones IRS hemos de decir que había una diferencia de altura con el firme de la Autovía suficiente para prever que no habría complicaciones durante la ejecución, teniendo todas las variables controladas.

Debemos comentar que esta misma tipología de tratamiento lo hemos llevado a cabo en otras obras, con mucha más cercanía al firme, en las que debía vigilarse cada uno de los movimientos y presiones durante

la fase de perforación e inyección, para no producir daños a la Vía existente ya que se mantenía también en uso.



Fotografía 13. Perforaciones para parguas IRS en C260 en Figueres. (1)



Fotografía 14. Perforaciones para parguas IRS en C260 en Figueres. (2)



Fotografía 15. Inyecciones IRS. Obturadores.



Fotografía 16. Inyección IRS y comienzo de la pantalla de micropilotes vertical.

### **Pantalla anclada de micropilotes.**

Se decidió situar una pantalla de micropilotes en el frontal y aletas de la obra de fábrica actual OF 584+000 que permita más fácilmente la excavación de tierras hasta el Frontal, donde se iniciará la hincada del marco de 6x5 m (dimensiones interiores).

Como solución se plantean distintas tipologías de cortinas de micropilotes, variando fundamentalmente su longitud, separación entre ejes y disposición de anclajes. Así las tipologías a disponer, son las siguientes:

- Tipo 1. Micropilotes frontales fuera del marco. Micropilotes N-80 (88,9x7,5 mm), longitud L=13,5 m con paraguas de micropilotes en cabeza y dos niveles de anclajes activos.
- Tipo 2. Micropilotes frontales sobre la actual obra de fabrica OF 584+000. Pilotes N-80 (88,9x7,5 mm con longitud variable L=4 – 6 m.
- Tipo 3. Micropilotes en aletas. Micropilotes N-80 (88,9x7,5 mm), longitud L=13,5 m, con tres niveles de anclajes activos.

En la figura siguiente se han representado las distintas tipologías proyectadas,

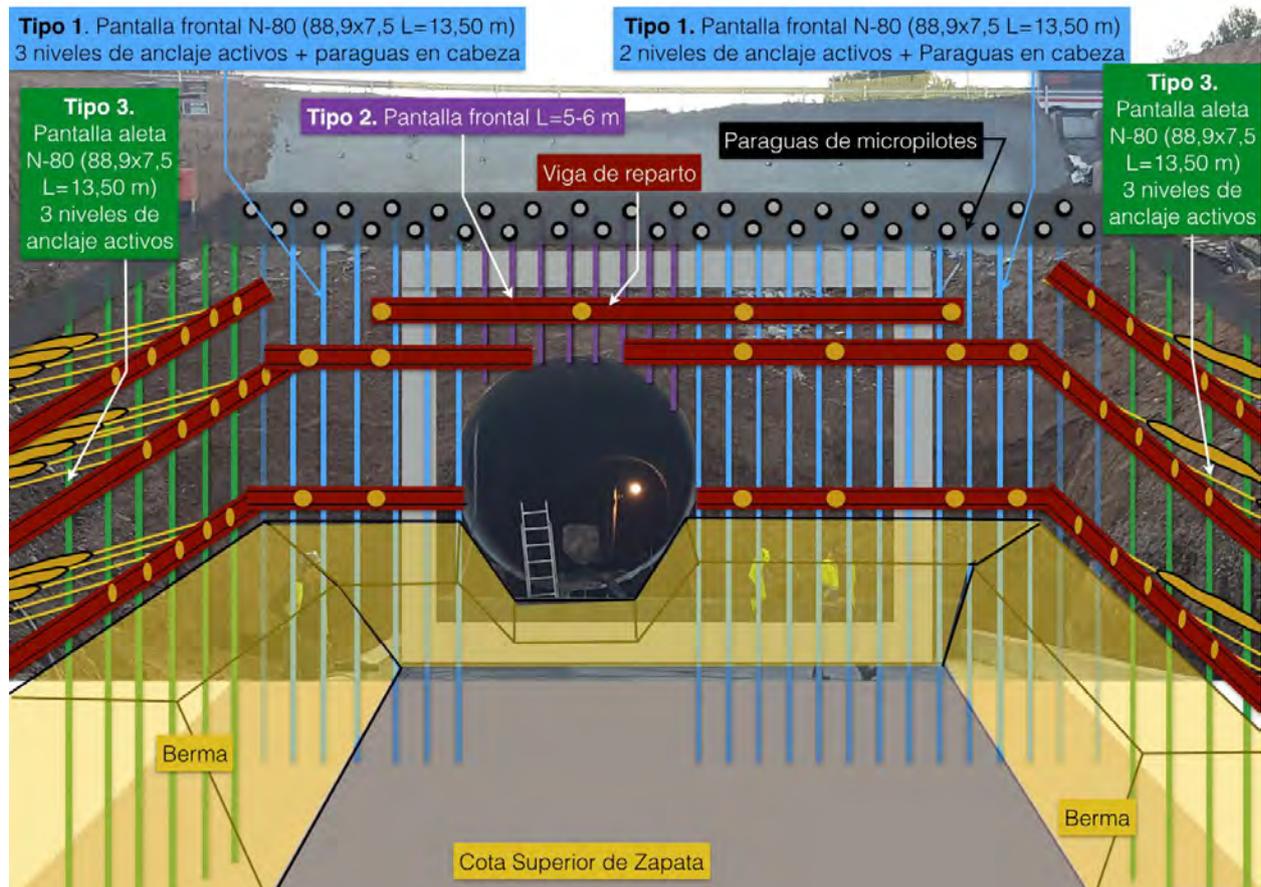


Figura 7. Resumen de micropilotes en la desembocadura.

Para la ejecución de esta estructura auxiliar se establecieron los siguientes niveles de excavación: (sin incluir los correspondientes a las vigas de coronación):

- Nivel 1. Excavación hasta la cota 94,70 m para la posterior ejecución de anclajes activos en aletas (pantalla tipo 3) a la cota 94,95 m.
- Nivel 2. Excavación hasta la cota 93,70 m para la posterior ejecución de la viga de reparto y anclajes correspondientes a la cota 93,95 m en cortina de pilotes sobre OF actual (Pantalla tipo 2).

Entre la ejecución de los niveles 1 y 2 se realizará una transición entre frontal y aletas para poder ejecutarlo en la misma fase.

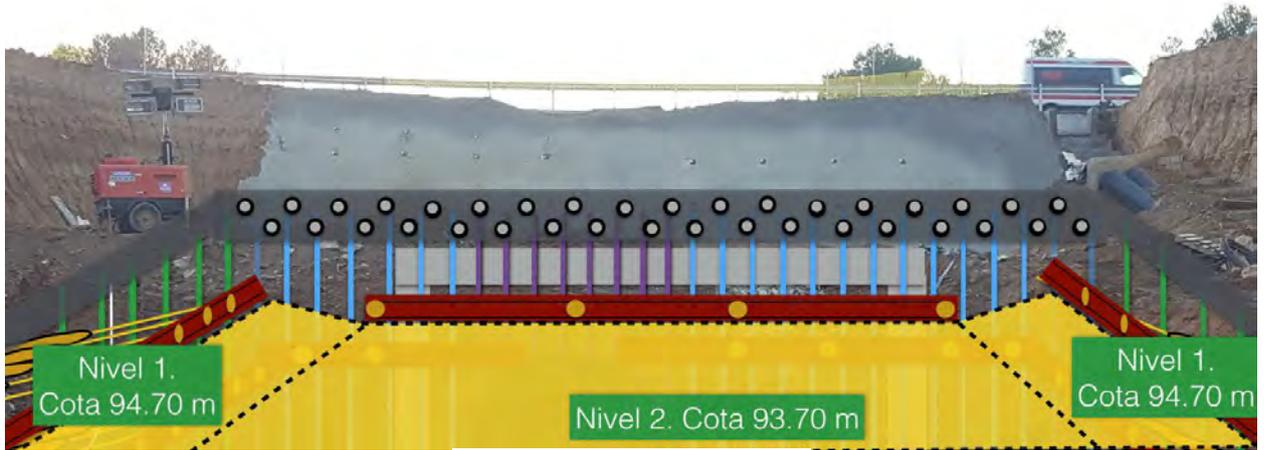


Fig 8 excavación hasta nivel 2

- Nivel 3. Excavación hasta la cota 92,95 m para ejecución del segundo nivel de anclajes en todas las cortinas de micropilotes a la cota 93,20 m.

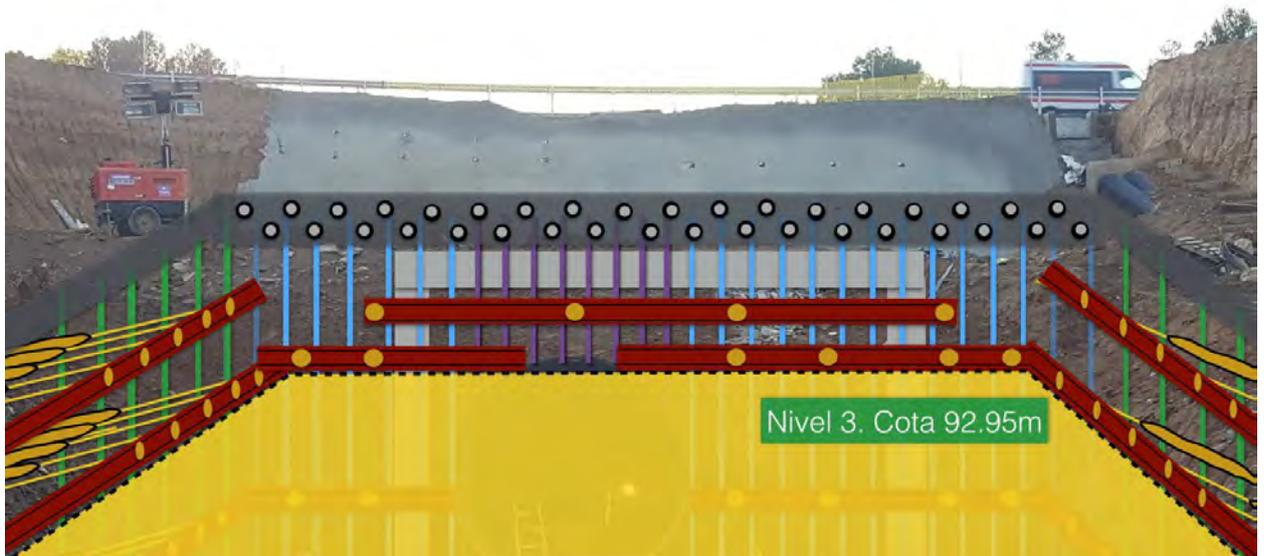


Fig 9 Excavación hasta nivel 3

- Nivel 4. Excavación hasta la cota 90,95 m para ejecución del tercer nivel de anclajes en todas las cortinas de micropilotes a la cota 91,20 m.

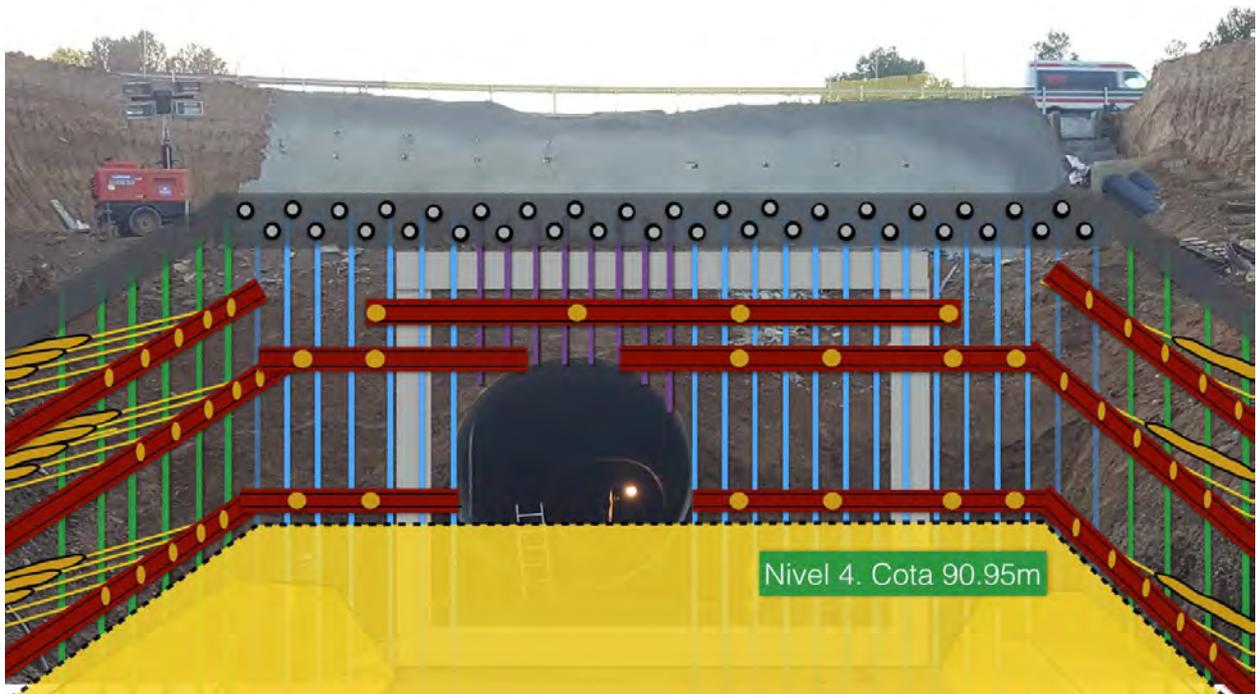


Fig 10. Excavación hasta nivel 4

- Nivel 5. Excavación hasta fondo de excavación manteniendo una berma con ancho mínimo de 3,5 m.

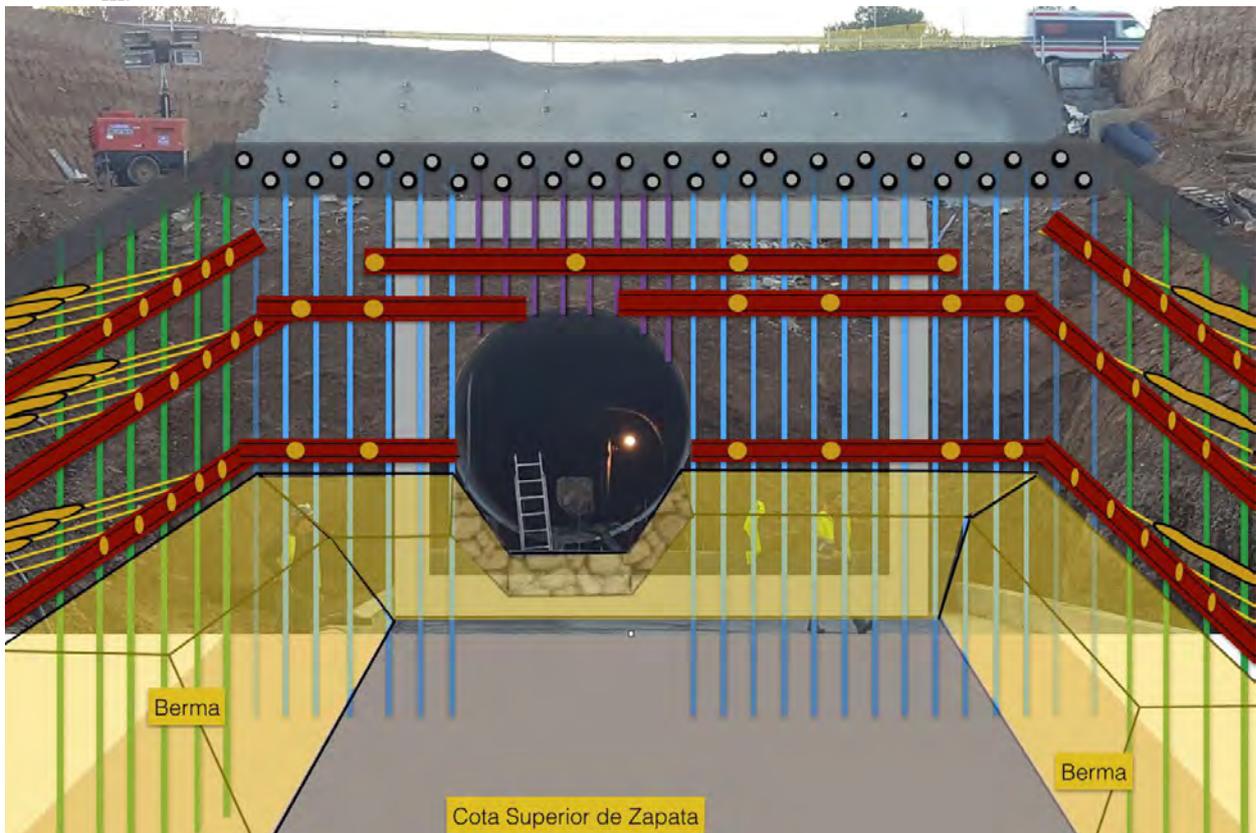


Fig 11. Excavación hasta fondo de excavación.

Esta berma se considera un factor importante para mantener la estabilidad de la cortina de pilotes debido a la importante altura del frente, así como la esbeltez de los micropilotes.

Además, ha de tenerse en cuenta que existen numerosos imponderables que pueden alterar las condiciones del terreno e hipótesis adoptadas: variación de la cohesión del terreno por pérdida de humedad natural, posibles avenidas durante las obras, estratos más granulares que se aprecian en la excavación, etc.; teniendo siempre en cuenta la adopción de un coeficiente de seguridad reducido por su carácter temporal.



Fotografía 17. Vista lateral durante la perforación de la pantalla.



Fotografía 18. Ejecución pantalla anclada de micropilotes.



Fotografía 19. Ejecución pantalla anclada de micropilotes.



Fotografía 20. Detalle Pantalla anclada micropilotes.

### 2.5.1 Zona cajón empujado.



Fotografía 21. Construcción del cajón.

Ya que no es el objeto de este artículo ni de nuestra actividad especialista, sólo haremos detalle sobre las medidas de control y auscultación llevadas a cabo durante el proceso de empuje:

Desde el punto de vista del terreno sobre el nuevo cajón, y pese a que las medidas previstas pueden limitar significativamente el reflejo que la excavación puede tener en superficie (subsistencia) es necesario plantear cierto grado de control en superficie en la medida que puede ayudar a identificar algún tipo de proceso que no sea observable desde el interior.

Se propone fijar una serie de hitos de nivelación en superficie antes y después de cada calzada para controlar la evolución de posibles subsidencias. Se proponen tres secciones, 2 en arcones (fuera de calzada) más una sección adicional en mediana) compuesta por 9 hitos, uno en el eje de la obra a ejecutar y 4 adicionales a cada lado con separación de 5 metros. La frecuencia de lectura recomendada sería diaria durante el proceso de hinca, reconsiderándose en caso de que existiera alguna anomalía.

En lo que al control de la obra de drenaje existente se refiere, se han considerado 3 secciones de control en el tubo corrugado y 4 en la zona de bóveda ladrillo con una distribución orientativa como la que representa a continuación.

Nuestra actividad, como empresa que ejecuta tratamientos de inyección, en esta parte de obra consistió en tres actuaciones:

- Estar preparados para realizar inyecciones de compensación, en función de la posible sobre excavación en el frente del cajón hincado, en dependencia del control y auscultación de la Autovía.

- Realizar inyecciones de lubricación durante el empuje del cajón en determinadas zonas con inyecciones de bentonita para disminuir la fricción a través de los espadines del cajón.
- Una vez terminada la fase de empuje, procedimos a una última inyección de lechada de cemento en el contorno del cajón con el fin de eliminar posibles oquedades y consolidar el material circundante

### **Bibliografía**

Trabajo para la obra de referencia denominado “REPARACIÓN DE LA OBRA DE FÁBRICA DEL TORRENT GRAN DE ABRERA Km 584 A-2” desarrollado por ICYFSA.

Análisis y Cálculo de cortina de micropilotes de Carlos Reguero para la obra de referencia.

Figuras sacadas de Google Maps.

# **ESPECIFICACIÓN DEL OBJETIVO DE MEJORA EN OBRAS DE COMPACTACIÓN DINÁMICA**

**Gustavo ARMIJO PALACIO**  
**Dr. Ingeniero de C. C. y P.**

**Servicio Técnico de GEOCISA**

## **RESUMEN**

Tomando como base una obra de compactación dinámica ejecutada por Geocisa recientemente, en este artículo se revisa, principalmente, la forma en que se debe especificar el objetivo de mejora del terreno, con el objeto de evitar problemas durante la construcción y explotación de infraestructuras. Esto se hace teniendo en cuenta las etapas en que se divide un tratamiento del terreno de este tipo y los factores a considerar en el diseño, ejecución y control de una compactación dinámica.

## **1. INTRODUCCIÓN**

En la compactación dinámica la mejora del terreno se logra mediante la densificación provocada por la aplicación repetida, en puntos convenientemente espaciados de la superficie del mismo, de impactos de gran energía.

Actualmente, existen dos variantes de compactación dinámica: la clásica (CDC) y la rápida (CDR). En la CDC, los impactos se dan con una pesa que se levanta con una grúa y se deja caer, libremente, sobre la superficie del terreno. A su vez, en la CDR, la pesa se levanta con un sistema hidráulico y se deja caer sobre una zapata que está en contacto con el terreno.

En la obra que se describe en este artículo (Figura 1) se utilizó la CDC pero con una mejora importante. Dicha mejora consistió en dotar a la grúa de un sistema denominado “kit de compactación dinámica” el cual permite programar la altura de caída de la pesa y el número de golpes a dar en cada punto, además de frenar, automáticamente, el sistema justo en el momento del contacto de la pesa con el terreno. De este modo se evitan los problemas que surgían cuando esta operación se hacía de forma manual. Estos problemas eran básicamente:

- Pérdida de seguridad por “cabeceo” de la grúa cuando se frenaba la pesa justo antes del contacto con el terreno.
- Pérdida de rendimiento al desenrollarse el cable de acero que sostiene la pesa, cuando ésta se detenía justo después del contacto con el terreno.

Debido a lo anterior, además de mejorar notablemente la seguridad, se aumenta significativamente la producción de la obra, que pueda llegar a duplicar a la que se obtiene con los sistemas sin el kit mencionado.

Como mejora del “kit de compactación dinámica”, se está desarrollando en la actualidad un sistema automático de medida del descenso de la pesa, golpe a golpe.



Figura 1. Vista general de una obra de compactación dinámica en Torrejón de Ardoz (Madrid)

## 2. ETAPAS DE UNA OBRA DE COMPACTACIÓN DINÁMICA

Una obra de compactación dinámica comprende las siguientes etapas

- I. **DISEÑO:** en función del tipo de terreno, la profundidad de mejora a alcanzar, el grado de mejora que se quiera obtener y las restricciones impuestas por la afección al entorno.
- II. **ÁREA DE PRUEBAS (REPRESENTATIVA) → AJUSTE DEL DISEÑO:** se deben realizar áreas de prueba, normalmente de unos 250 m<sup>2</sup> como mínimo, con los controles de ejecución y de resultados correspondientes, con el objeto de ajustar los parámetros del tratamiento en caso de ser necesario y llegar a un diseño definitivo.
- III. **EJECUCIÓN ← CONTROL DE EJECUCIÓN:** una vez que se llega a un diseño ajustado para cada zona de la obra, en función de los resultados de las áreas de prueba, se deben llevar a cabo los trabajos con un control de ejecución tanto del tratamiento propiamente dicho, como de sus manifestaciones.
- IV. **CONTROL DE RESULTADOS → PUESTA EN SERVICIO:** al terminar cada una de las zonas de la obra se debe realizar un control de los resultados obtenidos para verificar que se alcanzan los valores previstos en el diseño en cuanto a la profundidad de influencia del tratamiento y el grado de mejora a obtener. En caso de alcanzarse estos valores efectivamente, la zona en cuestión estará lista para cimentar sobre ella (puesta en servicio). Si no llegaran a alcanzarse, deberán analizarse las causas y realizar un tratamiento adicional en esas zonas.

## 3. FACTORES A CONSIDERAR EN EL DISEÑO

A continuación se revisan los factores a considerar en el diseño de una obra de compactación dinámica (Figura 2):

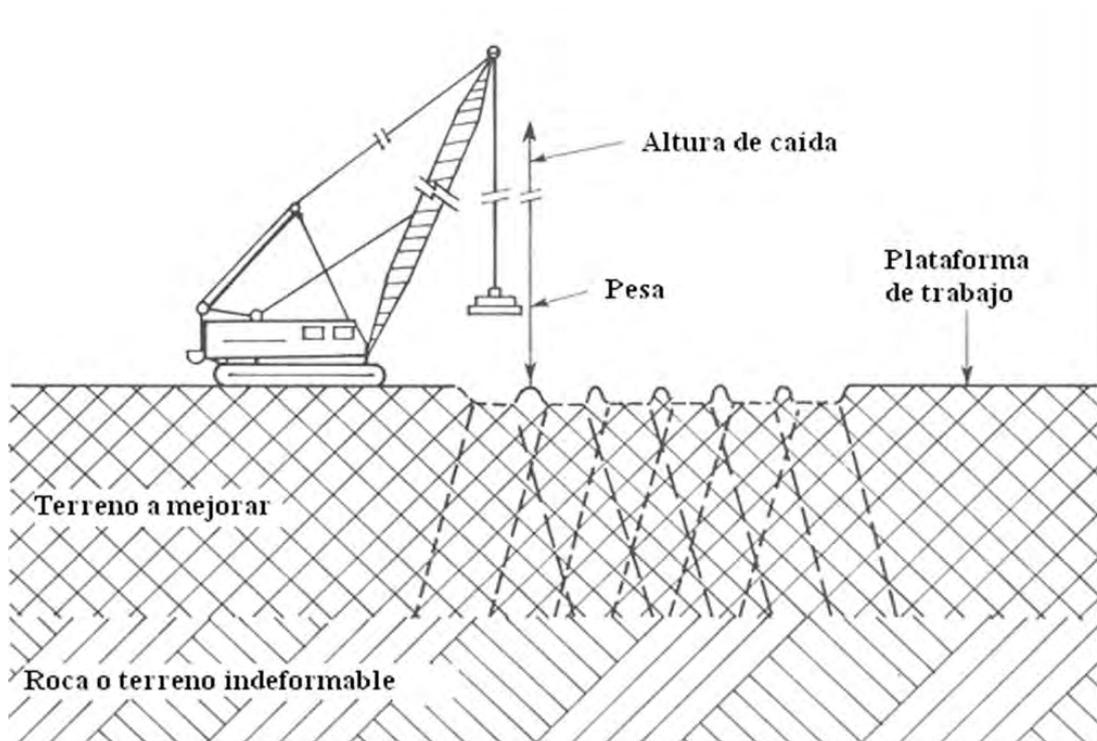


Figura 2. Factores a considerar en el diseño de una compactación dinámica (Lukas, 1995)

### 3.1. Suelos en los que puede aplicarse

Para saber si este tipo de tratamiento se puede aplicar satisfactoriamente al terreno que se quiere mejorar, habitualmente se utiliza la Figura 3, que clasifica a los suelos en adecuados, no adecuados e intermedios de cara a su densificación con compactación dinámica, en función de su granulometría, que está directamente relacionada con su permeabilidad.

Para los suelos que caen en la zona 1 (gravas y arenas), la compactación dinámica podría aplicarse independientemente de la posición del nivel freático. En cambio, en la zona 3 (suelos arcillosos), no sería efectiva cuando los suelos a mejorar están por debajo del nivel freático, el cual debería ser rebajado antes de efectuar el tratamiento. Asimismo, en la zona 2 (limos arenosos, limos y limos arcillosos) la compactación dinámica debería dividirse en fases y las fases, a su vez, en pasadas con tiempo de espera entre ellas para permitir que la presión de poro se disipe.

Sin embargo, en sitios en donde aparecen suelos granulares inter estratificados con capas relativamente delgadas de suelos finos con plasticidades variables, por debajo del nivel freático, como el caso que se describe a continuación, resulta más aconsejable realizar previamente ensayos de penetración con cono (CPT) y utilizar la Figura 4 para ver en qué capas se puede aplicar la compactación dinámica satisfactoriamente.

### 3.2. Profundidad máxima que puede alcanzarse

En función de los datos obtenidos en seis casos reales (Armijo, 1995) y de los estudios de Mayne y otros (1984), la profundidad de influencia,  $D$ , de la compactación dinámica vendría dada, aproximadamente, por la siguiente ecuación:

$$D = n \sqrt{W \cdot H} \quad (1)$$

en la cual  $W$  es el peso en toneladas de la masa que se deja caer,  $H$  es la altura de caída en metros y  $n$  es un coeficiente que varía entre 0.6 (gravas y arenas limpias) y 0,35 (arenas limosas y limos con  $IP \leq 10\%$ ), aproximadamente. Teniendo en cuenta lo anterior y las capacidades máximas de las grúas normalmente

disponibles ( $H \leq 30$  m,  $W \leq 20$  t), se puede concluir que para la compactación dinámica las D máximas varían entre 7 y 12 m, aproximadamente.

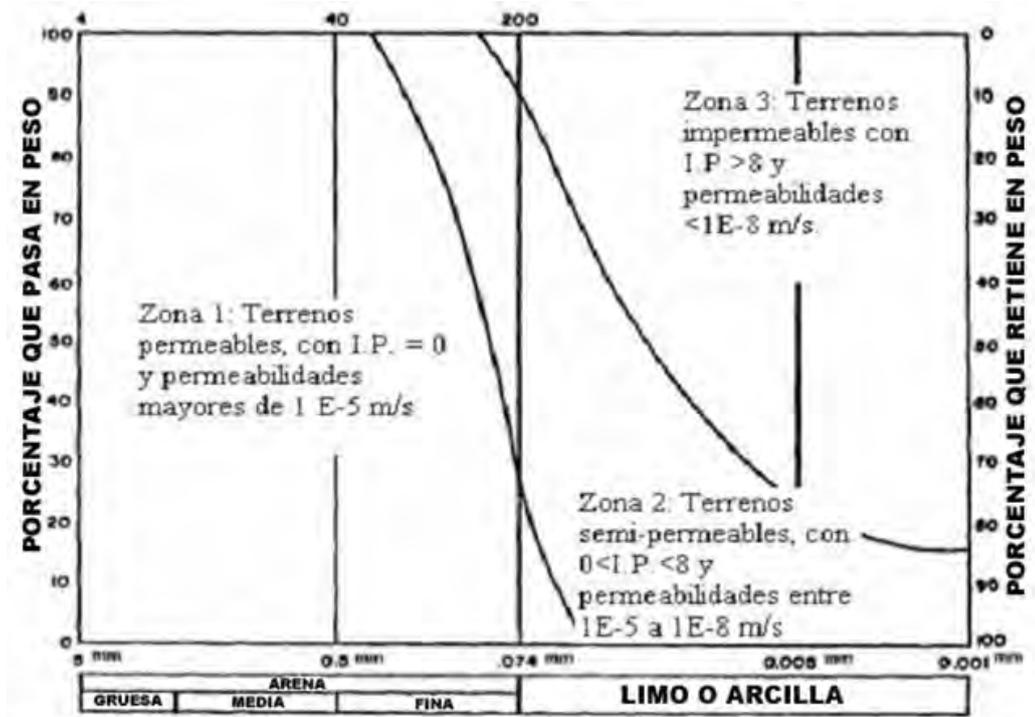


Figura 3. Aplicación de la CD en función del tipo de suelo: 1- adecuados, 3 - no adecuados, 2 - intermedios (Lukas, 1995)

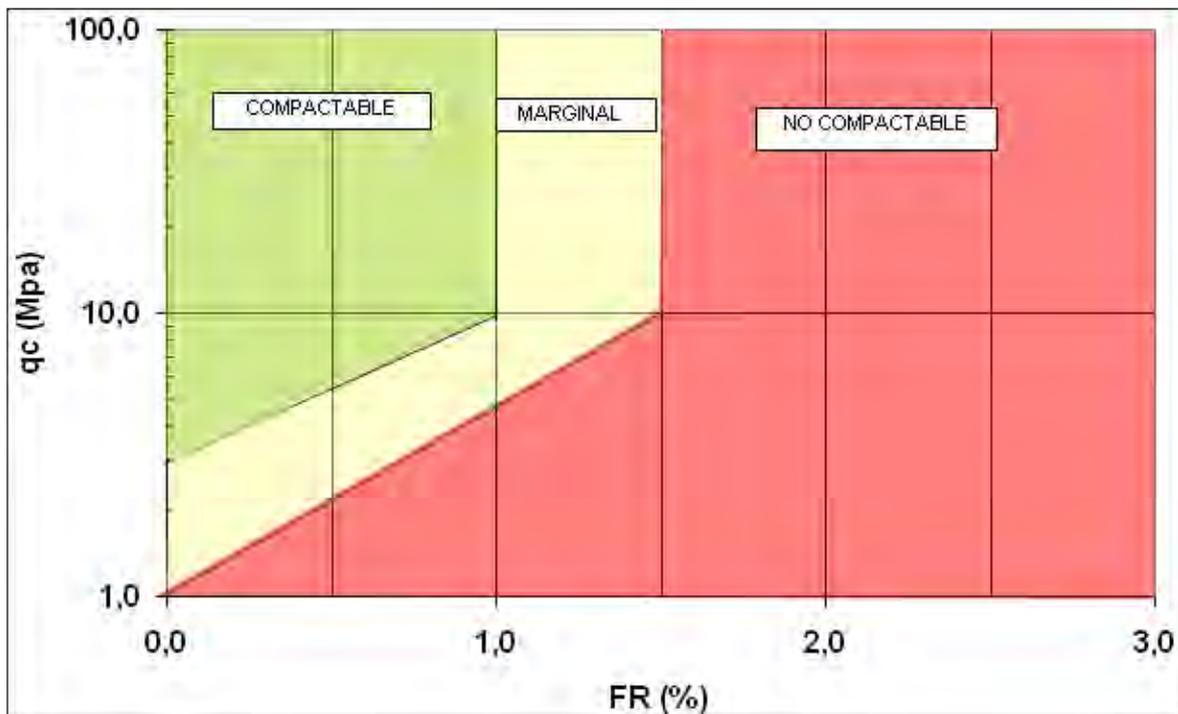


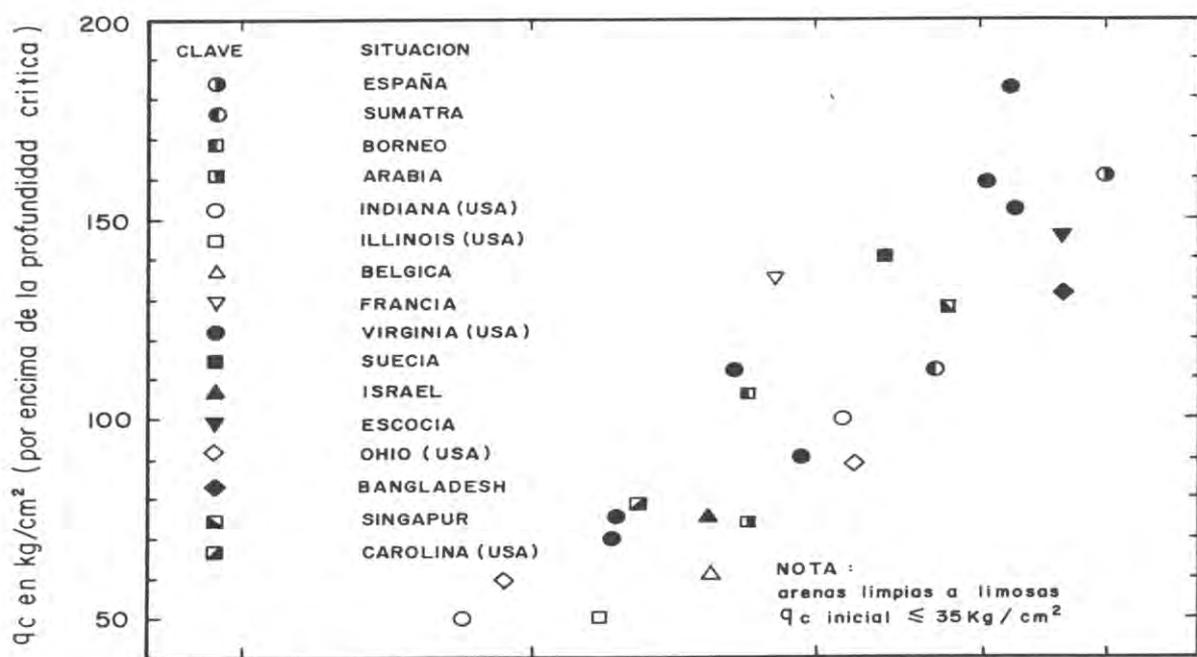
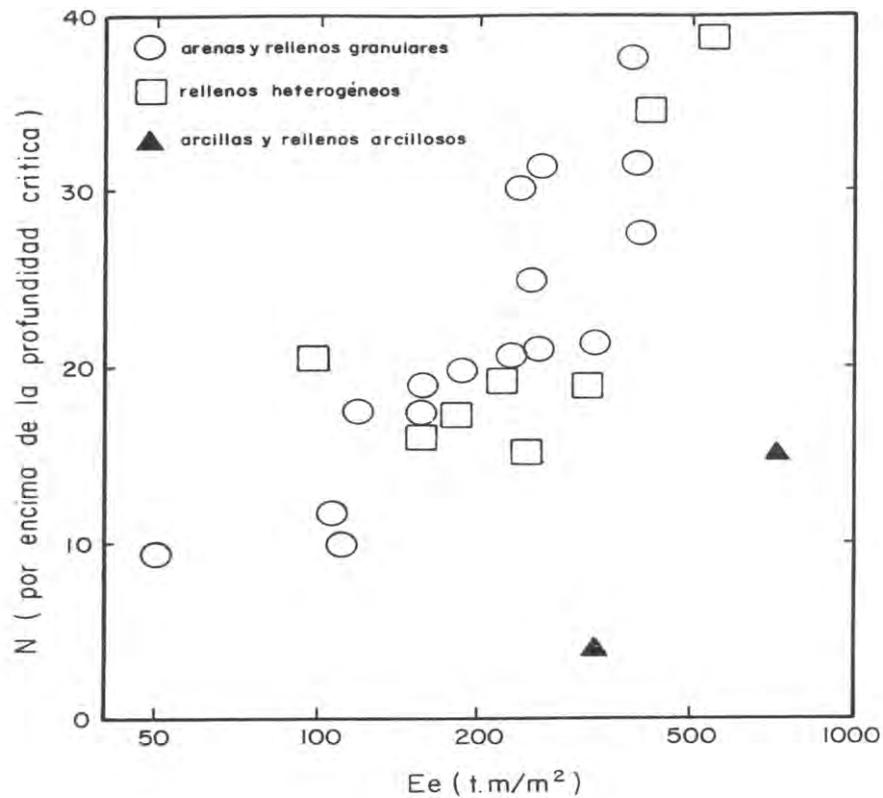
Figura 4. Compactabilidad de suelos según la relación de fricción (FR) y la resistencia por punta ( $q_c$ ) en el ensayo CPT (Degen, 2001)

### 3.3. Grado de mejora que puede obtenerse

Así como sobre D, además del tipo de suelo, influye fundamentalmente la energía entregada en cada impacto (W, H), en el grado de mejora que puede obtenerse influye principalmente la cantidad de energía aplicada por unidad de superficie o energía específica (Ee). En relación con esto, en la Figura 5, basada en los datos dados por Mayne y otros (1984) y en seis experiencias locales (Armijo, 2004), se observa la mejora que puede lograrse en términos de golpeo de SPT (N), para distintos valores de Ee, definida como:

$$E_e = \frac{n^\circ \cdot W \cdot H}{A} \quad (2)$$

donde n° es el número de golpes en cada punto y A su área de influencia.



ios,  
s, y  
ión  
oro  
e la  
de  
  
mo  
l² a  
de  
  
lad  
una

presión vertical efectiva de referencia de 1 kg/cm<sup>2</sup>. Para ilustrar esto, se ha utilizado la expresión dada por Meyerhof (1957) para calcular la Dr que correspondería a un determinado N<sub>SPT</sub>, a distintas profundidades:

$$N = \left( 17 + 24 \frac{\sigma'_v}{98} \right) D_r^2$$

En la Tabla 1 se incluyen los valores de Dr obtenidos para N<sub>SPT</sub> = 20 golpes, que suele ser un objetivo de mejora habitual, para tres profundidades diferentes, dentro del rango de profundidades de mejora que se suelen alcanzar con este tipo de tratamientos. A partir de dicha tabla se puede concluir que los 20 golpes a profundidades del orden de 8 a 9 m, representarían una Dr = 60 %, la cual sería en general, una mejora insuficiente, porque normalmente se busca obtener Dr ≥ 70 % después del tratamiento.

En la Tabla 2, en cambio, se incluyen los valores de N<sub>SPT</sub> para Dr = 70 %. Se puede ver en ella que mientras que en los niveles superiores bastaría con un N<sub>SPT</sub> = 14 golpes para tener dicha Dr, se necesitarían 26 golpes para obtenerla, a profundidades de 8 a 9 m.

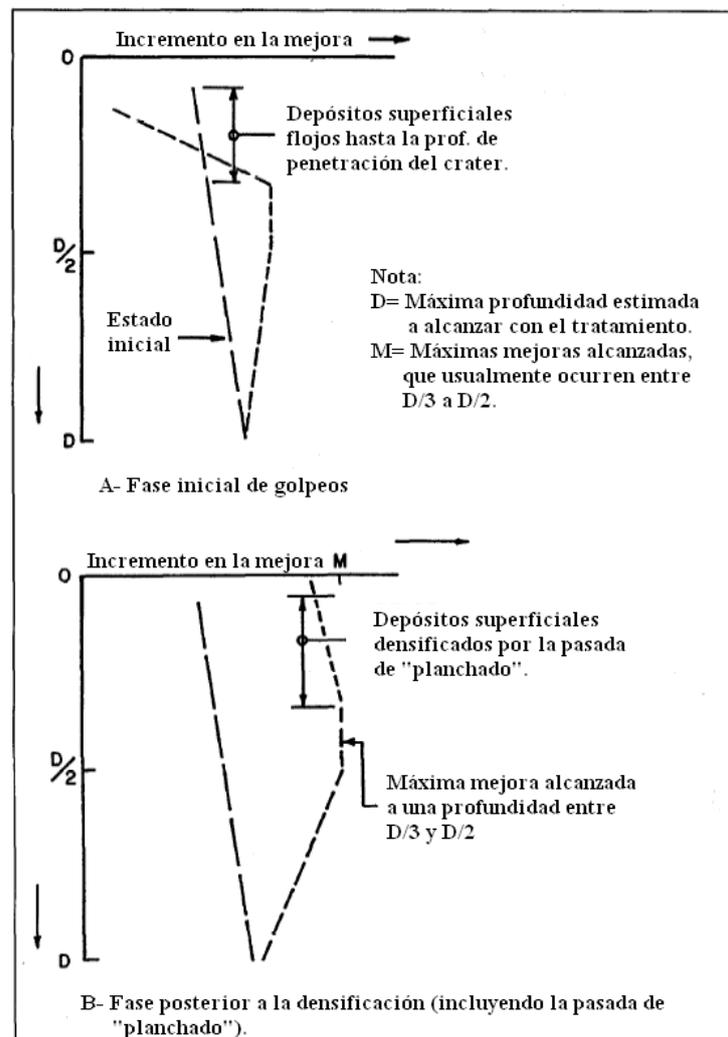


Figura 6. Variación de la mejora en función de la profundidad (Lukas, 1995)

Tabla 1. Variación de  $D_r$  con la profundidad para  $N_{SPT} = 20$  golpes

<b><math>N_{SPT} = 20</math> golpes</b>		
<b>z</b>	<b><math>\sigma_v'</math></b>	<b><math>D_r</math></b>
<b>(m)</b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(%)</b>
<b>2 a 3</b>	<b>0,5</b>	<b>83</b>
<b>5 a 6</b>	<b>1,0</b>	<b>70</b>
<b>8 a 9</b>	<b>1,5</b>	<b>60</b>

Tabla 2. Variación de  $N_{SPT}$  con la profundidad para  $D_r = 70$  %

<b><math>D_r = 70</math> %</b>		
<b>z</b>	<b><math>\sigma_v'</math></b>	<b><math>N_{SPT}</math></b>
<b>(m)</b>	<b>(kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>golpes</b>
<b>2 a 3</b>	<b>0,5</b>	<b>14</b>
<b>5 a 6</b>	<b>1,0</b>	<b>20</b>
<b>8 a 9</b>	<b>1,5</b>	<b>26</b>

#### 4. EJEMPLO DE APLICACIÓN

El ejemplo que se presenta a continuación se describe en detalle en Armijo y Blanco (2016). Debido a ello, en los apartados siguientes sólo se presentan los aspectos más relevantes.

##### 4.1 Introducción

Hace unos años, Geocisa realizó el tratamiento de mejora del terreno mediante compactación dinámica para la cimentación de una Nave Industrial en Torrejón de Ardoz (Madrid), en un área de unos 12.000 m<sup>2</sup> (Figura 1).

Según el informe geotécnico suministrado por el cliente, el terreno consistía en unos 4 a 5m de rellenos, divididos a su vez en rellenos controlados e incontrolados (Tabla 3); supra yacentes a una capa de gravas cuaternarias, de entre 0,5 y 1m de potencia; y a continuación arcillas limosas firmes a duras, que se engloban dentro de los materiales terciarios de la cuenca de Madrid.

Tabla 3. Características del terreno a mejorar

Rellenos antrópicos Controlados (de 0 a 2-3m)	Rellenos antrópicos Incontrolados (de 2-3 a 4-5m)
IP= 7.7	IP= 0
K= 10 <sup>-5</sup> m/s	K= 10 <sup>-5</sup> m/s
FC=18%	FC=4%

De acuerdo con la Figura 3, el terreno a mejorar se encontraba entre las zonas 1 y 2, es decir, se trataba en principio de suelos adecuados para la compactación dinámica.

## 4.2. Diseño del tratamiento

Inicialmente, se diseñó el tratamiento mediante malla cuadrada de 5 x 5m con la disposición de la Figura 7.

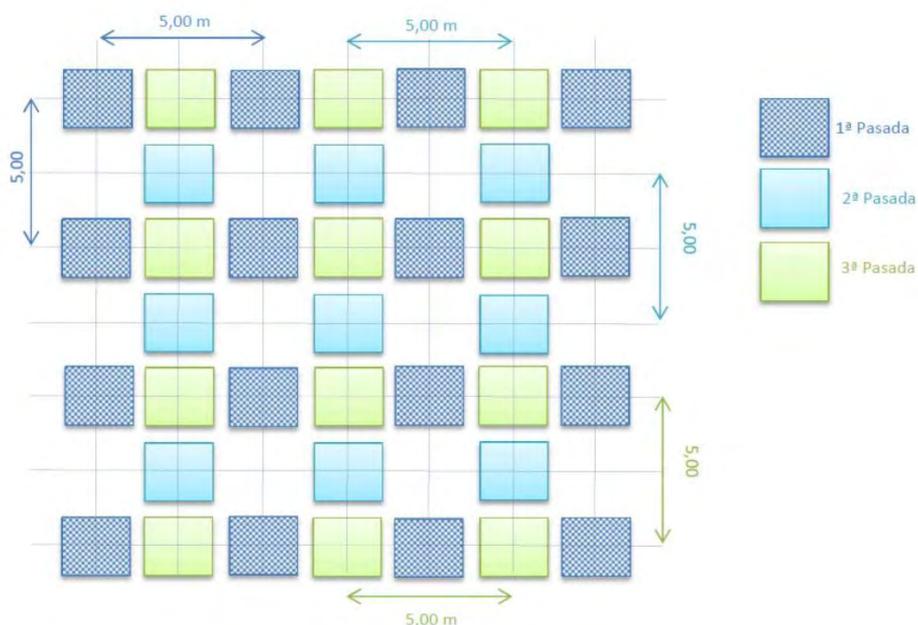


Figura 7. Distribución de los puntos de golpeo de cada pasada

En base a las características del terreno y aplicando las correlaciones anteriores se planteó el tratamiento que se resume en la Tabla 4, aplicando un coeficiente  $n=0.5$  para la estimación de la profundidad de mejora, siempre sujeto a confirmación en un área de pruebas, al comienzo de los trabajos, por medio de controles topográficos (descenso de huella) y ensayos de penetración dinámica tipo DPSH.

Tabla 4. Parámetros iniciales del tratamiento

FASE	W (Ton)	H (m)	Nº Golpes	E Específica (m t/m <sup>2</sup> )	Prof. Inf. (m)
1	16.40	10	8	52.50	5.8
2	16.40	10	8	52.50	5.8
3	16.40	10	8	52.50	5.8
			Total		
			Ee	157.50	

Tras el comienzo de la primera fase, realizado a modo de área de pruebas, y una vez analizados los datos de los ensayos de campo, se observó que:

1. Hasta los 14-15 golpes no se producía una estabilización de la profundidad de huella, según se aprecia en la Figura 8.
2. El coeficiente “n” real (ecuación 1) estaba en algunos casos entre 0.35 y 0.45, es decir, inferior al inicialmente supuesto de 0.5.
3. El espesor de rellenos era en general superior a los 5 m supuestos, según se extraía de los ensayos DPSH ejecutados previo al comienzo del tratamiento.



Figura 8. Evolución de la profundidad de huella con el número de golpes.

Debido a lo anteriormente expuesto se aumentó la energía de impacto hasta un valor de 280 mt, lo que sumado al aumento del número de golpes necesarios según la Figura 9, condujo a un aumento considerable de la energía específica hasta 422 t.m/m<sup>2</sup> (Tabla 5), que según la Figura 5, correspondería a la energía específica necesaria para compactar un relleno heterogéneo hasta obtener un N<sub>SPT</sub> = 20 golpes, aproximadamente.

Tabla 5. Parámetros corregidos del tratamiento

FASE	W (Ton)	H (m)	Nº Golpes	E Específica (m ton/m <sup>2</sup> )	Prof. Inf.(m)
1	20.0	10	8	64.0	4.2
2	20.0	14	16	179.2	5.0
3	20.0	14	16	179.2	5.0
Total Ee				422.4	

Además, con el objetivo de mejorar las capas superficiales para darle continuidad al tratamiento en todo el espesor de rellenos (Figura 6), se aplicó una fase adicional de planchado en malla 2 m x 2 m, con los siguientes parámetros:

Tabla 6. Parámetros para la fase de planchado

FASE	W (Ton)	H (m)	Nº Golpes	E Específica (m ton/m <sup>2</sup> )	Prof. Inf. (m)
4	20.0	7	4	140	3.5

De esta forma, la energía total aplicada después de las tres fases más el planchado fue de 560 t.m/m<sup>2</sup>.

### **4.3. Control de resultados**

#### **4.3.1. Objetivo del tratamiento**

El objeto del tratamiento era mejorar los 5 m de relleno bajo la solera de la nave a construir, de modo que al someterlo a una carga de  $1,2 \text{ t/m}^2$ , el asiento total no superara los 3 mm, aproximadamente. Por tanto, el módulo de deformación medio del terreno mejorado,  $E$ , debía ser superior a 20 MPa.

De acuerdo con la correlación dada por Bowles (1996), para arenas saturadas, este  $E$  correspondería a un  $N_{\text{SPT}}$  mayor o igual que 20 golpes (véase el apartado 5.3.).

La estimación del  $E$  del terreno mejorado se realizó a partir de ensayos de penetración dinámica y de ensayos geofísicos.

#### **4.3.2. Métodos de control**

Los ensayos utilizados para controlar y estimar el grado de mejora fueron:

- Ensayos SPT (en sondeos) y DPSH, que son lentos y entorpecen la ejecución de la obra, particularmente los SPT, que requieren la ejecución de sondeos.
- Ensayos de sísmicos tipo CSW, que son rápidos de ejecución, pero requieren un análisis posterior en gabinete.

Los ensayos de penetración tipo DPSH y SPT, debido a su naturaleza dinámica son particularmente sensibles a la presencia de presiones de poro residuales y pueden causar una licuación rápida de la capa que atraviesan, produciendo, en consecuencia, golpes inferiores a los esperados.

Este fenómeno es mucho más notable en los ensayos DPSH que en los SPT, debido a su naturaleza continua, lo cual genera vibraciones sostenidas que acaban causando la licuación de las capas de terreno saturadas por encontrarse por debajo del nivel freático, en la zona de ascenso capilar inmediatamente por encima de él o en la zona superior, con aporte de aguas superficiales (lluvia, riegos, etc.).

Teniendo en cuenta lo anterior, para evaluar el grado de mejora obtenido con la compactación dinámica, se tuvieron en cuenta sólo los resultados de los SPTs y de los ensayos sísmicos CSW.

#### **4.3.3. Resultados obtenidos**

Los resultados obtenidos, que se analizan en detalle en el artículo publicado por Armijo y Blanco en 2016, se resumen a continuación:

##### **Ensayos SPT:**

Tras finalizar el tratamiento de compactación se realizaron cuatro sondeos geotécnicos con ensayos SPT cada metro para caracterizar la compacidad del terreno, cuyos resultados se incluyen en la Tabla 7.

Con estos sondeos se comprobó que:

- El espesor medio de los rellenos era de 6.3 m, es decir superior hasta en 1.3 m al espesor inicialmente marcado en el estudio geotécnico.
- Un espesor de unos 0.6 a 1.0 m de rellenos, en el contacto con el terreno natural, se encontraba saturado.

El dato anterior se considera muy importante ya que la compactación de terrenos saturados está condicionada por la disipación de presiones intersticiales que se produce con el tiempo, por lo que es de esperar una mejora en la compacidad de estos rellenos, que con el tiempo podría llegar a un 30%.

Con los resultados de los ensayos SPT y usando la correlación dada por Bowles (1997), se estimó el valor del módulo de deformación (E), asumiendo que el relleno adquiere por efecto de la compactación dinámica un estado de pre consolidación, con un  $OCR \geq 4$  (Tabla 7).

**Tabla 7.** Módulo de deformación estimado en función del ensayo SPT

Profundidad SPT (m)	N <sub>SPT</sub> en sondeos					E <sub>estimado</sub> (Mpa)
	S-1	S-2	S-7	S-8	N <sub>SPT</sub> medio	$E=0,320(N+15)*OCR^{0.5}$ (Bowles, 1996)
1,3	17	21	9	21	17	20
2,3	23	81	15	25	36	33
3,3	19	50	46	18	33	31
4,3	17	50	23	9	25	25
5,3	45	50	50	15	40	35
6,3	31	50	50	50	45	39

Los valores medios de N<sub>SPT</sub> y de E fueron 33 golpes y 30 kg/cm<sup>2</sup>, es decir, un 50% por encima, aproximadamente, del objetivo de mejora fijado.

#### Ensayos CSW:

Para cuantificar el grado de mejora del terreno tratado se realizó también un reconocimiento por métodos geofísicos, con el que se obtuvo la velocidad de propagación de ondas de corte, V<sub>s</sub>, en función de la profundidad. Este parámetro que está íntimamente relacionado con las características mecánicas del medio (el módulo de deformación es directamente proporcional al cuadrado de la velocidad de las ondas). Se consideró que el método más adecuado para este reconocimiento era el CSW (Continuous Surface Waves), ya que está reconocido como una herramienta muy eficaz para la caracterización de suelos.

Las medidas CSW se realizaron en un total de 11 puntos distribuidos dentro de la parcela tratada. La frecuencia y el espaciamiento entre sensores se ajustaron para realizar un reconocimiento detallado del subsuelo hasta más de 8 metros de profundidad.

De los resultados de estos ensayos geofísicos se dedujo lo siguiente:

- En los rellenos controlados, situados entre 0 a 2.5 m de profundidad, tras la fase de planchado existía un aumento de V<sub>s</sub> hasta alcanzar valores ligeramente superiores a 200m/s.
- En los rellenos incontrolados, a partir de 2.5 m de profundidad, había una mayor dispersión en los valores medidos debido a la heterogeneidad del material. No obstante, al finalizar el tratamiento, V<sub>s</sub> estaba comprendida entre 230 y 290 m/s.

A partir de la velocidad de onda V<sub>s</sub> se puede estimar un valor equivalente de N<sub>SPT</sub>, aplicando correlaciones como las dadas por Brandenberg y otros (2010), para diferentes tipos de suelos:

$$\bar{V}_s = 126.395(N_{60})^{0.223} \quad \text{for all soils} \quad (7)$$

$$\bar{V}_s = 124.051(N_{60})^{0.216} \quad \text{for sands} \quad (8)$$

$$\bar{V}_s = 102.758(N_{60})^{0.301} \quad \text{for silts} \quad (9)$$

$$\bar{V}_s = 122.945(N_{60})^{0.26} \quad \text{for clays} \quad (10)$$

Dada la heterogeneidad de los rellenos, se utilizaron las equivalencias para “todos los suelos”, “arenas” y “arcillas”, tomándose un valor medio de los tres para calcular el  $N_{SPT}$ .

Posteriormente, usando la correlación dada por Bowles (1997) se estimó el módulo de deformación, E, obteniéndose los siguientes resultados:

- Rellenos controlados, situados hasta 2.5m de profundidad, con  $V_s$  del orden de 200-210 m/s, se les podía atribuir un E del orden de 13-15 MPa.
- Rellenos incontrolados, a partir de 2.5 m de profundidad, con  $V_s$  oscilando entre de 230 y 290 m/s, les correspondía un E entre 19 y 43 MPa, respectivamente.

El valor medio de E para todo el espesor de rellenos, se estimó en 26 MPa, valor un 15% inferior al obtenido con los SPTs, pero también por encima del objetivo de mejora fijado.

La diferencia entre ambos métodos se debería a que el ensayo SPT es discontinuo y puntual, englobando una masa muy limitada de terreno, mientras que el CSW es continuo y engloba una mayor masa de terreno. Desde este punto de vista, el CSW sería más representativo que el SPT, en este caso. Sin embargo, para obtener el E en función de  $V_s$  se ha usado una doble correlación, lo cual iría contra la precisión de la estimación basada en sus resultados. En consecuencia, resulta conveniente aplicar ambos métodos para evaluar el grado de mejora obtenido y dar por válidos sus resultados, cuando la diferencia entre ambos no sea superior a un 15 a 20%, tal y como ha sucedido en este caso.

## 5. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En este artículo se revisa la aplicación de la compactación dinámica para densificar el terreno en profundidad, con una mejora importante en la ejecución, consistente en la introducción de un “kit de compactación dinámica”.

En primer lugar se describe la técnica, el equipo que se utiliza y las energías por impacto y por unidad de superficie o energía específica, que normalmente se aplican. A continuación se analiza, en función de las energías aplicadas y del tipo de terreno tratado, la profundidad máxima alcanzada y el grado de mejora obtenido, prestando especial atención a la forma en que se debe especificar este último parámetro.

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación, analizando los aspectos de diseño del tratamiento y de control de su ejecución y de los resultados obtenidos con él. En este último caso, se comparan los métodos basados en ensayos de penetración con los basados en la medición de la velocidad de propagación de ondas para evaluar el grado de mejora obtenido, concluyéndose que los dos permiten obtener resultados similares y que su aplicación de forma conjunta resulta muy conveniente.

## 6. AGRADECIMIENTOS

El autor agradece a los departamentos de producción y técnico de GEOCISA y en particular a Ángel Grande Alcázar (Jefe de Grupo de Obras), Javier Muñoz Fernández (Jefe de Obra) y Miguel Ángel Blanco Calzada (Responsable del control técnico de la obra), por facilitar la información necesaria para escribir este artículo.

## BIBLIOGRAFÍA

Armijo, G. (1995). Influencia de los métodos de mejora del terreno en la resistencia de suelos flojos frente a terremotos. Tesis Doctoral, E.T.S. de Ing. de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.

Armijo, G. (2004). Ground improvement to avoid liquefaction risk. ASEP-GI 2004, LCPC, París, p. 45-57.

Armijo, G. y Blanco, M.A. (2016). Control de ejecución y de resultados de una mejora del terreno con compactación dinámica. 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica, SEMSIG, Coruña.

Bowles, J.E.(1997). Foundation Analysis & Design, McGraw-Hill, Singapur.

Brandenberg, S; Bellana, N. & Shantz, T. (2010). Shear wave velocity as function of standard penetration test resistance and vertical effective stress at California bridge sites. PEER Report 2010/03.

Degen, W. (2001). “Short course on Soil Densification”, *Geo-Odyssey, Virginia Tech, VA*.

Lukas (2005). Dynamic compaction. Geotechnical Engineering Circular N° 1, FHWA, Washington D.C.

Mayne, P.W.; Jones, J.S. & Dumas, J.C. (1984). Ground response to dynamic compaction, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE 110, pp. 757-772.

Meyerhof, G.G. 1957. Discussion on Research on determining the density of sands by penetration testing. Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Vol. 1: 110.

# AFECCIÓN DE LADERA INESTABLE SOBRE AUTOVÍA EN EXPLOTACIÓN

**EDUARDO MANZANO ARROYO**  
ITOP. Máster en Mecánica del Suelo  
Director de Desarrollo Técnico  
Grupo Terratest

## 1. Introducción.

Las infraestructuras lineales de transporte por carretera, junto con las de transporte ferroviario, son, tal vez, el paradigma de proyecto en el que las obras geotécnicas suponen un porcentaje muy significativo de las actuaciones. Dejando aparte las estructuras y por lo tanto sus cimentaciones (en ocasiones también complejas de diseñar y ejecutar), así como los túneles, las obras lineales son una sucesión de terraplenes y desmontes cuyo análisis y diseño es netamente geotécnico, y en el caso de los desmontes, se retira una porción del terreno de su ubicación para generar nuevos taludes, terreno del que podría depender la estabilidad de las tierras que quedan por detrás y que podrían movilizarse si con la nueva geometría no se cuenta con suficiente factor de seguridad frente al deslizamiento. Esto puede ocurrir durante la ejecución de los trabajos de construcción de una vía, con su correspondiente repercusión económica y de plazo para el proyecto y la administración propietaria de la misma, pero subsanable como partida adicional o ampliación de las existentes, o lo que es peor, tras la puesta en servicio de la infraestructura, por un cambio de las condiciones de contorno, como puede ser un sismo, la carga en coronación, un cambio del nivel freático o el mero carácter evolutivo y la resistencia variable de los terrenos afectados (procesos de degradación progresiva en el tiempo, erosión, fluencia/*creep* o caída de resistencia a valores residuales). En estos casos, las consecuencias sobre la vía en explotación pueden llegar a inutilizarla temporalmente, con los elevados perjuicios y costes que ello conlleva.

Son muchos los casos de deslizamientos de taludes o laderas que invaden una vía dejándola parcial o totalmente, temporal o permanentemente, fuera de servicio (tal vez sea la tipología de afección geotécnica más frecuente en carreteras, si bien el autor no cuenta con información al respecto), pero en esta ponencia, enclavada en la mesa de ejecución de la jornada, recordaremos el más que conocido **deslizamiento de la ladera de Rías del cerro del Centenillo, en Diezma (Granada)**, que invadió en 2001 ambas calzadas de la autovía A-92 (la de sentido este sólo parcialmente), poco antes de su P.K. 273, a 4 kilómetros de esta localidad, con especial énfasis en las actividades que Terratest llevó a cabo como parte de la solución de estabilización planteada por el Dr. Carlos Oteo Mazo<sup>†</sup>.

## 2. Antecedentes y descripción del deslizamiento.

El deslizamiento de la ladera sur del cerro del Centenillo, también conocida como ladera de Rías, en las proximidades del municipio de Diezma, Granada (conocido por la comunidad geotécnica española como “deslizamiento de Diezma”), por su larga trayectoria de activaciones y actuaciones correctoras, es una de las inestabilidades de ladera con afección a carreteras de elevada demanda más estudiada y sobre las que

más publicaciones se recogen en la bibliografía especializada, aunque no es sencillo trazar un hilo conductor de los acontecimientos. Resulta de especial interés la Tabla 1 de la referencia 8, que sí hace un repaso de los percances acaecidos, sus evidencias, y las intervenciones realizadas en la zona de influencia de esta ladera inestable. Y como suele ocurrir, es la construcción de una gran vía de transporte la que supuso el principal cambio de las condiciones de equilibrio de la ladera, en este caso, la de la autovía A-92, que en esta zona de la geografía andaluza pasaría a relegar la antigua carretera nacional N-342 que ya casi sin uso todavía transcurre en paralelo a la nueva autovía pocos cientos de metros ladera arriba. El paso de esta autovía por el término municipal de Diezma se construye entre los años 1990 y 1992, pero ya desde antes había indicios de los potenciales riesgos asociados a esta inestabilidad que cobraron importancia tras producirse el deslizamiento principal del año 2001.

Por lo visto (Ref. 8), antes de 1990 ya existían fotografías aéreas de la zona que muestran una ladera de Rías con poca vegetación y un reducido número de olivos en comparación con las zonas colindantes, indicativo de que podría tratarse de una zona inestable probablemente afectada por movimientos de reptación (Fig. 1). Así, la hoja del mapa geológico de España (escala 1:50.000) correspondiente a esa la zona de fecha 1980, describe los suelos de la ladera como coluviales, resultado de la acumulación de desprendimientos de ladera más antiguos.



Figura 1. Ortofoto de 1956 (Fuente: Junta de Andalucía) y superposición del deslizamiento

Con motivo de la construcción de la autovía (1990-1992) se realiza en la ladera un desmote de unos 30 metros de altura y talud de 45° (Fig. 2), tal vez avalado por la descripción de los suelos excavados: grandes bloques de arenisca y dolomía en una matriz arcillosa margosa. Sin embargo, pequeños deslizamientos han afectado el talud norte de este desmote desde sus comienzos (Fig. 3), obligando su reperfilado en varias ocasiones antes incluso de la puesta en servicio de la vía (Ref. 8).

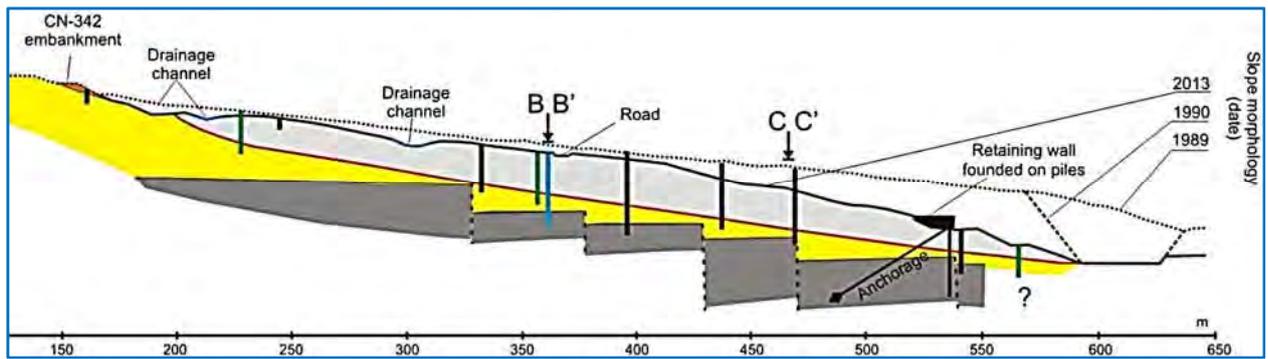


Figura 2. Evolución de la geometría de la ladera de Rías (Fuente: Ref. 8)



Figura 3. A-92, deslizamiento talud norte en fase de construcción (Fuente: Ref. 8 [izq.], Ref. 12 [dch.])

En 1996 este corte sufrió nuevos desprendimientos tras los que se le dotó de una berma intermedia (Fig. 4) y entre 1998 y 1999, además de nuevas inestabilidades menores que motivaron la instalación de una valla de retención frente a la caída de rocas que invadieran la calzada, se detectó y documentó la aparición de grietas superficiales longitudinales a la ladera que desde la base se prolongaban 400 metros hacia arriba hasta alcanzar la carretera N-342; esas grietas coincidían con los límites laterales del deslizamiento principal que se produciría en 2001 (Ref. 8).

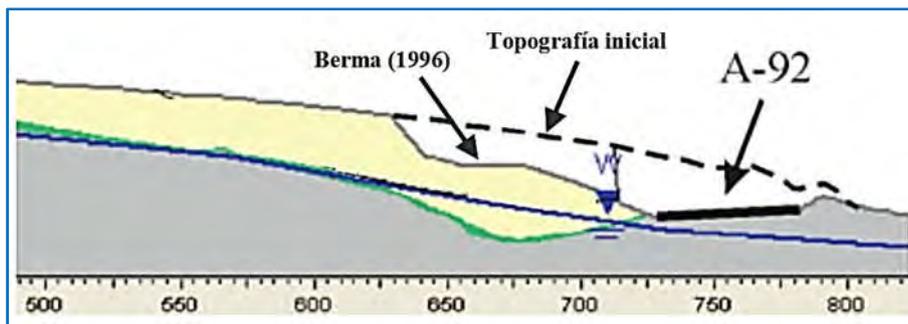


Figura 4. Berma intermedia existente antes de 2001 (Fuente: Ref. 5, modif.)

Tras un nuevo deslizamiento de la base del talud que invadió muy ligeramente la calzada en mayo del 2000, un nuevo retaluzado y la instalación de una barrera de escollera de retención (Ref. 8), el 18 de marzo de 2001 se produce la activación definitiva del deslizamiento completo de la ladera entre los puntos kilométricos 272+600 y 272+800 de la A-92, que sepultó casi por completo la calzada izquierda de esta autovía con sentido Granada/Sevilla, ocupando su arcén y carril derecho (Fig. 5, izq.), y en los días posteriores se produjeron nuevos desplazamientos de la masa deslizada hasta sobrepasar la mediana e invadir la calzada con sentido Guadix/Almería (Fig. 5, dch.) (Refs. 1 y 3), dejando inutilizado este tramo de la infraestructura que vertebra Andalucía por carretera de Oeste a Este.



Figura 5. Frente del deslizamiento el día 18/03/2001 (izq.; Ref. 8) y final (dch.; Ref..3)

Con estos antecedentes, la movilización pudo haber afectado o venir potenciada por un antiguo deslizamiento de edad desconocida (Ref. 2), y con esta activación se calcula que se desplazaron aproximadamente 1.2 millones de metros cúbicos de terreno, en una superficie de unas 6.2 hectáreas, con una longitud máxima de 510 metros a lo largo de la pendiente, una anchura de hasta 205 metros, y una profundidad que superaba los 25 metros (Ref. 4). Se trata, por tanto, de un gran deslizamiento de ladera y su movimiento fue complejo y compuesto por varias masas de suelo siguiendo diferentes dinámicas: en la zona superior, por debajo del escarpe principal que se produjo ladera arriba de la carretera N-342 y que en su desarrollo interceptó su trazado (Fig. 6), se produjeron varios deslizamientos rotacionales que dejaron otros escarpes intermedios y formaron diversos lóbulos y grietas de tensión, así como hondonadas encharcadas por la elevada saturación de los materiales, mientras que en la zona inferior se trató de un movimiento traslacional o de flujo (Ref. 3). En la Figura 7 se reproduce un esquema de la sección longitudinal tipo, y en la Figura 8, una planta del deslizamiento en la que se identifican las diferentes formaciones típicas asociadas a deslizamientos y que también pudieron describirse en el de Diezma.



Figura 6. Escarpe principal afectando a la N-342 (Fuente: Ref. 8)

El contexto geológico-geotécnico del deslizamiento, la caracterización de los materiales afectados, el análisis retrospectivo de lo ocurrido y las posibles causas y desencadenantes, así como las predicciones a futuro, no son objeto de esta ponencia, por lo que se recomienda la lectura de las referencias detalladas al final del texto, en las que se tratan estos temas en profundidad.

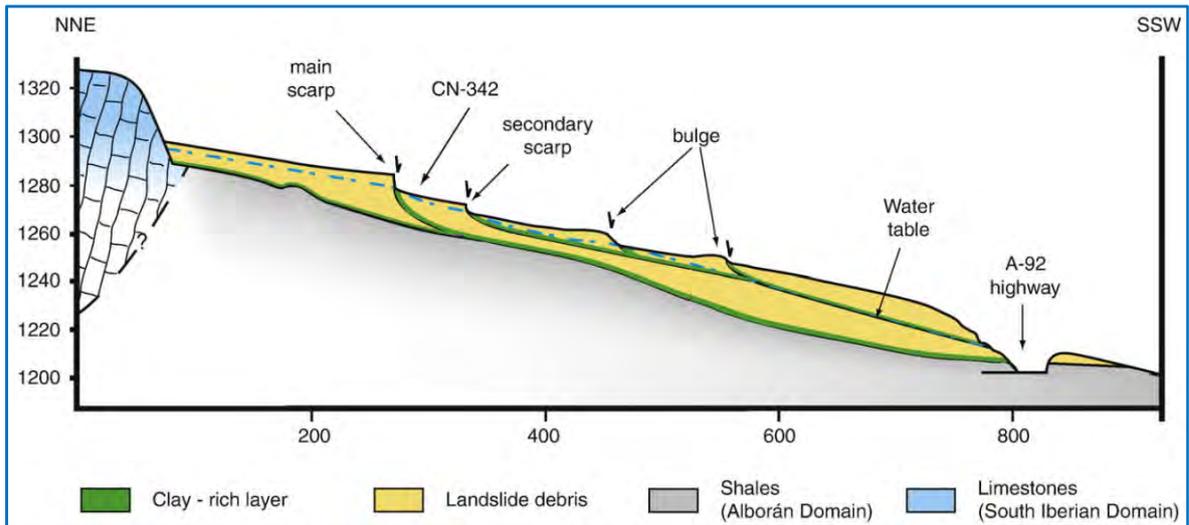


Figura 7. Perfil longitudinal esquemático del deslizamiento de Diezma (Fuente: Ref. 4)

A grandes rasgos, la zona del deslizamiento se ubica en la frontera entre los dominios sudibérico (al norte) y de Alborán (al sur), entre los que aflora una formación tipo Flysch de matriz arcillosa/limosa/margosa con grandes bloques de caliza, dolomía y calcarenita, altamente deformada por la orogenia alpina que conformó el Sistema Bético, en la que se producen la inestabilidad. Estos materiales apoyan sobre el sustrato de pizarras, filitas, grauwacas y areniscas del complejo Maláguide (dominio de Alborán) y en el contacto existe una fina capa de arcilla rica en esmectita, mineral de alta plasticidad, expansivo y susceptible que con contenido de humedad elevado o en condiciones de resistencia residual presenta un ángulo de rozamiento efectivo menor de  $10^\circ$ , y adquiere propiedades lubricantes, siendo responsable de muchos deslizamientos en Andalucía pese a que la orografía sea suave y las laderas tengan inclinaciones medias poco superiores a ese ángulo (Ref. 4).

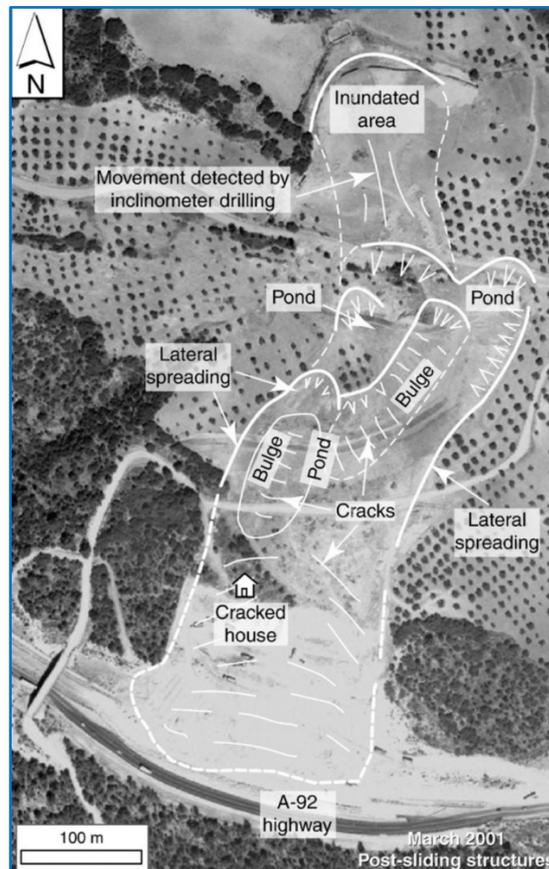


Figura 8. Formaciones típicas de deslizamientos identificadas en el de Diezma (Fuente: Ref. 4)

En este contexto, las calizas del dominio sudibérico que afloran justo al norte del deslizamiento de Diezma constituyen un acuífero que drena hacia el sur, generando multitud de manantiales y arroyos al amparo del Flysch arcilloso de baja permeabilidad presente en la zona. Con un invierno 2000-2001 especialmente lluvioso, y varios días de precipitaciones abundantes a comienzos de marzo de 2001, la acumulación paulatina de agua en el seno de los materiales deslizados y su percolación hacia la capa de arcilla esmectítica ayudada por la apertura de grietas y escarpes incipientes, con el consiguiente ascenso del nivel freático, pudieron ser los desencadenantes del deslizamiento (Ref. 4).

### 3. Actuaciones de reparación y estabilización. Pozos y pantallas ejecutados por Terratest.

En la Figura 9 se reproducen los esquemas más que conocidos de la solución conceptual planteada por el Dr. Carlos Oteo, ejecutada mediante obra de emergencia en los meses posteriores al deslizamiento.

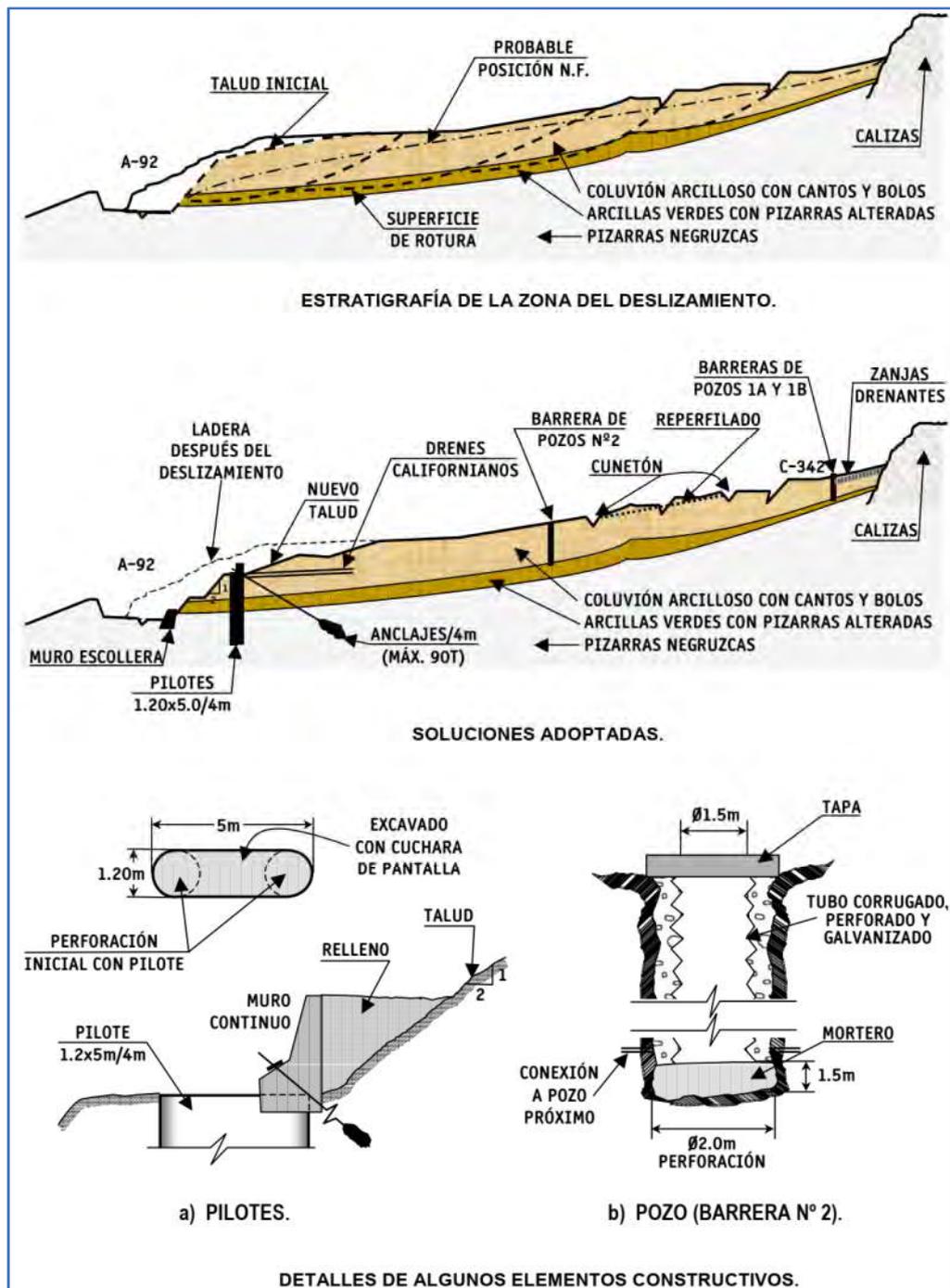


Figura 9. Esquema de las soluciones para el deslizamiento de Diezma (Fuente: Ref. 1)

La primera medida no fue actuar sobre la ladera, sino ensanchar la plataforma de la calzada con dirección Guadix/Almería de forma que se pudieran habilitar, en el menor plazo posible, al menos un carril por cada sentido que permitieran reabrir al tráfico la vía, aunque fuera con una capacidad reducida. En la Figura 5 (dch.) pueden verse los comienzos de esta actuación y en la parte inferior de la Figura 8 (cuya imagen de fondo procede de la “ortofotografía pancromática 0.5 metros/pixel (2001-2002)” de la Junta de Andalucía), el trazado final de esta calzada auxiliar.

Aprovechando el fácil acceso desde la carretera N-342, coincidente con la cabecera del deslizamiento y el escarpe principal, una primera red de zanjas y pozos drenantes, ya ejecutados cuando Terratest entra en la obra, permitían limitar la afluencia de agua procedente de la escorrentía y los manantiales existentes ladera arriba, con gran caudal de aportación, hacia el cuerpo del deslizamiento, evacuándola lateralmente, de cara a minimizar posibles inestabilidades (Fig. 10).



Figura 10. Vista actual de la primera alineación de pozos drenantes (Fuente: Google)

En el cuerpo del deslizamiento, primeramente, se acometieron importantes actuaciones de movimiento de tierras con el objetivo de retirar parte del terreno que invadía la A-92, de reperfilear la ladera para suavizar y homogeneizar su pendiente, al tiempo que se reducía el espesor y peso de tierras, y de conformar una plataforma de trabajo junto a la calzada provisional que permitiera la entrada de los equipos de pilotes y pantallas con los que Terratest ejecutaría los elementos portantes de contención (Fig. 11 y 12).



Figura 11. Movimiento de tierras (Fuente: Ortofotografía 2001-2002. Junta de Andalucía)



Figura 12. Vistas desde ladera arriba y pie de talud. Sep. 2001 (Fuente: Terratest)

Como parte del paquete de actuaciones contratadas a Terratest, se ejecutaron la treintena de pozos drenantes de la segunda barrera, conectados y con salida de agua a la vaguada situada al oeste del deslizamiento, ubicados junto a la cuneta derecha de una pequeña carretera (y en prolongación recta cuando ésta gira a la izquierda) que nace en la N-342 pocos metros al este del escarpe principal y que cruza transversalmente la masa deslizada hacia su punto medio para después pasar por encima de la A-92 con dirección a la zona forestal situada al sur, sirviendo de vía de acceso al hotel Señorío de las Rías que está al otro lado del río Fardes. Esta carretera resultó dañada y desplazada por el deslizamiento, y los pozos se sitúan junto a su nuevo trazado (Fig. 13).



Figura 13. Vista actual de la segunda alineación de pozos drenantes (Fuente: Google)

Además de esta segunda barrera de pozos, Terratest también ejecutó una tercera, longitudinal al deslizamiento y hacia su eje, donde el espesor de coluviones sobre la capa esmectítica y el sustrato de pizarras es máximo, que tenía como misión mantener profundo el nivel freático en el seno de la mitad inferior de la masa deslizada (Fig. 14), aprovechando la conexión entre los pozos y la inclinación de la ladera para evacuar el agua hacia los sistemas de drenaje de la A-92.



Figura 14. Vista actual de la tercera alineación de pozos drenantes (Fuente: Google)

La ejecución de los pozos, con perforación de 2 metros de diámetro y profundidades variables entre 5 y 27 metros, se realizó con un equipo de pilotes, extrayendo el terreno a rotación, al amparo de una entubación metálica recuperable de 4 metros, para garantizar la estabilidad de la cavidad en esos metros superiores más sueltos, y ayudándose de útiles de widia para atravesar capas de bloques y terreno duro intercalado. El rendimiento medio de ejecución de la perforación fue de unos 60 ml por jornada de trabajo. Una vez realizada la perforación y previa limpieza del fondo, se dejaba un tapón de hormigón en el final de la perforación, sobre el que se situaba una camisa de chapa (tubo corrugado, ranurado y galvanizado) con separadores-centradores. Finalmente, se vertía grava de tamaño 6-12 mm en el espacio anular entre la camisa de chapa y las paredes de la perforación. En el interior de los pozos se realizaron perforaciones horizontales (no ejecutadas por Terratest) para conectar los pozos entre sí, así como abanicos radiales a distintas profundidades para favorecer el drenaje de agua desde el terreno hacia los pozos, que en última instancia quedaban rematados por una arqueta y/o tapa cuadradas para permitir su inspección y mantenimiento futuro (Fig. 15).



Figura 15. Vista de las arquetas de los pozos de la 2ª (izq.) y 3ª barrera (dch.) (Fuente: Terratest)

Como medida estructural de contención principal (ver Fig. 9), la solución contemplaba la realización de una pantalla de pasadores de cosido del plano de deslizamiento y contención de las tierras, coronada por una viga y anclada al terreno por debajo de los suelos inestables. Terratest fue contratada para la ejecución de los 37 pilotes o módulos semirectangulares de 5.00x1.20 metros, alineados en paralelo a la traza de la A-92 y separados entre sí 4 metros, situados en la zona inferior de la ladera, con profundidades variables entre 12 y 17 metros en los laterales de la ladera y aumentando hacia su zona central con profundidades de hasta 35 y 37 metros (Fig. 16).

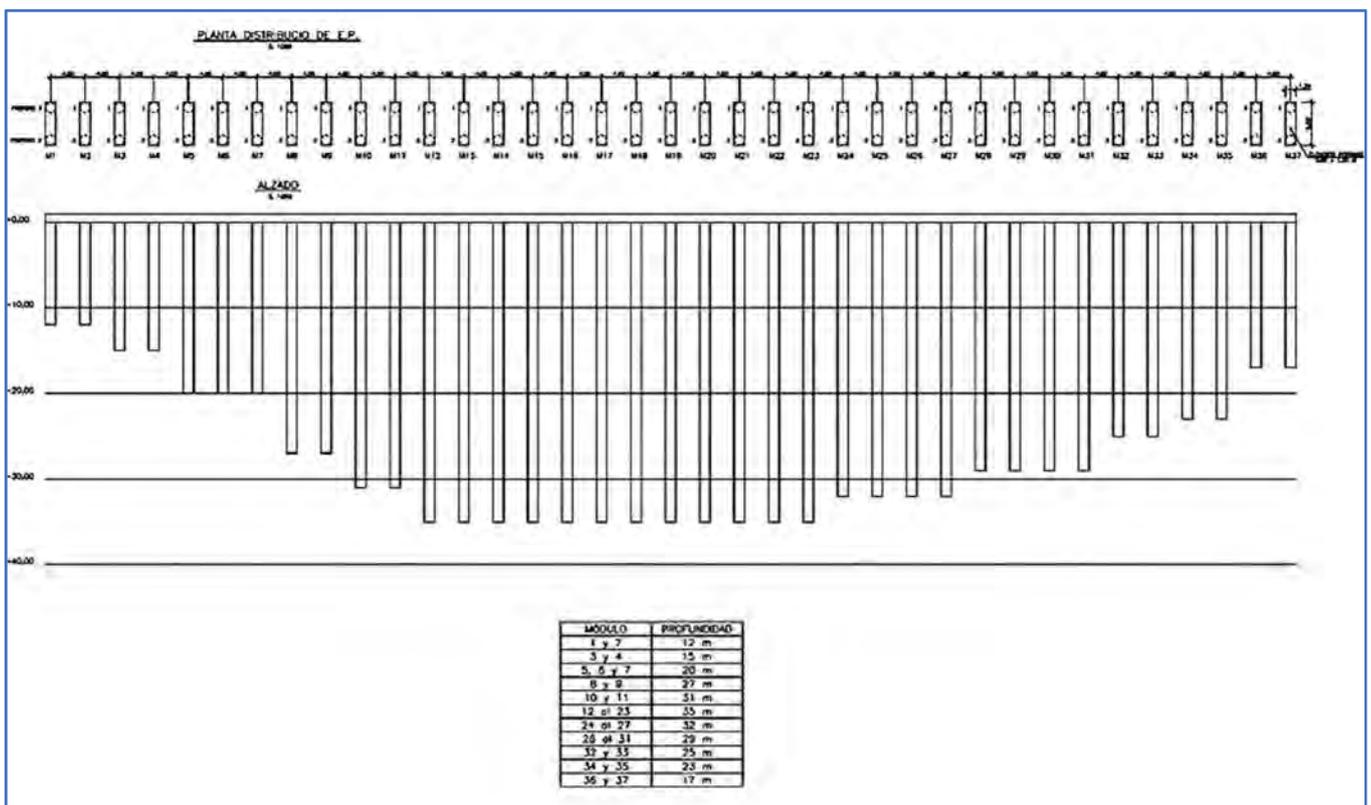


Figura 16. Planta y alzado de módulos de pantalla que conformaban la contención

Dada la naturaleza rocosa del sustrato donde se empotraban los módulos de pantalla y la existencia de capas y bloques de material muy duro, la excavación de los módulos se inició con la ejecución de dos perforaciones circulares (preforos) en los extremos del módulo, realizadas con un equipo de pilotes. Posteriormente, se excavaba el terreno entre preforos mediante una cuchara bivalva de pantallas, con la ayuda de trépano para romper las capas y/o bloques de roca. En la mayoría de los módulos se utilizó lodo

bentonítico para mantener las paredes de la excavación. Dado el espesor y tamaño de las capas de roca y bloques que atravesaban los módulos, en cuatro de ellos se realizaron perforaciones al tresbolillo con martillo en fondo de 145 mm de diámetro para facilitar la rotura posterior del material con el trépano, reduciendo el tiempo de utilización y aumentando su efectividad (Fig. 17). En la Figura 18 se aprecia el conjunto de la zona de trabajo y los equipos presentes.

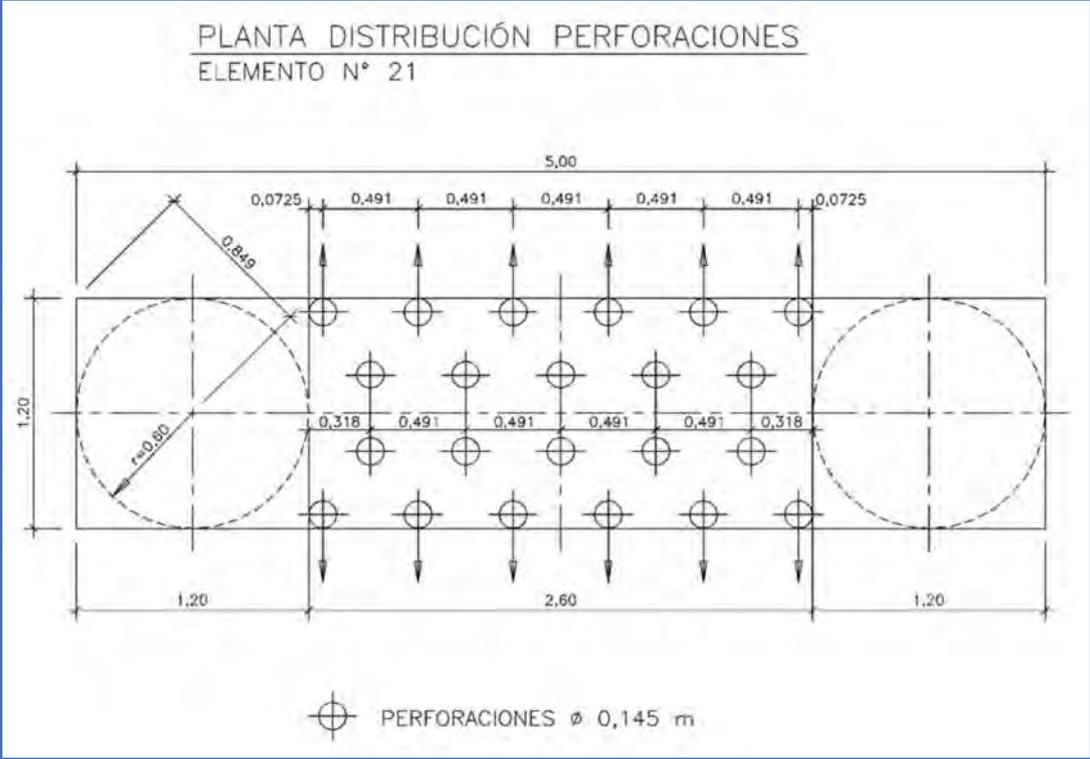


Figura 17. Dimensiones de módulos, preforos en los extremos y perforaciones interiores



Figura 18. Panorámica de los equipos de preforos, pantallas y auxiliares durante los trabajos

El terreno excavado se correspondía con la descripción de los materiales del deslizamiento y su sustrato de apoyo (al final del apartado 2), constituido por una primera capa arcillosa con materia orgánica (raíces), seguida del coluvión de matriz arcillosa con cantos de caliza y calcarenita, sobre el sustrato rocoso de pizarra verdosa alterada con intercalaciones de arenisca fracturada en transición a las pizarras negras subyacentes. Los espesores y cotas de aparición de las capas descritas variaron según la zona de la ladera, siendo mayor la profundidad del sustrato rocoso en el centro del deslizamiento, reduciéndose hacia los laterales (Fig. 19). Desde la plataforma de trabajo el freático se detectó a una profundidad variable de entre 3 y 8 metros.

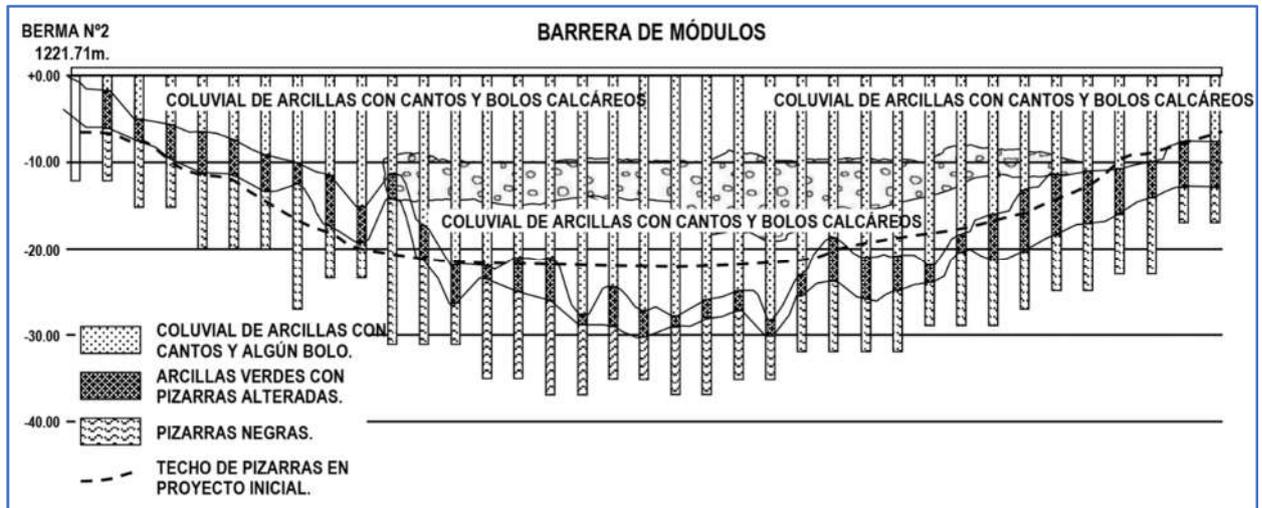


Figura 19. Esquema con los terrenos atravesados por los módulos de pantalla (Fuente: Ref. 1)

La colocación de la armadura se realizaba con una grúa de gran envergadura, en una sola pieza (Fig. 20), salvo en los módulos más largos (35 y 37 metros) que se introducía en dos tramos. En algunos de los módulos, adosados a la armadura vertical, se dispusieron tubos inclinométricos que permitieran el control de movimientos horizontales relativos a lo largo del módulo en cuestión. El hormigonado se realizó de forma habitual, con ayuda de tubo *tremie*, de forma ascendente.



Figura 20. Grúa auxiliar en proceso de colocación de la armadura

El plazo de ejecución de los 37 módulos fue de 12 semanas, trabajando en 2 turnos por día.

Para que el conjunto de pilotes apantallados funcionase como una contención, la solución contemplaba una viga de coronación y atado de los módulos, de gran canto, anclada en su parte inferior mediante 36 anclajes permanentes con longitudes de entre 25 y 59 m, separados 4 metros entre sí, situados en los interjeos de los módulos, y con inclinaciones de 36° y 45° (anclajes no ejecutados por Terratest). La viga, en su parte superior, se remataba en altura con sección variable en disminución a modo de muro de contención, rellenando su trasdós con material filtrante y un tubo dren adosado, con la misión de recoger el agua evacuada por una red de zanjas drenantes paralelas, con su eje perpendicular a la viga. En el pie de la ladera, ya junto a la autovía, se construiría un muro de escollera, rematando su extremo inferior, como contención del derrame de tierras aguas abajo de la contención. La siguiente figura reproduce algunos detalles de los planos de construcción, y la subsiguiente una imagen del muro-viga de coronación prácticamente concluido.

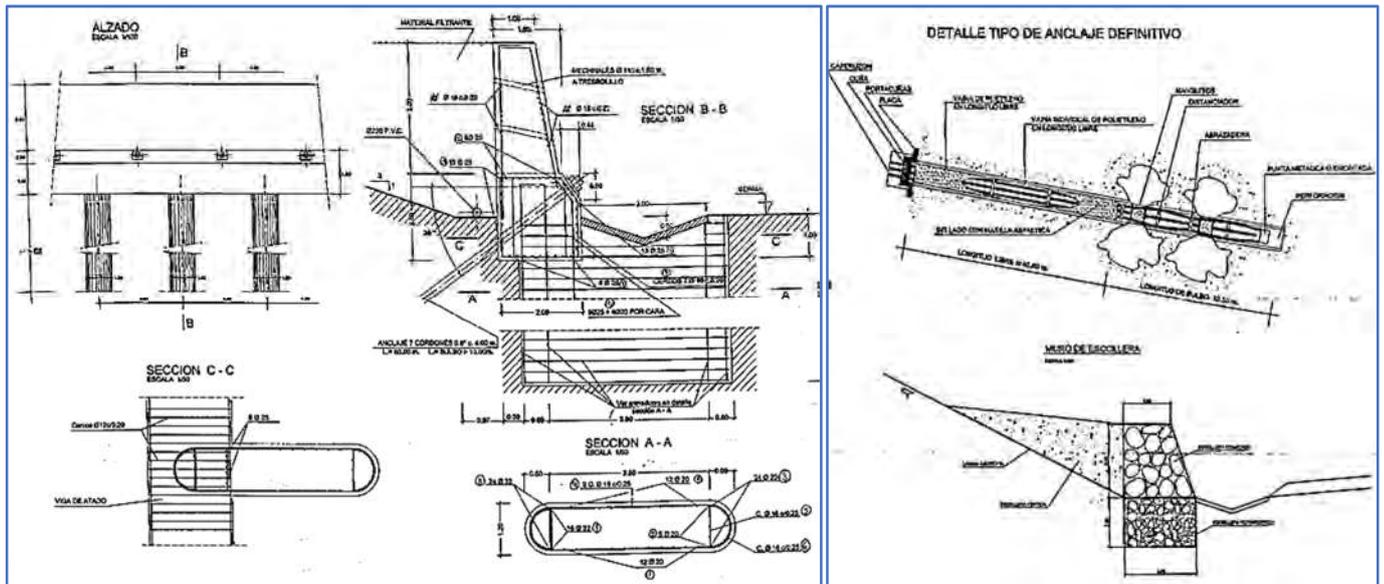


Figura 21. Detalles constructivos extraídos de los planos



Figura 22. Muro-viga de coronación (Fuente: Memoria de Gestión 2000-2004, Consejería de OO.PP. y Transportes de la Junta de Andalucía)

Como última medida, para reducir la aportación de agua al terreno procedente de la escorrentía, la solución incluía varios cunetones de drenaje superficial, dos en la mitad superior del deslizamiento, construidos mientras se realizaba el movimiento de tierras en la mitad inferior, que vierten hacia la vaguada existente al oeste del deslizamiento igual que las barreras de pozos transversales, y en esa mitad inferior, varias cunetas paralelas al muro conectadas con canaletas bajantes para dar salida al agua hacia el drenaje de la A-92, dos por encima del muro, otra justo a su pie (ver Fig. 22) y una más a media distancia entre éste y la autovía (Fig. 23). Las cunetas de la carretera hacia el hotel forestal Señorío de las Rías, hacia la mitad del deslizamiento, también actúan como drenaje superficial en esa zona.



Figura 23. Vista actual de las cunetas de drenaje superficial (Fuente: Google)

#### 4. Deslizamientos posteriores a las obras de estabilización.

A pesar de todas estas medidas de contención y prevención de futuros corrimientos de tierra en la zona, el deslizamiento de Diezma se ha seguido moviendo y ha sufrido distintas inestabilidades localizadas, siendo la más relevante la ocurrida en el invierno 2009-2010 (Fig. 24), también después de un episodio de fuertes lluvias. Antes ya se habían apreciado nuevas grietas en la ladera, la carretera N-342 y la de acceso al hotel forestal, así como deformaciones en las cunetas y pozos (Ref. 8). Se trató de un deslizamiento cuyo escarpe principal se produjo por encima de la carretera N-342, pocos metros ladera arriba del escarpe que se produjo en 2001, y volvió a dañar y desplazar esta carretera en el mismo punto. También sufrieron desperfectos algunos pozos de la primera y la segunda barrera drenante, así como la cuneta superior de drenaje superficial (Ref. 5).



Figura 24. Reactivación de 2010. Vista desde ladera abajo (izq.; Ref. 7) y ladera arriba (dch.; Ref. 8)

En 2013 se identificaron nuevas grietas en ambas carreteras e indicios de corrimientos de tierra por encima de las cabeceras de las activaciones de 2001 y la sucesiva de 2010, reflejo de un mecanismo de deslizamiento regresivo ladera arriba (Ref. 8): el terreno por encima de la cabecera de un deslizamiento que no se moviliza queda en condiciones potencialmente inestables por la pérdida del soporte que le ofrecía la masa deslizada, de modo que un episodio de lluvias o un sismo pueden hacerlo deslizar hacia el espacio dejado por el deslizamiento precedente; esto puede ocurrir repetidamente mientras no mejoran las características del suelo, no se topa con una formación más resistente, o no cambia la geometría de forma que se vuelva más favorable y no permita nuevos deslizamientos.

Pese a estas reactivaciones, el muro anclado de módulos portantes ha conseguido que los deslizamientos posteriores a su ejecución no alcancen la autovía A-92 (Ref. 5), que, no obstante, sí ha sufrido cortes por otros deslizamientos menores ocurridos cerca del expuesto en esta ponencia, asociados también al talud norte de su trazado y a la formación tipo Flysch presente en toda la zona. En relación al funcionamiento de la contención y de los movimientos de la ladera, es de interés la figura 4 de la referencia 10, reproducida en la figura 25: por diferencia entre dos modelos digitales de elevación del terreno obtenidos con tecnología LIDAR se cuantifican los movimientos verticales experimentados en la superficie y al graficarlos en escala de color pueden aislarse zonas con movimientos significativos. Así, los autores de esta referencia documentan la observación de los movimientos de la reactivación de 2010, cierto hundimiento hacia la cabecera y acumulación de suelo en el pie (tal vez por procesos de consolidación y reptación del coluvión movilizado), de forma que el terreno contenido tras el muro anclado se ha abombado junto a su trasdós por efecto de los empujes asociados a los deslizamientos posteriores a su construcción.

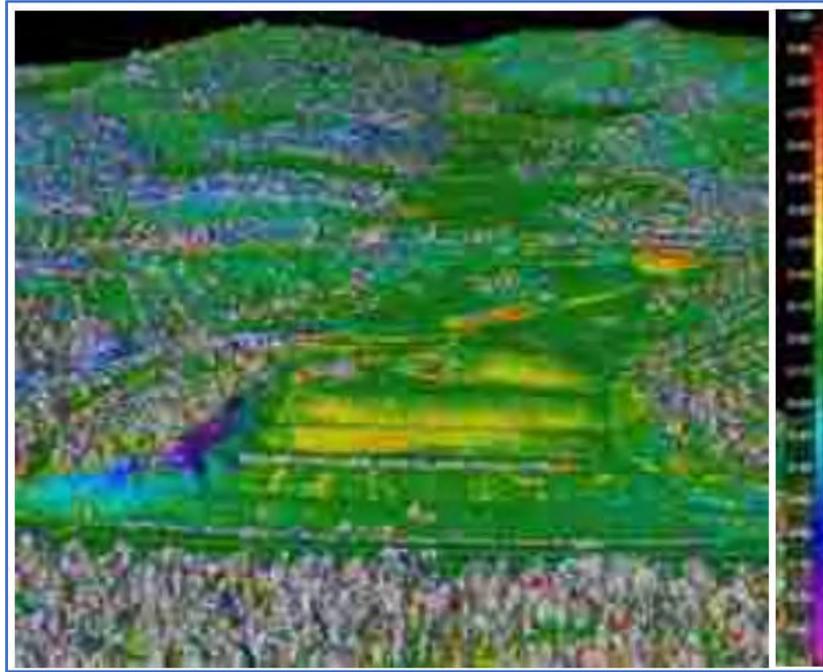


Figura 25. Diferencia de los MDE LIDAR 2007 y 2017 (Fuente: Ref. 10).

## 5. Comentarios finales.

El deslizamiento de la ladera sur (ladera de Rías) del cerro del Centenillo sobre la autovía A-92, en las proximidades de Diezma (Granada), constituye uno de los más voluminosos y estudiados de entre los que han afectado a diferentes infraestructuras de la geografía española.

Al incorporar como medidas de estabilización un conjunto amplio de técnicas de ingeniería de suelos aplicadas con este fin (reconfiguración geométrica, drenaje profundo, drenaje superficial, contención con pasadores de gran inercia anclados, muros de diversa tipología, etc.), además de técnicas de prospección, auscultación, y control de movimientos (inclinómetros, piezómetros, geofísica, topografía, fotogrametría, modelos digitales del terreno, etc.), constituye un verdadero vademécum sobre el estudio de la estabilidad de laderas así como de las diferentes actuaciones de remediación. Asimismo, al tratarse de un deslizamiento todavía “vivo”, seguirá aportando conocimiento a nuestra disciplina, pero también requiere de la debida atención y seguimiento para poder anticiparse a futuras reactivaciones que pudieren inutilizar las infraestructuras a las que afecta.

En este tipo de afecciones de origen geotécnico sobre vías en servicio, sólo mediante obras geotécnicas de gran entidad es posible restituir unas mínimas condiciones de equilibrio y seguridad para la misma que permitan mantenerla en explotación, y aunque algunos componentes de las soluciones implementadas requieran mantenimiento (pozos, drenes, anclajes permanentes), lo que podría considerarse un coste a futuro impuesto por la solución, este es un caso en el que difícilmente es evitable, pues viene impuesto por la magnitud de la masa movilizadora y los condicionantes geológico-geotécnicos del sitio.

Ha de resaltarse el papel fundamental que representa la Geología en el estudio de estas patologías, tanto en su hipotética predicción y anticipación para la aplicación de medidas preventivas, como en el análisis de los acontecimientos, el planteamiento de reconocimientos para poder diagnosticar las causas y la utilización de la información recopilada para el establecimiento de una solución óptima. Si bien, en este caso, no se previó el deslizamiento antes de la construcción de la A-92 (tal vez difícil de predecir por la relativa lejanía de los posibles indicios de inestabilidad desde la traza de la vía, lejos de la zona de afección, y la escala de lo ocurrido en relación al ancho de la zona estudiada habitualmente en los proyectos de carreteras), la caracterización geológica de las formaciones, su geometría y sus propiedades geotécnicas son indispensables para el diseño y puesta en obra de cualquier posible solución.

Treinta años más tarde no tiene mucho sentido el debate de si se pudo evitar este deslizamiento y los elevados costes que desde entonces ha generado a la administración, ni esta ponencia está enfocada en los análisis numéricos y de diseño que están detrás de la interpretación del siniestro (luego su posible anticipación) y de las distintas actuaciones geotécnicas de estabilización, pero es importante que casos como este no caigan en el olvido y que las innumerables lecciones que con ellos se aprenden sean un legado para la comunidad geotécnica actual y futura.

Por ello, quiero expresar mi agradecimiento a todos los autores referenciados en este texto, pues su legado es el que me ha permitido recordar la historia del Deslizamiento de Diezma y me ha enseñado dónde mirar y en qué detalles hay que fijarse para poder ser un mejor profesional de ingeniería del terreno cuando me toque lidiar con algún deslizamiento potencial o ya activado.

## Referencias

- (1) Oteo Mazo, C. (2003). Diseño y ejecución del tratamiento para estabilizar el deslizamiento de Diezma (Granada). III Congreso Andaluz de Carreteras: Carreteras para una sociedad en desarrollo. Sevilla, 7-10 de octubre de 2003.
- (2) Chacón Montero, J. (2008). Catástrofes naturales ocasionadas por movimientos de ladera del entorno de Granada: ejemplos históricos. Curso "Seguridad humana, operaciones de paz y medio ambiente". Centro Mediterráneo de la Universidad de Granada; Mando de Adiestramiento y Doctrina (MADOC), Ministerio de Defensa.
- (3) Azañón, J.M., Peña, J.A., Teixidó, T., Mateos, R.M., Yesares, J., Delgado, J., Tsige, M. (2009). Evaluación de la eficacia de los sistemas de drenaje mediante tomografía eléctrica en el deslizamiento de Diezma (Granada). VII Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Barcelona, 27-30 de octubre de 2009.
- (4) Azañón, J.M., Azor, A., Yesares, J., Tsige, M., Mateos, R.M., Nieto, F., Delgado, J., López-Chicano, M., Martín, W., Rodríguez-Fernández, J. (2010). Regional-scale high-plasticity clay-bearing formation as controlling factor on landslides in Southeast Spain. *Geomorphology*, Volume 120, Issues 1-2, 1 August 2010, Pages 26-37.
- (5) Rodríguez-Peces, M.J., Azañón, J.M., García-Mayordomo, J., Troncoso, E., Tsige, M. (2011). Influencia de las condiciones dinámicas en el diseño de medidas de estabilización de laderas: el caso del deslizamiento de Diezma (Granada). 4º Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Granada, 18-20 de mayo de 2011.
- (6) Rodríguez-Peces, M.J., Azañón, J.M., García-Mayordomo, J., Yesares, J., Troncoso, E., Tsige, M. (2011). The Diezma landslide (A-92 motorway, Southern Spain): history and potential for future reactivation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 70, April 2011, Pages 681-689.
- (7) Rodríguez-Peces, M.J., Azañón, J.M., García-Mayordomo, J., Troncoso, E., Mateos, R.M., Tsige, M. (2013). Effectiveness of Deep Drainage Wells as a Slope Stabilization Measure: The Reactivation of the Diezma Landslide (Southern Spain). En: Margottini et al. (eds.) (2013). *Landslide Science and Practice*, Vol. 6.
- (8) Delgado, J., Garrido, J., Lenti, L., López-Casado, C., Martino, S., Sierra, F.J. (2014). Unconventional pseudostatic stability analysis of the Diezma landslide (Granada, Spain) based on a high-resolution engineering-geological model. *Engineering Geology*, Elsevier, 2015, 184, Pages 81-95.
- (9) Delgado, J., Garrido, J., López-Casado, C., Lenti, L., Martino, S., Sierra, F.J. (2015). Diezma Landslide (Southern Spain): Geological Model and Seismic response. En: Lollino, G. et al. (eds.) (2015). *Engineering Geology for Society and Territory*, Vol. 5.
- (10) Azañón, J.M., Abellán, A., Pérez, J.L., Mateos, R.M., Roldán, F.J., Pérez-Peña, J.V., Galve, J.P., Notti, D., Monserrat, O., Tomás, R., Fernández-Chacón, F., Colomo, C., Gómez-López, J.M. (2015). Uso de datos LIDAR aéreos en 3D para el control de movimientos de ladera. Caso de estudio del deslizamiento de Diezma (Granada). Teledetección: Humedales y Espacios Protegidos. XVI Congreso de la Asociación Española de Teledetección, Sevilla 21-23 de octubre de 2015.
- (11) Corominas, J., Mateos, R.M., Remondo, J. (2016). Review of landslide occurrence in Spain and its relation to climate. En: Ho, K., Lacasse, S., Picarelli, L. (eds.) (2016). *Slope Safety Preparedness for Impact of Climate Change*.
- (12) Bergillos, E., Garrido, J., Ordóñez, J., Delgado, J., Bueno, J.M. (2018). Landslide Prevention Costs in Road Construction Projects: A Case Study of Diezma Landslide (Granada, Spain). En: Shakoor, A., Cato, K. (eds.) (2019). *IAEG/AEG Annual Meeting Proceedings, San Francisco, California, 2018. Vol 1 Slope Stability: Case Histories, Landslide Mapping, Emerging Technologies*.

# **ACTUACIONES GEOTÉCNICAS EN OBRAS HIDRÁULICAS: IMPLICACIONES DE LA IMPLANTACIÓN DE UN SISTEMA DE GESTIÓN MEDIOAMBIENTAL**

**JOSÉ LUIS ARCOS ÁLVAREZ**  
Ingeniero de Caminos, canales y Puertos  
Rodio Kronsa, Director Técnico

## **1- Introducción**

Las obras hidráulicas son infraestructuras básicas para el desarrollo de la humanidad interaccionando directamente con el medio ambiente. Podrían definirse como construcciones en el campo de la ingeniería civil o agrícola donde el elemento dominante tiene que ver con el agua; para controlarla, con fines de aprovechamiento, o de defensa frente a sus efectos naturales incontrolados.

El trabajo de las Empresas Especialistas en geotecnia, cimentaciones y tratamientos del terreno, dentro del campo de las infraestructuras hidráulicas es amplio y variado. En general, las patologías en infraestructuras hidráulicas debidas a causas geotécnicas se ven magnificadas por el concurso del agua como promotora de colapsos por saturación, erosión superficial e interna y reductora de las tensiones efectivas, favoreciendo subpresiones y debilitando las fuerzas resistentes estabilizadoras.

El cimiento de las presas y su tratamiento con técnicas de impermeabilización, drenaje y consolidación es práctica común llevada a cabo por estas empresas, que se preocupan por mantener el saber-hacer (know-how) y adaptar las nuevas tecnologías a los retos geotécnicos de este tipo de obras.

La construcción y mantenimiento de una presa o una obra hidráulica en general debe contar con una organización que va desde el Director de Obra, pasando por un Comité Técnico en casos donde la seguridad lo requiera, como supervisión a los trabajos del Proyectista, y un Contratista General especializado apoyado en Empresas Especialistas, como lo son las expertas en trabajos geotécnicos.

Las Empresas Especialistas en cimentaciones y trabajos geotécnicos han sido siempre una pieza clave en la organización encargada tanto de la construcción como del mantenimiento y reparación de las obras hidráulicas, aportando siempre ideas y soluciones a las distintas problemáticas que surgen en cada caso particular.

Por otro lado, la responsabilidad en el cuidado del Medio Ambiente ha sido asumida por las Empresas Especialistas en geotecnia y cimentaciones como uno de los retos irrenunciables en la actualidad. Orden y limpieza son preocupaciones fundamentales en cada una de nuestras obras. La reutilización o el reciclado de nuestros residuos, el ahorro en consumos de agua y combustible, la optimización general de recursos y materiales, la minimización del impacto sonoro, la utilización de materiales autóctonos e incluso el uso del propio terreno como material de construcción (soilmixng), así como la evaluación de la huella de carbono en el ciclo de vida de la construcción, son práctica común en nuestras obras.

A este respecto, la certificación en la norma ISO 14001 implica la adhesión a un estándar internacional de gestión ambiental (SGA) aplicable a los trabajos de nuestra especialidad en la búsqueda de reducir el impacto en el ambiente y cumplir con la legislación en material ambiental. De esta forma se alinea con otras normas de sistemas de gestión como la ISO 9001 en materia de calidad o la ISO 45001 en materia de seguridad y salud.

*La Administración Pública y el Medio Ambiente en España:*

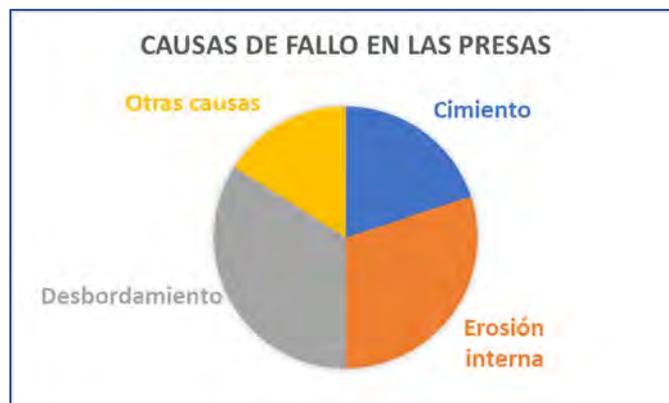
*El término Medio Ambiente se comienza a utilizar en España para un órgano administrativo en 1972, para la Comisión Delegada del Gobierno para el Medio Ambiente y la Comisión interministerial del Medio Ambiente, creadas en 1972. En 1975 sus funciones son asumidas por la Dirección General de Acción Territorial y Medio Ambiente, dependiente del Ministerio de la Presidencia, hasta que en 1977 el Ministerio de Obras Públicas asume estas competencias. Ya, en 1993, el Ministerio pasa a denominarse Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. En 1995, el Ministerio de Agricultura engloba la Dirección General de Conservación de la Naturaleza. En 1996 el Ministerio se denomin Ministerio de Medio ambiente. En 2001 se crea la Oficina Española de Cambio Climático, alcanzando el rango de Secretaría de Estado en 2008. En la IX legislatura, el Ministerio pasa a denominarse Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación. En la X legislatura, recibe el nombre de Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. En la XII legislatura, 2016, Ministerio de Agricultura, Pesca, Alimentación y Medio Ambiente. Y, finalmente, en la actualidad, se denomina Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, incluyendo las Secretarías de Estado de Energía y Medio Ambiente .*

## 2.- Actuaciones en presas.

El conjunto de presas del mundo está envejeciendo notablemente. En España existen unas 1200 grandes presas. La edad media de estas grandes presas españolas se encuentra cercana a los 44 años, mientras que una cifra superior al 20% de las mismas lleva más de 50 años en servicio.

Las presas existentes son, obviamente, más antiguas y, por lo tanto, más necesitadas de control. Su envejecimiento requiere labores de mantenimiento, adaptación y mejora con el objetivo de mantener o incrementar la seguridad. Las actuaciones de reacondicionamiento requieren conocer la presa en sí y su entorno geológico, en particular el de su cimiento, así como la historia de su construcción y las labores llevadas a cabo durante su existencia.

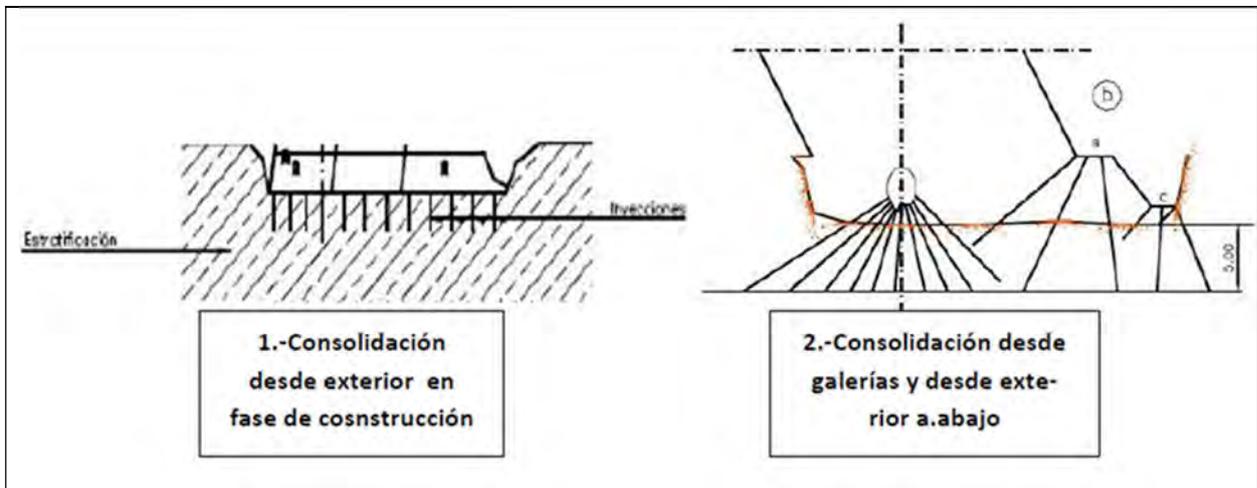
En las *presas de hormigón* los problemas más comunes vienen originados por deformaciones, resistencia al cizallamiento, filtraciones y erosión interna en los apoyos. Aunque la cuantificación de las causas de fallo en presas es siempre de difícil estimación, puede generalizarse que el 50% de los fallos de presas tiene un origen geotécnico: fallo del cimiento o erosión interna.



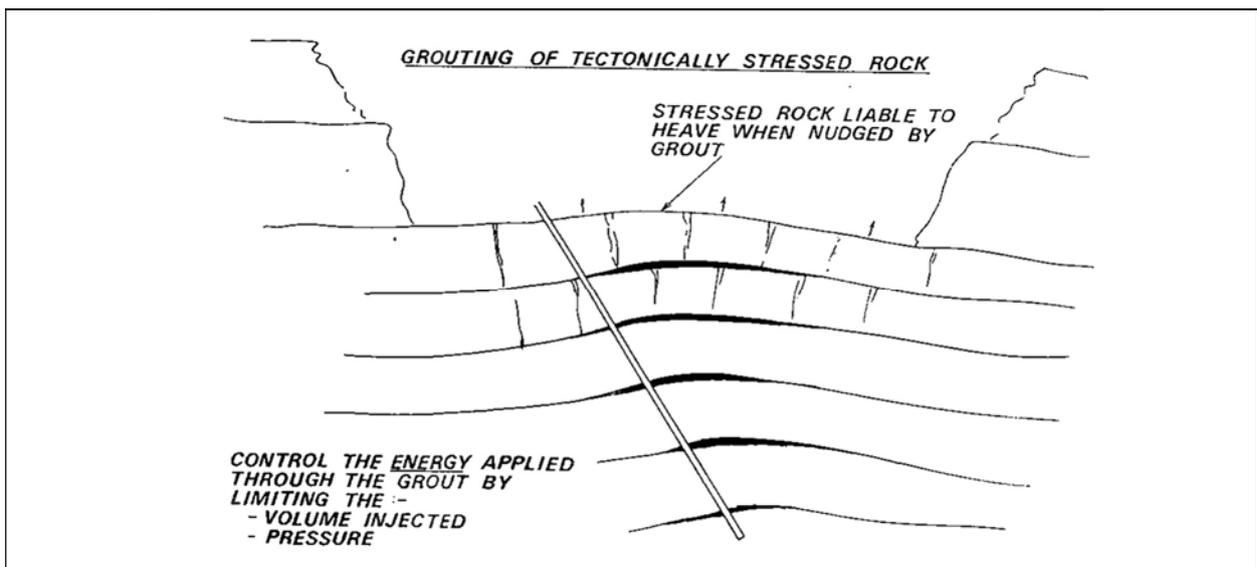
Todas las técnicas de cimentaciones y tratamiento del terreno han sido empleadas en alguna que otra ocasión en las cimentaciones de las presas, normalmente con la misión de consolidar el cimiento, reducir la permeabilidad o el flujo a su través y controlar la subpresión por medio de drenes.

En general, la técnica más habitual para la **consolidación del cemento** es el *tratamiento por inyección*. Hay que tener en cuenta que una cimentación pilotada de una presa generaría una concentración de tensiones en los pilotes que crearía vías preferenciales de erosión interna por el flujo de agua entre los pilotes por quedar ese terreno menos comprimido. Lo mismo ocurriría con tratamientos por columnas de jet-grouting u otro tipo de inclusión rígida. Estos procedimientos, si bien son muy efectivos en la cimentación de estructuras sobre terrenos blandos, no parecen ser la solución idónea para el cemento de una presa. En la presa de El Romeral (Murcia) se llegó a plantear un tratamiento de inclusiones por columnas de jet-grouting que se desestimó por esta razón.

Para reducir los efectos de las deformaciones y aumentar la rigidez del terreno se recurre a las inyecciones de consolidación con lechada de cemento mediante perforaciones verticales cortas y densamente extendidas a toda la superficie del cemento; que se ejecutan normalmente una vez que los bloques de hormigón han alcanzado cierta altura. En algunos casos se ha optado por la ejecución de la *inyección de consolidación* con la construcción de la presa más avanzada o incluso terminada, perforando desde la galería perimetral de la presa; pero esto se tiene el inconveniente de la concentración radial de taladros y la generación de esfuerzos por el peso de la presa sobre el terreno del cemento poco consolidado.

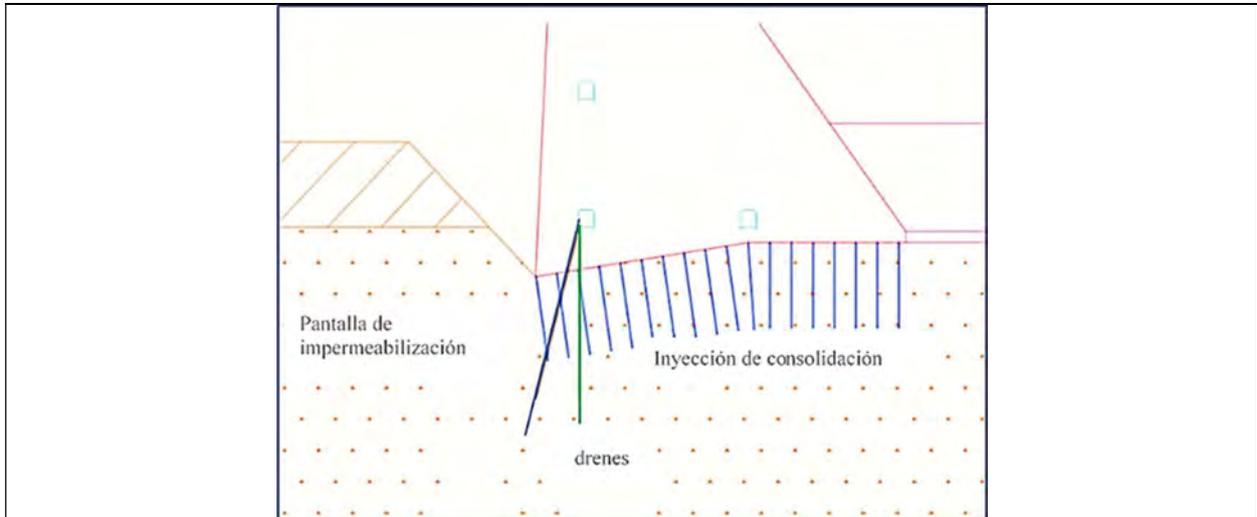


Inyección de consolidación bajo una presa de hormigón: desde bloque en construcción o desde galería.



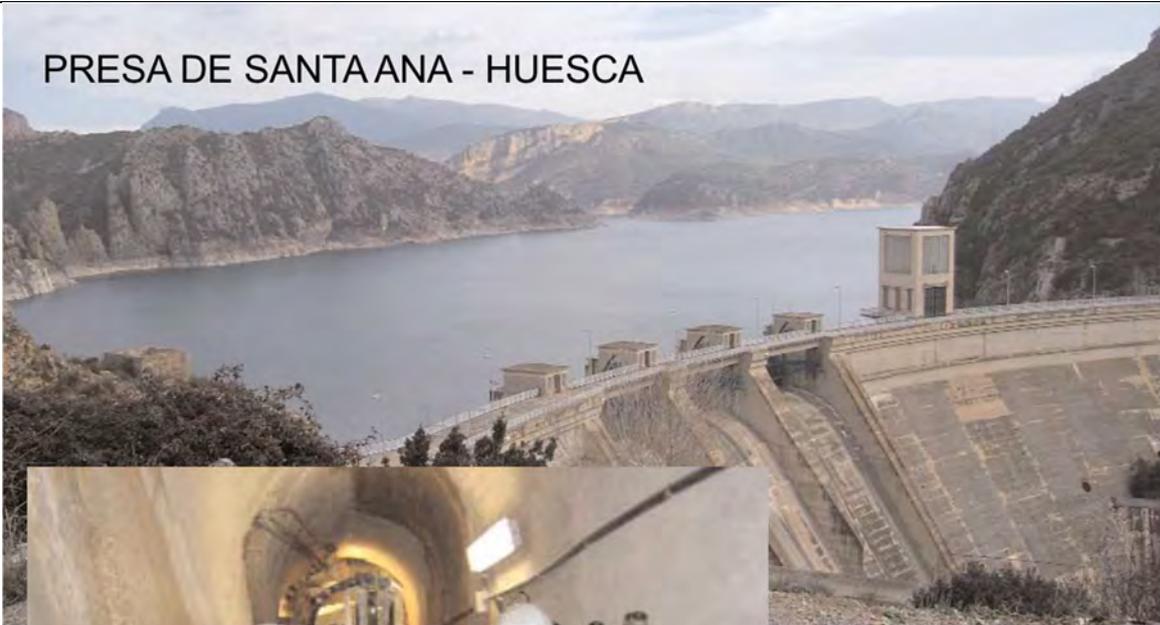
Contar con el peso de los bloques parcialmente construidos permite contar con su peso para evitar levantamientos, que podrían producirse con un incorrecto control de presiones y volúmenes inyectados. Fuente: (4) Houlsby, A. C., (1990).

También se emplean las inyecciones para reducir el caudal infiltrado por el cimientado de las presas y, por ende, los altos gradientes del flujo y su potencial de erosión. Para ello se recurre a la formación de cortinas profundas de inyecciones. Tras esta cortina de inyecciones, en paralelo a ésta y aguas debajo de ella, las presas de gravedad requieren otra cortina de perforación de drenes, con el fin de reducir la subpresión y mejorar la estabilidad de la presa a vuelco y deslizamiento.



Actuaciones comunes en el cimientado de una presa mediante la técnica de inyección de cemento: pantalla de impermeabilización, drenaje y tratamiento de consolidación.

## PRESA DE SANTA ANA - HUESCA

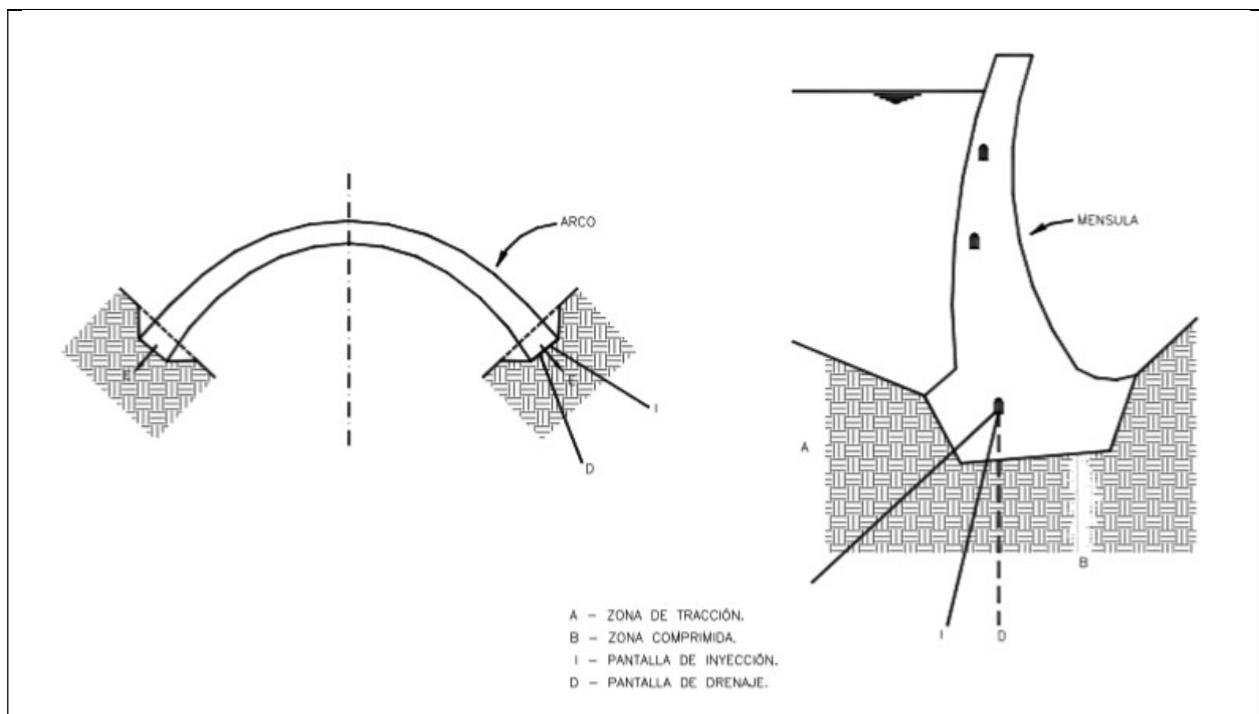


Trabajos desde galería perimetral:

- Inyección del contacto presa terreno.
- Formación de la pantalla de impermeabilización.
- Formación del plano drenante.

En las *presas bóveda* la situación idónea de las pantallas de impermeabilización y drenaje no es evidente. En las ménsulas centrales, la deformabilidad de la bóveda en embalse lleno y tiempo frío produce tracciones en la zona de su cimiento más aguas arriba. Si la pantalla de inyección se coloca en esta zona la propia pantalla y la roca de contorno se fisurarán y las fugas y la subpresión aumentarán. Ante esta problemática se pueden proponer varias soluciones:

- Colocar la pantalla en la zona comprimida aguas abajo y aceptar el aumento de la subpresión en la zona de aguas arriba del cimiento.
- Trasladar la pantalla hacia aguas arriba de la zona influenciada por las tensiones de tracción y colocar un tapiz estanco entre ella y el cuerpo de presa, con una junta en el contacto capaz de soportar las deformaciones relativas de la bóveda respecto al cimiento.
- O bien, tomar una solución intermedia entre las anteriores, aceptando un aumento de la subpresión en una parte de la cimentación y adaptar las pantallas de inyección y drenaje para controlar la subpresión y la filtración del resto del cimiento.



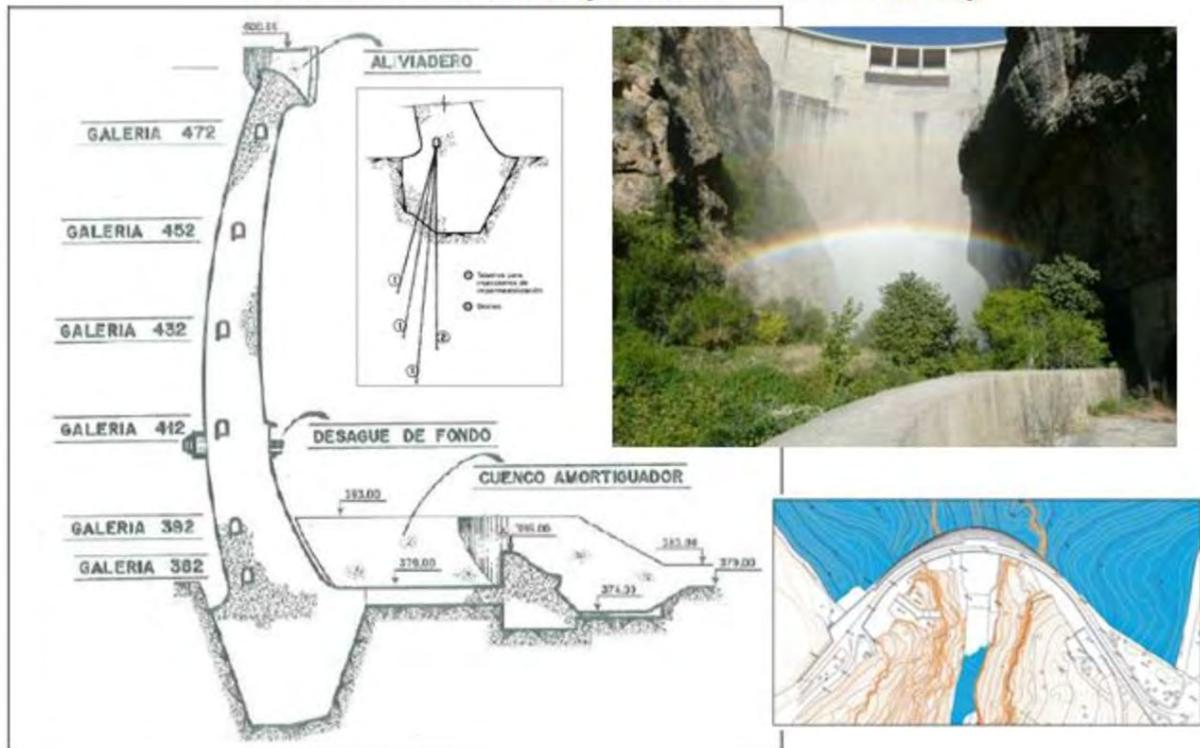
Posicionamiento de la pantalla de impermeabilización y drenaje en una presa bóveda.

Fuente:(2) Alonso Franco, M. (2003) El cemento y la seguridad de la presa. Jornada Técnica sobre Tratamiento del Terreno en la Cimentación de Presas. Comité de Grandes Presas y AETESS.

No obstante, las presas bóveda son menos sensibles a la influencia de la subpresión en el contacto con el cimiento en su parte central; sin embargo, es importante mantener un buen drenaje de los estribos, donde se empotran los arcos, para mejorar la resistencia y estabilidad, reduciendo el exceso de presiones intersticiales que los debilitarían.

Adicionalmente, las deformaciones pueden afectar a la permeabilidad del cimiento ya que pueden producir apertura o cierre de las fisuras del macizo rocoso. Este hecho es, así mismo, más patente en los estribos de estas presas.

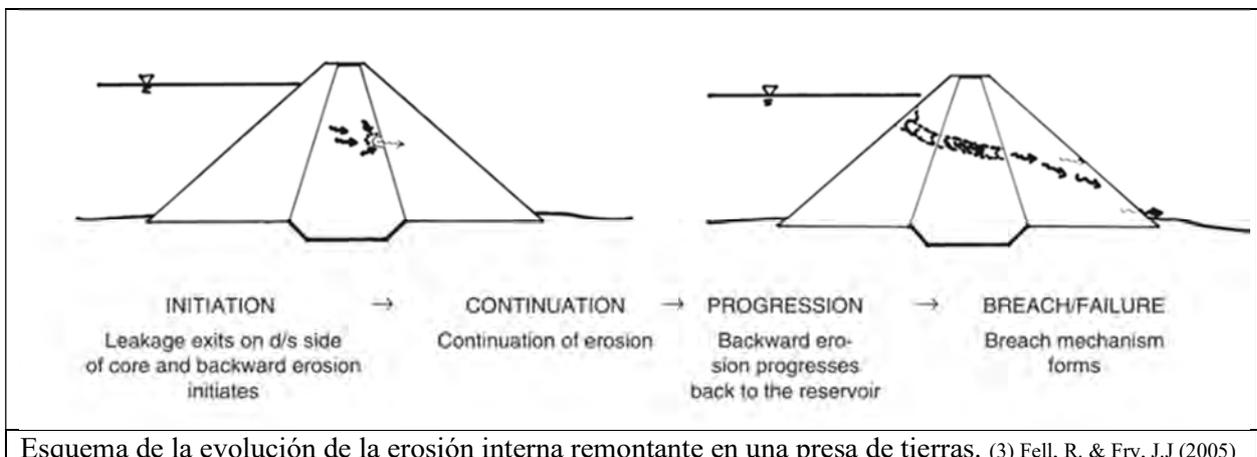
## Presas bóveda (doble curvatura)



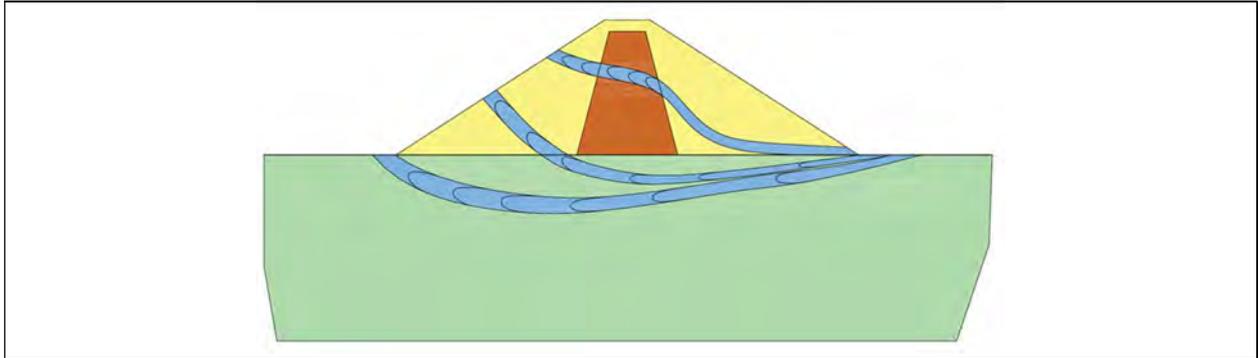
Presas de Béznar, en el río Ízbor, en Granada, que es una presa bóveda de doble curvatura, tiene una altura de más de 100 m sobre cimientos, en la sección transversal se aprecian los seis niveles de galerías existentes, desde la cimentación hasta la coronación, y el cuenco amortiguador.

En el detalle se pueden apreciar los taladros que se hicieron en su día en la obra para las inyecciones de impermeabilización, para la pantalla de impermeabilización y los drenes, para la pantalla de drenaje, con el objetivo de aliviar las presiones intersticiales (subpresión sobre el cimiento de la presa).

En las *presas de materiales sueltos* las causas más frecuentes de patologías y roturas se deben a problemas relacionados con la percolación y la erosión asociada a la misma, tanto por el terreno de su cimiento como por el contacto presa cimiento.



Esquema de la evolución de la erosión interna remontante en una presa de tierras. (3) Fell, R. & Fry, J.J (2005)



#### **Erosión interna en las presas de materiales sueltos:**

- **Sufusión** (“suffusion”) describe la migración de la fracción fina del suelo a través de la fracción más gruesa del mismo, generando una erosión interna remontante hacia aguas arriba de la presa
- **Tubificación** (“Piping”) se refiere al fenómeno por el que el agua fluyendo a través del terreno por una abertura, como una grieta, produce el arranque de partículas de suelo de las paredes de esa abertura creando un “tubo” que progresa hacia aguas arriba incrementando su diámetro.

La sufusión puede acabar desarrollando una tubificación.

Las formas de evitar la erosión interna suelen:

- Actuar contra la sufusión mediante filtros colocados en las interfaces entre materiales de distinta granulometría.
- Reducir el gradiente hidráulico alargando el camino del flujo mediante barreras o pozos de intercepción.

El contacto presa-cimiento es una zona de máximo gradiente de infiltración; coincidente, precisamente con en una zona débil, susceptible de sufrir erosión interna y poner en peligro la seguridad de la presa. Una pantalla profunda de impermeabilización alarga el recorrido de las líneas de flujo y disminuye el gradiente hidráulico y, por tanto, el riesgo de erosión: tubificación (“piping”) y sufusión.

Las pantallas de impermeabilización tienen pues dos objetivos fundamentales, reducir las pérdidas de agua embalsada y evitar la erosionabilidad por el flujo a través del cimiento o contacto presa-cimiento<sup>1</sup>.

Las formas más comunes de constituir una pantalla profunda de impermeabilización bajo una presa son:

- Pantallas o cortinas profundas formadas por perforaciones de taladros subtericiales adaptados para la inyección de lechadas de cemento
- Pantallas continuas estancas, de pilotes o columnas de jet-grouting secantes.

Las *cortinas de inyecciones* constituyen un elemento muy versátil, capaz de adaptarse a la topografía abrupta de todo el contacto presa-cimiento y penetrar hasta grandes profundidades. No requieren equipos pesados ni voluminosos, pudiendo ejecutarse incluso desde el interior de las galerías de las presas. El cemento rellena las cavidades y fisuras y, en general, las vías preferenciales del flujo del agua por el terreno, reduciendo la permeabilidad y mejorando su resistencia y deformabilidad, así como su potencial erosionabilidad.

<sup>1</sup> Aunque la reducción del caudal y del gradiente es un factor fundamental para disminuir el riesgo de erosionabilidad, no existen valores establecidos que eviten el fenómeno; pues, incluso con caudales bajos y gradientes muy pequeños, se puede iniciar el proceso de erosión interna.

## Presa de Cancho del Fresno – Cáceres (Confederación Hidrográfica del Guadiana)

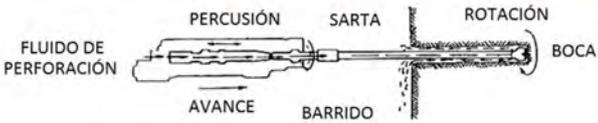


### Inyecciones desde galería en la presa de Cancho del Fresno- Cañamero – Cáceres (2009-2010)

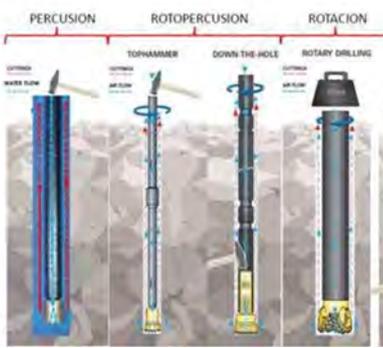
Los medios de perforación a emplear y las formas de introducir la lechada de cemento varían según las condiciones del terreno y, en ambos aspectos, tienen mucho que aportar las Empresas Especializadas:

- Métodos de perforación posibles: a rotación o a rotoperCUSión, con aire o agua o con otros fluidos, con martillo en cabeza o martillo en fondo, entubando con camisa recuperable o sin ella, ...
- Métodos de inyección: por fases ascendentes, por fases descendentes, con tubos-manguito, ... variando la relación agua/cemento de la mezcla en función de admisiones, limitando presión, volumen o una constante de presión por volumen (método GIN), con bombas automatizadas para modular el caudal, ... con intención de producir la hidrofracturación o la infiltración o el desplazamiento del terreno.
- Mezclas de inyección: dosificaciones en cemento/agua/bentonita, resinas, geles, silicatos,... estabilidad de las mezclas, resistencia, tiempos de fraguado,...

### SISTEMAS PERFORACIÓN



FLUIDO DE PERFORACIÓN    PERCUSIÓN    SARTA    ROTACIÓN    BOCA  
 AVANCE    BARRIDO

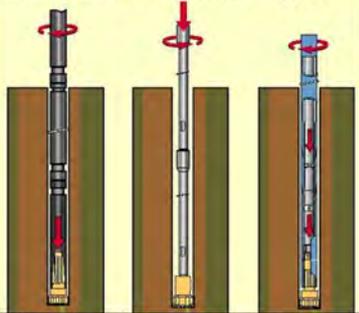


PERCUSION    ROTOPERFUSION    ROTACION

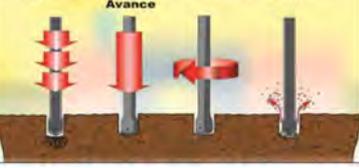


### Métodos de perforación

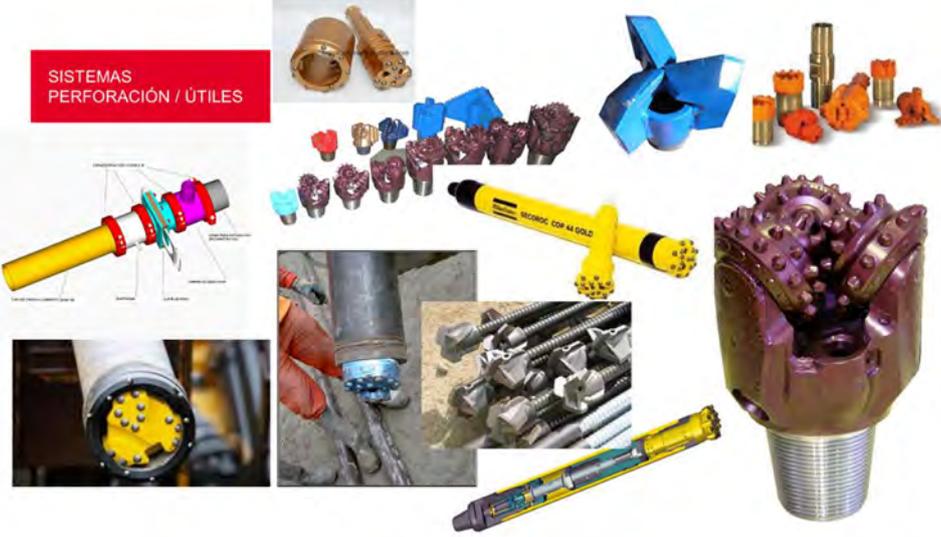
Perforación con martillo de fondo    Perforación con martillo en cabeza    Perforación COPROD



Impacto    Fuerza de Avance    Rotación    Barrido



### SISTEMAS PERFORACIÓN / ÚTILES



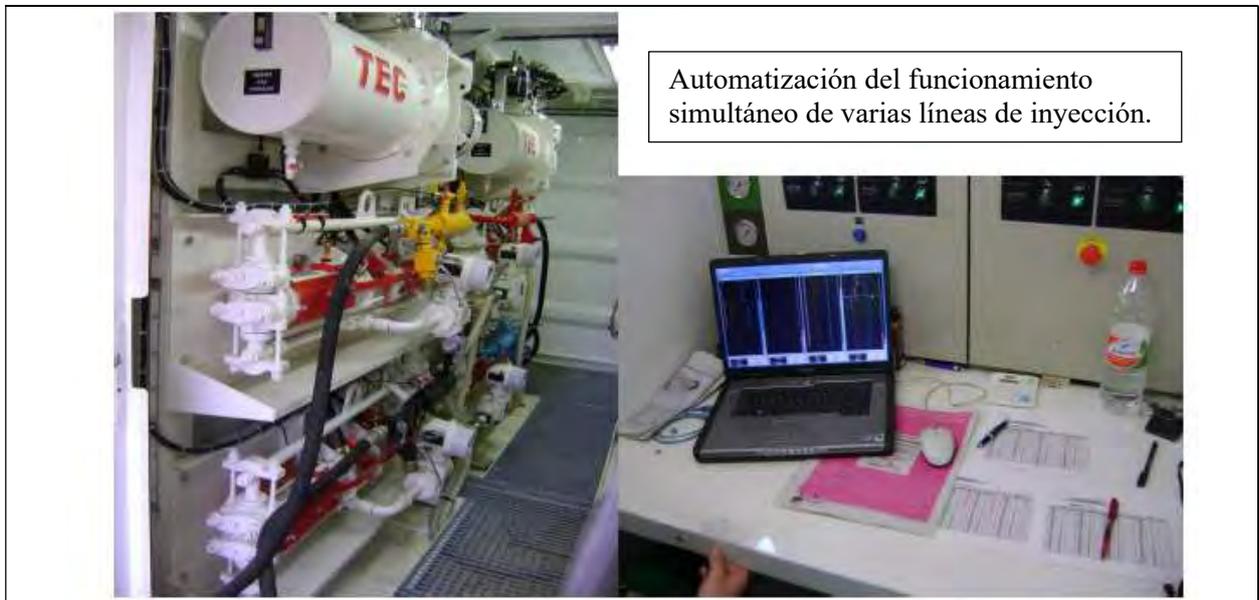
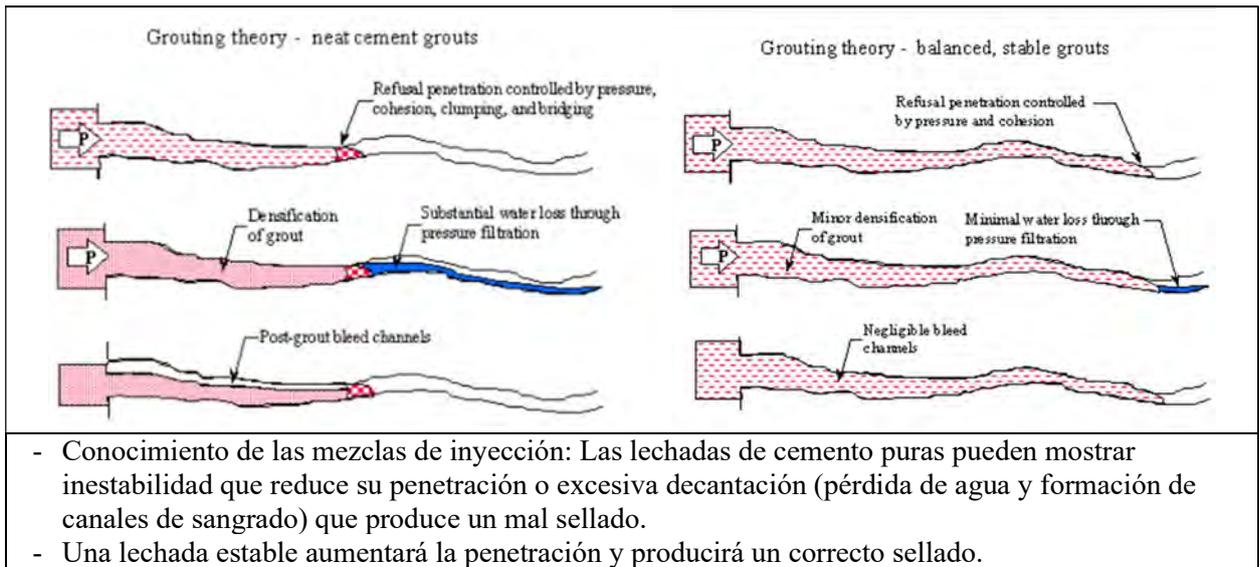
### HETEROGENEIDAD DE TERRENOS







La perforación: La gran variedad de terrenos requiere un perfecto conocimiento del medio y los recursos disponibles en cuanto a equipos y útiles de perforación, que solo puede mantenerse gracias a la especialización de las empresas.



Equipo de bombas pilotadas y para 8 líneas.      Control del proceso a pié de obra.

### GIN Grout - Rocks

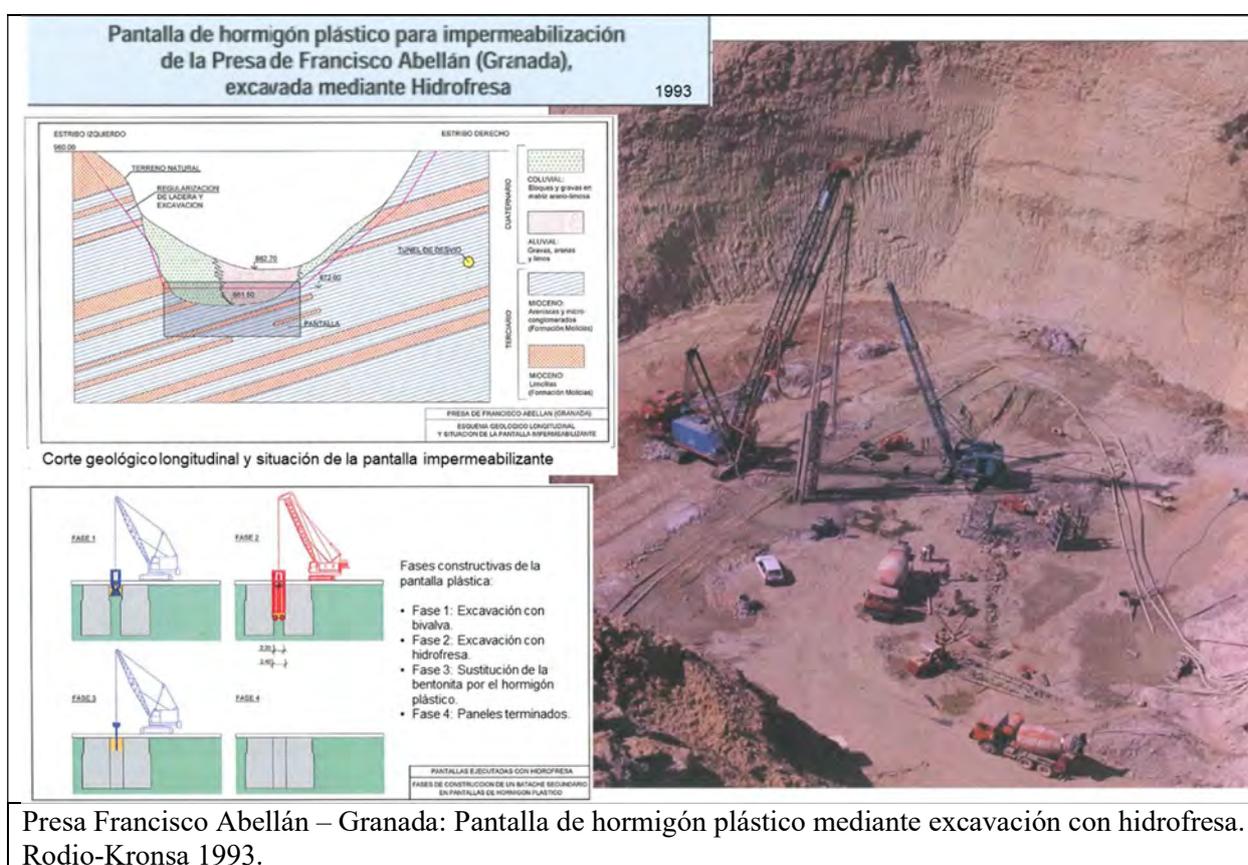
$P_{max}$  = maximum safe net pressure for the formation ( generally 2-3 times  $P_{hydrostatic}$  )  
 $P_{reg}$  =  $P_{max} < 1-2$  bars, the pressure at which continuous flow regulation commences  
 $V_{max}$  = Theoretical target volume based upon the  $\Sigma$  fissure width/m, hole spacing, cutoff width  
 $Q_{min}$  = minimum practicable and/or cost effective flow rate for pump  
 $Q_{max}$  = maximum practicable flow rate for pump 1'500 l/h, ( generally 1'100 l/h )

El control automatizado, que pilota varias líneas de inyección simultáneamente, proporciona a las bombas las instrucciones objetivo de la inyección: parada por presión, volumen, método GIN, o incluso la introducción de volumen objetivo regulando el caudal de las bombas tras alcanzar una presión de regulación.

Como alternativa a las cortinas de inyecciones, las pantallas continuas estancas van ganando popularidad gracias a su mayor garantía de sellado y las capacidades de adaptación de los equipos a los tipos de terreno y a las grandes profundidades requeridas.

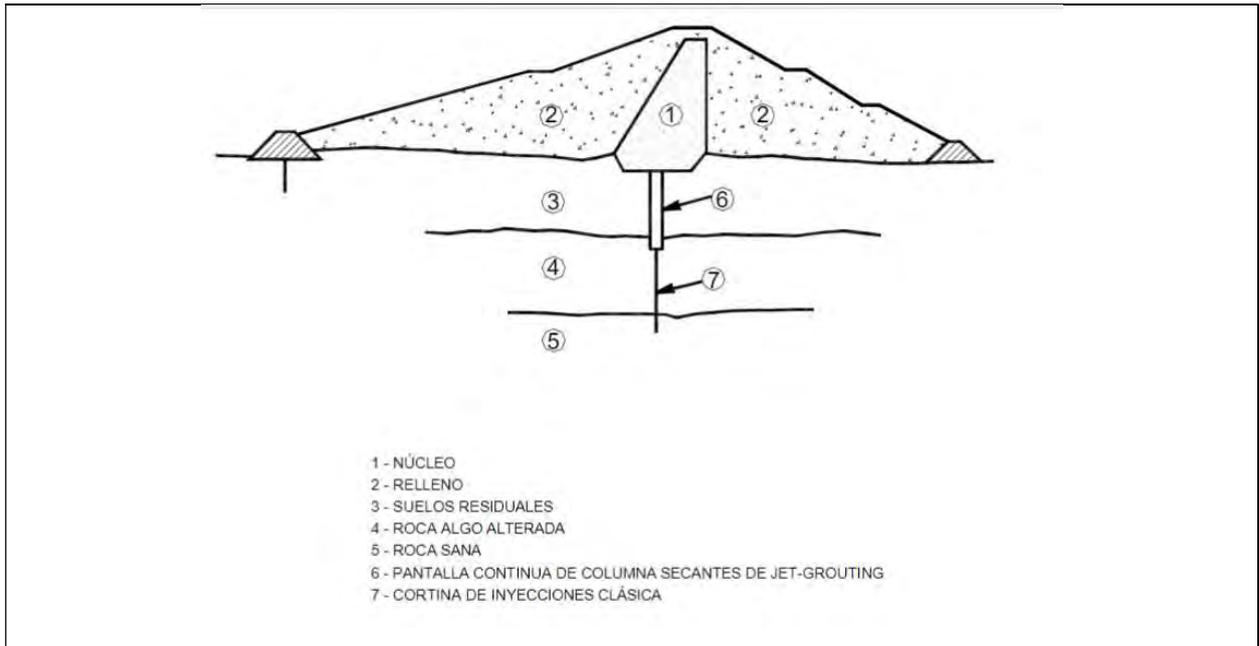
Las formas de conseguir una pantalla continua estanca pueden ser por medio de:

- Pantalla continua ejecutada con cucharas bivalva.
- Pantalla continua ejecutada con Hidrofresa.
- Pantalla de pilotes secantes,
- Pantalla formada por columnas secantes o cortinas de jet-grouting,
- ...



En casos donde las soluciones únicas no son aplicables individualmente pueden combinarse las distintas técnicas; como en la presa de Francisco Abellán (Granada) (1993), donde se combinó una hidrofresa en el fondo del valle, para ejecutar una pantalla de hormigón plástico, con las cortinas de inyecciones en las laderas abruptas de ambas.

En otros casos, se ha llegado a utilizar una solución mixta de pantalla de columnas secantes de jet-grouting, prolongada en profundidad con cortina de inyecciones, como en la presa de Thika (Kenia) en 1990.



Sección de la solución de pantalla impermeable de la presa de Thika (Kenia).

Fuente:(2) Alonso Franco, M. (2003) El cemento y la seguridad de la presa. Jornada Técnica sobre Tratamiento del Terreno en la Cimentación de Presas. Comité de Grandes Presas y AETESS.

Los medios mecánicos para ejecutar pantallas estancas profundas son pesados y voluminosos, si se comparan con los equipos requeridos para las cortinas de inyección. A pesar de ello, los medios se van ajustando a las necesidades logrando superar los retos de profundidad y adaptabilidad a la topografía abrupta de las cerradas donde se emplazan las presas. Por ejemplo, ya en 1988 se superaron los 120m de profundidad en pantalla continua de impermeabilización en la presa de Mud Mountain (USA en 1988) e, incluso, se ha llegado a trabajar en cerradas estrechas con hidrofresas de pequeño galibo dentro de galerías, como en la presa de Subansiri (India) (2019).



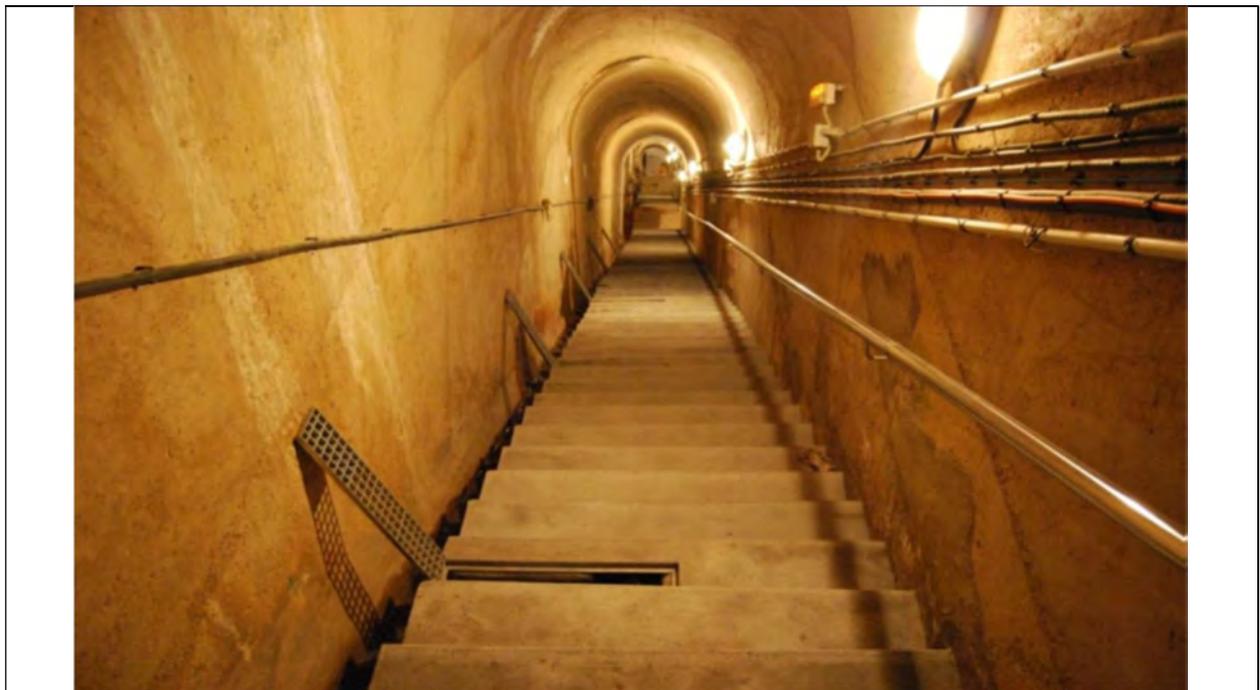
En la presa de Subansiri, una Hidrofresa® HC05 de galibo reducido fue desarmada y rearmada hasta 3 veces para introducirse por las galerías excavadas en las márgenes de la cerrada. Además, la central de bentonita debió ser desplazada dos veces para adaptarla a los diferentes niveles de las galerías. La Hidrofresa® HC05 fue colocada a más de 53 m de altura respecto a la planta de hormigón.

Soletanche-Bachy - 2019

En las presas de materiales sueltos, aparte de las pantallas profundas de impermeabilización, es también muy común la realización de *inyecciones de consolidación en el contacto del núcleo con el cimiento*. A diferencia de las presas de gravedad, la finalidad de las inyecciones de consolidación no es tanto la mejora frente a la deformabilidad, sino la mejora de las propiedades del cimiento frente a la erosión interna. Es ésta una zona muy delicada por la concentración de un alto gradiente hidráulico bajo un cimiento probablemente más permeable que el núcleo suprayacente. Habitualmente estas inyecciones consisten en taladros de inyección relativamente cortos, ejecutados en una malla de tratamiento homogénea y densa, extendiéndose en toda la superficie de contacto del núcleo con el cimiento.

En presas con terrenos erosionables, como las areniscas poco cementadas de la presa de Giribaile, se han tomado medidas adicionales como la creación de un tapiz impermeable horizontal prolongando la impermeabilidad del núcleo bajo el espaldón de aguas arriba y el empleo de cementos especiales dada la difícil impregnación de las areniscas con las lechadas de cemento habituales.

Las galerías en el interior de las presas tienen funciones de vigilancia y control del cuerpo de la presa. En particular la galería perimetral bajo el núcleo de las presas de materiales sueltos ha sido práctica generalizada en España y muchos países europeos. La misión principal de la galería perimetral es la de ejecutar o reajustar los tratamientos del terreno y la observación de su evolución. Esta galería se debe realizar parcial o totalmente dentro del terreno de cimentación, teniendo especial cuidado en su excavación evitando el uso de explosivos. Sin embargo, a pesar de todas las precauciones, esta galería se convierte en una llamada al agua infiltrada y constituye uno de los puntos de concentración de accidentes en las presas.



Vista del descenso por la galería perimetral de una presa.

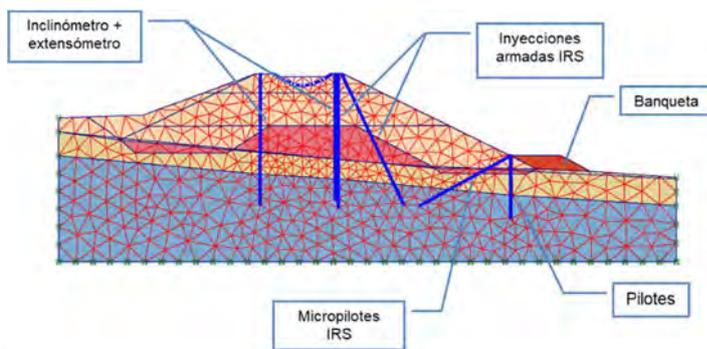
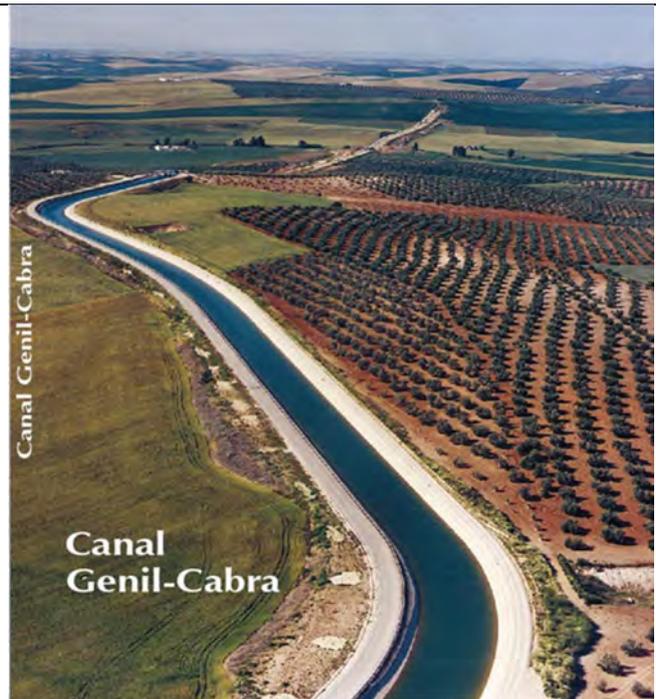
### 3. Canales

Los canales también han sido objeto de actuaciones geotécnicas singulares, principalmente para su reparación requerida por patologías del cimiento de terraplenes o inestabilidades en su trazado a media ladera.

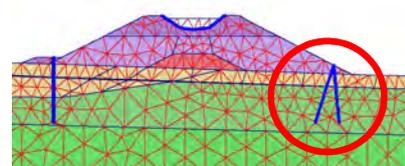
Los terraplenes de los canales presentan las patologías habituales de los terraplenes de obras lineales, pero potenciados por la acción del agua. Una pequeña deformación del terraplén, que no sería importante en una obra vial, puede provocar la fractura del revestimiento del canal, la pérdida de agua y el colapso del terraplén. Igualmente, en trazados a media ladera, una pendiente en principio estable, puede inestabilizarse si una deformación provoca la rotura del revestimiento del canal.

Situaciones de este tipo pueden agravarse cuando los canales circulan por terrenos geotécnicamente complejos, como en el caso del canal Genil-Cabra (Córdoba) donde se presentaron varias problemáticas asociadas a debilitamiento del cimiento de terraplenes cimentados sobre arcillas-margas azules del Guadalquivir.

Mejora del Cimiento, Estabilización de Terraplenes e Impermeabilización de Varios Tramos del Canal Principal de la Zona Regable del Genil-Cabra Segunda Fase Tramo I .



Pantalla de micropilotes en "V" invertida.

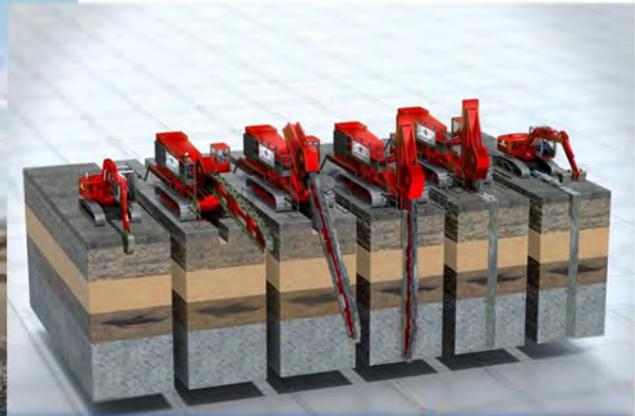


La estabilización de terraplenes en varios tramos del canal Genil-Cabra requirió el empleo de diversas técnicas de cimentaciones y tratamientos del terreno: barreras de pilotes, micropilotes, inyecciones por tubo manguito, ... (Rodio Kronsa 2005-2009)

Los diques de protección frente a avenidas en las márgenes de los ríos también han requerido tratamientos geotécnicos. El Trenchmix, para la formación de pantallas impermeables resistentes en el cuerpo de estos diques ha sido usado con frecuencia en Centro Europa. En particular en Francia, se ha empleado para el tratamiento de los diques en las márgenes del Rin y del Loira.



## Trenchmix®



Trenchmix®: Técnica para la creación de pantallas de soil-mixing mediante un equipo de “corte mecánico y mezcla suelo-cemento.”

## Trenchmix®

### Aplicaciones hidráulicas :

- Diques
- Pantallas de baja permeabilidad

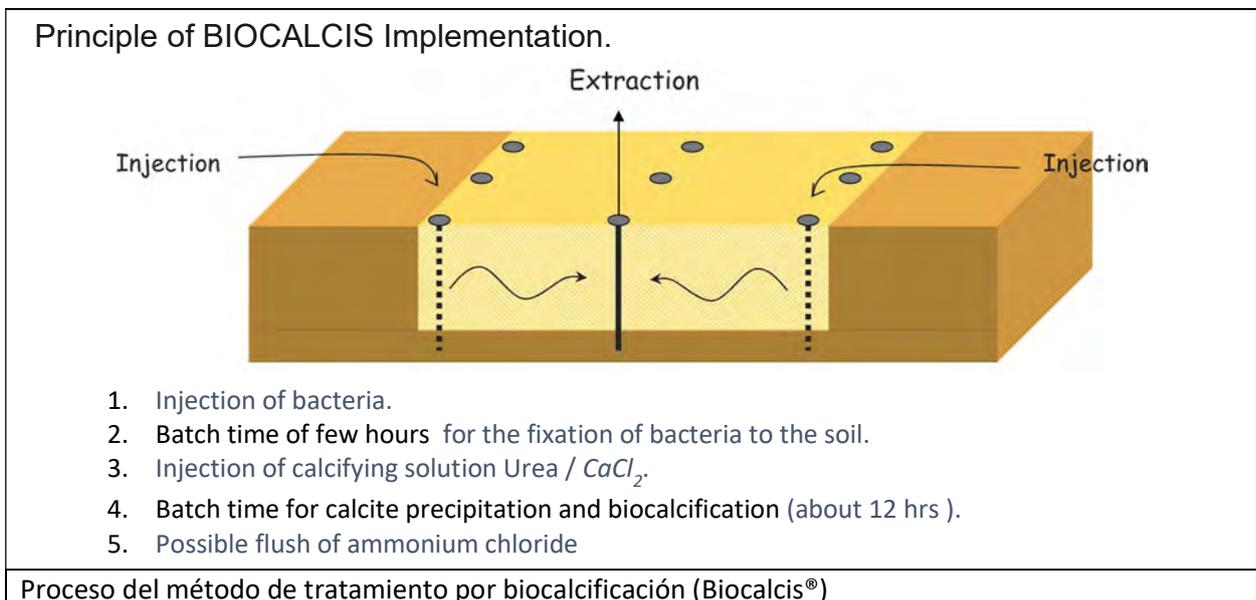
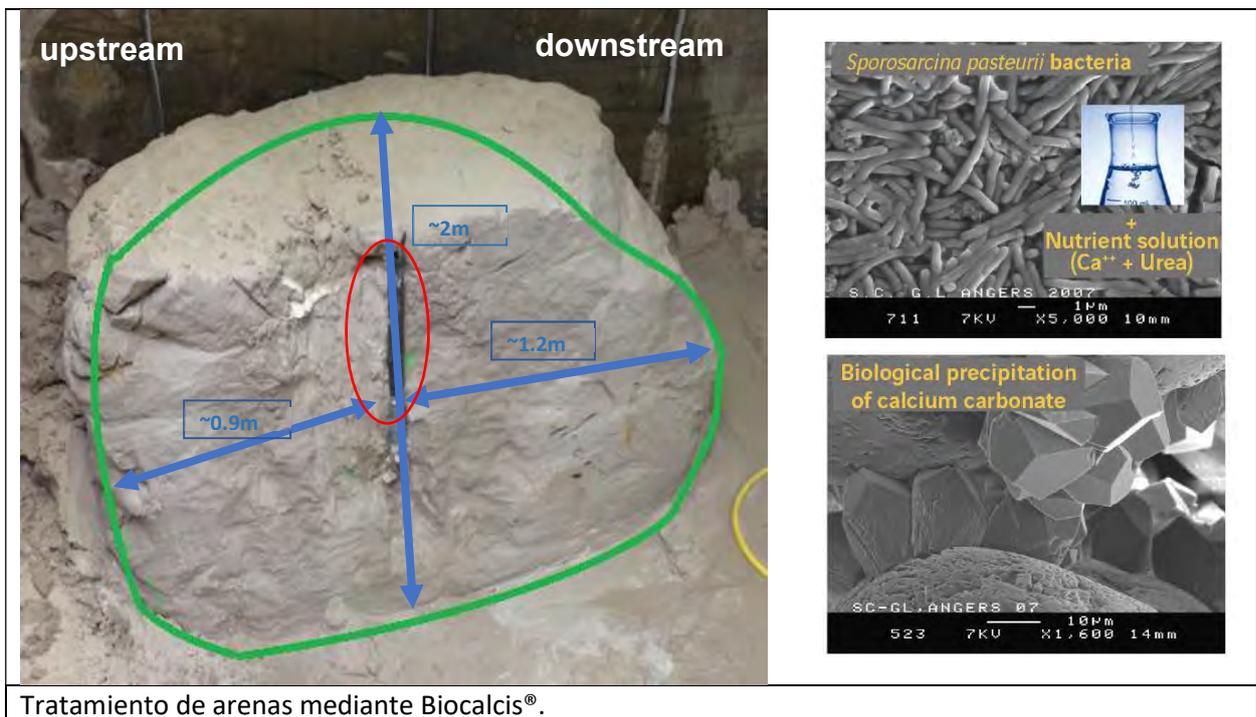


Tratamiento de los diques de protección frente a avenidas en los ríos Rin y Loira, mediante pantallas resistentes e impermeables en el cuerpo de los diques.

Como técnica novedosa, para el tratamiento de este tipo de diques frente a la erosión interna se ha presentado recientemente la utilización del método Biocalcis<sup>®</sup>, consistente en la cementación por biocalcificación. El método, desarrollado en los últimos 10 años, consiste en la inyección en el terreno de un caldo bacteriano con propiedades calcificadoras.

Con este tratamiento se consigue crear un esqueleto de calcita cementando el contacto entre los granos de suelo. El proceso se desarrolla y finaliza en pocas horas y dota al suelo de una cohesión adicional, así como de un incremento de su rozamiento interno. Por tanto, es un método concebido para el aumento de resistencia y control de la erosión interna; pero no es un método para disminuir la permeabilidad, ya que la porosidad permanece «abierta» después del tratamiento, produciendo sólo una ligera incidencia en la permeabilidad.

El procedimiento Biocalcis también se está ofreciendo en presas de materiales sueltos y tratamiento de cimiento de presas para el tratamiento frente a erosión interna (“piping”).



#### 4. Un Sistema de Gestión Medioambiental.

La implantación de un Sistema de Gestión Medioambiental basado en la UNE-EN ISO 14001 es un propósito firme en nuestras obras. Al igual que el objetivo cero accidentes lo lleva siendo durante años en nuestras empresas, hoy el cuidado del medioambiente nos requiere buscar el mínimo impacto ambiental de nuestros trabajos, desde el diseño, pasando por la construcción y durante todo el ciclo de vida de la construcción.

Como ejemplo, se citan algunas de las medidas que estamos llevando a cabo en nuestras obras:

- Gestión de los residuos en obra, realizando una separación en origen segregada en fracciones de todos aquellos residuos de construcción y demolición (hormigón, metales, madera, plásticos, papel y cartón, etc.) producidos. Estos residuos generados en obra se almacenan o acopian en modo separado.

- Contenedores selectivos de reciclaje de basuras:



- Contenedores adaptados:



- Reciclaje de metales:



- Prevención de vertidos accidentales que se puedan producir debido a fugas o derrames de sustancias peligrosas (residuos líquidos de hidrocarburos, aceites industriales, etc.), procedentes de nuestras actividades de operación y mantenimiento de maquinaria.



Balsas antiderrames en nuestras instalaciones de fabricación de productos de inyección.



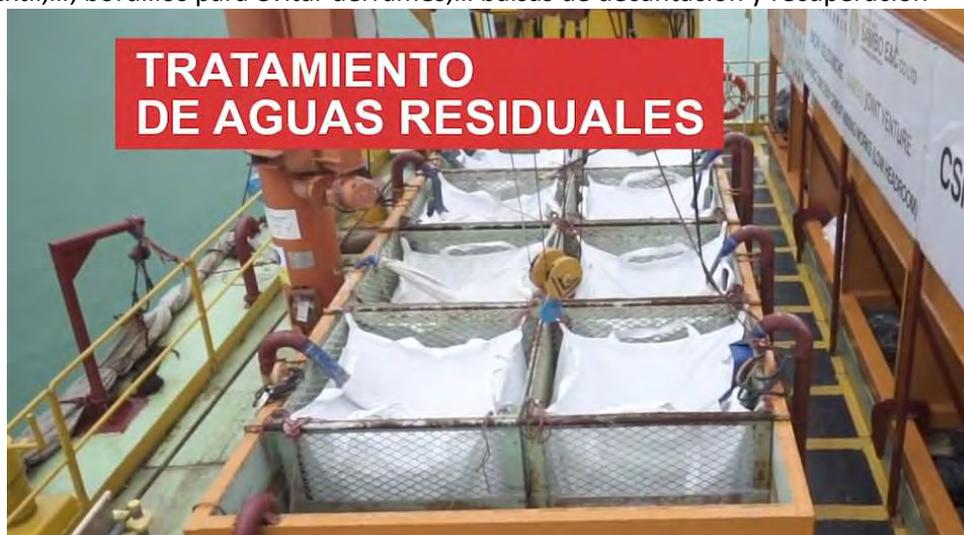
Kits especiales de intervención antiderrames para rápida actuación en caso de derrame accidental.



Apoyo de material absorbente para recogida de hidrocarburos en derrames en suelos

- Reciclaje y recuperación. Una alternativa óptima de gestión consiste en aprovechar los residuos generados reciclándolos en el mismo lugar de generación. Esta práctica reduce los costes de eliminación y el de las materias empleadas. Por ejemplo, implantando balsas de decantación que permiten recuperar parte del agua emplea en obra para su reemplazo.

Tratamiento del agua contaminada por lodos: balsas de decantación, filtrado en bolsas de geotextil,...; bordillos para evitar derrames,... balsas de decantación y recuperación



- Acciones para reducir las proyecciones (lavado de instalaciones y maquinaria, fabricación de lechadas y bentonita, carga y descarga de materiales, etc. en especial para obra situadas tanto en entornos urbanos como no urbanos.

Para evitar el lavado de máquinas en la obra, se dispone en la Base de Maquinaria de un emplazamiento acondicionado para ello. El agua de lavado es tratada antes de devolverla al alcantarillado, los lodos contaminados se transportan a sitio de eliminación autorizado:



Lonas anti-proyecciones:



- Reducción de molestias sonoras a los habitantes próximos a la obra.: control de ruidos, instalación de lonas acústicas en los motores y vallas protectoras anti-ruido. Objetivo de reducción entre 3 y 5 dB.

Control del ruido:



Lonas acústicas y vallas protectoras anti-ruido:



- Adquisición de equipos modernos con protecciones frente al ruido y consumo optimizado de carburante, motores adicionales para aire acondicionado que permiten apagar el motor principal de la máquina,...
- Riego para la eliminación de emisión de polvo. Lavadero de ruedas de camiones a la salida de obra. Reciclado de hormigón triturado.

- Concienciación medioambiental desde la etapa de diseño:

Obras con certificación BREEAM y LEED.



Diseños de proyecto optimizados para reducir los recursos utilizados. Planificación, orden y limpieza en la obra:



## **Bibliografía**

- (1) Soriano Peña, A. (2003) Aspectos básicos. Criterios de Proyecto. Jornada Técnica sobre Tratamiento del Terreno en la Cimentación de Presas. Comité de Grandes Presas y AETESS.
- (2) Alonso Franco, M. (2003) El cimiento y la seguridad de la presa. Jornada Técnica sobre Tratamiento del Terreno en la Cimentación de Presas. Comité de Grandes Presas y AETESS.
- (3) Fell, R. & Fry, J.J (2005) Book: Internal Erosion of Dams and Their Foundations: Selected and Reviewed Papers from the Workshop on Internal Erosion and Piping of Dams and their Foundations, Aussois, France, 25-27 April 2005. Paper: The state of the art of assessing the likelihood of internal erosion of embankment dams, water retaining structures and their foundations.
- (4) Houlby, A. C., (editado en 1990 y reeditado en 2008) Construction And Design Of Cement Grouting. A Guide To Grouting In Rock Foundations. EDITORIAL: John Wiley & Sons. ISBN: 978-0-471-51629-3
- (5) Soriano Peña, A. (2014). Reparación y refuerzo de presas de tierra. 14ª Sesión De Jornadas Técnicas SEMSIG AETESS. Actuaciones Geotécnicas En Obras Hidráulicas.

# **ACTUACIONES DE MEJORA Y ESTABILIZACION DE TERRAPLENES FERROVIARIOS Y DE CARRETERAS**

**JOSE ANTONIO PESTAÑA MOLINERO**

Ingeniero Técnico Superior de Minas  
Keller Cimentaciones / Jefe del Departamento de Inyecciones

**ENMANUEL CARVAJAL DÍAZ**

Ingeniero Civil  
Keller Cimentaciones / Director Ingeniería Iberia & Latam

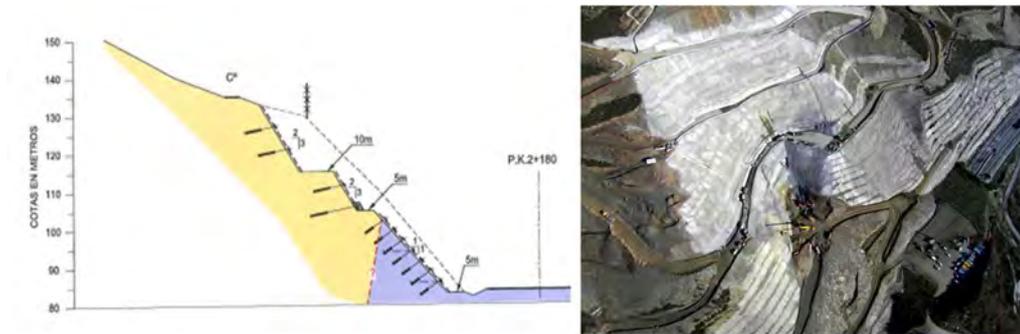
## **Resumen**

Presentamos en este artículo tres casos de mejora y estabilización de terraplenes realizados por KELLER CIMENTACIONES, fundamentalmente relacionados a tratamientos de inyección de suelos. Dos de los casos corresponden a líneas de alta velocidad y uno a obra de carretera, en los que se aplican diferentes técnicas. En el primer caso que presentamos se aborda una solución mediante inyecciones armadas de tubo manguito, en una obra de ADIF. En el segundo caso se describe un tratamiento mediante la técnica compaction grouting, también en una obra gestionada por el ADIF. El tercer caso, corresponde a una actuación en la autovía A6 mediante varias técnicas conjuntas: inyecciones armadas de tubo manguito, bulones y drenes. Las técnicas aplicadas en estos casos, junto con otras que se mencionan, como el soil nailing, pilotes, micropilotes, columnas de grava y jet grouting, son aplicables tanto para obras de nueva construcción como para obras de rehabilitación. Además de explicar la solución adoptada para cada caso y el proceso constructivo aplicado, se hace un pequeño análisis de los puntos fundamentales que se deben aplicar antes de comenzar los trabajos, como son (i) la definición del procedimiento de ejecución específico para la obra en cuestión que la empresa especialista debe aportar y su aprobación por parte de la Dirección de Obra, y (ii) realizar las pruebas previas de las diferentes mezclas de lechadas a fin de comprobar la calidad e idoneidad del material a emplear en las obras de inyección.

## **1. Introducción**

Durante la construcción y explotación de las infraestructuras se pueden producir diferentes patologías, que pueden solucionarse con distintas técnicas desarrolladas en la ingeniería geotécnica. Uno de los aspectos más importantes para la formulación, diseño y ejecución de soluciones para preservar o rehabilitar este tipo de obras consiste en la acumulación de experiencias previas, que permitan acotar las incertidumbre y desarrollar las actuaciones con las garantías adecuadas.

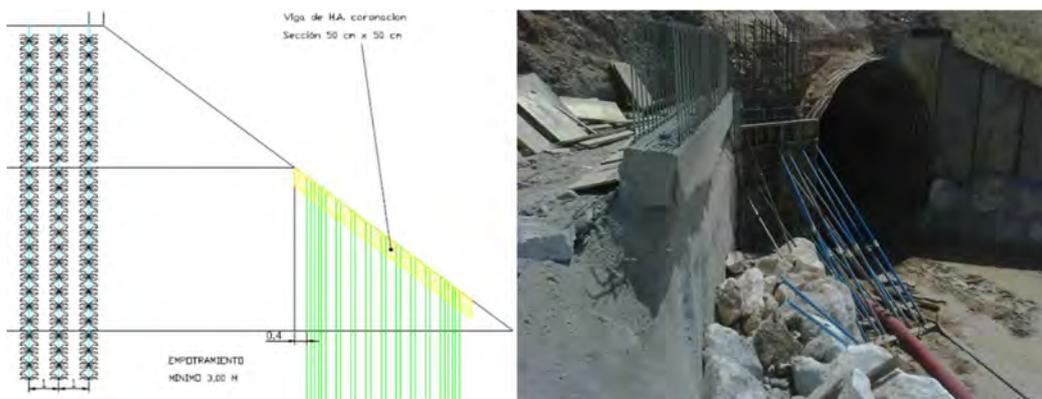
En este sentido, y basado en la experiencia, en las Figuras 1.1 a 1.9 pueden verse algunas de las patologías más frecuentes en obras de infraestructuras viarias, así como la solución aplicada y ejecutada por KELLER CIMENTACIONES, para una serie de obras y tipologías de problemas geotécnicos distintos.



**Figura 1.1. Deslizamiento de ladera. Solución anclajes y gunita**



**Figura 1.2. Rotura de la plataforma. Solución contención mediante micros**



**Figura 1.3. Rotura del emboquille. Solución cortina de micros e inyecciones de consolidación.**

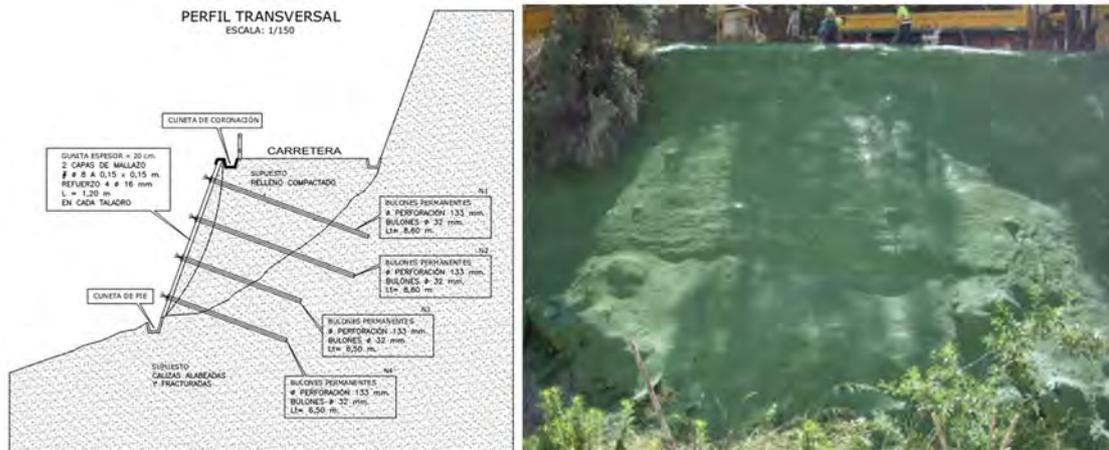


Figura 1.4. Rotura de la plataforma. Solución soil nailing

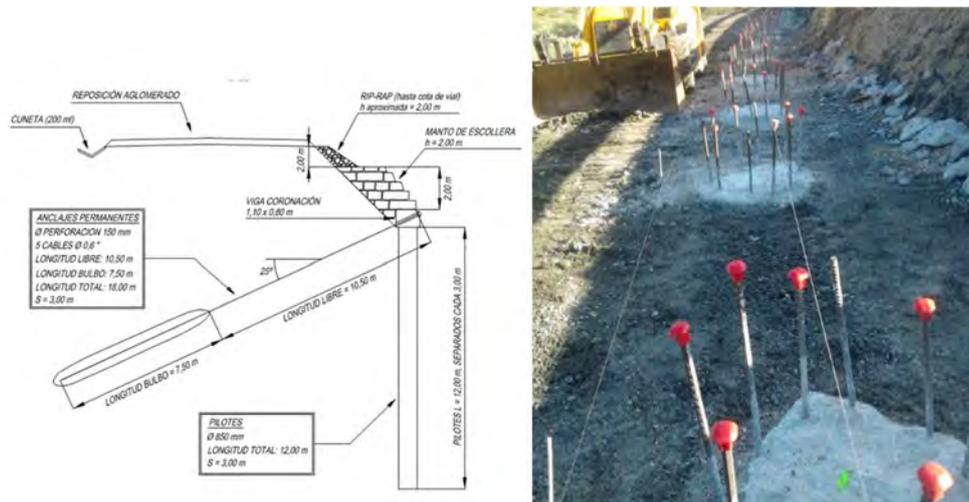


Figura 1.5. Rotura de plataforma Solución contención mediante pilotes y anclajes

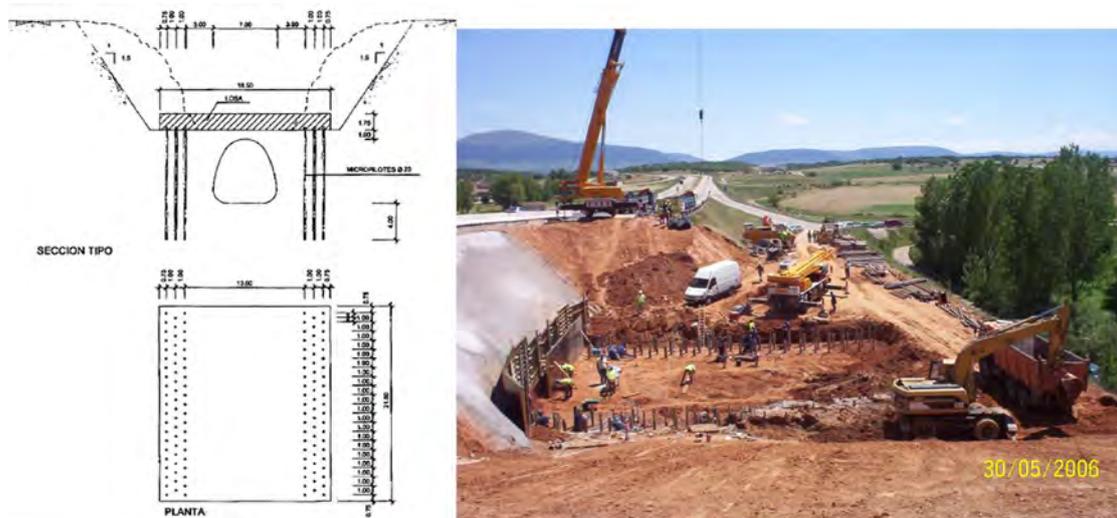
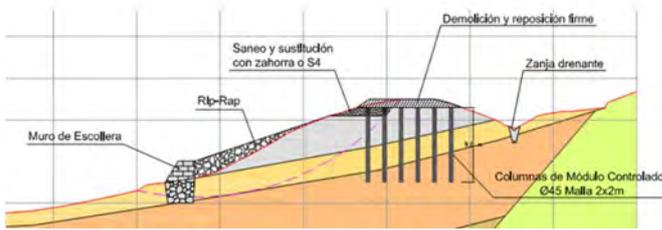
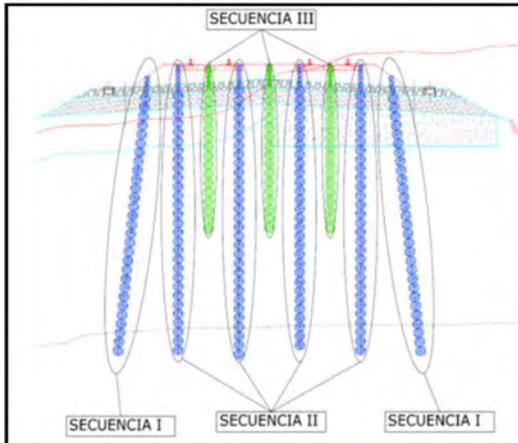


Figura 1.6. Rotura de obras de fábrica. Solución refuerzo mediante micros y losas apoyadas.



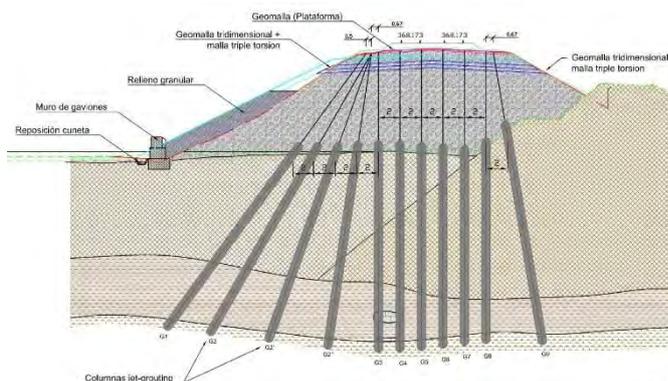
**Figura 1.7. Asientos en terraplén. Solución, columnas de grava.**



**Figura 1.8. Asientos en el terraplén: solución inyecciones de compactación.**



**Figura 1.9. Rotura de muros de contención. Solución empleo de varias técnicas conjuntas, soil nailing provisional, micropilotes y anclajes.**



**Figura 1.10. Consolidación de cemento. Solución empleando la técnica de Jet Grouting**

## **2. Estabilización de terraplén situado entre los PPKK 5+200 y 5+750. Tramo Quintana del Puente-Villodrigo. LAV Valladolid-Burgos.**

### **2.1 Introducción**

Durante la construcción de la Línea de Alta Velocidad Valladolid-Burgos, se observa que en el terraplén existente entre los PPKK 5+200 y 5+700 que se encuentra en el tramo Quintana del puente-Villodrigo, en el término municipal de Palenzuela, se están produciendo movimientos consistentes en el asiento del terraplén en este tramo. Se muestra en la Figura 2.1 una vista de la zona en la que se han producido los asientos.

A la vista de estos movimientos ADIF procede a realizar su control con el fin de definir su alcance y las propuestas de actuación necesarias para corregirlos.

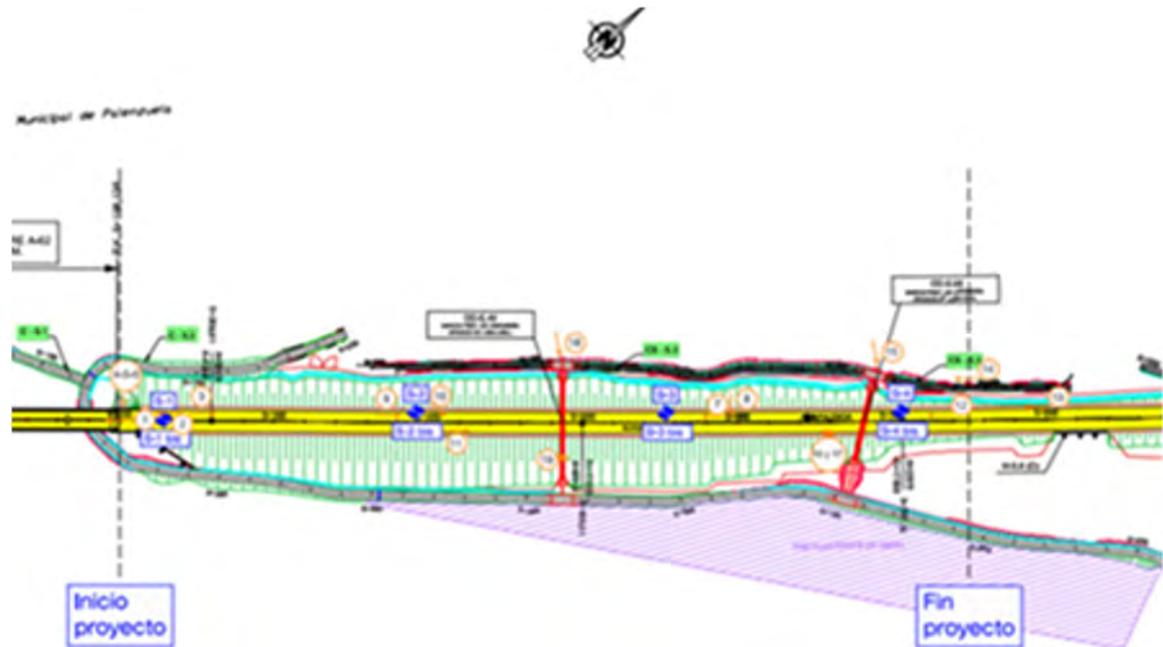
La línea cuenta con plataforma de doble vía, encontrándose en este momento montada únicamente la vía del lado derecho, aunque sin estar en servicio. Esta vía se encuentra electrificada y la circulación de trenes se realiza únicamente para pruebas.



**Figura 2.1. Zona de actuación.**

La actuación se ha realizado en un total de 500 metros desde el PPKK 5+200 al 5+732, dejando una zona intermedia sin tratamiento entre los PPKK 5+561 al 5+678. Las zonas de tratamiento a su vez se dividen en tres (ZONA 1ª, ZONA 1B y ZONA 1C), del PPKK 5+200 al 5+732 y en otras tres zonas (ZONA 2ª, ZONA 2B, y ZONA 3B) del PPKK 5+678 al 5+732, en función de la malla de tratamiento.

Además, el terraplén está cruzado por dos obras de fábrica que sirven de paso de agua y de vehículos.



**Figura 2.1. Planta de actuación.**

En la Figura 2.1 se observa la zona de actuación y las dos obras de fábrica que cruzan el terraplén en los PPKK 5+490 y 5+568. El tratamiento del terraplén se realizó desde la plataforma de vía y en las obras de fábrica, se realizó desde el interior de estas.

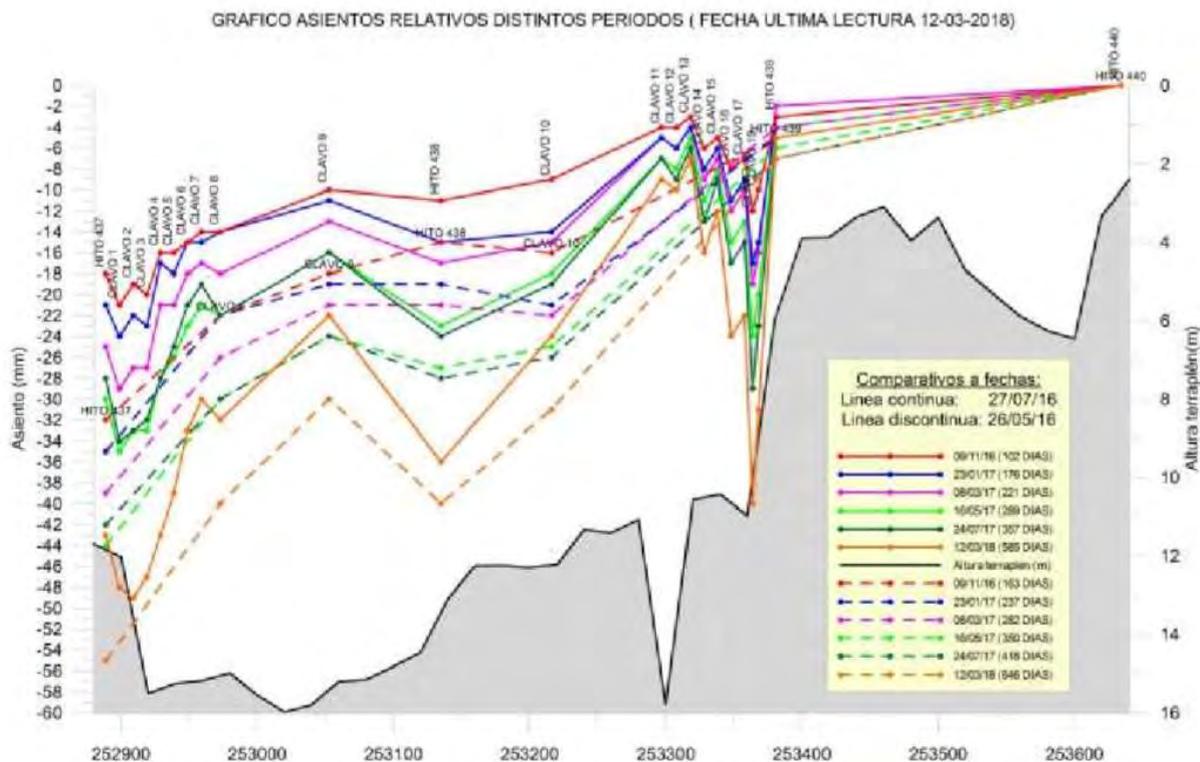
El acceso a la zona de trabajo se realiza por dos puntos situados antes y después de la zona de tratamiento y que eran los utilizados para la propia construcción del terraplén y montaje de la vía existente. La geometría lineal de la zona de actuación obligaba a montar las plantas de modo que permitieran el paso de vehículos ya que estos no podían dar la vuelta en la plataforma y había varios kilómetros de separación entre los dos puntos de acceso.

## 2.2 Antecedentes y descripción del problema.

A raíz de los movimientos detectados en el terraplén, observados en el momento de colocar la vía y la canaleta, Adif decide encargar un proyecto que permita realizar las obras necesarias para proceder a su estabilización. Este proyecto se basa para su redacción entre otros, en un informe realizado por la empresa Uriel & Asociados de junio de 2017. La conclusión a la que se llega es que los asientos registrados en este tramo de terraplén están asociados a unas zonas de terrenos granulares sobre los que se cimenta el terraplén, puesto. Se comprueba además con la lectura de los hitos de nivelación, que este asiento no se reduce, lo que hace necesario actuar sobre dicho terraplén para detener las deformaciones. Se observan dos zonas dentro de este terraplén confirmadas al observar la Figura 2.3 que muestra los asientos producidos hasta marzo de 2018 y que también se pueden detectar de la propia observación de la plataforma.

El terraplén presenta una altura variable de entre 4 y 16 m siendo la altura más usual entre 10 y 15 m.

De la Figura 2.3 se observa que los asientos entre julio de 2017 y marzo de 2018 son variables a lo largo del terraplén, alcanzando los 25 mm al año en las zonas de más movimientos, y no siendo proporcionales a la altura de dicho terraplén, lo que corrobora que la causa de dichos asientos son los materiales que se encuentran debajo de este y antes del sustrato terciario.



Durante el estudio previo a la realización del proyecto se han realizado mediciones de instrumentación profunda que corroboran el hecho de que no se ha estabilizado el proceso de asentamiento.

Cabe mencionar que el terraplén se comenzó a ejecutar el 13/06/2012, terminando la colocación de la capa de subbalasto y nivelado el 10/06/14 y los asientos no comienzan a observarse hasta que no se coloca la canaleta a finales de 2014. Es por tanto que estos asientos registrados son solo una parte de los asientos totales que ha sufrido el terraplén, al no registrarse los asientos producidos durante la propia construcción de este.

Por otro lado, del análisis del terraplén se observa que no existe correlación entre la altura del terraplén y el asiento esperado para este, con lo que los asientos observados en este se deben principalmente a la compresibilidad del cemento.

Del análisis de la gráfica de asientos, Figura 2.3, se pueden diferenciar dos zonas:

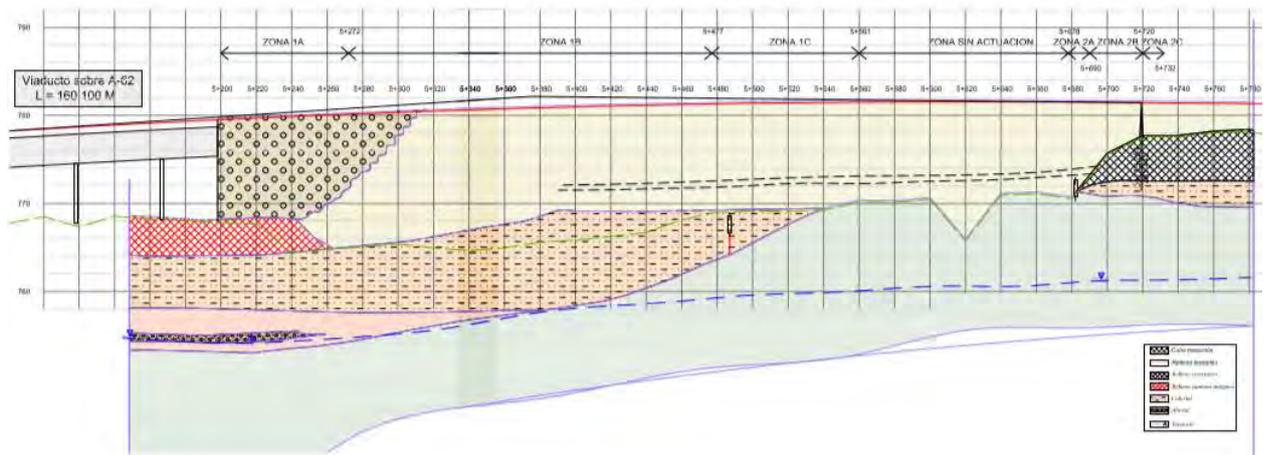
Zona 1 más cercana al viaducto, en la que la causa de los asientos es la presencia del material de rellenos antiguos y del aluvial por debajo de este.

Zona 2 al otro lado de la obra de fábrica, en la que los asientos se deben a los rellenos antiguos sin compactar que no fueron debidamente saneados.

Se observa la localización de estos materiales en la Figura 2.4.

### 2.3 Caracterización geotécnica

En la Figura 4 se puede observar los diferentes tipos de terrenos que se encuentran en la zona del terraplén donde se han producido los asientos y donde KELLER CIMENTACIONES ha realizado los trabajos.



**Figura 2.4. Perfil del terraplén en la zona de actuación.**

La secuencia de materiales es la siguiente:

- Terraplén de cuña de transición
  - o Material granular de muy buenas características, muy homogéneo
- Rellenos de terraplén
  - o Rellenos más heterogéneos que los de la cuña de transición. Material bastante arcilloso. Contenido de finos medio del 50%, no plástico con golpes entre 10 y 20 golpes (consistencia firme a muy firme)
- Rellenos antiguos
  - o Procedentes de la antigua traza de la autovía o del antiguo cuartel, mayormente arcillosos de consistencia moderadamente firme, plasticidad media golpes bajos (por debajo de 10) y bastante deformable.
- Suelos cuaternarios (coluvial/ aluvial)
  - o Muy heterogéneos intercalando niveles arcillosos limosos con niveles más arenosos, predominan golpes entre 10 y 20 golpes.
- Sustrato terciario

## 2.4 Solución adoptada

Para resolver el problema que presenta el terraplén, que como hemos visto antes se debe a la poca consolidación de los materiales sobre los que apoya, existen en la ingeniería geotécnica diferentes técnicas que permiten densificar y consolidar estos materiales. Algunas de ellas se han mostrado en la introducción de este artículo.

A la hora de definir la técnica y de ejecutar la obra deben tenerse en cuenta las circunstancias actuales de la línea como son:

- Se trata de una plataforma de doble vía en la que se encuentra montada únicamente una de las vías
- La vía montada es la vía de la margen derecha
- Al estar la banqueta de balasto de la vía derecha montada se debe tener especial cuidado en no afectar o contaminar dicho balasto.
- La catenaria de dicha vía está colocada y con electrificación, si bien para los trabajos se podrá cortar ésta, manteniéndose solo esporádicamente para el paso de algún tren de pruebas.
- Las maquinas, las plantas y todo el material necesario para los trabajos (depósitos, grupos, cementos, armadura, etc.) deben colocarse de tal forma que permitan el paso de todos los transportes de suministros, de repuestos y de personal. Existen dos puntos de entrada o salida a la obra alejados de la zona de tratamiento.
- Especial cuidado con la entrada de material en la canalización de las comunicaciones que ya están montadas.

- Las dos obras de fabrica tienen un galibo muy reducido de 1,8 m (será necesario un equipo de reducidas dimensiones)

Las técnicas que se podrían emplear serían las siguientes:

#### JET GROUTING.

Con esta técnica se realizaría la sustitución de la franja de terreno causante de los asientos por columnas de cemento suelo de propiedades significativamente mejores. Su principal inconveniente es su costo y el manejo de la resurgencia.

#### INYECCIONES DE COMPACTION GROUTING.

Con esta técnica lo que se realiza es una densificación del terreno a base de inyectar mortero a presión creando unas pequeñas columnas y obteniendo un terreno resultante mejorado por los efectos combinados de aumento de compacidad e instalación de pseudo-columnas de mortero. Su inconveniente es que en la zona de tratamiento ya está dentro del nivel freático y esta técnica puede perder efectividad en estos casos.

#### INYECCIONES DE LECHADA

Mediante esta técnica se inyecta lechada al terreno a base de presión, bien por impregnación o por fracturación obteniendo de esta forma un terreno mejorado. Para este caso y debido a las características del terreno sería necesario el empleo de tubos manguito.

#### INYECCIONES ARMADAS.

Es una variante de las inyecciones de lechada en la que el tubo manguito es metálico con lo que se pretende además de consolidar el terreno crear elementos de transmisión de carga a un terreno más competente. En este caso el terciario sobre el que asientan los materiales que están sufriendo la consolidación.

Analizadas estas técnicas se elige la de inyecciones armadas ya que además de lo indicado anteriormente, tiene la ventaja respecto al jet y al compaction grouting, de poder repetir el proceso de inyección tantas veces como se considere necesario y en los puntos particulares que se estime, sin necesidad de perforar de nuevo con el ahorro de costo que ello supone, consiguiendo así enfocar la inyección en aquellas zonas que se estime más convenientes. En la Figura 2.5 se puede observar el quipo de Keller cimentaciones ejecutando las inyecciones armadas.



**Figura 2.5. Inyecciones armadas ya ejecutadas en la obra.**

## 2.5 Geometría y justificación de la solución adoptada.

La solución ejecutada por KELLER CIMENTACIONES para la consolidación de los materiales debajo del terraplén consistió en inyecciones armadas tal y como se describe en el punto anterior.

Para ello se dividió el terraplén en tres zonas

ZONA 1 Entre PP. KK S+200 y S+561.

ZONA 2 Entre los PP. KK 5+678 y 5+732

ZONA 3 Obras de Fabrica em los PP. KK 5+490 y 5+680

Para estas zonas se realizan tres tipos de tratamiento que son:

- Tratamiento tipo T. Perforaciones en diámetro 160 mm con armadura tubular de 89x6,7 mm con 2 válvulas por metro
- Tratamiento tipo B. Perforaciones en diámetro 125 mm y armadura de barra de acero de 32 mm.
- Inyecciones sin armar. Para las obras de fábrica, perforaciones en 42 mm

La separación entre perforaciones y el tipo de tratamiento viene definido a continuación en la Figura 2.6.

Zona	PK inicial	Pk Final	Longitud del tramo	Separacion longitudinal "S"	Tipo de tratamiento
1	5+198	5+272	74	2	Tipo T
	5+272	5+447	205	3	Tipo T
	5+447	5+561	84	3	Tipo B
2	5+568	5+690	12	3	Tipo B
	5+690	5+720	30	2	Tipo B
	5+720	5+732	12	3	Tipo B
OD	OD 5+490		10	1	EN OD
	OD 5+680		10	1	EN OD

Figura 2.6. Zonas de actuación y tipos de tratamiento.

La distribución de los taladros es la que se muestra en la Figura 2.7 siguiente. Se observa la distribución en planta y en sección para uno de los perfiles de tratamiento.

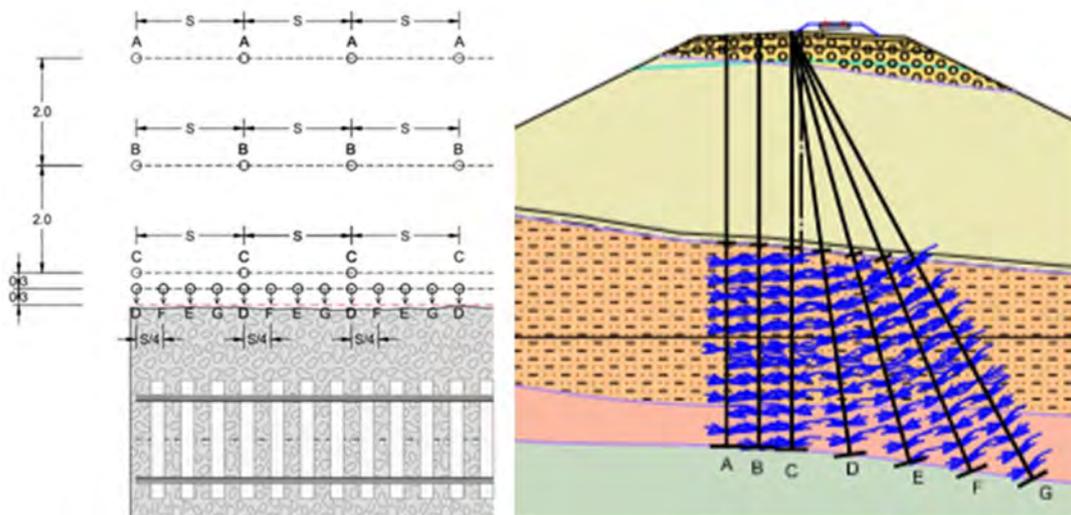


Figura 2.7. Perfil del terraplén en la zona de actuación.

Las profundidades de las perforaciones varían desde los 9 metros hasta los 41 metros con inclinaciones desde la vertical hasta los 67 grados. No toda la perforación lleva válvulas para el tratamiento, solo aquellas que están dentro de las zonas a tratar. Las longitudes a tratar van desde los 7 metros hasta los 30 metros siempre desde el fondo de la perforación.

## 2.6 Calibración de las mezclas.

En cualquier obra geotécnica en la que sea necesario fabricar la mezcla in situ, ya sea morteros de inyección o lechadas, será necesario calibrar esta mezcla antes de comenzar los trabajos a fin de definir cuál es la más idónea y sobre todo cual es la que cumple las propiedades exigibles para ser una mezcla inyectable. Esto es de suma importancia ya que, en los últimos años, las empresas que suministran cemento han variado la composición del cemento, bajando el contenido en Clinker y añadiendo escorias y puzolanas que pueden provocar efectos pantalla en la hidratación de las partículas del cemento, aumentar su viscosidad, o reducir su fraguado, lo que obliga a emplear aditivos, variar contenido de agua aumentar el tiempo de amasado, etc. Tanto estas pruebas para definir la mezcla de cemento, como la secuencia y parámetros de ejecución del tratamiento, deben estar recogidas en un procedimiento específico previo para esta obra que debe presentar el especialista y aprobar la Dirección de Obra.

A modo de ejemplo se puede observar en la Figura 2.8 siguiente, la diferente penetración de dos cementos de las mismas características, pero de distintas plantas, fabricados de la misma manera y con el mismo aditivo. Para hacer la prueba se ha colocado arena en dos moldes iguales y se ha vertido las dos mezclas de lechada sobre ellas por gravedad



**Figura 2.8. Muestras impregnadas con la misma mezcla y distintos cementos.**

Puede observarse como la mezcla de la derecha tiene bastante menos penetración, con lo que los resultados que se obtengan dependiendo del tipo de tratamiento a que se apliquen variarían significativamente.

Como hemos indicado, es condición imprescindible antes de empezar los trabajos realizar el procedimiento de ejecución de los trabajos de inyección particularizados para la obra en concreto, el cual debe estar aprobado por la Dirección de Obra, ya que los procedimientos de los pliegos son muy generales

## 2.7 Ejecución de los trabajos

A continuación se resumen las unidades de obra realizadas por KELLER CIMENTACIONES:

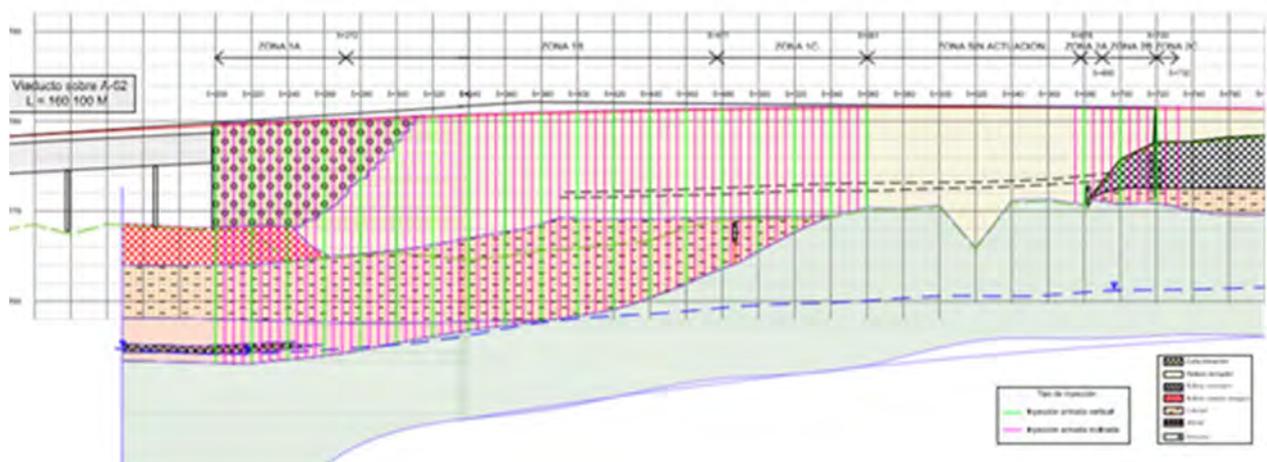
- 18.917 ml de perforación en 160 mm, profundidades hasta 45 m, con armadura tubular 89x6,7
- 6.983 ml de perforación en diámetro 125 mm, profundidades hasta 45 m con barras de 32 mm
- 14.485 ml de inyección de válvulas con dos válvulas por metro con microcemento de 12 micras.
- 43.000 válvulas inyectadas
- 171 ml de perforación en diámetro 46 mm dentro de las obras de fabrica

Todos estos trabajos se realizan en el plazo de 4 meses que era el indicado por proyecto, si bien por problemas con los materiales hubo que parar dos meses en medio del plazo.

En la Figura 2.9 mostrada a continuación, se puede observar la distribución de los taladros en las distintas zonas de tratamiento, con las perforaciones verticales e inclinadas. Las fases que se siguieron para ejecutar los trabajos de inyección fueron las siguientes:

1. Preparación del procedimiento de trabajo y aprobación de este por parte de la dirección de obra (mientras tanto se preparan y ponen a punto los equipos necesarios). Los puntos básicos de este procedimiento son:

- Perforación de todos los taladros revestida en toda su longitud.
- Inyección de las válvulas hasta una presión de entre 5 y 10 bar (depende de la profundidad)
- Volumen máximo para cada fase de cada manguito de 125 litros (esto representa un 8% del volumen a tratar).
- Finalmente se inyectarán las perforaciones interiores en abanicos no consecutivos, para completar con, los intermedios
- La vaina se inyectará nada más finalizar la perforación.



**Figura 2.9. Distribución de las perforaciones en las zonas de tratamiento.**

2. Traslado y montaje de los equipos en obra. Como se muestra en la Figura 2.10 siguiente, En este punto hay que destacar que es necesario realizar tratamiento en las zonas de montaje, además de que la elevada longitud de tratamiento, de 500 m, obliga a tener que realizar un desplazamiento intermedio de los equipos. Como la plataforma tiene un ancho limitado, el montaje tiene que permitir el paso de los camiones de suministro ya que la entrada a la zona de trabajo es por un punto cientos de metros antes de la zona de tratamiento, y su salida es por un punto unos km después del tratamiento.



**Figura 2.10. Montaje de instalaciones permitiendo paso de equipos**

3. Ensayos previos a fin de determinar la mezcla idónea, dosificación, aditivos. Etc.
4. Ejecución de ensayos Cross Hole por parte de Tragsa previo al tratamiento
5. Ejecución de las perforaciones según el siguiente criterio:
  - Se inyectarán primero las perforaciones de los extremos (Filas A y G, a modo de cierre)
  - Dentro de estas perforaciones perimetrales se inyectarán primero las pares y luego las impares
6. Durante las inyecciones se realiza un control estricto de presión y volumen para cada válvula
7. A la vez y por parte de la asistencia técnica se realiza un control de movimientos de la plataforma
8. Por ultimo y una vez terminadas las inyecciones ejecución de ensayo Cros Hole al final del tratamiento para comparar resultados

Los equipos empleados para realizar la obra han sido

- 2 equipos KLEMM 807 7G de última generación con cargador para 23 m



**Figura 2.10. Equipos trabajando.**

- 1 Beretta T43 para las perforaciones de las obras de fabrica



**Figura 2.11. Perforaciones de las obras de fábrica.**

- 2 contenedores de inyección provistos cada uno de 6 bombas de inyección y ordenador de control (presión volumen caudal) para cada una de ellas



**Figura 2.12. Contenedores multi-bomba instrumentalizados.**

- 2 plantas de fabricación de cemento (el suministro de cemento se realizo en sacos al ser microcemento)
- Equipos auxiliares como depósitos de agua, carretes de inyección, obturadores grupos electrógenos, mangueras, etc.



**Figura 2.13. Inyección simultanea de varios taladros**

Debido a las elevadas admisiones que se produjeron al comienzo de la obra y que podían suponer un incremento importante de costes, se decidió en conjunto con la dirección de obra pasar a realizar las inyecciones de las vainas con cemento, y solo realizar las inyecciones de las válvulas con microcemento de tamaño 12 micras.

La inyección de las válvulas se realizó en una primera pasada en todas ellas, siendo necesario realizar una segunda pasada en la mitad de las válvulas para alcanzar los criterios de cierre del procedimiento.

Por último, una vez terminadas las inyecciones de superficie se procedió a realizar las inyecciones de la obra de fábrica con una maquina pequeña de galibo reducido (1,8 m).

Como hemos comentado durante la ejecución de los trabajos se estuvo realizando un control topográfico de la plataforma, en la que se ha ido observando la paralización de los asientos de la vía.

Como comprobación de la bondad de la solución se realizaron ensayos Cross Hole antes y después del tratamiento. En la Figura 2.14 puede observarse una mejora significativa de las velocidades de propagación de las ondas “S” validando de esta manera el tratamiento.

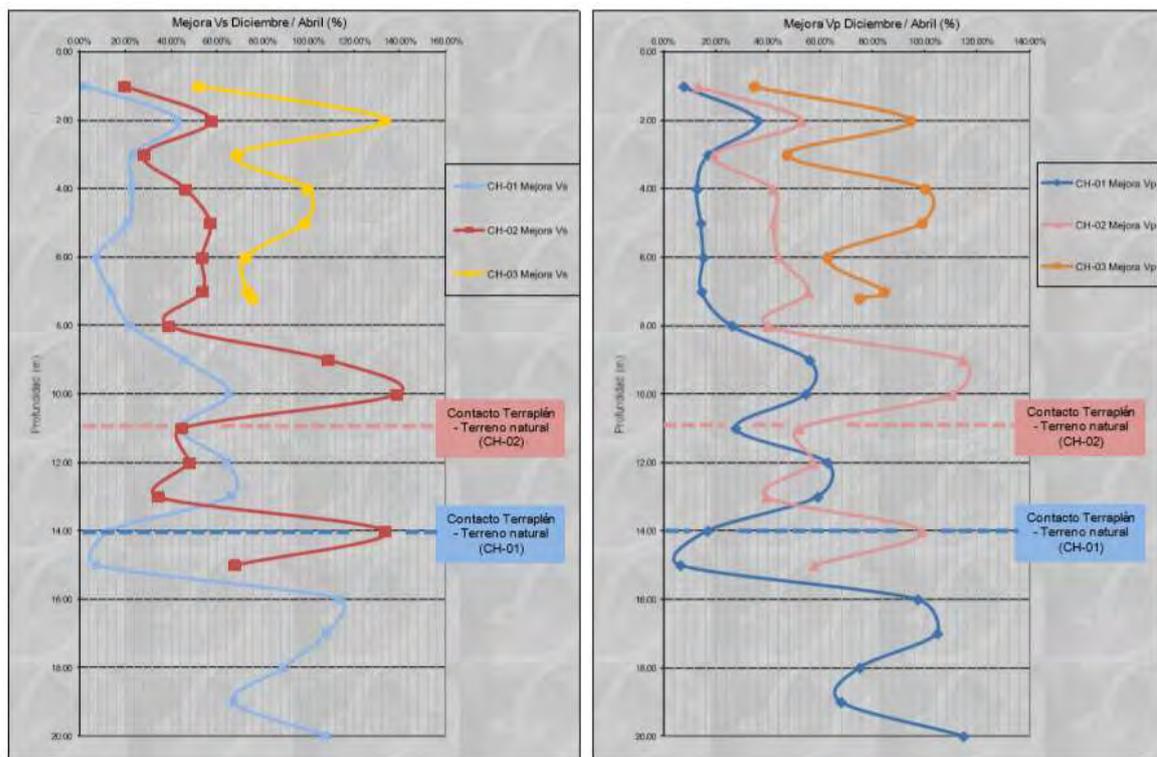


Figura 2.14. Mejoras (%) en las velocidades de onda obtenidas Diciembre / Abril (Orbis Terrarum)

### 3. Tratamiento del terreno mediante compact grouting. LAV, Tramo Barcelona-Gerona.

#### 3.1 Introducción

En la Línea de Alta Velocidad, Tramo: Barcelona - Girona, terraplén entre los P.K. 0+005 y P.K. 0+065, detectaron una serie de asentamientos post-constructivos. Se decide actuar sobre dicho terraplén al objeto de reducir la velocidad de asiento y homogeneizar el comportamiento geomecánico de los materiales que componen el mismo.

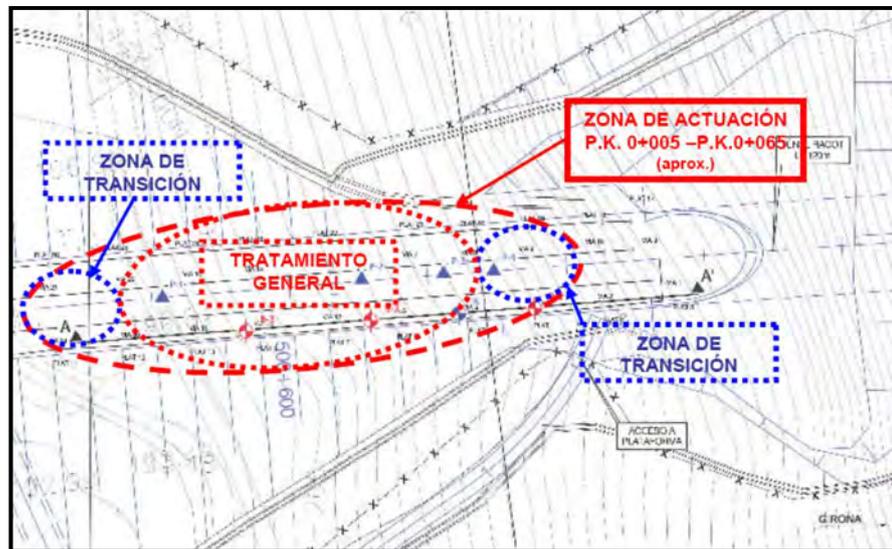


Figura 3.1. Planta de tratamiento

Con estas actuaciones se pretende mejorar la estabilidad global del terraplén.

El área de actuación se prolonga 10,00 m tanto al inicio como al final del tramo afectado a modo de transición entre la zona tratada y la exenta de tratamiento. En total el tratamiento supone actuación a lo largo de aprox. 60,00 m del terraplén. El terraplén se encuentra en un entorno fuera de poblado, presentando acceso rodado a través de un camino de tierra. Este terraplén se encuentra a la entrada de un túnel de 120 m de longitud. El principal condicionante de la ejecución se refería a la necesidad de mantener el servicio ferroviario de la Línea de Alta Velocidad durante la ejecución de los trabajos.

Analizada toda la información y teniendo en cuenta la geotecnia de la zona afectada, así como las particularidades de la zona de tratamiento, debido a las ventajas técnico-económicas que presentaba en este caso particular se optó por una mejora de terreno mediante la técnica del compaction grouting ejecutada desde la plataforma de la vía.

#### 3.2 Antecedentes y descripción del problema

En base a los datos disponibles, todo apuntaba a que el origen de la patología había sido una no adecuada compacidad/consistencia de los materiales del núcleo del terraplén, en combinación con posibles infiltraciones localizadas de agua, causando colapso y asentamientos post-constructivos, superiores a los límites admisibles para este tipo de estructura. Analizando tanto los datos del control de ejecución del terraplén como los datos disponibles procedentes de varias campañas de investigación geotécnica, pudo ratificarse lo siguiente:

- Los materiales que forman el terraplén poseían una granulometría heterogénea, predominando limos arcillosos, limos arenosos con grava y arenas gravosas en una matriz arcillosa.
- El nivel de compacidad/consistencia era muy variable.
- Se detectaron capas muy blandas/flojas con potencia de entre 3,00 y 8,00 m (potencia media 5,00 m) desde la coronación del terraplén. El resto de los materiales que formaban el terraplén se caracterizaba por una consistencia semi-compacta/densa.

La presencia de capas muy blandas/flojas pudo ser causada tanto por el colapso de los materiales que formaban el terraplén como por una compactación no adecuada durante el proceso constructivo.

Para mejorar estas características, y consecuentemente para reducir el posible progreso de los asientos post-constructivos, fue necesario realizar el tratamiento del material que forma el núcleo del terraplén, realizando previamente una inspección y una posible reparación o mejora del sistema de drenaje para evitar futuras infiltraciones de agua.

### **3.3 Caracterización Geotécnica**

De acuerdo con la última campaña geotécnica efectuada, los niveles geotécnicos detectados fueron los siguientes:

- Nivel 1: Relleno de grava granítica gris (subbalasto), y con un espesor entre 0,25 m y 0,40 m.
- Nivel 2: Relleno de arena arcillosa marrón con contenido variable de grava. (capa de forma). Esta capa tiene un espesor entre 0,50 m y 0,70 m.
- Nivel 3: Relleno de arcilla arenosa ó arena arcillosa, con contenido variable de grava y fragmentos de centimétricos a decimétricos de arcillita, (núcleo y coronación de terraplén). El espesor medio de esta capa es de 7,50 m.
- Nivel 4: Substrato terciario alterado. (presenta alternancia de 2 subniveles)
- Nivel 5: Substrato terciario sano. (presenta alternancia de 2 subniveles)

En los sondeos realizados, no se detectó el nivel freático, no obstante, si se detectaron vetas de humedad en el contacto entre los niveles de substrato terciario alterado y substrato terciario sano.

### **3.4 Solución Adoptada**

Al analizar las posibles soluciones con el fin de garantizar la capacidad portante y limitar los asientos del terraplén, Keller Cimentaciones, S.L.U. adoptó un tratamiento del terreno mediante compaction grouting debido a su viabilidad técnico-económica. Asimismo, se han tenido en cuenta los condicionantes geotécnicos y las particularidades de ejecución de la obra que se han descrito en los apartados anteriores.

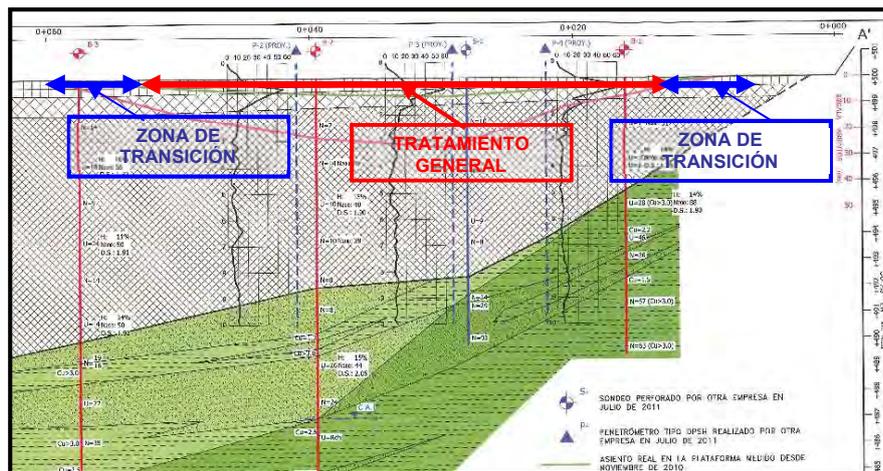
Es importante destacar que a pesar de que esta técnica se basa en un concepto relativamente sencillo, la misma abarca todas las complejidades de la mecánica de suelos, las propiedades reológicas del mortero, así como las dificultades propias de los procesos de perforación e inyección, los cuales requieren un seguimiento conveniente por parte de especialistas capaces de manejar dichos factores, ya que estos determinan el éxito final de la aplicación del compaction grouting.

Con el tratamiento adoptado pudo mantenerse la geometría del terraplén, contando con una mejora de las características del terreno en profundidad, básicamente por densificación.

### **3.5 Geometría y Justificación de la solución adoptada**

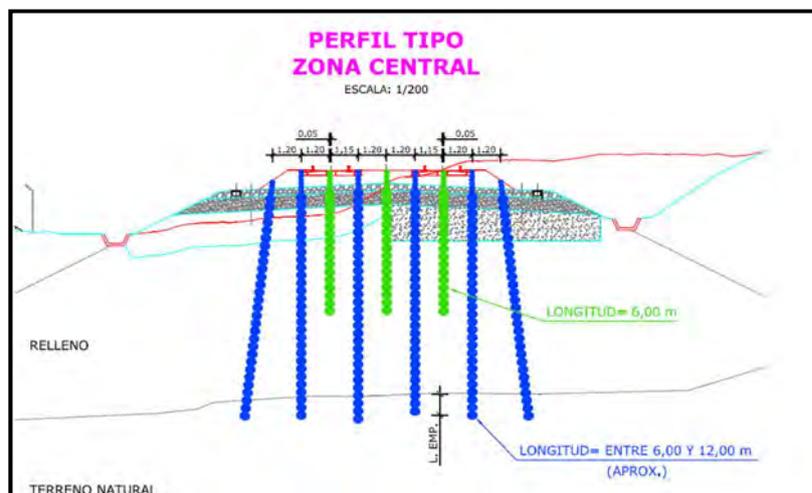
La solución propuesta por Keller Cimentaciones, S.L.U. se corresponde con terraplén entre los P.K. 0+005 y P.K. 0+065 aprox. El objetivo del tratamiento fue mitigar y reducir la velocidad de los asientos post-constructivos detectados, homogeneizar el comportamiento geomecánico y mejorar la estabilidad global del terraplén en la zona afectada.

El tratamiento se ejecutó hasta una profundidad de entre 6,00 y 12,00 m aprox., en función de las características geotécnicas del material que forma el terraplén, y en función de su geometría en las zonas afectadas, que están indicadas en la Figura 3.2.



**Figura 3.2. Perfil del terraplén en la zona de actuación.**

Para garantizar el buen comportamiento de la actuación, se recomendó realizar una mejora general del sistema de drenaje del terraplén. Evitando la entrada de agua en el terraplén, se incrementa la durabilidad del efecto de confinamiento del terreno, con el consiguiente alargamiento de la vida útil del tratamiento.



**Figura 3.3. Perfil del terraplén en la Zona Central de actuación.**

El patrón del tratamiento en planta consistió en la ejecución de una malla de puntos de inyección de 2,40m x 2,40m dispuestos de forma rectangular con una longitud entre 6,00 y 12,00 m. Adicionalmente, en la zona central del tratamiento, se dispuso una malla de puntos de inyección de 2,40m x 2,40m dispuestos de forma rectangular con una longitud de 6,00 m. Las perforaciones de los taladros extremos o perimetrales se realizaron con una inclinación de 10°, con el objetivo de abarcar mediante el tratamiento unos 10,00-12,00 m de ancho en profundidad. Los taladros correspondientes a la zona central se realizaron de forma vertical, tal y como se puede ver en las siguientes figuras.

El objetivo del tratamiento se fundamentó básicamente en el volumen de mortero inyectado establecido en el proyecto, que sin romper la estructura del terreno densificaba y homogeneizaba su comportamiento. Por otra parte, la presión de inyección fue básicamente el criterio de corte o finalización de inyección, y no un elemento fundamental para la mejora del terreno. La presión máxima prevista dependía tanto de la profundidad del tratamiento como de las características del terreno a tratar. Para este caso en concreto, la presión máxima prevista de 30 bares correspondía a las zonas donde la profundidad del tratamiento superaba 7 m desde la plataforma de trabajo. En los tramos menos profundos, las presiones variaban entre 10 y 20 bares. Los límites de presión definitivos se definieron y controlaron in-situ tanto durante la calibración inicial de los parámetros de ejecución como durante la realización de la obra en general.

Teniendo en cuenta la distribución de los puntos de inyección y el volumen de inyección estimado, el grado de sustitución por debajo de la cimentación varió aproximadamente entre 3 y 10%.

### 3.6 Ejecución de los trabajos

La ejecución de trabajos relacionados con la mejora del terreno mediante compaction grouting consistió en las siguientes fases:

- Preparación de la plataforma de trabajo y montaje del sistema de inyección y auscultación.
- Calibración inicial de los parámetros de ejecución y control de la fabricación del mortero.
- Ejecución general de los trabajos de compaction grouting.
- Control durante la realización de los trabajos: control de volúmenes y presiones de inyección; control de deformaciones inducidas en el terreno durante la ejecución de las inyecciones.
- Control de resultados de la mejora del terreno.



**Figura 3.4. Ejecución de los trabajos.**

Debido a las limitaciones y restricciones relacionadas con el espacio físico disponible, algunos de los puntos de mayor importancia fueron la disposición de una adecuada plataforma de trabajo y de los accesos para los suministros necesarios.

Dado que se preveía la realización de los trabajos con hasta 3 máquinas con sus correspondientes sistemas de bombeo de mortero, se prestó especial atención a los posibles posicionamientos de las bombas de inyección y silos de gravedad para el almacenamiento del mortero o granel, previstos de mezcladoras de tornillo sinfín.

En esta fase previa también se eligieron e instalaron los puntos de control de movimientos verticales y horizontales de la LAV, para detectar los movimientos producidos en las vías.

Una vez terminada la preparación de la plataforma de trabajo y efectuado el montaje de los equipos a emplear, se realizaron varios taladros de prueba para optimizar el sistema de perforación y calibrar el sistema de inyección y su correspondiente registro informático continuo, teniendo en cuenta tanto los parámetros de ejecución previstos como los criterios de control, los cuales fueron:

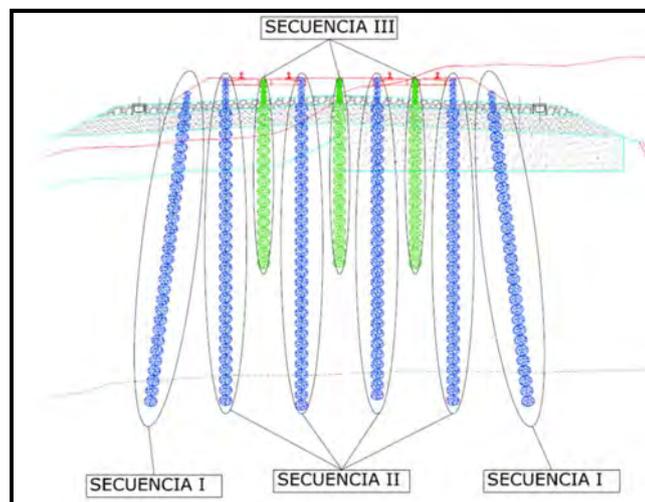
- Etapas o escalones verticales de inyección: 0,50 m.
- Presión de inyección: entre 10 y 30 bares.
- Volumen de mezcla inyectada: hasta 200 l / m.
- Caudal de mezcla inyectada: entre 60 y 80 l / min.

En cuanto a la elección del mortero, para esta actuación se seleccionó un mortero predosificado y suministrado en silo.

En este tipo de tratamientos es fundamental una correcta planificación del orden de ejecución de los puntos de inyección teniendo en cuenta la distribución de los taladros. El patrón del tratamiento en este caso, tal y como se ha indicado en los apartados anteriores, consistió en una malla rectangular de 2,40 m x 2,40 m, con columnas de hasta 12,00 m de longitud y reforzada en la parte central con una malla rectangular de 2,40 m x 2,40 m, con columnas de unos 6,00 m de longitud. Con el objetivo de aumentar el confinamiento lateral y consecuentemente el grado de mejora, las secuencias de ejecución fueron las siguientes:

Secuencia I: realización de taladros perimetrales inclinados 10°, con el objetivo de aumentar el grado de confinamiento de la zona central del tratamiento.

- Secuencia II: realización de taladros centrales verticales de hasta 12,00 m.
- Secuencia III: realización de taladros centrales verticales de unos 6,00 m.



**Figura 3.5. Secuencias de ejecución.**

La inyección de mortero se efectuó tras la perforación de los taladros, desde el fondo de estos y en sentido ascendente, efectuando la inyección en etapas de 0,50 m. En total se ejecutaron 198 taladros o columnas de mortero.

Los objetivos del control realizado durante todas las fases constructivas fueron:

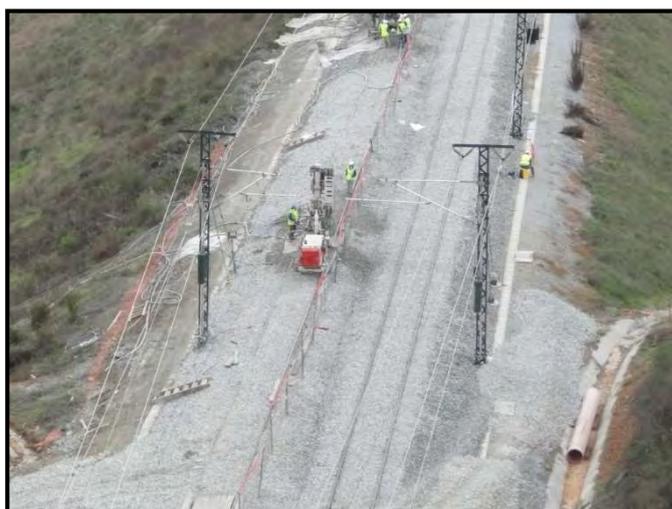
- Comprobar la validez de las estimaciones sobre el comportamiento del terreno.
- Verificar la calidad de los trabajos realizados, teniendo la posibilidad de reaccionar a tiempo ante un posible imprevisto

El control de ejecución del compaction grouting exige un estricto control de los parámetros en tiempo real. En esta obra se realizó el registro informatizado y continuo, permitiendo la vigilancia de las presiones, caudales y volúmenes inyectados. El sistema empleado permitió el almacenaje de los datos de presión y volumen de mortero inyectado, anotando el criterio de finalización en cada una de las fases o escalones de inyección. El mismo sistema permitió la finalización automática de la inyección en cuanto se alcanzaban los criterios de cierre preestablecidos.

En base a los registros de los parámetros de ejecución durante la realización de la obra se elaboraban planos indicando las presiones y volúmenes inyectados en cada tramo de tratamiento, lo que facilitó una mejor visualización y control de los trabajos efectuados. Además, en función de los parámetros obtenidos se pudieron diferenciar zonas y capas con mayor porcentaje de finos y de mayor consistencia/compacidad del terreno natural.

Por otro lado, se prestó especial atención al orden de ejecución de los taladros, y al control de verticalidad e inclinación de estos, ejecutando los mismos siempre con la misma orientación de la máquina y minimizando de esta manera los riesgos de inclinaciones diferenciales entre taladros contiguos.

El sistema de control de movimientos contó con una campaña de topografía óptica de precisión de movimientos y giros de elementos estructurales, que se realizaba diariamente, posicionando diferentes puntos de referencia a lo largo de la zona de actuación.



**Figura 3.6. Control topográfico.**

Para verificar la eficacia de los trabajos de mejora del terreno, se realizaron una serie de ensayos de penetración dinámica, distribuidos en el eje entre los puntos de inyección previamente realizados. Los ensayos se realizaron en los tramos de la obra donde previamente a la ejecución de mejora del terreno ya se había ejecutado el mismo tipo de ensayos, permitiendo de esta manera una comparación más acertada sobre la valoración del tratamiento.

Es importante subrayar que los ensayos de penetración dinámica, debido a su carácter puntual, no permiten una evaluación global de la mejora conseguida mediante el tratamiento de compaction grouting, que consiste en la densificación del terreno natural y en la formación de elementos semi-rígidos. En cualquier caso, una sencilla comparación entre el golpeo representativo ( $N_{20}$ ) antes y después del tratamiento permitió una rápida valoración de los incrementos en las densidades relativas que se obtuvieron. Los resultados de los ensayos realizados fueron satisfactorios y muy similares a los esperables según el diseño y las estimaciones iniciales, demostrando que el tratamiento efectuado fue exitoso, y cumpliendo los objetivos establecidos respecto al grado de mejora previsto.

#### **4. Reparación en el muro ecológico del PP. KK 36 de la A6**

##### **4.1 Introducción**

A la altura del PK 33+000 de la carretera de la Coruña, en el termino municipal de Galapagar se comienzan a observar pequeñas grietas en vía de servicio de la calzada derecha, lo cual es un claro síntoma de movimientos del muro ecológico que contiene dicha calzada. En la siguiente Figura 4.1 se puede observar tanto la calzada en superficie con las fisuras, como el muro ecológico que la contiene



**Figura 4.1: estado previo de la calzada y el muro ecológico**

Cabe destacar la presencia de un arroyo que cruza la calzada en este punto, aunque no se observan problemas en su estructura que puedan hacer pensar que los problemas del terraplén puedan ser debidas a este

Ante esta situación y a la vista de que dichas grietas iban creciendo, llegando incluso a inclinarse las farolas como claro síntoma de movimiento del muro, la Demarcación de carreteras del Estado en la Comunidad de Madrid propietaria de la carretera, solicitó a IDEAM la realización de un estudio de la problemática, así como de una propuesta de actuación que la corrigiera.

El tramo de vía de servicio afectada por el movimiento del muro ecológico tiene una longitud de unos 215 m y una altura para este muro de hasta 15 metros. Además, dicho muro no arranca en la base del terreno natural, sino que esta sobre un terraplén procedente seguramente de la antigua N VI.

El terraplén además se encuentra en el borde de zona protegida de parque natural de La Cuenca Alta del Manzanares, lo que, a la hora de plantear la solución técnica del muro, esta debe representar el mínimo impacto ambiental posible. Para la ejecución de los trabajos será necesario el corte de la vía de servicio desde la rotonda que da entrada a las urbanizaciones de “La Berzosa” y “Los Jarrales”

Analizada toda la información disponible, proyecto de ampliación de la carretera A6, informe geotécnico del tramo de estudio, visitas previas así como los condicionantes externos mencionados antes, se optó como solución definitiva para la estabilidad del muro, el tratamiento de inyecciones de consolidación mediante tubo manguito con válvulas desde la calzada, complementado con la ejecución de unos drenes californianos en la base del muro y unos bulones inyectados como refuerzo del muro ecológico.

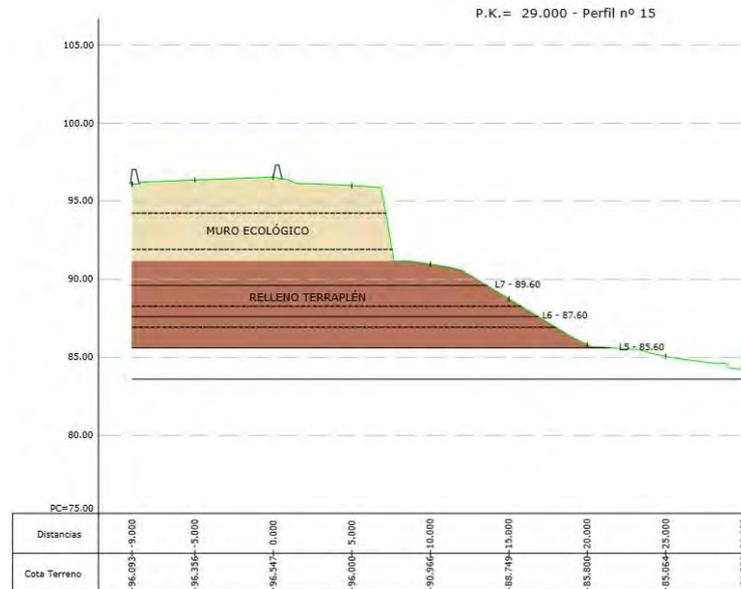
## **4.2 Antecedentes y descripción del problema.**

Con la primera sintomatología de las grietas en la calzada construida sobre un muro ecológico de hace mas de 10 años y de altura del orden de 8 metros, pero asentado sobre un terraplén de hasta otros 7 metros más hasta el terreno firme, cabría pensar que el problema podría venir de este muro. Para poder certificar la causa real del problema, así como su alcance, la Demarcación de carreteras del estado en la Comunidad de Madrid, encarga a IDEM un estudio de dicho terraplén, así como las posibles soluciones.

Este muro se construyo hace 13 años durante las obras de ampliación de la A6 en el Proyecto “Ampliación de la Autopista A6. 4º Carril entre Las Rozas (Norte) y Villalba. En la zona con la patología se paso la calzada de 3 a 4 carriles, y la vía de servicio de 1 a 2 carriles.

Esta ampliación significaba incrementar la vía en su margen derecha en 9 metros para lo cual era necesario realizar el recrecido del terraplén que alcanzaría la altura de 15 m en una longitud de unos 200 m. Cerca del extremo norte de esta actuación cruza la calzada un arroyo cuyo túnel también debe ser ampliado.

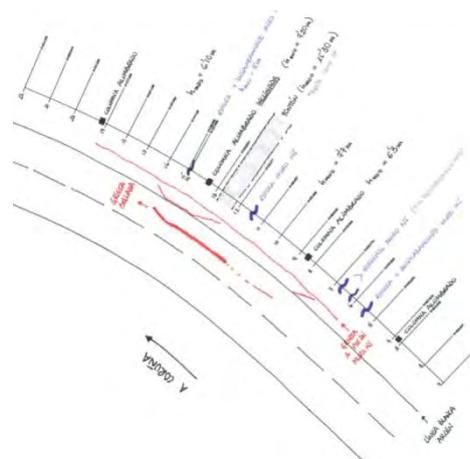
Para la construcción de esta ampliación se realizó un muro ecológico de 8 m y en la visita se observa que este está construido sobre un terraplén de hasta 7 metros que seguramente sería la antigua N VI En la Figura 4.2 se puede observar un perfil de la zona, separando el muro ecológico del relleno del terraplén.



**Figura 4.2: Sección transversal de la estructura**

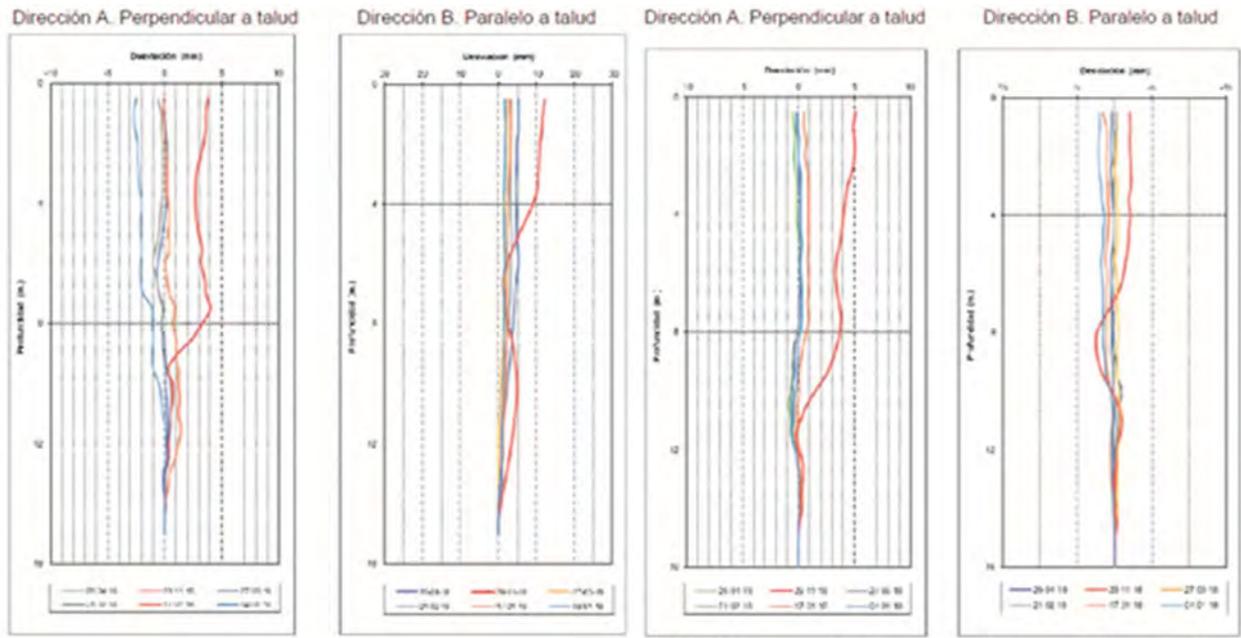
Los principales daños observados en la estructura dibujados en la Figura 4.4 se pueden resumir en los siguientes:

- Movimientos y giros en el muro ecológico. Estos alcanzan en algunos puntos hasta 5 cm, tanto en asentos como en desplazamientos horizontales, y que además se están acelerando en las ultimas fechas, lo que obligo a una actuación inmediata.
- Daños en el firme. En la Figura 4.2 se representan los principales daños observados
- Inestabilidad de las luminarias (se observa un desplome en estas)
- Giros y roturas puntuales de las New Jersey
- Ascenso del nivel freático. En el momento del estudio se encontraba a 5 metros y en mediciones mas antiguas se encontraba a 12 -13 metros.



**Figura 4.3: daños observado en la calzada**

Para corroborar las causas del problema, se realizó una instrumentalización para el seguimiento y control de los movimientos, colocando dos inclinómetros y referencias topográficas a lo largo de la New Jersey, así como un estudio geotécnico del talud en el que se realizaron sondeos, ensayos SPT y muestras parafinadas. En la Figura 4.4 se puede observar claramente las desviaciones producidas en los dos inclinómetros colocados en el terraplén, los cuales se han acelerado en los últimos días.



**Figura 4.4. Movimiento detectados en los inclinómetros 1 y dos (diciembre 2018)**

Tras el análisis de todos estos datos se llega a la conclusión de que, al encontrarse el muro ecológico apoyado sobre el borde de un terraplén formado por terreno poco competente, así como al aumento muy significativo del Nivel freático, el terraplén ha sufrido un deterioro significativo producto de filtraciones que ha tenido como consecuencia la inestabilidad del conjunto de la estructura.

La aceleración de los movimientos observados en los inclinómetros en fechas recientes, junto con esa elevada cota del nivel freático obligan a considerar la actuación de tratamiento del terraplén como de urgente y proceder a su reparación.

### 4.3 Caracterización geotécnica

De acuerdo con el informe geotécnico llevado a cabo por Euroconsult en diciembre de 2017 se detectan los siguientes niveles geotécnicos:

- NIVEL I Rellenos Antrópicos tipo Terraplén. Estos están compuestos principalmente por gravas y arenas con algo de limos. Alcanza un espesor máximo de 15 metros coincidente con la altura de la estructura (muro ecológico más terraplén). Destaca que los 9 10 primeros metros tienen un nivel de compactación Compacto para a continuación hasta la aparición de la roca, pasar a un nivel de compactación de suelo. En este nivel también se encuentran bolos dispersos de granito.
- NIVEL II Rocas graníticas. Por debajo de los rellenos antrópicos aparece la roca granítica de la zona

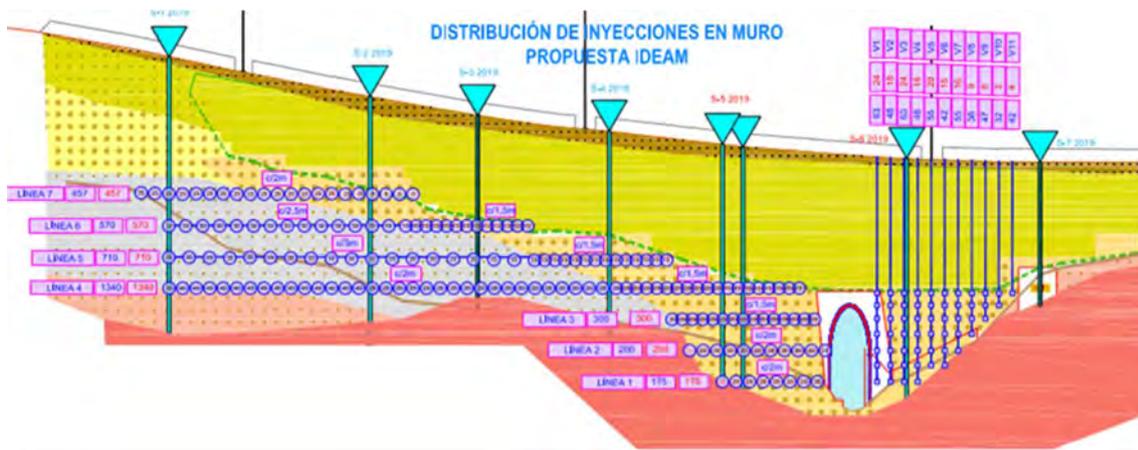
Como se ha indicado anteriormente el nivel freático se detectó a los 5 metros, habiendo estado antes a profundidades de 15 metros.

### 4.4 Solution Adoptada

Tras el análisis del problema y sus causas, así como el condicionante del entorno cercano al Parque del Manzanares, la solución ejecutada por KELLER CIMENTACIONES, consistió en inyecciones tubo manguito con una válvula cada metro situadas únicamente en la zona de terraplén debajo del muro ecológico, que es la que presentaba la baja compactación

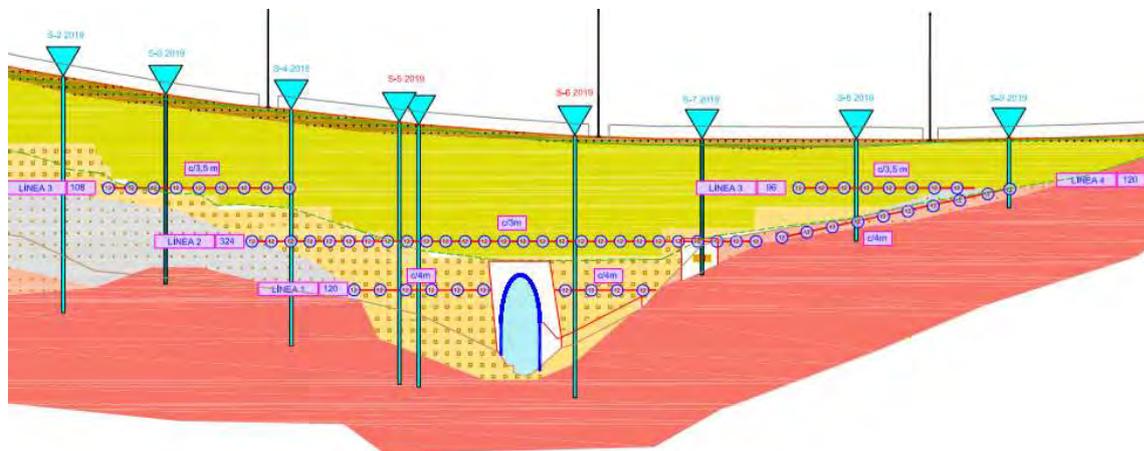
La solución de mejora de terreno mediante inyecciones repetitivas selectivas te permite discretizar de forma muy precisa tanto la zona a tratar como la intensidad del tratamiento. El hecho de poder particularizar la intensidad del tratamiento en una zona concreta es lo que hace prevalecer esta técnica frente a otras ya que

no es necesario realizar mas perforaciones para intensificar el tratamiento, lo que acabaría dañando mas el muro ecológico. Además, estas perforaciones se arman con tubería para aumentar la capacidad y estabilidad el muro. Las perforaciones se realizan desde la calzada, de longitud hasta alcanzar la roca. Durante la ejecución de la obra por parte de KELLER CIMENTACIONES, se observó que la zona de muro ecológico de menos altura y que además no tenía desplome, existía una pequeña plataforma en el terraplén, que una vez acondicionada, nos permitió realizar el tratamiento previsto desde calzada, desde esta, eliminando así los daños que las perforaciones producían al muro ecológico. Se muestran en las siguientes Figuras 4.5, a 4.7 la propuesta inicial de tratamientos.



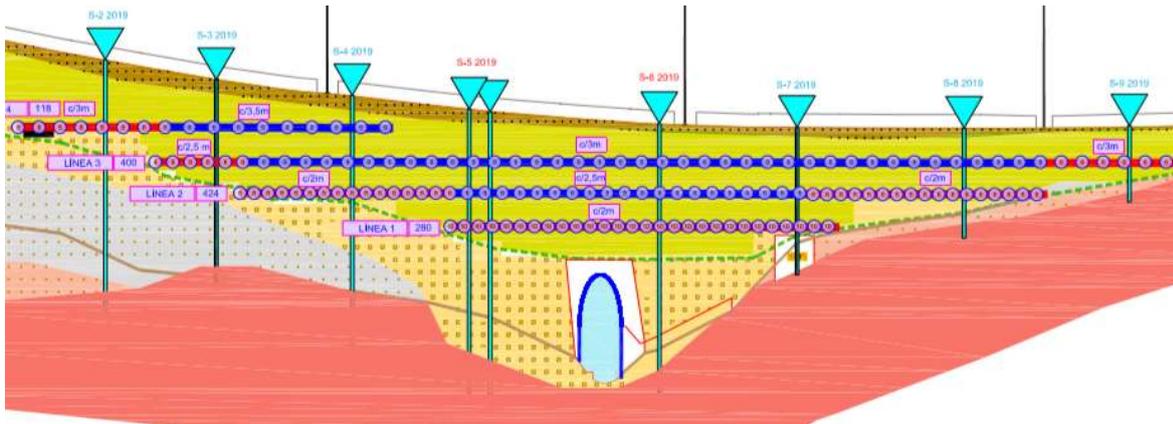
**Figura 4.5. Distribución de inyecciones según diseño original de IDEAM**

Se realizaron también como complemento a este tratamiento una serie de drenes californianos en la zona del terraplén, de 12 m de longitud con el fin de drenar las filtraciones tanto del muro ecológico como del terraplén.



**Figura 4.6. Distribución de drenes según diseño original de IDEAM**

Por último se realizan una serie de bulones de 10 m de longitud con redondos del 32 mm para aquellas zonas del muro ecológico que se observe que está peor.



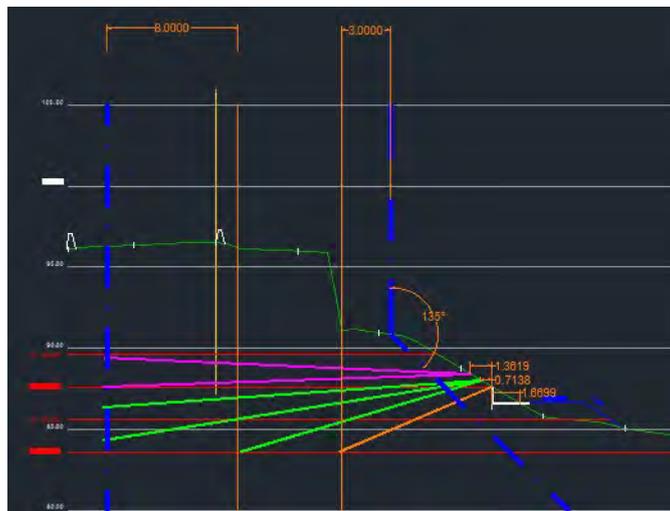
**Figura 4.7. Distribución de bulones según diseño original de IDEAM**

Con esta batería de tratamientos se consigue mejorar las características del terreno en profundidad consiguiendo con ello garantizar la estabilidad de la estructura.

#### 4.5 Geometría y justificación de la solución adoptada

La solución definitiva realizada por KELLER CIMENTACIONES para la estabilización de la estructura del PK 33+000 consistió básicamente en lo propuesto por IDEM con pequeñas modificaciones producto de la geometría real de la obra.

Los cambios consistieron en ampliar la zona de las inyecciones de la calzada desde PK más hacia Pk menos, pasando al otro lado de la canalización del riachuelo existente. Para la zona de las inyecciones tubo manguito horizontales desde el Pk menos se aprovechó una pequeña plataforma existente al pie del muro ecológico, y realizar estas desde esa plataforma en abanico para tratar todo el terraplén debajo del muro ecológico, como se muestra en la Figura 4.8.



**Figura 4.8. Abanico de inyecciones a pie de muro**

La longitud en planta de la zona a tratada fue de 115 m. las perforaciones verticales tienen una longitud de unos 15 metros (hasta alcanzar la roca), realizando cuatro alineaciones paralelas a la calzada en una malla cuadrada para dañar lo menos posible la geomalla del muro ecológico. Tres de las alineaciones son verticales y la cuarta mas cercana al talud se realizará inclinada hacia el exterior. La separación longitudinal fue de dos metros. La fila inclinada se realizó con tubo de acero para contribuir así a la estabilización, y las otras con tubo de PVC. Las inyecciones desde la plataforma lateral se realizaron con abanico separados 2

m también en la alineación de la calzada y con el condicionante de tratar toda la zona de terraplén, manteniendo en punta de las perforaciones una separación máxima de 3 metros.

Se realizaron dos alineaciones de drenes en la franja del terraplén separadas 2 metros y de 12 metros de longitud a fin de reducir el nivel freático,

Por último, en las zonas donde se observó más dañado el muro ecológico se realizaron bulones con redondos de 32 mm y de 10 m de longitud

#### 4.6 Ejecución de los trabajos

Los trabajos realizados por Keller Cimentaciones con el fin de resolver las graves deficiencias que presenta la estructura (muro ecológico y terraplén) se pueden desglosar en los siguientes:

- Montaje de los equipos de perforación y la planta de inyección. Este montaje se realiza en la propia calzada, aunque dejando siempre libre para posible circulación de uno de los dos carriles de la vía de servicio. Esta vía de servicio esta cortada totalmente para la ejecución de los trabajos.
- Calibración y puesta a punto de las mezclas de inyección. Se procede a comprobar los parámetros de viscosidad agua libre densidad, para diferentes mezclas a fin de elegir la óptima que deberá ser aprobada por la Dirección de obra.
- Ejecución de las perforaciones. Este apartado lo podemos subdividir en las siguientes fases y con la siguiente secuencia:
  - Perforaciones de consolidación desde la calzada con maquina sin limitaciones.
  - Ejecución de inyecciones de mortero desde la calzada. Durante la inyección de las vainas de los taladros de una zona se pudo detectar un elevado consumo de lechada para conseguir rellenar estas, por lo que en esa zona se opto por hacer un tratamiento previo de inyecciones de mortero. Se pueden observar en la Figura 4.9 el equipo trabajando desde la calzada



**Figura 4.9. Equipo trabajando en la calzada**

- Ejecución de las perforaciones de consolidación a pie de muro ecológico desde la plataforma existente. Estas perforaciones se hacen en abanico con máquina de tamaño intermedio. Figura 4.10.



**Figura 4.10. Trabajos en cesta y en plataforma simultáneamente**

- Ejecución de bulones en aquellas zonas donde se encontraba el muro ecológico dañado. Conforme se iban cerrando las inyecciones por zonas, se iban realizando los bulones. Estos se realizaban con un equipo perforador colocado en cesta. Figura 10



**Figura 4.11. Refuerzo de bulones en el muro**

- Ejecución de los drenes. Una vez terminados todos los trabajos de inyección (inyecciones tubo manguito y bulones) se procede a realizar los drenes.

Los parámetros considerados para la ejecución de la inyección de las válvulas fueron:

- Presión de inyección. Presión de inyección de 4 bares para los manguitos menos profundos e incrementando está a razón de 0,5 bares por cada metro de profundidad.
- Volumen de inyección máximo para cada válvula en cada fase de máximo de 40 litros. El volumen máximo para inyectar será de 140 litros por metro lineal.

A estos parámetros se deben hacer las siguientes salvedades:

- Como todo proceso de inyección se parte de una mezcla y de unos parámetros, pero conforme se va ejecutando la obra estos deben ir adecuándose a los resultados. De aquí que hubo una zona en la que se necesitó realizar inyecciones de mortero.
- Para el caso particular de esta obra, la fila de inyecciones ejecutada desde la calzada que como indicamos era con tubería metálica y además con cierta inclinación hacia el exterior del talud, debía vigilarse esta presión de inyección, pues podría producirse una rotura del terreno y salir por el terraplén.

Con todo ello las mediciones ejecutadas por Keller Cimentaciones han sido:

- 3129 ml de perforación para inyección
- 2366 ml de tramo de inyección con válvulas.
- 730 tn de inyección
- 1166 ml de bulones de los cuales 1012 se realizaron en cesta
- 764 ml de drenes de los cuales 516 se realizaron en cesta
- 210 ml de perforaciones para inyección de mortero.

Los equipos empleados para estos trabajos fueron los siguientes:

Comachio 800

Beretta T43 montada sobre cesta. Figura 4.12



**Figura 4.12. Equipo montado en cesta**

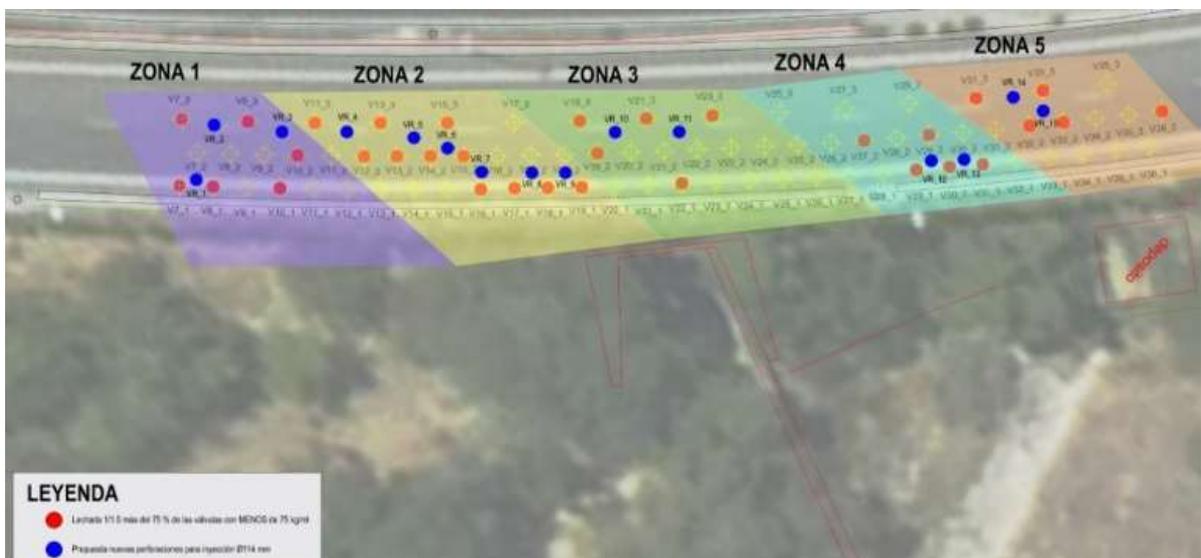
Cesta homologada para trabajar con equipos de orugas capaces de revestir

Bombas Domine instrumentalizadas

Grúa móvil para soporte de la cesta de la Beretta

Depósitos de agua, gasoil, mangueras obturadoras carretones etc.

Durante todo el proceso de ejecución de las inyecciones se realizaba un control estricto de los parámetros de inyección (presión volumen y caudal) a la vez que se vigilaban los movimientos del muro a fin de garantizar una correcta inyección de todas las zonas, repitiendo la inyección en las válvulas que así lo necesitaran hasta conseguir alcanzar la presión de cierre definida. En la Figura 4.13 se detallan en azul el refuerzo de las perforaciones realizadas con mortero



**Figura 4.13. Refuerzo de inyecciones con mortero**

## **5. Conclusiones**

Uno de los aspectos más importantes para la formulación, diseño y ejecución de soluciones para preservar o rehabilitar este tipo de obras consiste en la acumulación de experiencias previas, que permitan acotar las incertidumbre y desarrollar las actuaciones con las garantías adecuadas.

En particular, las obras de inyecciones requieren una especial preparación de los procedimientos específicos que deberán considerarse en las obras. Dicha tarea suele ser responsabilidad de la empresa especialista que realiza los trabajos, la cual debe remitir al Director de obra para su aprobación e implementación.

Es fundamental realizar las pruebas necesarias antes del comienzo de los trabajos para definir la mezcla que se va a emplear para la inyección, así como las que se puedan necesitar en caso de necesitar otras en las que se necesite variar la densidad por cambio de las condiciones del terreno tratado.

Las obras de inyecciones experimentan muchos cambios durante su ejecución, esto hace necesario cambiar los parámetros de tratamiento (malla de tratamiento, profundidad, presión, volumen, dosificación), lo que añade mucho más importancia al estudio y conocimiento de las causas del problema, en comparación con otras técnicas de tratamientos del terreno.

Aunque pueda parecer una técnica sencilla, la inyección del terreno es sumamente compleja, existen numerosas variaciones de la técnica y soluciones tipo que se pueden aplicar para cada problema.

Se debe ser muy escrupuloso en la recogida de datos en tiempo real para ser ágiles y rápidos en la toma de decisiones que llevan a la consecución del objetivo de una forma más eficiente y económica.

Como se ha indicado antes, en todas las obras de inyecciones, se debe estar abierto a cambiar las condiciones de trabajo, siendo la empresa especialista que realiza las obras, el que debe transmitir los posibles cambios a realizar siempre consensuados con la Dirección de Obra, debido a que suele ser quien conoce de primera mano las variaciones que se están produciendo,

Los métodos posibles para corroborar la bondad del tratamiento no pueden ser de tipo puntual, siendo necesario el empleo de técnicas que permitan ensayar un volumen determinado de suelo mejorado.

## **Agradecimientos**

KELLER CIMENTACIONES, quiere agradecer a ADIF, al Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Demarcación de Carreteras del Estado en Madrid, y a las empresas con las que ejecuto estos trabajos GRUPO TRAGSA y CONSTRUCCIONES SARRION el haber podido trabajar con ellos y poder realizar este artículo.

## **Bibliografía**

Alfageme Zavala, C; Palacios Leal, J. 2018. Proyecto de Estabilización del Terraplén situado entre los PPKK 5+200 y 5+750. Tramo Quintana del Puente-Villodrigo. L.A.V. Valladolid Burgos. ADIF.

Dorronsoro Pérez, J. 2019. Estudio Geofísico mediante Cross Hole. Estabilización terraplén ferroviario. Quintana del Puente – Villodrigo. Orbis Terrarum.

Hergueta Lázaro, J.A. 2017. Informe sobre los trabajos realizados para la obra: Sondeos en Muro ecológico A-6 PK 33+000. Euroconsult.

Ortuño, L.; Murillo, T; Olivero, M A. 2017. Informe sobre los asientos del terraplén entre los PPKK 5+200 y 5+750. Subtramo Quintana del Puente – Villodrigo. Uriel y Asociados.

Rubright, R y Bandimere, S. 2004. Compaction grouting, Chapter 6, Ground Improvement, 2nd edition, edited by M.P.Moseley and K. kirsch, Spon Press, pp. 206-219.

Revilla Vicente, A; Poveda Selles, M. 2017. Campaña geotécnica e instrumentación en el terraplén Norte del Viaducto sobre la A62, perteneciente al tramo Quintana del Puente – Villodrigo, de la línea Valladolid – Burgos. UTE Cemosá-Serinko\_Serinko-Cecam.

Stadler, G. 2004. Cement grouting, Chapter 4, Ground Improvement, 2nd edition, edited by M.P.Moseley and K. kirsch, Spon Press, pp. 119-159.

Sopeña Mañas L M. 2018. Propuesta de Actuación de Emergencia para la reparación del muro ecológico situado en la vía de servicio derecha de la autovía-& en el P.K. 33+000, en la provincia de Madrid. IDEAM