



La revista de los  
Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos

3579 SEPTIEMBRE 2016

REVISTA DE  
OBRAS PÚBLICAS

# R O P



Número  
monográfico  
en colaboración  
con AETOS

#### MONOGRÁFICO TÚNELES

El agua y los túneles  
por **Carlos Oteo Mazo**

Condicionantes y singularidades en el diseño  
de la línea 5 del metro de Riad  
por **Pedro Ramírez Rodríguez, Alberto Gómez-Elvira López**  
y **Xavier Torelló Ciriano**

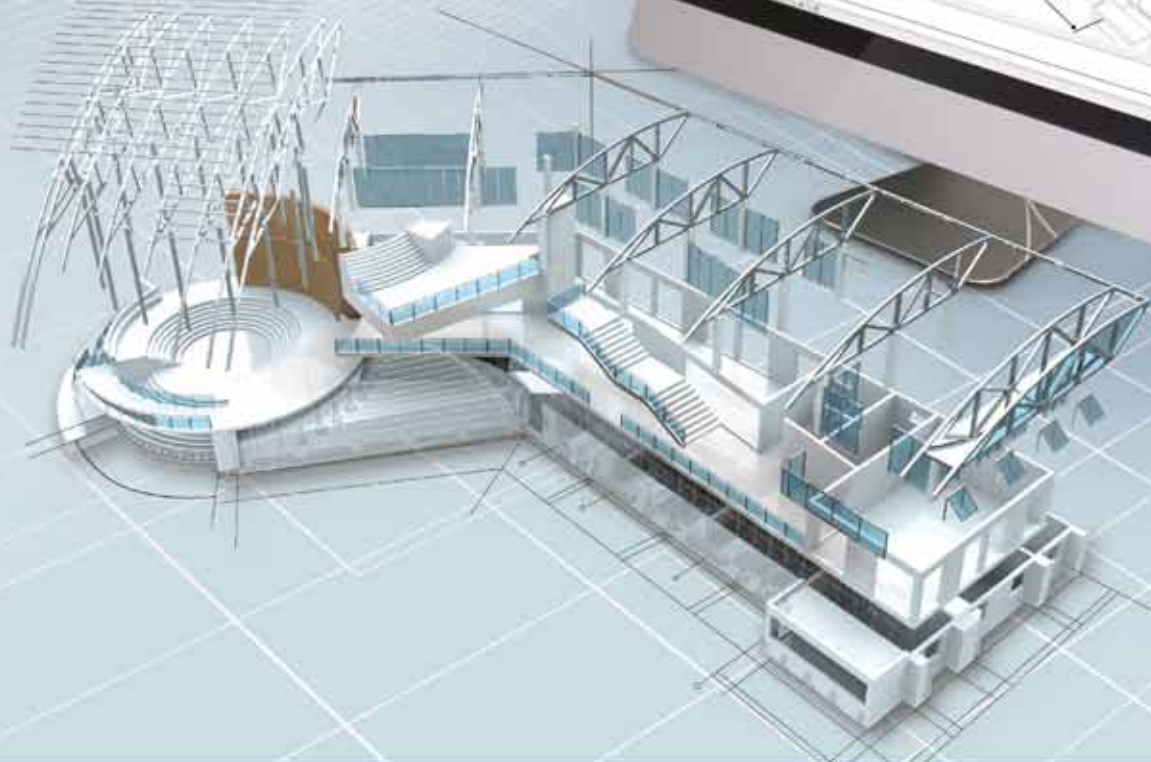
Crossrail C305: el reto de construir  
24 km de túnel en el centro de Londres  
con 4 tuneladoras

por **Alejandro Sanz Garrote, Francisco González,**  
**Juan Ares Santos, Roger Escoda Estelrich** y  
**Enrique Fernández González**



## CAD Rentable para Los Diseñadores de Arquitectura

- | Licencia perpetua de precio razonable
- | Totalmente compatible con DWG
- | APIs compatibles, fácil de migrar
- | Características fáciles de usar
- | 550,000 usuarios mundiales





Es un hecho que la profunda crisis económica de los pasados años viene suponiendo en España una fuerte caída de la actividad para nueva construcción de infraestructuras civiles, que ha incentivado, si no obligado, un aumento extraordinario de la presencia en el mercado exterior de las empresas españolas del sector. Así mismo, es una realidad reconfortante a día de hoy, y esperanzadora para el futuro, que la preparación y experiencia acreditadas por la ingeniería civil española, forjadas brillantemente con sus actuaciones en la etapa anterior a la crisis con una cuota muy relevante de túneles y obras subterráneas, vienen siendo la palanca motriz de su proyección y protagonismo, sin duda muy destacados, en los proyectos internacionales de obra civil más singulares y con mayor inversión, en los que la tecnología disponible en túneles y obras subterráneas tienen, cada vez más, un papel sobresaliente y decisivo.

En este contexto geográfico globalizado para la ingeniería civil española, AETOS (Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas) continúa considerando, como objetivos prioritarios, desarrollar en colaboración con otras entidades nacionales y extranjeras, canales y eventos para formación especializada, difusión del conocimiento y puesta al día e investigación, que además, supongan oportunidades de relación y contraste con otras ingenierías internacionales, especialmente de los países latinoamericanos. De este modo, AETOS espera proporcionar un impulso significativo para mantener en el futuro, y en todo el mundo, la actual posición de privilegio de la técnica española dentro de este campo de actividad.

Este nuevo número monográfico de la Revista de Obras Públicas, ya el octavo, constituye una clara muestra de todo lo anterior, tanto por la altura e innovaciones técnicas en el contenido de sus artículos, como por el ámbito geográfico internacional de los proyectos tratados y de sus autores participantes. Valga como anticipo el siguiente breve resumen de su contenido.

La aportación de C. Oteo expone la interacción del túnel con su acuífero envolvente durante la construcción y explotación, identificando la problemática general que puede darse, e ilustrándola con soluciones a casos reales, incluyendo diversos sistemas constructivos para el túnel y diferentes técnicas para las intervenciones necesarias. P. Ramírez et al, dentro del diseño de los 13 km de túnel y estaciones de la Línea 5 del Metro de Riad, describen los problemas más relevantes de las obras subterráneas, en un macizo calcáreo karstificado, con acuífero superficial muy complejo y ambiente agresivo para el hormigón, llegando a soluciones singulares que compatibilizan los riesgos de las excavaciones y de afección al entorno urbano, con los estrictos condicionantes de plazo. A. Sanz et al. narran el reto de construir 24 km de túnel, en el centro de Londres y tan solo en cuatro años, con cuatro tuneladoras pasando por cavernas, y detallan las innovaciones técnicas y logísticas en los frentes de ataque, diseño y empleo de las EPB, extracción de detritus, suministro de materiales y fabricación de dovelas, que han permitido una optimización del plazo y costes iniciales, logrando un impacto mínimo en el entorno urbano.

C. Herranz et al, muestran lo más relevante del diseño de una caverna en el centro de Los Ángeles para cruce ferroviario; además de un proceso constructivo complejo comprobado con análisis numérico, como aspectos singulares se han desarrollado soluciones para impermeabilizar la estructura frente a gas metano y sulfuro de hidrógeno, así como para resistir la elevada sismicidad de la zona.

R. Justa y M. Canals, explican la excavación del túnel bitubo de Olesa, con 185 m<sup>2</sup> de sección y atravesando suelos terciarios cementados; la información geotécnica adicional, con mejor evaluación de las propiedades del terreno y de la importancia del agua freática llevadas al modelo numérico, ha permitido pasar del método “alemán” al convencional “de avance y destroza”, excavando con medios mecánicos potentes. J. A. Sáenz de Santa María et al, detallan la restauración del impacto hidrogeológico superficial, generado por el túnel bitubo de Pajares para el AVE, que ha comprendido actuaciones de sellado de dolinas, encauzamiento con canal y restauración ambiental, reduciendo las infiltraciones en el túnel. F. Sánchez trata el colapso, afectando a la ladera cercana, del túnel carretero de Xicotepec, en la costa de Veracruz, al atravesar arcillas blandas en el contacto de basaltos sobre el basamento calcáreo, y después de lluvias intensas; la solución se comprobó con análisis numérico, y consistió en inyecciones en el tubo colapsado, con refuerzo de la sección incluyendo contrabóveda.

**Pedro R. Sola Casado.**  
**Secretario general de AETOS**

# SUMARIO

La revista decana de la  
prensa española no diaria

**Director**

Antonio Papell

**Redactoras Jefe**

Paula Muñoz  
Diana Prieto

**Fotografía**

Juan Carlos Gárgoles

**Publicidad**

MM Mass Media  
Hermosilla 64 6ºB  
T. 91 431 08 39

**Imprime**

Gráficas 82

**Depósito legal**

M-156-1958

**ISSN**

0034-8619

**ISSN electrónico**

1695-4408

**ROP en internet**

<http://ropdigital.ciccp.es>

**Suscripciones**

[http://ropdigital.ciccp.es/  
suscripcion.php](http://ropdigital.ciccp.es/suscripcion.php)  
[suscripcionesrop@ciccp.es](mailto:suscripcionesrop@ciccp.es)  
T. 91 308 19 88

**Edita**

Colegio de Ingenieros de  
Caminos, Canales y Puertos  
Calle Almagro 42  
28010 - Madrid

## PRESENTACIÓN

---

## TÚNELES

---

- 6 El agua y los túneles**  
Carlos Oteo Mazo
- 
- 18 Condicionantes y singularidades en el diseño de la línea 5 del metro de Riad**  
Pedro Ramírez Rodríguez, Alberto Gómez-Elvira López y Xavier Torelló Ciriano
- 
- 36 Crossrail 305: el reto de construir 24 km de túnel en el centro de Londres con 4 tuneladoras**  
Alejandro Sanz Garrote, Francisco González, Juan Ares Santos, Roger Escoda Estelrich y Enrique Fernández González
- 
- 54 Diseño de caverna en el centro de Los Ángeles**  
Carlos Herranz, Zsolt Horvath, Justin Lianides y Derek Penrice



---

**68** **Los suelos cementados y su comportamiento en el túnel de Olesa de Montserrat (Barcelona)**  
Rolando Justa Cámara y Marc Canals i Borràs

---

**82** **Restauración del impacto hidrogeológico superficial generado por los túneles de Pajares en el arroyo de Alcedo (León, noroeste de España)**  
José A. Sáenz de Santa María Benedet, Pablo Valenzuela Mendizábal, María José Domínguez-Cuesta, Carlos López Fernández y Mónica Meléndez-Asensio

---

**92** **El colapso del túnel Xicotepéc I**  
Fermín Sánchez Reyes

**Consejo de Administración**

**Presidente**

Miguel Aguiló Alonso

**Vocales**

Juan A. Santamera Sánchez  
José Polimón López  
José Javier Díez Roncero  
Juan Guillamón Álvarez  
Luis Berga Casafont  
Roque Gistau Gistau  
Benjamín Suárez Arroyo  
José Antonio Revilla Cortezón  
Francisco Martín Carrasco  
Ramiro Aurín Lopera

**Comité Editorial**

Pepa Cassinello Plaza  
Vicente Esteban Chapapriá  
Jesús Gómez Hermoso  
Conchita Lucas Serrano  
Antonio Serrano Rodríguez

**Foto de portada**

Montaje de tuneladoras.  
Crossrail C305 - Tramo Y



## El agua y los túneles



### Carlos Oteo Mazo

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Catedrático de Ingeniería del Terreno

#### Resumen

Se presentan, de forma abreviada, los problemas de interacción del agua y los túneles, tanto durante su excavación como durante su explotación, pasando revista a los problemas generales que pueden existir, principalmente, durante la construcción.

Se presentan varios ejemplos en ese sentido. Pero también se abordan los casos de afección, a medio y largo plazo, al medio ambiente y viceversa.

#### Palabras clave

Túneles, agua, interacción agua-excavaciones, afección medio ambiente

#### Abstract

*The article outlines the problems of water interaction and tunnels, both during excavation and operation and considers the general problems that may arise, particularly during construction.*

*A series of examples are provided and consideration is given to those cases with medium and long term effects on the environment and the reciprocal effects of the same.*

#### Keywords

*Tunnels, Water, water-excavation interaction, environmental effects*

### 1. Introducción

El tema del agua y los túneles (o de los túneles con el agua) es de los más antiguos que el ‘tunelero’ se ha encontrado, tanto al atravesar montañas (con cargas hidráulicas supuestamente elevadas) como al realizar el paso de ríos en ámbito urbanos, pasando por el eterno sueño de unir continentes o continentes e islas bajo el mar.

El agua presiona y arrastra el terreno, al producirse una excavación próxima, ya que se induce un gradiente favorable a la salida del agua. Con ello puede producirse el problema doble de que el agua acude y puede anegar al excavación y, además, arrastra terreno de poca cohesión, haciendo inestable la excavación y, en el peor de los casos, llenando la zona excavada. Así ocurrió en el túnel de Talave, al llegar la TBM a una zona de areniscas del Albense, saturadas (y con carga hidráulica elevada), terreno permeable y poco cementado, con lo que una importante longitud del túnel realizado quedó lleno de agua y terreno, con el consecuente “hueco” por delante de la excavación.

Por su importancia, este tema ha sido seleccionado por el Comité Técnico de Aetos (recientemente constituido) como el prioritario para la nueva etapa a desarrollar por los Grupos de Trabajo de dicha Asociación, a fin de constituir una Guía de Aetos respecto al problema en cuestión, para ‘guiar’ a tuneleros de poca experiencia y mostrar los sistemas de estudios, posibilidades técnicas, procedimientos de mejora del terreno disponibles en la actualidad, etc.

Debido a ello, el autor de estas líneas se ha atrevido a redactar estas páginas, a modo de introducción para ese Grupo de Trabajo, sin que el contenido de este trabajo pueda considerarse más que un prólogo amplio al cometido que ha de desarrollar dicho Grupo de Trabajo.

### 2. La situación en el perfil geológico

Una manera simple (y a veces equívoca) es situar el ‘nivel freático’ en los cortes geológicos longitudinales del terreno en el que se va a diseñar y construir el túnel. Aparece así una línea (generalmente, dibujada en azul), muchas veces continua y que se sitúa próxima a la superficie del terreno.

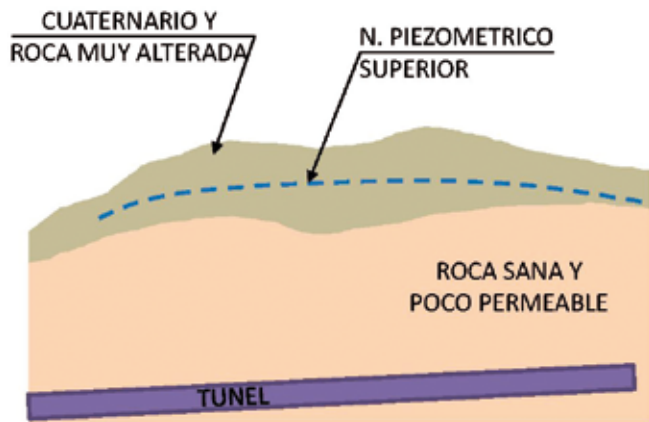


Fig. 1. Nivel piezométrico superior, independiente del terreno en que se excava el túnel

Ello puede corresponder a la ‘verdad’ o solo a una ‘verdad relativa’. Efectivamente, por lo general, el terreno superficial está más alterado que la roca o materiales masivos que aparecen en el macizo que se va a atravesar con el túnel. Muy probablemente, esa línea o ‘nivel freático’ puede ser la zona saturada de esa banda más alterada o eluvial – probablemente– más permeable que el terreno tiene en superficie. O bien corresponde a depósitos cuaternarios y coluviones (Fig. 1).

Pero, pasada esa ‘capa’ (cuaternario, nivel rocoso muy alterado, etc.), el agua prácticamente no tiene presión. El terreno no está saturado y el caudal que puede filtrarse a través de él puede ser muy pequeño, de forma que no represente problemas para el túnel. A veces se ha cometido el error de adjudicar esa agua a todo el macizo, a través del agua de perforación de sondeos, que ha de limpiarse bien antes de instalar piezoconos.

Esto puede dar lugar a que, a corto plazo, el túnel no tenga problemas con el agua. No está actuando sobre él la altura piezométrica que marcaría el nivel freático superior.

Excepto que haya ‘algo’ que comunique esa zona superior con agua (que se recarga con las lluvias) con el espacio que atravesará el túnel: por ejemplo una falla o algún tipo de accidente tectónico con función equivalente, como por ejemplo las disposición de los estratos (quasivertical, fig. 2) y la alternancia de estratos permeables e impermeables. Ello hace que el agua que se infiltra desde la parte alta de la montaña vaya a parar directamente a la zona

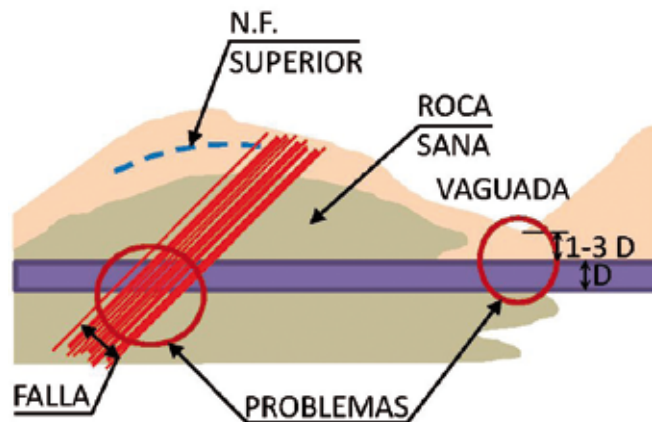


Fig. 2. Problemas bajo vaguadas próximas y en el cruce de fallas

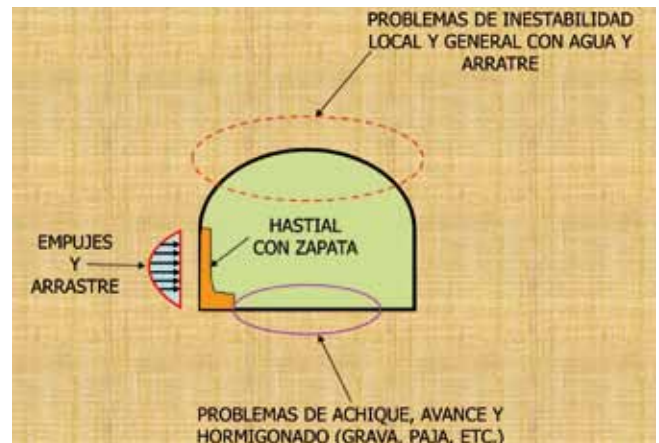


Fig. 3. Posibles problemas inducidos por el agua en un túnel

de excavación del túnel. Ello tendrá varias consecuencias (fig. 3):

- Constructivas, ya que el agua acudirá hacia la excavación, con posibles arrastres (que pueden convertirse en bloques en movimiento), caudal importante, etc.
- De servicio, con presiones del agua no despreciables sobre el sostenimiento y revestimiento.
- Medioambientales, al afectar –por drenaje– a los cuíferos confinados entre las capas impermeables, lo que puede tener sus consecuencias en la explotación humana de esos acuíferos (riego, abastecimiento, etc.).

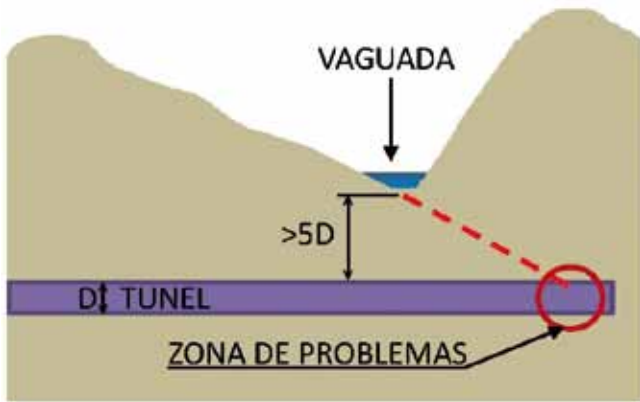


Fig. 4. Zona de problemas bajo vaguada formada al abrigo de falla inclinada

cedió en el túnel realizado por la Dirección General de Ferrocarriles en la Variante a Camarillas (cerca de la línea divisoria entre Albacete y Murcia).

Otro punto importante es el cruce bajo vaguadas superficiales. En ese caso, la situación del problema depende de lo que ha originado la vaguada. Si esta se ha desarrollado a través de una falla inclinada (que también ha permitido guiar la erosión del agua y conformar los laterales del valle). Con el esquema de la fig. 4 (correspondiente a un caso real cerca de Puebla de Sanabria), los problemas con el agua no se produjeron en la vertical de la vaguada, sino en el punto extrapolado siguiendo la dirección del lateral del valle, correspondiente a la presencia de una antigua falla, que ayudó a conformar dicho valle.

El contacto entre materiales permeables e impermeables es un punto típico de problemas, como suele suceder en el contacto de formaciones margosas con calcáreas. El agua se almacena y mueve por la zona caliza –más permeable– y no penetra apenas en la margosa, o más impermeable. Si el túnel llega a un contacto de este tipo, puede producirse una ‘llamada’ al agua de la masa calcárea, sobre todo a través de su litoclasas y, aunque la posibilidad de arrastres sea menor, sí podrá dificultar el avance y hacer desprenderse bloques durante la perforación con sistemas convencionales (NATM, Bernold, etc.). Sin embargo, con una tuneladora cerrada (tipo EPB, con cabeza adecuada para roca) puede no haber ningún problema, como su-

Sin embargo, en otras ocasiones la proximidad a la vaguada puede entrañar serios problemas. Como ejemplo, puede citarse el cruce de los túneles ferroviarios de Guadarrama (de 27 km de longitud, cada uno) bajo el arroyo Valparaíso, afluente del río Eresma (Segovia). Tal como se esquematiza en la fig. 5, la primera tuneladora se encontró con una falla dentro de un conjunto adamellítico episiemitizado fracturado. El Río se había inscrito dentro de un relieve relativamente suave, en la zona de falla (la de Valparaíso), cerca del antiguo campamento militar de El Robledo. El recubrimiento en este caso fue, prácticamente de un diámetro y

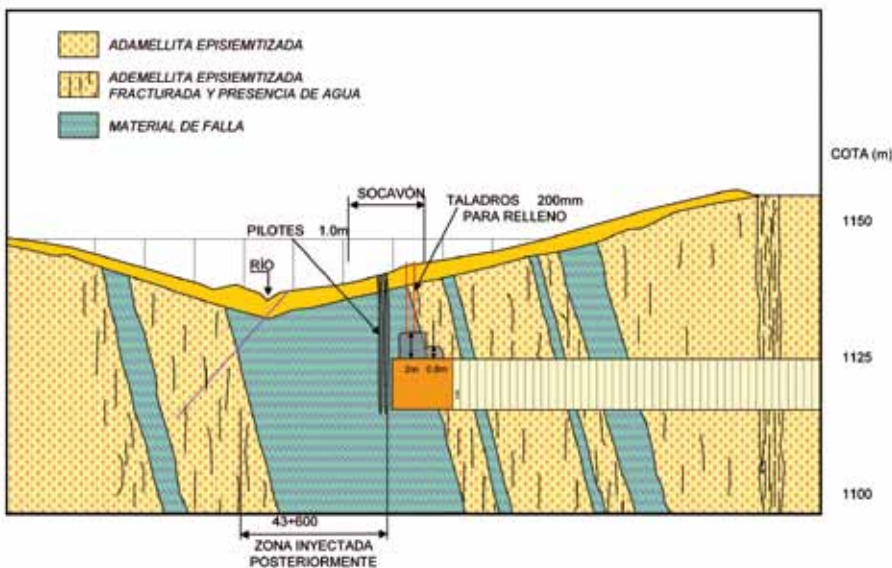


Fig. 5. Perfil geológico longitudinal de la zona de la falla Valparaíso (Túnel 4)



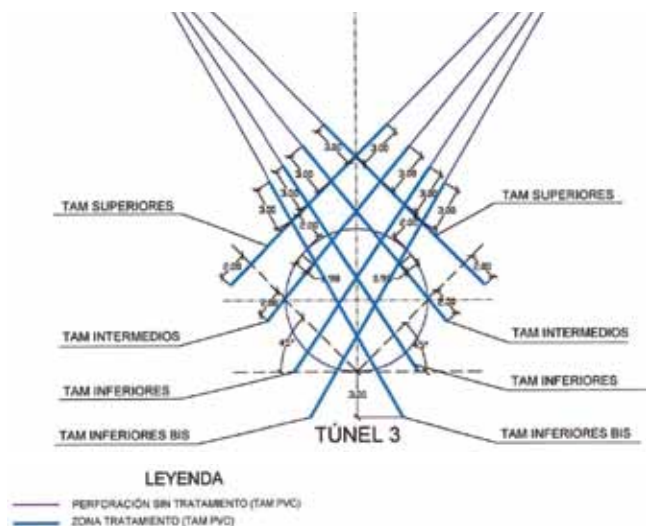


Fig. 6. Falla Valparaíso: tratamiento previo al paso del túnel 3 (alzado)

medio del túnel, por lo que el granito adamellítico estaba bastante más alterado que en zonas de mayor cobertura (Oteo, 2005).

Al perforar la tuneladora un terreno claramente más débil que la roca hasta entonces perforada, el escudo frontal cabeceó y se produjo una cierta sobreexcavación, con el consiguiente socavón superficial, de unos 4-5 m de profundidad y unos 10 m de anchura, descendiendo varios robles jóvenes por el socavón. Estos tuvieron que extraerse por el frente de la máquina, cortándoles en fragmentos de unos 30 cm de longitud. El cabeceo de la máquina obligó, al acabar el túnel, a modificar el túnel 'subiéndolo' adecuadamente.

Hubo que realizar una barra de pilotes verticales ( $\varnothing 1,0$  m) hasta 3 m por debajo del túnel (y a 2 m del frente), para estabilizar el socavón y que la máquina pudiera llegar a una pared estable y un tratamiento con inyecciones tipo TAM como el de la fig. 6. Para el paso del segundo túnel se hizo el tratamiento de la fig. 7 y se pudo pasar sin problema.

En el caso de materiales con granulometría de arenas y poca cementación (como suele suceder con las areniscas del Albense), la permeabilidad puede ser muy elevada, sobre todo en zonas fracturadas, con lo que la aportación de agua puede ser muy importante (como en el caso ya citado del Tránsito Tajo-Segura). Pero también puede haber

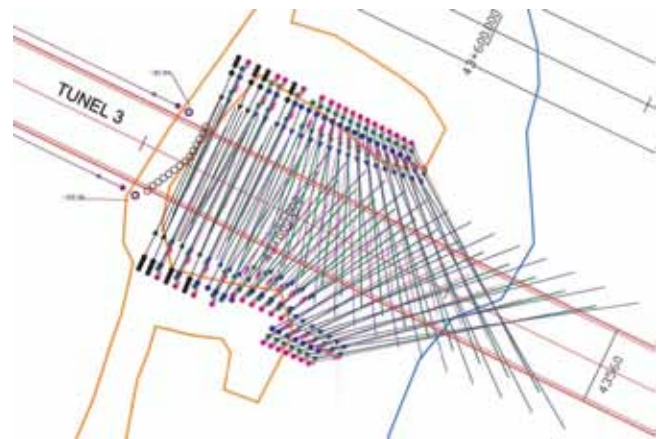


Fig. 7. Falla Valparaíso: tratamiento previo al paso del túnel 3 (planta)

problemas de este tipo en verdaderas arenas arcósicas, como las 'arenas de miga' y arenas con pocos finos (<15 %), de origen pliocénico que se presentan en el centro de España. Estos materiales no sólo pueden aportar agua si no que no tienen cohesión (o es tan pequeña que su movimiento del agua la hace 'desaparecer'), con lo que se pueden producir fenómenos de inestabilidad con facilidad, tanto en bóveda como en hastiales, con caudal importante de agua y con arrastres. En estas formaciones pliocénicas, con alternancias de arcillas ('toscos') y arenas ('de miga') el agua se acumula en los materiales permeables, con diferentes niveles piezométricos. Ello debe tenerse en cuenta a la hora de proyectar obras subterráneas, sobre todo durante el reconocimiento geotécnico, en que debe intentarse el aislar estos estratos con diferentes niveles piezométricos.

### 3. Influencias en el medio ambiente

Hay que tener en cuenta que, ya durante la construcción, puede afectarse al medio ambiente, influyendo sobre los niveles piezométricos, bien por inyectar el terreno, bien por desviar los cauces subterráneos. Generalmente es el segundo caso el factor que más afecta a las condiciones hidrogeológicas del entorno y que puede producir las posibles alteraciones en el equilibrio ambiental.

Por ejemplo, en Madrid, en la zona de la Castellana existía, bajo el acerado, el antiguo arroyo de igual nombre. Este flujo de agua dio lugar a problemas en las primeras obras

para el metro y construcción de colectores. Con el tiempo –y las obras–, el problema fue desapareciendo y hemos intervenido en obras subterráneas durante los últimos 20 años sin, prácticamente, presencia de agua en las capas arenosas.

Incluso, en algunos casos, las obras subterráneas realizadas a cielo abierto también pueden suponer un obstáculo en los movimientos de las aguas naturales, lo que puede obligar a captar el agua que afluye por un lado e inyectarla por otro. Este aspecto de ‘barrera’ trae como consecuencia, si no se le pone remedio, el ascenso del nivel freático por el lado que llega el agua (con posible inundación de sótanos próximos o expansividad de arcilla) y descenso en el otro (con posibles asentamientos, al aumentar las tensiones efectivas en el terreno, por descenso de las presiones intersticiales). Así ha ocurrido en una zona próxima al metro de Málaga (asentamientos) y en el sur de Madrid (expansividad). Generalmente, estos movimientos se producen en áreas grandes y es difícil que produzcan asentamientos diferenciales, pero hay que tenerlos en cuenta, para evitar daños a largo plazo.

En los túneles de montaña en materiales calcáreos puede afectarse a niveles piezométricos importantes, al producirse drenajes durante la construcción. Pero el tema puede agravarse durante la explotación y servicio del túnel. En ese caso, los proyectistas suelen considerar tres tipos de soluciones:

- Túneles ‘drenados’, en que se capta el agua (a través de láminas geotextiles, drenes en taladros, etc.) que llega al túnel, evacuándose por su sistema drenante interno. Ello pretende que, prácticamente, no haya presiones del agua sobre el túnel. Ello ha de hacerse para caudales que no sean muy grandes, (hasta del orden de 30 l/s en 1 km de túnel), a fin de no producir arrastres, aperturas de fisuras o diaclasas.

- Túneles ‘estancos’, en que se intenta hacer lo contrario: que no entre nada de agua y resistir toda la presión del agua que va hacia la excavación. Ello obliga a conseguir ya una impermeabilización de la misma desde antes de su apertura, generalmente con inyección tipo TAM o con *jet-grouting*. Ello va unido a poder perforar contra la presión del agua, mediante sistemas tipo ‘preventer’. Con ello, se construyó el sostenimiento con control de las filtraciones, para –después– ejecutar un revestimiento (armado o no) de suficiente entidad para que resista toda la presión final del agua. Esto puede hacerse también con tuneladora, con un revestimiento prefabricado de dovelas relativamente ligero y con un revestimiento (hormigonado in situ) continuo posterior, como se hizo en los túneles de Abdalajis (Málaga).

- Túneles intermedios, en que se intenta controlar el caudal que acude al túnel, con un cierto tratamiento de inyecciones, posterior a la excavación y a la colocación del sostenimiento (e, incluso, del revestimiento). Se trata, a veces, de una solución del tipo ‘no queda más remedio’, más que una solución diseñada de antemano.



Fig. 8. Inestabilidad de frente (rotura y avance de medio metro). Túnel de Casimiro Sainz (Santander)



**Fig. 9. Rotura en el frente. Túnel de Casimiro Sainz, Santander**

En el esquema de la fig. 8 (que viene a corresponder a casos que hemos vivido en Cantabria y en el País Vasco) se muestra la presencia de materiales areniscosos permeables entre materiales pizarrosos, muchos más impermeable. Esas capas de mayor transmisividad pueden estar conectadas con otras lejanas, con lo que la aportación de agua puede ser muy importante. La excavación de un túnel y el drenaje que ello puede suponer pueden afectar a mucha distancia y a fuentes en explotación urbana o agrícola. Por ejemplo, en el caso de Cantabria (túnel urbano de Casimiro Sainz) la comunicación llegaba hasta unos 30 km de distancia, con lo que podría encontrarse agua, en las areniscas poco cementadas, con una presión de unos 3-4 bares, que llegaba a romper el frente y moverlo del orden de 1 m (fig. 9).

En esas condiciones, además del problema constructivo (por la posible inestabilidad del frente), se puede presentar claramente la afección a los niveles piezométricos de cada estrato areniscoso, en función de su espesor, comunicación con el exterior, recarga de lluvia, explotación de pozos y fuentes cercanas.

#### **4. Problemas constructivos y soluciones**

A continuación, vamos a exponer una serie de ejemplos reales en que el agua y el túnel se han interactuado claramente, con problemas a veces de difícil solución.

Empezaremos por el caso de Santander (túnel de Casimiro Sainz) cuya morfología geológica hemos presentado en la fig. 8. La presencia de agua a presión en el frente originó una rotura parcial del mismo, en la zona en que dicho frente descubrió (figs. 8 y 9) esas areniscas con 3 bares de presión hidráulica. El túnel se construía con el método Bernold y la excavación se hacía con rozadora. Se procedió a cerrar el frente, gunitándole, y a realizar un tratamiento del terreno que permitiera excavar el túnel en areniscas, entre dos capas esquistosas aislado del agua.

Para ello se hizo una prebóveda con columnas de *jet-grouting*, tipo 1, distribuidas en dos coronas. Además se ejecutaron diversas columnas (una cada 2-3 m<sup>2</sup>) en el frente, a fin de ‘armar’ las areniscas decomprimidas. Las columnas de jet se introdujeron 3 m en la pizarra, con lo que se consiguió una barrera cónica respecto al agua, lo



que permitió continuar la excavación (fig. 10). Este procedimiento se repitió cada vez que se llegaba a estratos areniscosos. En una ocasión, en que por prisas, las columnas se introdujeron sólo 0,5-1,0 m en las pizarras, el 'cierre' no fue suficiente, actuó la presión y movió el frente de excavación 1 m.

Como la excavación se hacía en dos fases, para la excavación de la destroza, se hicieron columnas de *jet-grouting* pseudoverticales (fig. 10).

Soluciones parecidas se han utilizado, por ejemplo, bajo la Casa de Campo, al ejecutar un túnel para la línea 5 del metro de Madrid, construido por el Método Tradicional de Madrid. La presencia de capas de arena con pocos finos (<20 %), saturadas y aportación de agua, hacia la inviable excavación de la bóveda, ya que se producían arrastres importantes. Por ello, hubo que acudir a la realización de 'paraguas' cónicos sucesivos, con tapón de fondo en cada caso, mediante taladros con manguitos, inyectando lechada de cemento en primera fase y silicatos enriquecidos aqua-reactivos en la segunda fase. Ello dio resultado adecuado (fig. 11).

También se utilizó un sistema de paraguas para ejecutar un tramo del metro de Sevilla bajo el túnel de San Bernardo de Renfe, excavado por procedimientos tradicionales en gravas. En este caso el paraguas fue doble: una corona con columnas de *jet-grouting* y otra con pilotes (figs. 12 y 13).

Vemos, pues, que en estos 3 casos los paraguas no son iguales:

- El *jet-grouting* se ha utilizado como prebóveda impermeabilizante en un material relativamente compacto (arenisca poco cementada).
- En el caso de las arenas, con bastante huecos, se ha utilizado la inyección de silicatos, impermeabilizante y poco resistente.
- En el caso de Sevilla, en que se necesita impermeabilización en las gravas y resistencia (por encima hay un túnel en servicio) se acude al sistema doble: *jet-grouting* y micropilotes con tubo de acero.

En alguno de estos casos (por ejemplo, Sevilla y Santander) hubo que utilizar el sistema de 'preventer' para realizar

la perforación contra la presión de agua, lo que dificultó y retrasó las operaciones de inyección.

Otras veces los problemas con el agua pueden ser inesperados. Por ejemplo, en un túnel de ADIF en Guadalajara se construyó un túnel para vía doble por el Nuevo Método Austriaco. Antes de construir el revestimiento definitivo, se produjo el hundimiento de varias docenas de metros del túnel. Unos sondeos, realizados para colocar instrumentación sobre el túnel, atravesaron una capa con agua y pusieron en comunicación el acuífero confinado existente con el sostenimiento de gunita (fig. 14). Este no se había diseñado para resistir las presiones de agua (del orden de 10-15 m de columna). Ello llevó a que, poco a poco, el sostenimiento entrara en carga y como se había colocado (el terreno atravesado era una marga yesífera de cierta calidad) con unos 10-12 m de espesor, no fue suficiente para resistir el empuje total. El agua debió añadir una compresión media en la gunita de unos 90 Kp/cm<sup>2</sup> adicionales.

Entre estas sorpresas se puede incluir el problema vivido en el Pueblo de Barajas un cinco de enero. La tuneladora que construía el túnel del metro al aeropuerto, había pasado bajo unos edificios (con algunas instalaciones auxiliares en patios

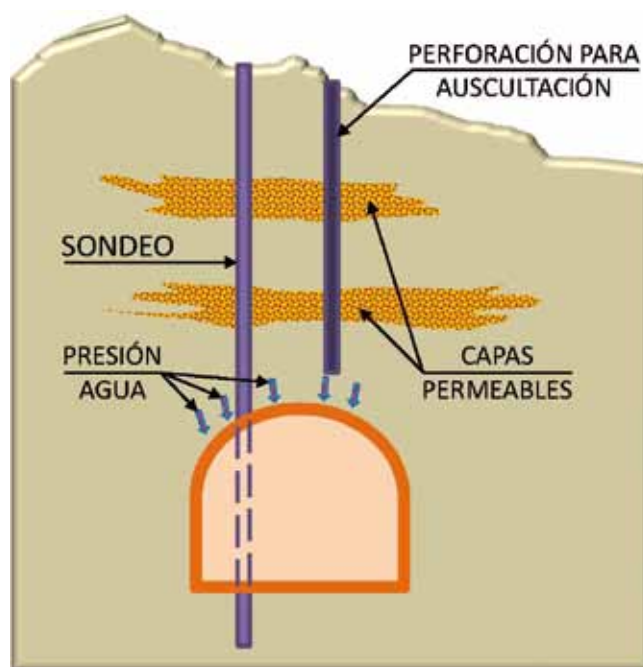


Fig. 14. Empujes de agua a través de perforaciones no selladas

muy antiguos) hacia un mes. En ese momento se detectó presencia de algo de agua, pero como la tuneladora era de frente cerrado, tipo EPB, ello no tuvo la menor consecuencia para la excavación. Sin embargo, un mes después, se abrió un socavón que aparecía en el interior de un pabellón de las antiguas instalaciones existentes en superficie. Ese día se rellenó el hueco con 600 m<sup>3</sup> de mortero. En la fig. 15 se esquematiza lo sucedido: hace mucho tiempo se hizo un pozo y un aljibe en una capa de arena con agua, para abastecer la zona (hay varios en Barajas). Posteriormente, al agotar ese acuífero confinado, se hizo otro pozo más profundo. Con el tiempo se abandonó esta explotación y cuando llegó la tuneladora cortó el pozo inferior y vació el agua que quedaba en el aljibe. Al desecarse sus paredes se produjo un hundimiento del pozo superior. En días posteriores al del primer incidente, todavía descubrimos un hueco adicional, de unos 300 m<sup>3</sup> de capacidad, bajo las zapatas y solera de un taller. Gracias a que este tenía una solera de hormigón de unos 40 cm de espesor, no se había producido su hundimiento.

También puede ser raro encontrarse con agua y gas en el terreno. Pero en las ‘margas azules del Guadalquivir’, en el centro de Sevilla hemos encontrado esta circunstancia. Para el proyecto inicial del metro se ejecutó un pozo (con pantallas continuas), de Ø 25 m, atravesando las arcillas y gravas superiores e introduciéndose unos 10 m en las “margas”. Este pozo iba a ser la salida de la estación de Plaza Nueva. Una noche de Feria de Abril, el fondo del pozo se levantó 1 m, por

acción de la presión del gas-agua existente en profundidad, dejando 8-9 m de margas totalmente decomprimido y hojoso (ensayos SPT posteriores dieron golpes de 5-6/30 cm).

En el caso de túneles a cielo abierto, al abrigo de pantallas continuas, la presencia de un nivel piezométrico tiene diversas consecuencias:

- Empujes muy importantes sobre la pantalla (que pueden triplicar los del terreno), lo que se traduce en mayor espesor de la pantalla, mayor armadura y mayor necesidad de apuntalamiento (e, incluso, preapuntalamiento).
- Riesgo de derrumbes durante la excavación de los módulos de las pantallas, sobre todo si el terreno es arenoso con gruesos y gravas.
- Riesgo de filtraciones en juntas entre pantallas, con probabilidad de fallo de las mismas y de penetración de terreno en el interior del recinto a excavar.
- Riesgo de levantamiento o rotura de fondo, si las pantallas no tienen la longitud adecuada o no se producen en un estrato impermeable.

En la fig. 16 se muestra un ejemplo de rotura de fondo en una zona del metro de Sevilla, en que –para dejar paso al agua y no hacer efecto barrera– se construyó un ‘portillo’,

## TRAMPAS PARA TUNELADORA

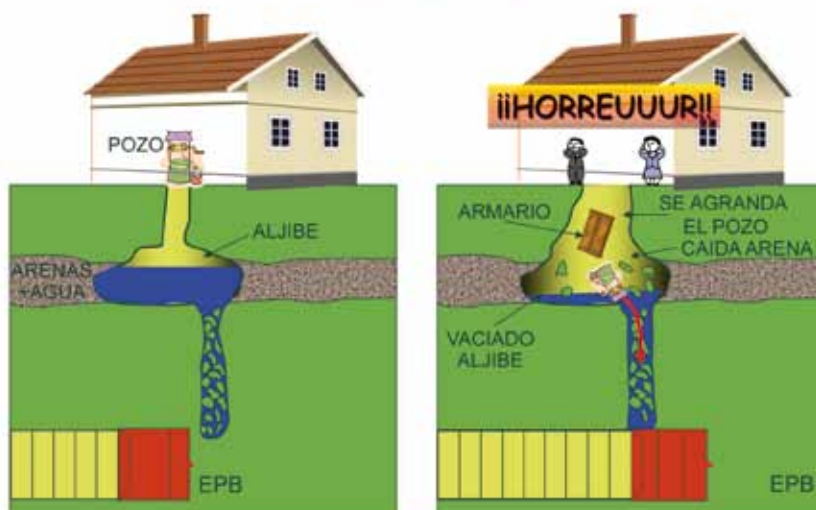


Fig. 15. Pozos y aljibes sobre una tuneladora.  
Consecuencia: socavón superficial

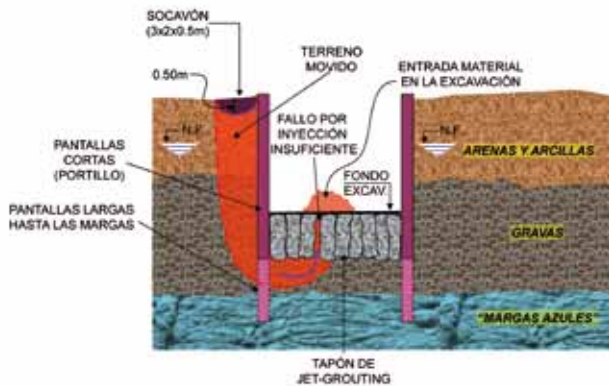


Fig. 16. Socavón producido en una zona con "portillo" en las pantallas continuas. Metro de Sevilla (Oteo, 2015)

con un tapón de *jet-grouting* bajo la máxima profundidad excavada. El control de ejecución de dicho tapón no fue todo lo eficiente que debería haber sido y el agua rompió el tapón puntualmente, arrastrando terreno (socavón en trasdós de la pantalla) y llenando de agua el túnel.

En la Estación Puerta de Jerez hubo que hacer –por motivos que serían muy largos de explicar– una parte de las pantallas con pilotes secantes, la mitad de los cuales no va armada. La presión del agua era de 2,4 bares, por lo que o falló una junta o se rompieron pilotes no armados (o las dos cosas). Con ello se produjo una entrada de material en la estación (fig. 17), provocando un socavón superficial (que se 'tragó' un kiosco). Hubo que reunir a los tratamientos que se esquematizan en la fig. 18.

En el ferrocarril Málaga-Fuengirola, hace muchos años y diez años después de construir el ferrocarril con pantallas (fig. 19) se produjo un fallo de una junta (en que había quedado bentonita) y penetraron 60 m<sup>3</sup> en la sección del túnel, con el consiguiente socavón superficial en la calle Cuarteles. En el túnel, en ese momento, podrían observarse diversos refuerzos y tubos de inyección, que indicaban que el problema –en menor magnitud– llevaba años presente.

En estos casos de túneles con pantallas, en metros como el de Málaga y Valencia se ha acudido –para evitar el efecto barrera– al sistema de 'almenado' o paso superior del agua sobre el túnel.

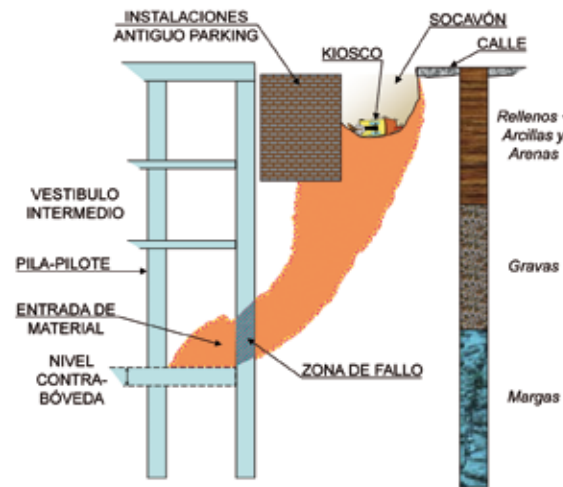


Fig. 17. Socavón en Puerta de Jerez (Oteo, 2015)

## 5. Otras cuestiones

No queremos hacer esta exposición demasiado extensa por lo que no incluiremos más casuística.

Simplemente queremos, para finalizar, recordar que existen otros puntos de notable interés.

- Los efectos reales del drenaje en el túnel sobre el terreno circundante.
- La situación del drenaje del túnel dentro de la sección definitiva, la cual debe estudiarse para evitar ampliar la excavación innecesariamente.
- La utilización de soleras planas, que son fáciles de ejecutar, pero resisten mal a flexión, si hay empujes de agua.
- La utilización de soleras curvas o poligonales (de más facilidad de ejecución).
- Los problemas de colapso y expansividad en suelos metaestables por los cambios de humedad.
- La colocación de láminas drenantes o impermeables entre sostenimiento y revestimiento.
- La conservación de elementos de drenaje a lo largo del tiempo. En este sentido cabe señalar el caso del túnel de Niévares, en que los depósitos de carbonatos (casi cegan-

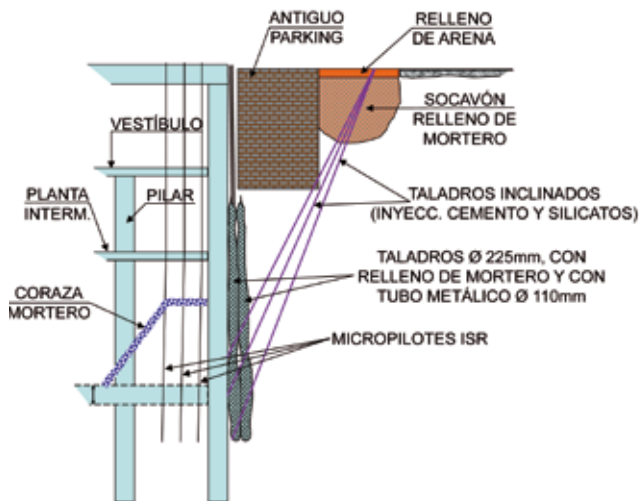


Fig. 18. Tratamiento en Puerta de Jerez (Oteo, 2015)

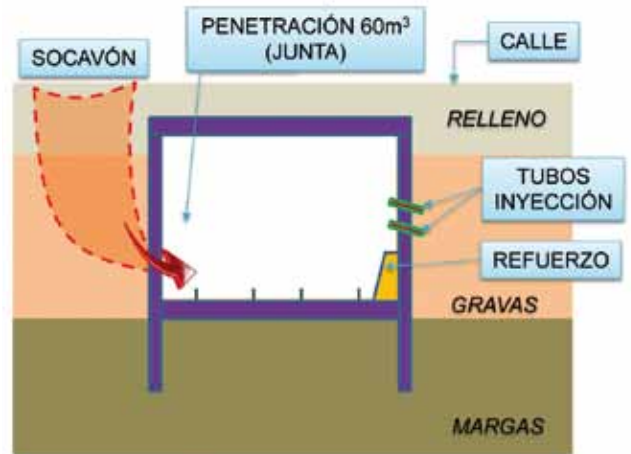


Fig. 19. Socavón en c/ Cuarteles de Málaga

do, los tubos de drenaje) y la escasa presencia de arquetas de registro han llevado a una actuación de emergencia descrita por Fernández Nespral y otros (2014).

- El caudal de filtración que se puede admitir, siempre será discutido. Según la Norma UNE 104424 un túnel ‘seco’ o con goteo de agua, puede admitir una filtración menor de 0,001 o menor de 1,0 l/m<sup>2</sup>, respectivamente. También suele utilizarse el criterio de que una filtración de menos de 5 l/sg/km en un túnel no tiene importancia; cuando esta agua se multiplica por 10 ya queda evidenciado que hay problemas, etc.

Animamos a los lectores de este trabajo, si es que llega a haberlos, a que si están interesados en este tema, contacten con Aetos para formar parte del Grupo de Trabajo que va a iniciar pronto sus cometidos. **ROP**

**Referencias**

- FERNÁNDEZ-NESPRAL, C., OTEO, C., & SOLA, P. (Septiembre de 2014). “Rehabilitación de los túneles de Niévares (Asturias) por las patologías derivadas del depósito de sales carbonatadas en su sistema de drenaje”. Revista Obras Públicas (nº 3557), pp. 31-54.
- OTEO, C. (2005). “Geotecnia, auscultación y modelos geomecánicos en los túneles ferroviarios de Guadarrama”. En capítulo del libro “Túneles de Guadarrama” (págs. 189-220). Madrid: Ed. Entorno Gráfico.
- OTEO, C. (2015). “Quince lecciones y un epílogo sobre Geotecnia de Obras Subterráneas”. Madrid: Asociación Técnica de Carreteras.



# Excelencia en Ingeniería de Túneles



TÚNELES | POZOS | CAVERNAS | FALSOS TÚNELES | MÉTODOS CONSTRUCTIVOS |  
SOSTENIMIENTOS | SUBSIDENCIA | TUNELADORAS | PORTALES | REHABILITACIÓN DE  
TÚNELES | ASESORÍA EN OBRA | INSTRUMENTACIÓN



[www.subterra-ing.com](http://www.subterra-ing.com)

**Subterra**  
INGENIERIA

**SUBTERRA Ingeniería Ltda. | CHILE**

Alfredo Barros Errázuriz 1960. 7500521 Providencia - Santiago. Chile

**SUBTERRA Ingeniería S.A.S. | COLOMBIA**

Calle 5A # 43B-25 . El Poblado. Edf. Meridian. Medellín. Colombia

**SUBTERRA Ingeniería S.L. | ESPAÑA**

Vallehermoso, 18, Local. 28015 Madrid. España

**SUBTERRA Ingeniería S.A.C | PERÚ**

José Pardo, 601. Of. 801. Miraflores - 18 Lima. Perú



[es.linkedin.com/in/subterra/](https://es.linkedin.com/in/subterra/)



[www.facebook.com/Subterra.](https://www.facebook.com/Subterra.)



[@Subterra\\_Ing](https://twitter.com/Subterra_Ing)

# Condicionantes y singularidades en el diseño de la línea 5 del metro de Riad



**Pedro Ramírez Rodríguez**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Director del Departamento de Geotecnia de Typsa



**Alberto Gómez-Elvira López**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Jefe de Sección del Departamento de Geotecnia de Typsa



**Xavier Torelló Ciriano**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Director del Departamento de Estructuras Barcelona de Typsa

## Resumen

El proyecto de las seis líneas que forman el metro de Riad incluye un ambicioso conjunto de obras subterráneas tanto por su magnitud como por los ajustados plazos comprometidos para su puesta en marcha. La línea 5 discurre enterrada bajo el corazón de la ciudad a lo largo de la calle King Abdulaziz y comprende trece kilómetros de túnel, once estaciones subterráneas y numerosos pozos y galerías auxiliares.

El diseño de las obras subterráneas ha estado marcado por las condiciones geotécnicas impuestas por un macizo calizo altamente fracturado, con desarrollo cárstico y con presencia de paleocauces, un medio agresivo para los hormigones, la compleja hidrogeología derivada del acuífero superficial alimentado por las pérdidas de conducciones y el riego, y por un entorno urbano especialmente sensible en el que el espacio disponible para las excavaciones a cielo abierto es mínimo.

Por un lado, el diseño ha aportado soluciones singulares que permiten hacer frente a la subpresión en estaciones profundas mediante la interacción de las estructuras con el macizo rocoso y, por otro, se ha centrado en la aplicación de procedimientos constructivos que compatibilizan la gestión del riesgo en túneles y excavaciones profundas con el cumplimiento de los estrictos plazos de construcción.

## Palabras clave

Túnel de metro, tuneladora, interacción suelo-estructura, subpresión, hidrogeología, carst, agresividad, durabilidad

## Abstract

*World class Riyadh Metro Project comprises a major group of underground infrastructures with significant magnitude and linked to the tight schedule committed for the metro operation start. Underground Line 5 runs downtown below King Abdulaziz Road and includes thirteen kilometres of tunnel, eleven deep underground stations and several shafts and ancillary galleries.*

*The tunnel design has been determined by the geotechnical conditions associated to the fractured and karstified limestone rock and the existing paleostreams; the aggressivity of the environment to concrete; a complex hydrogeological scheme due to the shallow man made aquifer; and to the surrounding sensitive urban environment where space availability for open cut excavations is minimum.*

*On one hand the design has provided singular solutions to overcome the issue of unbalanced uplift pressures in deep underground stations, based on rock mass – structure interaction, and on the other hand engineering has focused on construction methodologies that make compatible the risk management on tunnelling and temporary works with the strict construction milestones.*

## Keywords

*Metro tunnel, tunnel boring machine, soil-structure interaction, uplift pressure, hydrogeology, karst, aggressivity, durability*

## 1. Introducción

La capital del reino de Arabia Saudí ha experimentado desde mediados del siglo XX un crecimiento poblacional significativo que ha favorecido el desarrollo de una gran urbe, alcanzando en la actualidad los 1.800 km<sup>2</sup> de ocupación en superficie. La planificación urbanística a la que ha ido ligado a este proceso ha tenido como eje principal el uso

del vehículo privado como medio de transporte básico. La consecuencia directa es que los niveles de congestión y el consumo de combustible se han disparado de manera alarmante a lo largo de los últimos quince años. Para mejorar esta situación y reducir la dependencia del vehículo privado, la autoridad encargada del desarrollo de Riad, ADA (Arriyadh Development Authority), está promoviendo



**Fotografía 1. Túnel principal de línea 5 excavado con TBM**

la creación de una red de transporte público que, además, impulse el desarrollo económico y social de la ciudad. La red prevista incluye como inversión clave un sistema de 6 líneas de metro para conectar los principales polos de actividad. El metro de Riad, con 180 kilómetros de desarrollo, 42 de los cuales son túneles, 85 estaciones, 7 cocheras y una inversión total que asciende a los 26.000 millones de dólares, es uno de los mayores proyectos de obra civil promovidos en los últimos años en todo el mundo. El plazo previsto para el diseño y la construcción de la red de metro es tan solo de 5 años y supone un compromiso primordial para el gobierno saudí. Este condicionante, unido a la magnitud del proyecto, convierte a la obra en todo un reto ingenieril, tratándose además de las primeras líneas de metro que se construyen en el país.

Son numerosos los aspectos de interés que han sido estudiados durante la etapa de diseño. El presente artículo pretende recoger solamente las cuestiones técnicas más singulares asociadas a la ingeniería de detalle de las obras subterráneas, centrándose en la experiencia particular adquirida en la línea 5 como elemento más representativo del diseño llevado a cabo por Typsa.

Esta línea comprende 13 kilómetros de túnel que recorren uno de los ejes prioritarios de comunicación en el centro de Riad, la calle King Abdulaziz donde se concentran gran parte de los edificios oficiales e instituciones saudíes. El principal reto del diseño de los túneles y las estaciones enterradas ha sido aportar soluciones técnicas óptimas orientadas al cumplimiento del programa de construcción y de los estrictos requerimientos y estándares de calidad exigidos por el cliente, y a la vez, gestionar los riesgos intrínsecos de las obras subterráneas y las excavaciones desarrolladas en un entorno urbano, geológico e hidrogeológico singular.

## **2. El diseño de la línea 5 del metro de Riad**

### *2.1. Descripción de la línea*

La línea 5 o también llamada línea verde pertenece al Paquete 3 del metro de Riad, que incluye diseño, construcción y puesta en servicio de las líneas 4, 5 y 6 adjudicadas al consorcio multinacional FAST. La línea 5 tiene un desarrollo norte-sur de 13.017 m de túnel en total. Incluye 12 estaciones subterráneas y unas cocheras también enterradas situadas en el extremo norte. Conectará con la línea 1 del metro en la estación 5A1 cerca del centro histórico en King Faisal Road



para contrarrestar el efecto de la subpresión. El procedimiento previsto permite cumplir ambos objetivos aprovechando las condiciones del macizo rocoso y su interacción con la estructura. Como se explicará más adelante, las condiciones hidrogeológicas del entorno son complejas pues dependen directamente de las pérdidas en conducciones de agua y la fracturación y permeabilidad secundaria de la roca.

Por último, en el proyecto del gran recinto enterrado de las cocheras, ha sido necesario resolver el problema que plantean las presiones localizadas del agua freática mediante una solución estructural eficiente. Las condiciones geológicas locales se han aprovechado para proyectar un sistema de reducción de presión hidrostática mediante una losa drenada y una pantalla de cierre parcial perimetral.

### 2.2. Bases de diseño y normativa

Los estándares de calidad requeridos por el cliente en la infraestructura son muy exigentes. Las especificaciones del proyecto en lo relativo a las obras subterráneas y a los túneles imponen el uso de los Eurocódigos como normativa principal de referencia, por lo que tanto la caracterización de materiales como el diseño geotécnico se realizan mediante el Eurocódigo 7 EN 1997 (anejo nacional británico). En cambio,

para las estructuras permanentes en estaciones la normativa de referencia es la norteamericana (ACI - AASTHO) complementada por el código saudí de la edificación (Saudi Building Code), mientras que los elementos temporales de contención se diseñan según el Eurocódigo 7.

Los elementos permanentes de la obra civil se han proyectado para alcanzar una vida útil de, al menos, 100 años según las prescripciones de proyecto, lo que determina, entre otras cosas, la durabilidad de los hormigones y de los sistemas de protección e impermeabilización de elementos enterrados. A su vez, el pliego establece que se debe realizar un estudio hidrogeológico para analizar la evolución del nivel freático a 100 años y con ello determinar el nivel de agua de diseño.

### 3. Entorno geológico e hidrogeológico

#### 3.1. Geología de Riad en el entorno de la línea 5

Riad se sitúa en el centro de la meseta de Najd, en el interior de la península arábiga, a una altitud de 600 m sobre el nivel del mar y con un ligero descenso hacia el este. Esta plataforma está formada por rocas sedimentarias de edad mesozoica a cenozoica depositadas en los flancos del escudo arábigo o el complejo basal. Las rocas del Mesozoico que

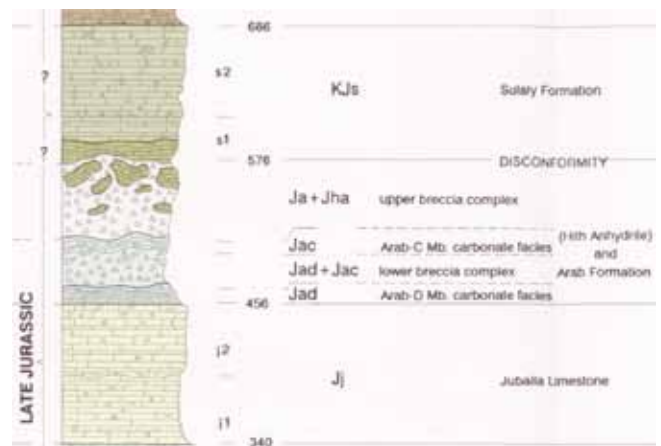
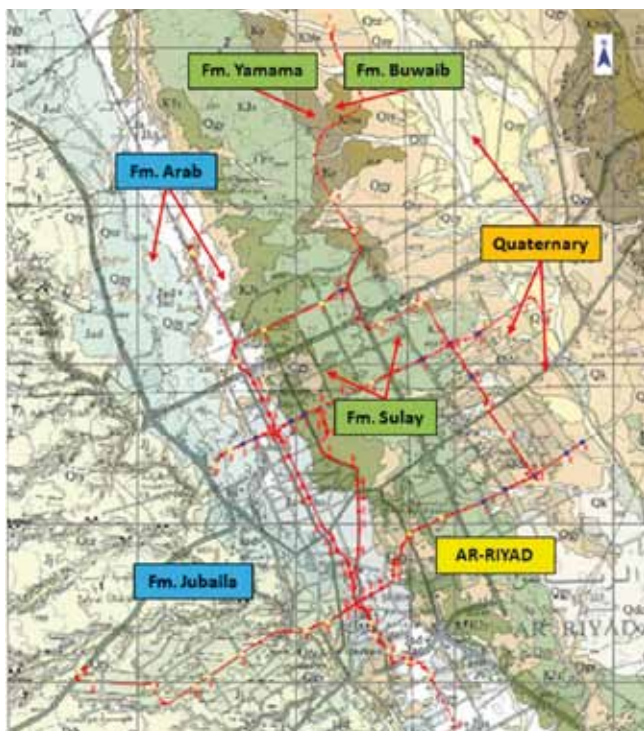


Fig. 2. Mapa geológico de Riad 1:250000 con superposición de las líneas de metro (Servicio Geológico Saudi)

se localizan en la ciudad son calizas marinas intercaladas con lutitas y areniscas, mientras que las rocas cenozoicas tienen origen continental. El buzamiento regional en Riad es del orden del 1° a 3° hacia el este.

En esta zona existe una red hidrográfica de valles aluviales encajados (en árabe, *wadis*) donde se establecieron los primeros asentamientos en la región fértil de al-Yamamah: los aluviales del Wadi Al-Batha, tributario del Wadi Hanifa. Con el tiempo, la expansión urbana ha cubierto parcialmente otras cuencas de drenaje como Wadi Hanifah y el Wadi Sulaiy.

Las unidades geológicas locales se dividen en tres grupos dependiendo de su edad. Las unidades jurásicas (formaciones Jubaila y Arab), que son los materiales de mayor edad, están formados por depósitos carbonatados con presencia errática de brechas que pueden intercalarse con evaporitas en profundidad. Parte de estas evaporitas se disolvió, produciendo el colapso de los materiales suprayacentes y dando como resultado una intensa brechificación. Los depósitos jurásicos constituyen el sustrato de la zona oeste de la ciudad. Sobre estos materiales se localizan, de manera discordante, los depósitos cretácicos compuestos por calizas y brechas que conforman el sustrato del sector oriental.

Los suelos cuaternarios están mayoritariamente asociados a los sistemas aluviales de los wadis existentes, depósitos de terrazas como el Wadi Hanifah o bien paleocauces rellenos. Suelen ser suelos granulares medianamente densos a muy densos formados por gravas, arenas y arenas con grava. El aluvial asociado al Wadi Sulaiy, situado al este, rellena una depresión formada por el colapso de la formación Arab tras la disolución de la anhidrita Hinth y, por tanto, su espesor supera los 20 m.

Algunos paleocauces se han desarrollado sobre zonas calcáreas relativamente planas, lo que ha favorecido la formación de cavidades cársticas en el sustrato subyacente. Este es el caso de la zona sur de la línea 5 donde se dan las condiciones geotécnicas más complejas de la obra y se alcanzan los 13 m de espesor aluvial. En el resto del tramo los depósitos superficiales poseen pocos metros de potencia (2 a 3 m, en general, con zonas de hasta 5 m).

### 3.2. Caracterización geológico geotécnica de las rocas

Las obras de la línea 5 afectan principalmente a las formaciones Arab y Sulaiy. La formación cretácica Sulaiy aflora sobre la formación Arab y está compuesta por caliza compacta

(KJs1) con paquetes de calcarenita y caliza dislocada (KJs2). Los estratos inferiores en contacto con la formación Arab han sufrido procesos de hundimiento, mientras que los superiores no afectados han dado lugar a calizas moderadamente duras. Por lo tanto, los paquetes inferiores son más tendentes a presentar cavidades cársticas y también zonas brechificadas de características similares a la formación Arab.

La formación jurásica Arab ha sufrido procesos de fracturación y hundimiento por la disolución de las capas profundas de evaporitas, que en la ciudad de Riad han sido completamente eliminadas por efecto del agua freática. Como resultado, la textura y la estructura de la caliza refleja la influencia de esta deformación y hace que sean rocas muy susceptibles al desarrollo de cavidades. Se distinguen las siguientes subformaciones en función de la presencia de brechas o evaporitas:

- El complejo de brecha superior (Ja+Jha) en el que se mezclan facies carbonatadas con bloques colapsados de la formación Sulaiy. Se muestra en forma de caliza micrítica crema a gris claro y brechas heterométricas con cementación carbónica. Se dan numerosas cavidades métricas con desarrollo paralelo a la estratificación.
- El complejo brecha inferior (Jac+Jad) está formado por fragmentos centimétricos a decimétricos de los miembros de la formación Arab en matriz cálcica. Puede ser calcarenita beige a gris laminada y dolomía recristalizada (Jac) o bien caliza laminada gris, beige o azulada y argilita yesífera (Jad).

La alteración afecta las superficies expuestas en todas las formaciones y también al macizo rocoso profundo en las zonas carstificadas. En las rocas detectadas de la traza la alteración está gobernada por las fracturas y la estratificación que dan lugar a alteración dentro de la masa de roca a cualquier profundidad. Las brechas alteradas aparecen como gravas medianamente densas a densas en matriz limosa.

En resumen, las rocas en el entorno de las obras son básicamente calizas, brechas y calcarenitas muy fracturadas y con alteración variable. Independientemente de la formación a la que pertenezcan (Arab o Sulaiy) para la caracterización se han agrupado según el grado de alteración y el RMR, puesto que se ha comprobado que la roca matriz presenta un comportamiento bastante similar en todos los casos tanto por sus propiedades tenso-deformacionales como por su naturaleza y composición mineralógica.

|     | Litología                                                              | Clasificación                  | Grado de Alteración (EN ISO 14689-1:2003) |
|-----|------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------------|
| HWR | Roca altamente meteorizada<br>( <i>highly weathered rock</i> )         | RQD < 50<br>25 ≤ RMR < 40      | 3 - 4                                     |
| MWR | Roca moderadamente meteorizada<br>( <i>moderately weathered rock</i> ) | 50 ≤ RQD < 75<br>40 ≤ RMR < 55 | 2                                         |
| SR  | Roca sana<br>( <i>sound rock</i> )                                     | RQD ≥ 75<br>RMR ≥ 55           | 0 - 1                                     |

La resistencia a compresión simple de la roca matriz medida sobre muestras no fracturadas o alteradas está en el rango de 10 a 50 MPa con un promedio de 22 MPa y valores máximos cerca de los 80 MPa. Se trata de rocas blandas con un módulo de deformación medio de 2,8 GPa en el caso de mayor grado de fracturación (estimado mediante ensayos dilatométricos). Las rocas no resultan abrasivas dado que el índice Cerchar medio es de 1, con máximos puntuales de 2,4 y el coeficiente Schimazek es 0,05 con picos de 0,24.

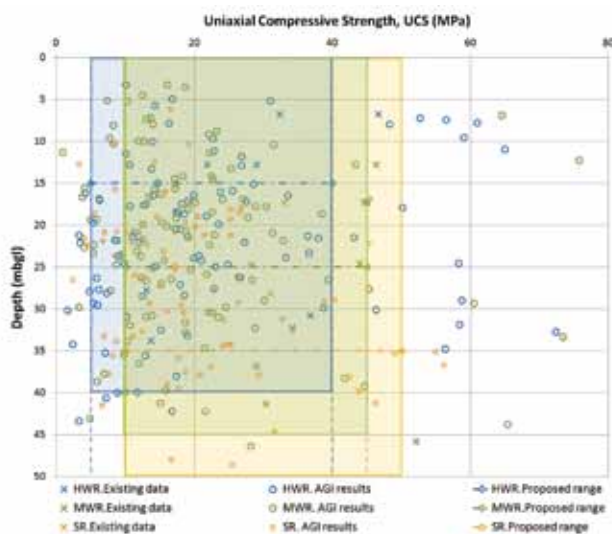


Fig. 3. Resultados de resistencia a compresión simple. Formaciones Arab y Sulaiy

Además son fácilmente excavables presentando un DRI medio de 70.

Las excavaciones observadas en campo resultan estables aún con taludes subverticales, si bien presentan signos locales de caída de bloques y alteración en las zonas afectadas por carstificación. Su estructura está marcada por la estratificación predominantemente subhorizontal, aunque dependiendo de la formación se han observado zonas claramente tableadas, algunas plegadas y otras altamente fracturadas sin un patrón definido de juntas. Las fracturas suelen presentar un espaciado centimétrico, estando en general por debajo del medio metro.

Los tipos de formaciones cársticas detectadas en el área de proyecto van desde poros y oquedades centimétricas, a cavidades decimétricas a métricas, de hasta 6 metros de máximo desarrollo horizontal (según estratificación), en general parcialmente rellenas de suelos arcillosos con clastos y agua.

### 3.3. Condiciones hidrogeológicas

La presencia del nivel freático, su continuidad y evolución en el tiempo son condicionantes fundamentales para el diseño de las excavaciones y estructuras enterradas. La hipótesis de partida según las especificaciones del contrato es considerar el nivel de agua en superficie si no se dispone de un estudio hidrogeológico que defina los niveles de diseño previstos a 100 años. Dado el impacto económico de esta cláusula, se realizó un estudio conjunto para las tres líneas del Paquete 3 para estimar la evolución, basado en los datos disponibles.

En las rocas sedimentarias sobre las que se sitúa la ciudad se desarrollan diferentes acuíferos. El principal es el denominado acuífero Arriyadh, formado por las calizas altamente fracturadas y brechificadas, con una conductividad hidráulica elevada, de la formación Arab (Jc) que buza hacia el este según la secuencia mesozoica. El extremo sur de la línea 5 se extiende sobre este acuífero.

Por encima del acuífero Arriyadh existe un conjunto de baja conductividad hidráulica asociado a las formaciones Arab Superior (JA) y Sulaiy (KS), que son las unidades mayoritariamente afectadas por las obras subterráneas de la línea 5. Allí donde las unidades subyacentes sufrieron procesos de colapso más intensos estas unidades pueden ser más permeables.

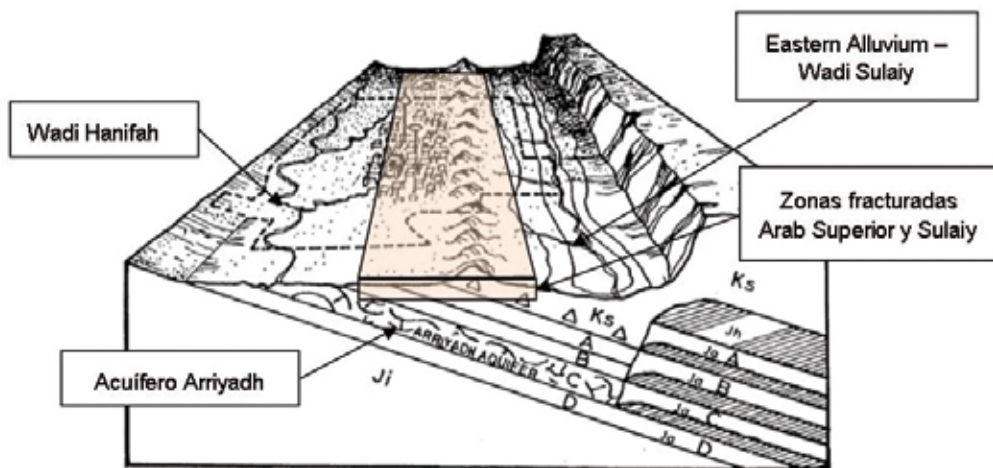


Fig. 4. Esquema de los acuífero de Arriyadh y zonas fracturadas Arab Superior y Sulaiy (Fuente: ADA *Rising Groundwater Management Program*. 1990)

Finalmente, por encima de estas formaciones calcáreas se encuentra el acuífero superficial aluvial cuaternario, que comprende depósitos recientes asociados a los cauces hidrológicos de los wadis Hanifah y Sulaiy. El Wadi Hanifah se sitúa al extremo oeste de Riad, mientras que a la unidad que forma el Wadi Sulaiy se le denomina el Eastern Alluvium, donde se ubican parte de la líneas 4 y 6 del metro.

El incremento en la población y superficie urbanizada en Riad en los últimos años, acompañado de la expansión comercial y económica, ha llevado a un aumento desmesurado del consumo de recursos hídricos que, en su gran mayoría, son aportados a la ciudad desde desaladoras situadas en la costa. Una parte significativa de estos recursos se infiltran en el terreno por pérdidas en las redes de abastecimiento, riego y saneamiento. La capacidad del medio para eliminar el exceso de agua derivada hacia terreno por infiltración

profunda, drenaje o evaporación es muy limitada, lo que favorece la formación de flujos subterráneos que, en ciertos casos, dan como resultado elevaciones del nivel freático superficial apreciables.

ADA ha realizado varios estudios centrados en solucionar esta ascensión que ha llegado a provocar problemas de contaminación, acumulación localizada e incluso de filtraciones en sótanos y surgencias de agua freática en plena calle (*Enhancing the Management of Rising Groundwater in Arriyadh*, 2013). El balance hídrico resultante del estudio muestra un desequilibrio de 110.000 m<sup>3</sup>/día de agua que quedan almacenados en el subsuelo de la ciudad con la consiguiente elevación del nivel de agua según las zonas. El agua en el terreno, o de infiltración, proviene en su mayor parte de actividades humanas, pérdidas en los servicios enterrados y riego. Para poner en contexto la cifra hay que

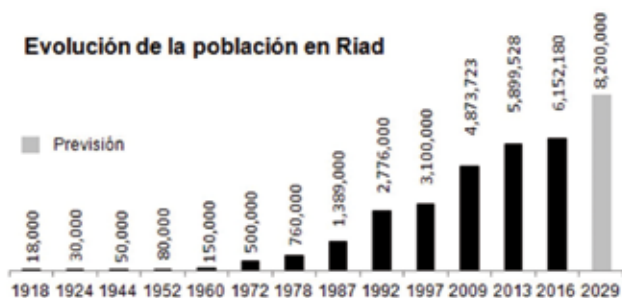


Fig. 5. Evolución de la población en Riad (ADA. *Investment Climate in Arriyadh*. 2015 y wikipedia.org)



Fig. 6. Aportación de agua al terreno en el balance hidrogeológico de Riad (Fuente: ADA *Rising Groundwater Management Program*. 1990)



METRO DE RIAD, ARABIA SAUDÍ  
Proyecto Básico y de Construcción



Campus de Formación de Iberdrola  
Project & Construction Management,  
San Agustín de Guadalix, Madrid



Aeropuerto de Lahore, Pakistán  
Proyecto de ampliación  
del Edificio Terminal



Metro de Estocolmo  
Planificación y diseño de  
11 km de línea, con túnel en roca,  
bajo el mar de Saltsjön



# detrás de grandes obras siempre hay una gran ingeniería

- Conocimiento, experiencia, capacidad técnica e independencia empresarial.
- 2.500 profesionales de la consultoría al servicio de la inversión en infraestructuras y equipamientos, tanto en España como en el mercado internacional.
- Desarrollo propio de tecnologías aplicadas y nuevos sistemas avanzados. Más de 30 proyectos de I+D+i en marcha.
- Exportación de ingeniería española a todos los continentes, contribuyendo al desarrollo sostenible y a la mejora de la calidad de vida de los ciudadanos.

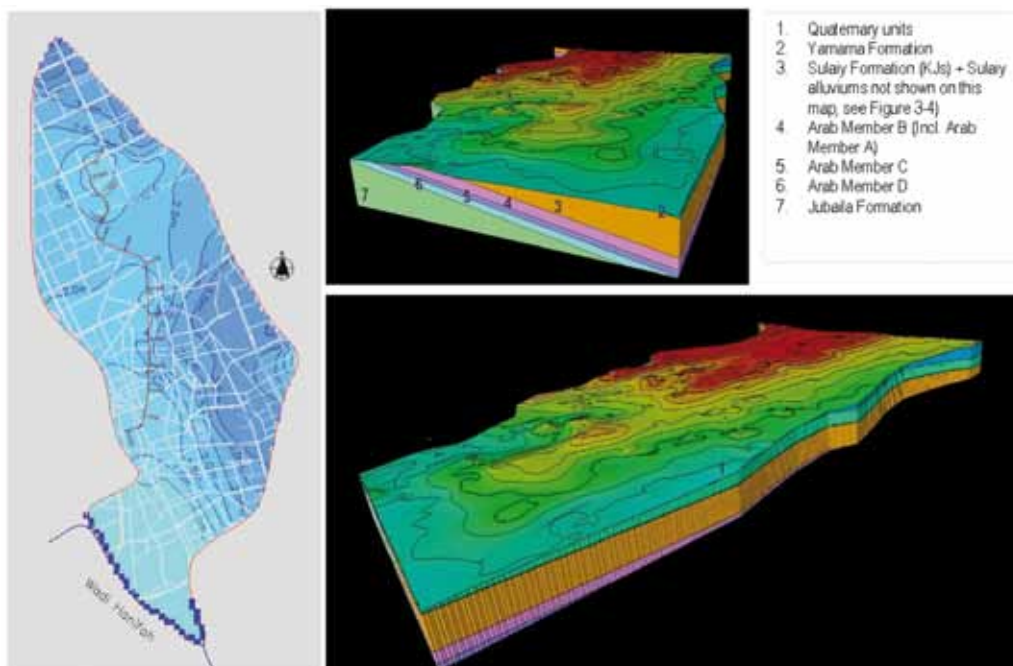
pensar que el agua de abastecimiento total que llega a la ciudad proveniente de plantas desalinizadoras, de explotaciones subterráneas y de depósitos supone 1.745.000 m<sup>3</sup>/día, mientras que la lluvia supone una entrada uniformizada al sistema equivalente a 63.500 m<sup>3</sup>/día.

Como resultado de los estudios, ADA puso en marcha un programa de rebajamiento del freático superficial que incluye acciones de drenaje y canalización del agua en el terreno en los puntos más conflictivos. En todo caso, la previsión para el año 2021 es que el nivel de agua tienda a bajar en determinadas zonas por la mejora y reparación de las redes, pero en otras zonas continúe subiendo especialmente en áreas con grandes crecimientos esperados en las tasas de riego.

Los estudios previos han aportado datos importantes para el desarrollo de los modelos hidrogeológicos: el mapa de isopiezas general y el balance hídrico actual de la ciudad, además de los datos de transmisividad y almacenamiento del terreno a partir de ensayos de bombeo. La campaña geotécnica específica del proyecto ha permitido ajustar los niveles de agua actuales con mayor precisión y ha aportado datos de permeabilidad obtenida mediante ensayos locales in situ.

En una primera fase se realizaron modelos numéricos 3D simplificados e independientes para los principales tramos soterrados de cada línea. Se empleó el *software* Visual Modflow Flex 2012 para simular de manera simplificada el flujo subterráneo asociado al nivel más superficial del acuífero calcáreo o del acuífero aluvial, dependiendo del caso, así como su evolución suponiendo continuidad en el desequilibrio del balance hídrico a lo largo del tiempo. También se aplicaron incrementos en las tasas de recarga para simular hipótesis más desfavorables. Con estos modelos se obtuvo un primer ajuste de la piezometría a largo plazo para varias hipótesis de recarga.

El resultado de los modelos muestra una clara tendencia al ascenso del nivel freático si se mantiene el desequilibrio en el balance hídrico a largo plazo, con ascensos relativos de hasta 6 m en algunos casos. Sin embargo, para tener en cuenta el efecto de los sistemas de control del freático incorporados por ADA, las condiciones de contorno regionales y la geología de detalle, se realizó una segunda fase del estudio que consistió en un modelo complejo multicapa e integrado de las tres líneas del Paquete 3 estudiadas por Typsa, desarrollado con el programa FeFlow.



**Fig. 7. Modelo hidrogeológico de Línea 5. Izquierda: distribución de ascensos relativos del nivel freático en una de las hipótesis de cálculo a 100 años. Derecha superior e inferior: vistas del modelo hidrogeológico integrado de las tres líneas**

El resultado del modelo integrado es también un ascenso generalizado del nivel de agua, pero menor que el obtenido de los modelos simplificados. Con los incrementos alcanzados en este segundo modelo se han establecido los niveles de agua de diseño de cada elemento de la obra (máximo nivel de diseño a largo plazo), que es posiblemente uno de los datos de partida de más relevancia del proyecto por su implicación en el diseño de las estructuras enterradas. En la línea 5 el ascenso previsto según los modelos a 100 años varía entre 0,5 m y 2,5 m sobre el nivel actual, dejando el nivel de agua cercano a superficie en algunos tramos.

#### 3.4. Agresividad del medio y durabilidad de los hormigones

La corrosión en estructuras de hormigón armado es un problema ampliamente extendido en el Medio Oriente puesto que las condiciones ambientales resultan extremadamente desfavorables: temperaturas máximas por encima de 40 °C con variación diaria de hasta 20 °C, humedad relativa con cambios bruscos estacionales y diarios, efectos de evaporación/condensación, sales y arenas depositadas por el viento y alta polución. Además, resulta determinante la presencia del freático superficial y la contaminación de estas aguas con sales y sulfatos provenientes de los residuos de aguas negras y del riego. Los resultados de los ensayos realizados sobre muestras de terreno y del agua freática muestran porcentajes apreciables de ambos componentes y un pH alcalino.

En las calizas carstificadas, la tasa de yeso en disolución o en inclusiones sólidas supone 2.100 mg/l en contacto con aguas no salinas, lo que genera también una fuente adicional de sulfatos (ver tabla inferior).

En el caso de los elementos enterrados de la obra el riesgo principal proviene del ataque por sulfatos y la exposición a cloruros por el agua y el terreno. Si el hormigón está completamente sumergido y sin aireación, la falta de oxígeno

limita el alcance de la corrosión, pero dado que el agua proviene de pérdidas de conducciones, es previsible que a lo largo del tiempo se produzcan variaciones del nivel. Las medidas empleadas en las obras subterráneas del proyecto para contrarrestar la agresividad son principalmente:

- Uso de hormigones de alta calidad con un control especial de hormigonado, dosificación y curado. El recubrimiento para estructuras enterradas aún con uso obligado de membranas de impermeabilización se ha fijado en 75 mm.
- Limitación en la apertura de fisura a 0,2 mm en estructuras enterradas y correcta disposición de juntas estructurales y de hormigonado.
- Empleo de medios de protección como membranas de impermeabilización con alta durabilidad, barreras de vapor, empleo de inhibidores de corrosión y protección catódica.
- Medidas de control de las corrientes parásitas.

En el caso de las dovelas del túnel la estrategia se ha centrado en la dosificación del hormigón, en el uso de inhibidores de corrosión y en los detalles estructurales para evitar la degradación del hormigón. Las especificaciones de mezcla del hormigón para las dovelas han sido las siguientes:

- Resistencia: C50/60
- Agua/cemento: 0,35
- Mínimo contenido de cemento: 430 kg/m<sup>3</sup>
- Tamaño máximo del árido: 12 mm
- Recubrimiento: 45 mm

| Sulfatos                           |             | Cloruros agua freática |             | Cloruros suelo / roca |             |
|------------------------------------|-------------|------------------------|-------------|-----------------------|-------------|
| Muestra agua/suelo o agua freática |             |                        |             |                       |             |
| (SO <sub>4</sub> mg/l)             | Result. (%) | (Cl mg/l)              | Result. (%) | (Cl mg/l)             | Result. (%) |
| < 1400                             | 94,20       | < 500                  | 18,92       | < 500                 | 85,33       |
| 1401 - 3000                        | 5,43        | 500 - 2000             | 74,32       | 500 - 1000            | 8,83        |
| 3001 - 6000                        | 0,25        | 2001 - 10000           | 6,76        | 1001 - 5000           | 5,84        |
| > 6000                             | 0,12        |                        |             |                       |             |

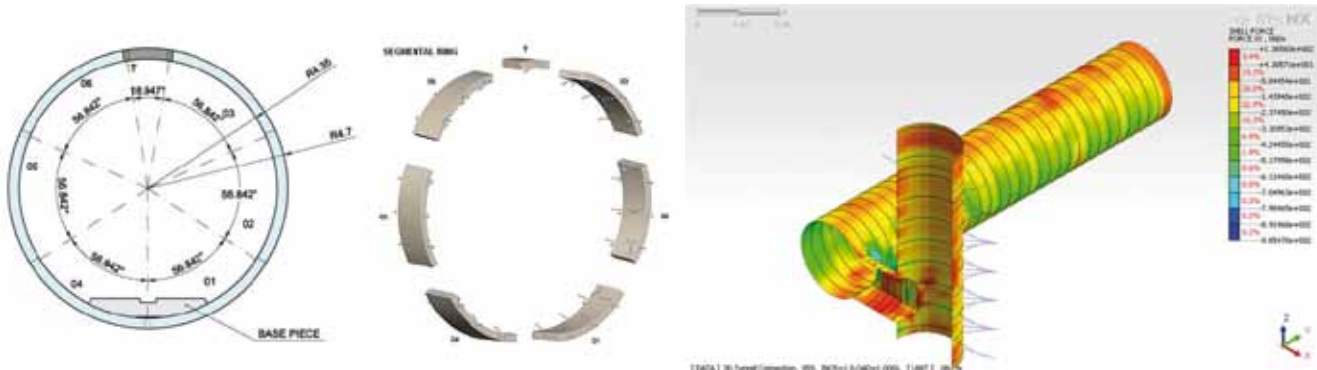


Fig. 8. Izda.: Sección túnel TBM y esquema de anillo de dovelas. Dcha.: modelo numérico 3D entronque galería - pozo - túnel (Midas GTS)

#### 4. Proyecto del túnel de línea

La estrategia de tunelación de la línea 5 contempla el uso de dos tuneladoras que dividen el trazado en secciones norte (4.881 m) y central (7.286 m), divididas a su vez en varias sub-secciones de perforación por las diez estaciones subterráneas atravesadas y por los dos pozos de montaje. Las TBM seleccionadas son escudos simples para excavación de roca blanda y capacidad de presurización por presión de tierras (EPB). La sección transversal tiene las siguientes características:

- Diámetro excavación / interior: 9,77 m / 8,70 m
- Anillo universal (6 dovelas más la dovela clave)
- Espesor de la dovela: 0,35 m
- Longitud de la dovela: 1,60 m

El túnel discurre por el eje de la calle y en varios puntos pasa bajo edificios y estructuras singulares con un promedio de montera sobre clave de 1,8 veces el diámetro (15 m de cobertura mínima y 25 m máxima). La totalidad de la perforación se realiza en roca fracturada con presencia errática de cavidades cársticas de orden métrico y de áreas microcarstificadas con conductos conectados y alta permeabilidad local. Las condiciones de estabilidad del frente y del entorno del túnel son en general favorables, con inestabilidades puntuales asociadas al material de relleno de las cavidades. La zona sur del trazado es la más complicada desde el punto de vista geotécnico puesto que la carstificación es intensa por la presencia de un extenso paleocauce sobre la roca con nivel de agua elevado, quedando el recubrimiento en roca reducido sin llegar a darse frentes mixtos suelo/roca. Además el

túnel pasa muy cerca de varias cimentaciones de estructuras importantes como el viaducto Al Tijara.

El agua en el terreno se localiza en la capa más superficial y más fracturada de la roca y en el contacto con los suelos cuando están presentes. En la línea 5 el nivel freático actual se detecta entre 5 y 11 m por debajo del nivel del suelo en la zona sur, y en el resto de la línea se encuentra próximo a la superficie.

En el estudio de subsidencias y en los análisis de estabilidad del frente se ha tenido en cuenta el efecto potencial de las carstificaciones mediante una reducción de los parámetros resistentes medios de la roca en el frente y un aumento de la pérdida de sección considerada. Se ha zonificado el trazado en función del riesgo potencial de cavidades y del tamaño esperable, lo que unido al resto de condiciones geotécnicas previstas ha dado lugar al conjunto de recomendaciones de operación de la TBM:

- Modo de operación y presión recomendados: modo abierto en la mayor parte del trazado; modo en presión de aire para las zonas de mayor riesgo de desarrollo cárstico o cruce bajo edificios sin condiciones especialmente desfavorables; modo de presión de tierras (EPB) en los cruces más comprometidos de edificios o viaductos con condiciones desfavorables de baja montera de roca y desarrollo cárstico.

- Medidas recomendadas de control: relleno del trasdós de la dovela sistemático con mortero bicomponente y reinyección en zonas con cavidades, control de pesaje del material excavado, control de parámetros de perforación y guiado, entre otras.

## 5. Excavaciones profundas con grandes paramentos verticales

Las estaciones profundas son recintos de unos 140 m de largo, 26 m de ancho y 30 m de profundidad encajados en el espacio disponible en la calle. Poseen tres niveles principales: plataforma, vestíbulo y entreplanta, donde nacen los accesos fuera de la caja principal en diferentes localizaciones para cada estación.

El sistema constructivo seleccionado combina la mínima ocupación en planta para limitar la afección a edificios, servicios y desvíos de tráfico, con la rapidez y facilidad de ejecución. En el diseño se han priorizado los aspectos relativos al tiempo de construcción sobre la afección al tráfico y así se ha optado por soluciones a cielo abierto con desvíos completos del tráfico principal. Los plazos para reubicación temporal de los servicios clave y los tiempos de ejecución requeridos para soluciones tipo C&C *top-down* no resultan compatibles con el ajustado programa de obra. El sistema diseñado genera la necesidad de grandes excavaciones verticales no solo para limitar el espacio afectado, sino porque el proceso de ejecución incluye muros laterales hormigonados a una cara sin trasdosar con la impermeabilización aplicada contra el

hormigón proyectado del sostenimiento preliminar del talud. Las excavaciones se desarrollan en tres fases:

- Excavación y contención de la caja principal hasta los hastiales de los muros laterales (unos 28 m de excavación vertical).
- Excavación de la contrabóveda para paso de la tuneladora y perfilado.
- Excavación y sostenimiento de los accesos una vez que la estructura de la caja principal se ha completado total o parcialmente.

En varias estaciones se ha previsto una fase intermedia, ya que la tuneladora pasa previamente a la excavación de la caja. En esta fase se excava alrededor del túnel y se demuelen los anillos una vez finalizada la perforación. Esto incluye también una secuencia de construcción diferente en la estructura en las que los vanos laterales se ejecutan por fases previamente a la zona central. Se han realizado diversas comprobaciones de las situaciones temporales de estabilidad de la estructura parcialmente ejecutada.

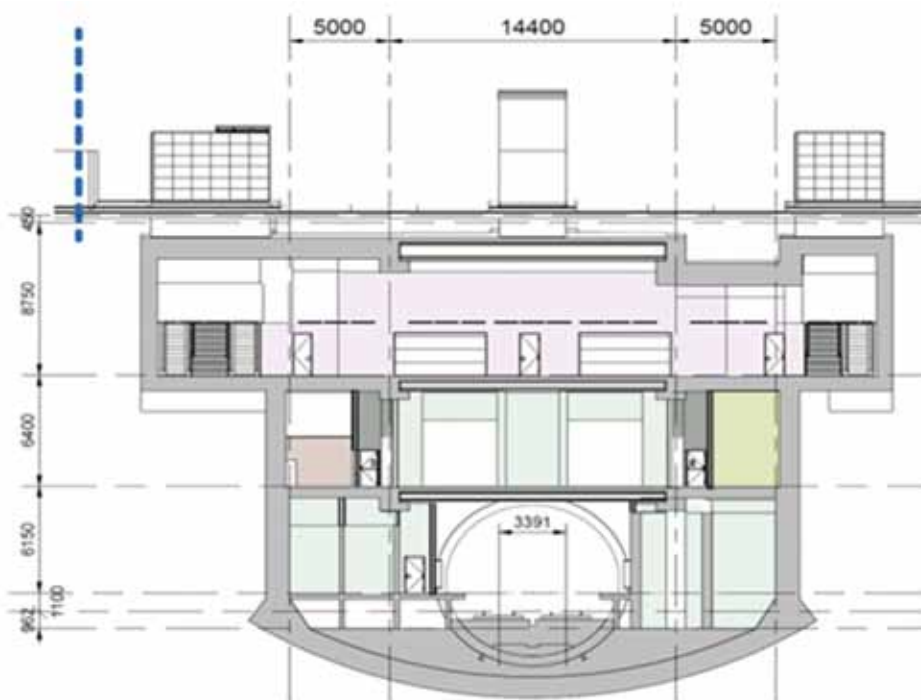


Fig. 9. Sección principal de una estación profunda tipo en línea 5

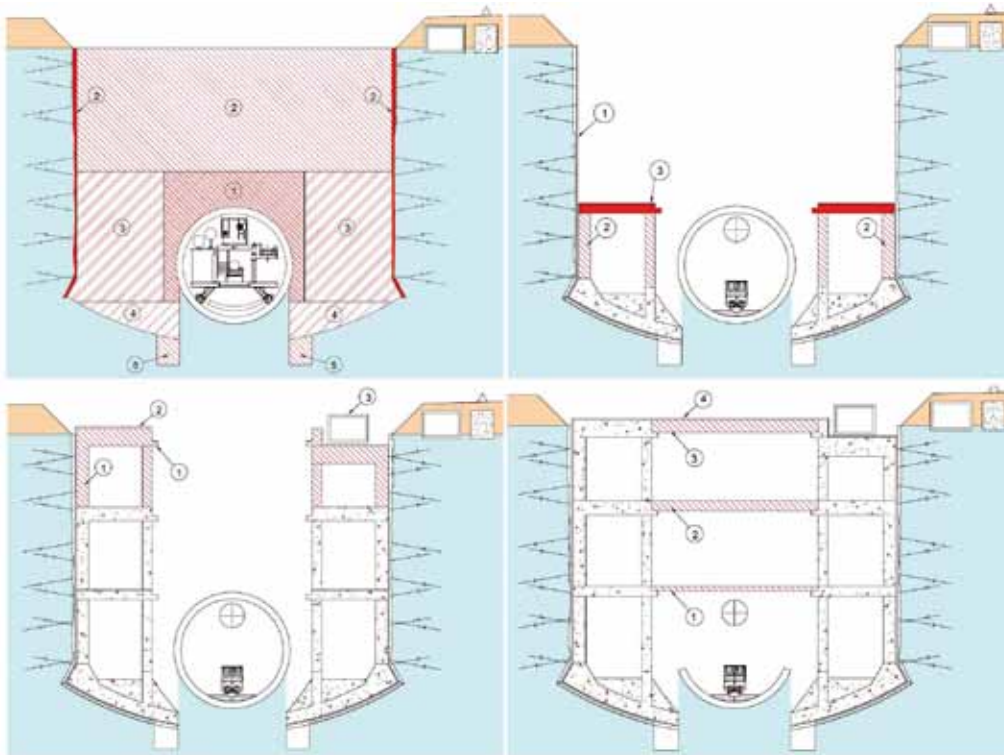


Fig. 10. Secuencia constructiva parcial en estaciones con paso previo de la TBM

Los paramentos resultantes son planos y verticales, y tienen más de 100 m de largo y hasta 30 m de alto. Además existen edificios situados a menos de 5 m del borde superior en algunos casos, y tráfico de obra y de desvío sistemáticamente en la plataforma de coronación. Asimismo, la excavación de la contrabóveda introduce una complejidad adicional al talud, ya que, como se explicará más adelante, requiere la formación de un tacón excavado en desplome hacia el terreno justo en la base del talud. Este tipo de excavaciones verticales tan profundas y con edificios próximos solo se dan en línea 5 puesto que la calle King Abdulaziz es más estrecha en comparación con otras vías de la ciudad. Por otro lado, son las primeras estaciones de todo el metro en tener que ser excavadas y las primeras de esta magnitud y profundidad en la ciudad. La mayor parte de excavaciones en Riad se llevan a cabo usualmente sin contención, pero no suelen profundizar más de 15 o 20 m en paramentos planos. En conclusión, ha sido necesario evaluar correctamente las deformaciones inducidas por la excavación y evitar cualquier riesgo de inestabilidad global o local en taludes, máxime cuando el acceso al paramento excavado es complejo una vez ejecutado y al pie de la excavación deben permanecer trabajadores y maquinaria de forma continuada.

Para contener los suelos superficiales se ha generado un talud si el espesor es menor de 4 m y el espacio lo permite, o se han empleado pantallas de pilotes anclados y arriostados en varios niveles para el resto de casos. En la roca se ha diseñado un sistema flexible de contención-protección mediante bulones pasivos y hormigón proyectado armado con mallazo o bien fibras, con las siguientes funciones:

- Generar una superficie suficientemente uniforme para poder disponer la membrana de impermeabilización, evitando el contacto de esta con el terreno.
- Aportar resistencia cortante y adhesión para evitar la caída de bloques, roca fracturada o suelos de rellenos cársticos entre los bulones, a la vez que se redistribuyen las tensiones en la superficie.
- Proteger las zonas muy alteradas o carstificadas de la erosión y del arrastre de materiales por el agua.
- Los bulones pasivos generan puntos de anclaje del hormigón proyectado al terreno cuando la masa rocosa tiende a desplazarse.

En relación al efecto del agua freática y a la estrategia para su gestión, en general se ha optado por la recogida del agua procedente de los niveles superficiales interceptada por la excavación en pozos situados en el fondo, sin necesidad de un bombeo previo. Este sistema ampliamente utilizado en la región es la forma más sencilla de gestión del agua siempre que no se intercepten zonas carstificadas o paleocauces con aportaciones mayores de caudal.

Se han analizado las condiciones de estabilidad y tenso-deformacionales por varios procedimientos teniendo en cuenta el RMR de la roca, su estructura, la presencia de agua freática superficial y el riesgo local de cavidades. En primer lugar, se han realizado análisis de estabilidad mediante el método de equilibrio límite. Dado que se trata de un macizo altamente fracturado, sin una clara orientación preferencial de las fracturas, puede asumirse un comportamiento de medio continuo, asignando unos parámetros resistentes equivalentes, sin necesidad de hacer un estudio específico de estabilidad de cuñas. Así pues se ha comprobado la estabilidad general del talud por equilibrio límite según las aproximaciones del EC-7 (anejo británico) en el que la combinación más desfavorable es la Design Approach 1.2.

En segundo lugar, se ha llevado a cabo un estudio tenso-deformacional de las diferentes fases de excavación para determinar las deflexiones del paramento y los movimientos inducidos en el entorno. Se han empleado tanto el modelo simplificado de Mohr Coulomb como el hiperbólico de Duncan y Chang (1970) suponiendo un comportamiento de la roca no afectado por su estructura. En general, los mayores

desplazamientos se concentran en una cuña de unos 5 m de ancho en coronación y el pie del talud presenta plastificaciones locales en todos los casos por lo que se ha previsto un refuerzo local en la zona del tacón.

La rotura a favor de las discontinuidades estructurales es de difícil evaluación dado que no fue posible obtener estaciones geomecánicas fiables en fase de diseño por falta de afloramientos y por imposibilidad de acceder a frentes representativos de roca. Además, tal y como se ha comentado anteriormente, la fracturación del macizo es muy intensa, sin un patrón claro en la mayoría de los casos. Por tanto, se ha comprobado el hormigón proyectado suponiendo la masa de roca fracturada o la cuña más desfavorable que se podría dar para cada malla de bulones prevista. Se han comprobado los modos de fallo más probables en este caso (Barrett y McCreath, 1995): rotura por adhesión, flexión y cortante, para el caso más desfavorable de masa de material suelto potencialmente movilizada.

## 6. Soluciones de diseño para la subpresión

### 6.1. Contrabóveda curva con reacción a la roca

Si bien los modelos teóricos hidrogeológicos desarrollados simplifican el terreno como homogéneo, la realidad es que el agua en la roca tiende a acumularse y circular a favor de las zonas más fracturadas o permeables. El aporte de agua, además, no se distribuye de una manera uniforme al tratarse en su mayor parte de agua procedente de pérdidas puntuales de conducciones, de riego, drenaje o de abastecimiento. Por lo tanto, las incertidumbres sobre el desarrollo

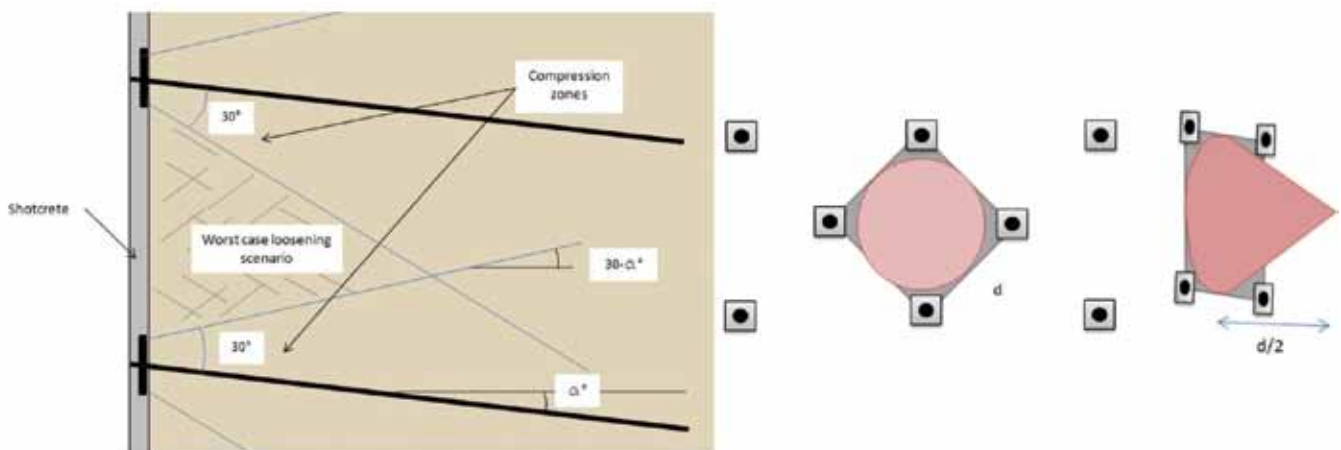


Fig. 11. Izda.: estimación de volúmenes inestables por intersección de conos de compresión. Dcha.: ídem según el método del cono de Pakalnis (2002)



Fotografía 2. Excavación con fluencia de agua

en el tiempo de la presión de agua sobre las estructuras es un aspecto a considerar cuidadosamente. Se podrían dar diferentes escenarios, desde que en algunas zonas no llegue a desarrollarse presión de agua a largo plazo, a que en otras se desarrollen empujes hasta cierta profundidad con magnitud menor o igual que la presión hidrostática, o que, si que las condiciones de permeabilidad y fracturación de la roca son más desfavorables, la ley de presiones a largo plazo se pueda asimilar a la hidrostática. La problemática es similar en el caso de la subpresión.

Ante este escenario, las medidas adoptadas en el diseño aconsejan ser prudentes y situarse en un entorno conservador en la evolución de las presiones debidas al agua, por lo que se ha considerado como hipótesis envolvente a largo plazo (100 años de vida del proyecto), aplicar el empuje como hidrostático desde el nivel freático de diseño a largo plazo tanto para empujes como subpresiones.

Como solución para la subpresión en las estaciones profundas, se ha buscado y diseñado un sistema compatible con la geometría circular del túnel y que permita potenciar la resistencia estructural de la losa inferior mediante su forma, encajando una contrabóveda curva que apoye contra la roca en sus extremos. Esto permite diseñar una estructura eficiente, minimizando el espesor y volumen de hormigón y la cuantía de armadura, al encauzar los efectos de la subpresión mediante compresiones en la losa, que se transmiten a la roca. El terreno aporta la reacción suficiente para contrarrestar la carga no compensada por el peso de la estructura. La curva de la losa se acomoda a la sección de la estación sin pérdida de espacio o inversión en hormigón adicional significativa y favorece el sistema de carga por forma. La reacción de la contrabóveda sigue la directriz

curva de la losa y el tacón final es perpendicular a ésta para evitar la transmisión de rasante a la membrana externa de impermeabilización. Es necesario comprobar en obra que no existen zonas de debilidad en el tacón por lo que en el proyecto se detallan medidas de refuerzo localizado y tratamientos a llevar a cabo para detectar y remediar el efecto de posibles carstificaciones.

Se ha llevado a cabo un estudio detallado de la interacción suelo estructura y del funcionamiento estructural del sistema para el diseño de los muros y contrabóveda y para el dimen-

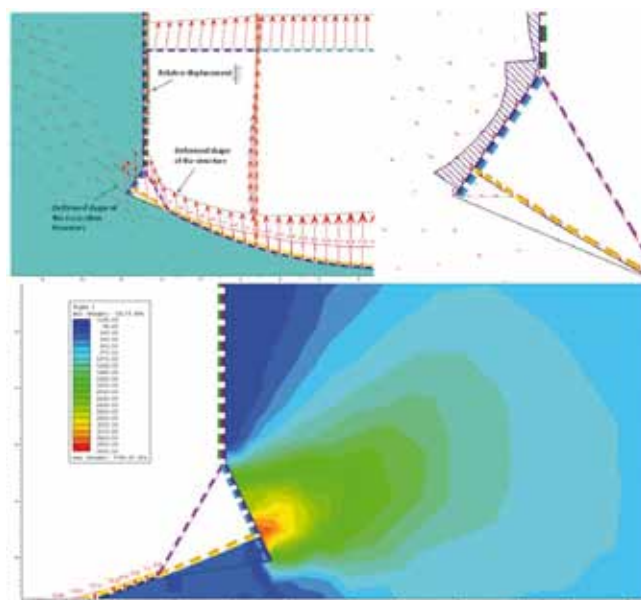


Fig. 12. Modelo numérico (Phase<sup>2</sup>) para el estudio de interacción terreno-estructura en el tacón de la contrabóveda



| Rango de tensión máxima en tación (ELU) |                         | Desplazamiento máximo del tación. Modelo completo |         |
|-----------------------------------------|-------------------------|---------------------------------------------------|---------|
| Min.                                    | Máx.                    | Flotación                                         | Rotura* |
| 2.100 kN/m <sup>2</sup>                 | 3.000 kN/m <sup>2</sup> | 2,5 mm                                            | 10 mm   |

\* Pérdida de linealidad en el comportamiento (plastificación)

Tabla 1. Resultados comprobación del tación de contrabóveda ELU flotación



Fotografía 3. Contrabóveda en fase de construcción

sionamiento de los nudos muro/contrabóveda/hastial. Con un modelo simplificado se ha estudiado la rotura de la zona del tación mediante la introducción de escalones de carga hasta alcanzar el valor del coeficiente de seguridad mínimo marcado por los factores de minoración de resistencias del terreno, a través de la reducción de los parámetros resistentes (*Strength Reduction Factor - SRF*).

Por la singularidad del sistema se ha realizado una segunda comprobación mediante modelos numéricos de interacción suelo-estructura para verificar la reacción esperable en situación de servicio y la sensibilidad del comportamiento del sistema a la reacción transmitida. Mediante una serie de hipótesis de carga se estudia el nivel de desplazamientos y la extensión de la zona plastificada en el tación para verificar el correcto funcionamiento del modelo estructural frente a la máxima sollicitación esperable. Se verifica que para las hipótesis de carga consideradas los desplazamientos obtenidos en el tación son lineales (régimen elástico) con movimientos mínimos de orden milimétrico. Asimismo se comprueba que

la presión de contacto estructura-terreno en el tación no supera los límites considerados admisibles.

### 6.2. Losa drenada en las cocheras de línea 5

Las cocheras están ubicadas en un gran recinto enterrado de 400 m de largo por 140 m de ancho y 15 m de profundidad de excavación, por lo que el efecto de la presencia de agua en la estructura debe ser considerado tanto para los empujes laterales como para el diseño de la losa de fondo. Teniendo en cuenta las dimensiones de la estructura, contrarrestar la subpresión localizada requeriría una gran inversión si se emplearan soluciones convencionales por gravedad o mediante anclajes en la losa de fondo. Por lo tanto, de cara a buscar una solución más adecuada, se ha realizado un estudio hidrogeológico específico del área cercana al recinto que ha permitido desarrollar una solución del tipo losa drenada.

Las condiciones del área de las cocheras resultan favorables por lo siguiente:

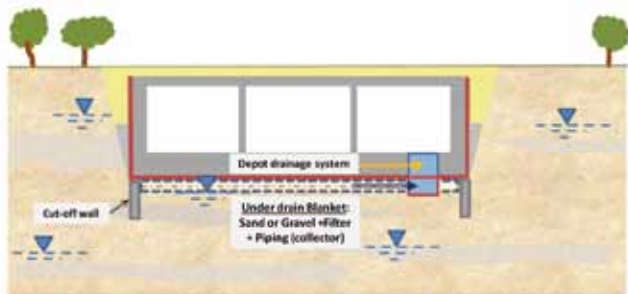


Fig. 13. Esquema del sistema de losa drenada y control de presiones

- Se da una baja conductividad hidráulica media en el macizo rocoso ( $<1E-6$  m/s), contrastada con ensayos de permeabilidad Lefranc y un ensayo de bombeo.
- El nivel freático existente no es tan superficial como en otras zonas y genera caudales con aportaciones limitadas según las observaciones de campo.
- Se dispone una pantalla de baja permeabilidad perimetral a modo de barrera de corte de flujo para aumentar el gradiente del agua del trasdós del muro.

En estas condiciones, el resultado de los modelos indica unos flujos a captar por el sistema de drenaje casi despreciables, del orden de 1 l/s para toda la estructura. Se ha contado con mediciones de caudales de infiltración en la propia excavación que corroboran los bajos caudales esperables. Este sistema introduce unos costes de mantenimiento bajos teniendo en cuenta que en las cocheras se prevén caudales por exigencias de la explotación y mantenimiento comparativamente muy superiores. Las sobrepresiones inducidas bajo la losa con el sistema son compatibles con el diseño estructural, incluso considerando fallo parcial por colmatación.

## 7. Conclusiones

El diseño del Paquete 3 y en particular de la línea 5 del metro de Riad se ha desarrollado en un marco complejo condicionado por la magnitud del proyecto, por el ajustado programa de construcción y por los estrictos requerimientos del pliego. Las soluciones constructivas se han estudiado para proporcionar flexibilidad y capacidad de respuesta durante la ejecución de la obra sin merma de los detalles que determinan la calidad final de la infraestructura. Las condiciones geotécnicas y del entorno urbano representan una parte apreciable de los muchos condicionantes de diseño, y como en toda obra subterránea, determinan el

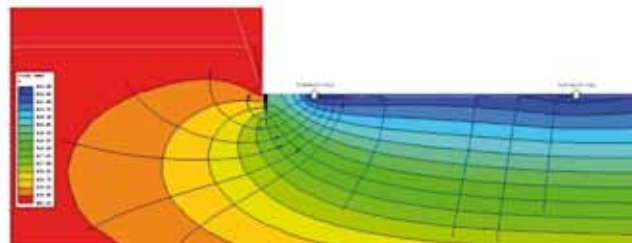


Fig. 14. Detalle del modelo de infiltración en el sistema de drenaje de las cocheras de línea 5

tipo de procedimientos constructivos a aplicar para limitar el riesgo asociado. Las cavidades cársticas y el comportamiento de la roca, la agresividad del medio y la durabilidad de los hormigones, y la difícil evaluación del efecto del agua a corto plazo y su evolución a largo plazo, han sido condicionantes fundamentales en el diseño.

## Agradecimientos

Los autores reconocen al consorcio FAST y a todas las entidades involucradas en el diseño y construcción del Paquete 3 del metro de Riad, especialmente al equipo de FCC Construcción S.A., su contribución al éxito de la que es posiblemente la mayor obra del mundo en la actualidad. Asimismo, también reconocen el esfuerzo y la dedicación a todo el equipo de diseño y gestión de Tyspa, constituido por más de 300 profesionales al servicio de un proyecto tan singular, representados por su Project Manager Rafael Morán y especialmente a Eduardo Salvador, Hortensia Blanco-Argibay, Fernando Canales, José María Lorenzo, Abel Guerra y Gabriel Guisandez. **ROP**

## Referencias

- Arriyadh Development Authority (2013). *Enhancing the Management of Rising Groundwater in Arriyadh*. General Report.
- Arriyadh Development Authority (1990). *The Rising Groundwater Management Program. General Report and Volume 1: Natural Setting*.
- Arriyadh Development Authority (2015). *Investment Climate in Arriyadh*.
- Barret, S.V.L. and McCreath, D.R. (1995). *Tunnelling and Underground Space Technology Vol 10. No 1. Shotcrete support design in blocky ground: towards a deterministic approach*.
- Gómez-Elvira, A., Plaza, A. (2016). Aspectos hidrogeológicos en el proyecto del Metro de Riad. Ingeopres nº250. ISSN: 1136-4785.

# XII Máster en Túneles y Obras Subterráneas

# 2017

enero-octubre



Modalidad presencial y online  
Desarrollo de módulos independientes

Información e inscripciones: Secretaría de AETOS • C/ Jenner, 3 1ª planta. 28010 Madrid • Tel.: 91 702 03 81 • master@aetos.es

Organizado por

Con el reconocimiento de



## Crossrail C305: el reto de construir 24 km de túnel en el centro de Londres con 4 tuneladoras



**Alejandro Sanz Garrote**  
Ingeniero Industrial y Civil Engineer.  
Dirección Técnica de Dragados. Servicio de Obras Subterráneas. Madrid



**Francisco González Fernández**  
Ingeniero Agrónomo.  
Project Director Crossrail C305. Londres (Reino Unido)



**Juan Ares Santos**  
Ingeniero de Caminos Canales y Puertos.  
Engineering Manager Crossrail C305. Londres (Reino Unido)



**Roger Escoda Estelrich**  
Ingeniero Geólogo.  
Project Manager Crossrail C305. Londres (Reino Unido)



**Enrique Fernández González**  
Ingeniero de Minas.  
Dirección Técnica de Dragados. Jefe del Servicio de Obras Subterráneas. Madrid

### Resumen

El proyecto Crossrail consiste en una nueva red de transporte ferroviario urbano que atraviesa transversalmente la capital británica, discurriendo en subterráneo a lo largo de 21 km a través del centro de Londres. El contrato C-305 ha consistido en la perforación de 11,8 km de estos túneles gemelos, siendo el más grande del proyecto.

La excavación se ha realizado con cuatro tuneladoras EPB de 7,1 m de diámetro de excavación, capaces de instalar dovelas prefabricadas de hormigón reforzado con fibra de acero. Cada anillo, de tipo universal, de 300 mm de espesor y 1,6 m de longitud, constaba de siete dovelas además de la clave. Los túneles discurrían principalmente por las formaciones arcilla de Londres y Lambeth Group, con contactos ocasionales con la formación Harwich, que consta de varias transiciones de arcilla a arena.

Distintas e innovadoras soluciones técnicas y logísticas se han empleado para minimizar las interrupciones o interferencias con otros contratos y el vecindario. El documento describe este enfoque innovador.

### Palabras clave

Tuneladora, EPB, arcilla de Londres, logística

### Abstract

*The C-305 Eastern Running Tunnels contract involved the boring of 11.8 km of twin tunnels and was the largest in the Crossrail project, created to develop a new transverse suburban line 118 km long with an underground area of 21 km across the very centre of London.*

*Excavation was done by four EPB TBMs with an excavation diameter of 7.1m and able to install steel fibre reinforced precast concrete segments. Each universal type ring consisted of seven pieces plus key, 300mm thick and 1.6m long. The tunnels were bored mainly in the London Clay and Lambeth Group formations with occasional contacts with the Harwich Formation, consisting of various transitions of clay to sand.*

*Logistics and solutions were developed to minimize disruptions or interferences with other contracts and the neighbourhood. The article describes this innovative approach.*

### Keywords

*TBM, EPB, London clay, logistics*

## 1. Introducción

El proyecto Crossrail, que actualmente se está construyendo en la ciudad de Londres, consiste en una nueva red de transporte ferroviario urbano que atraviesa la capital británica desde Reading (al oeste) hasta Abbey Wood y Shenfield (al este) con un total de 118 kilómetros de línea y 42 km de túneles de vía simple (21 km por sentido de circulación).

Dragados en UTE con John Sisk and Sons (90 %-10 %) ha ejecutado uno de los tramos centrales del proyecto Crossrail, el contrato C305, consistente en 3 tramos de túneles gemelos por debajo de la zona Este de la ciudad de Londres, ejecutados con cuatro tuneladoras (TBM) tipo *Earth Pressure Balance* (EPB) de 7,1 m de diámetro de excavación.

El proyecto Crossrail estaba subdividido en diferentes contratos, con la particularidad de que las estaciones atravesadas y los túneles se agrupaban en contratos independientes, existiendo por tanto interferencias de contratistas en cada paso de estación e incluso en algunos portales.

El artículo describe las particularidades y complejidad del contrato C305, tanto por las dificultades técnicas como por los condicionantes derivados de la ubicación en el centro de Londres.

## 2. El proyecto Crossrail C305

El contrato C-305 consiste en la ejecución de 3 tramos de túneles gemelos que hacen un total de 23,6 km a excavar con máquinas tuneladoras:

- Drive Y: 8,2 km de túnel bitubo entre Limmo Peninsula y Farringdon Station.
- Drive Z: 2,7 km de túnel bitubo entre Stepney Green y Pudding Mill Lane.
- Drive G: 0,9 km de túnel bitubo entre Limmo Peninsula y Victoria Dock.

El alcance del proyecto Crossrail incluía la excavación de los mencionados túneles con tuneladora, galerías de conexión entre los mismos, además de pozos en Limmo Peninsula y Stepney Green, donde además se ejecutaron dos cavernas en suelos de 17 m de vano.

La zona de Limmo Peninsula era un elemento estratégico dentro de la obra, ya que era el único punto en el trazado del túnel con suficiente área disponible en superficie para soportar las necesidades logísticas de los túneles, además de estar conectado con el río Lea, afluente del río Támesis, lo que facilitó

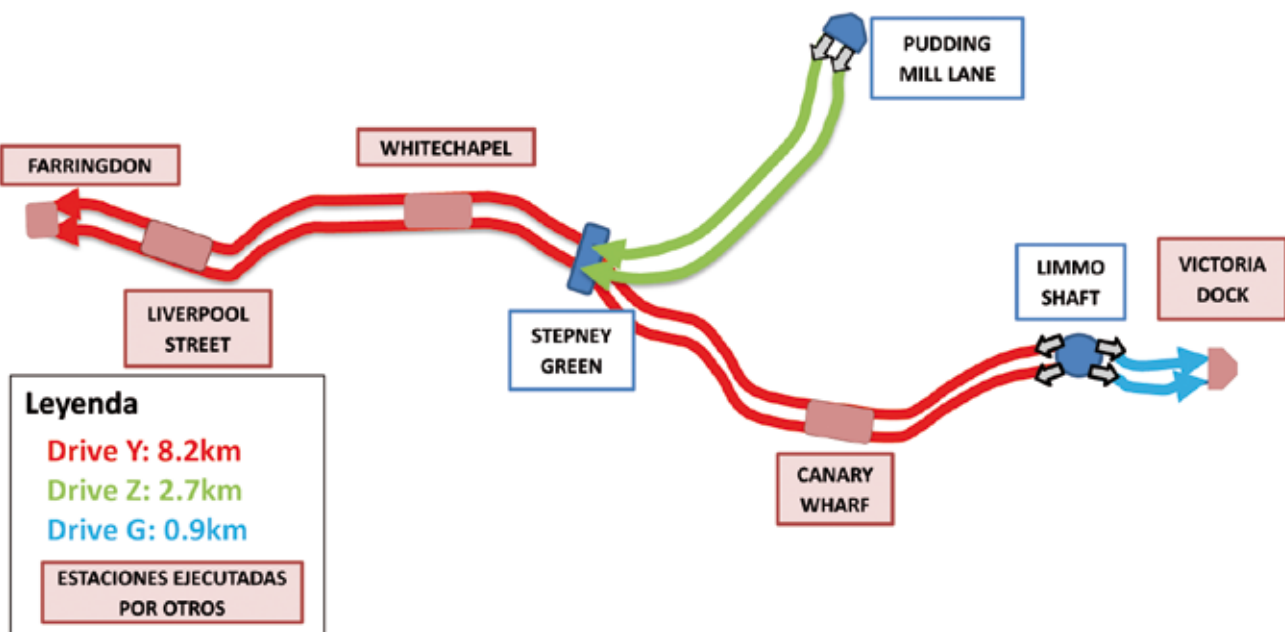


Fig. 1. Crossrail C305. Esquema general del proyecto

el transporte fluvial para el suministro de dovelas y la retirada del material de excavación (ver figura 2). Por estos motivos se atacaron los tramos Y & G (Drive Y&G) desde este punto.

De hecho, el planteamiento original de Crossrail consistía en ejecutar todos los trabajos de túnel de este contrato desde Limmo Peninsula, lanzando las tuneladoras del tramo Z (Drive Z) desde Stepney Green y alimentándolas a través de los propios túneles del Drive Y. Pero durante las fases iniciales del proyecto, se pudo desarrollar una opción más interesante para el conjunto del proyecto Crossrail consistente en lanzar y operar las tuneladoras del Drive Z desde Pudding Mill Lane. Para ello fue necesario acordar con el contratista encargado de la construcción del portal de Pudding Mill Lane la cesión del espacio suficiente para la excavación de los túneles en paralelo con la realización de las obras del propio portal.

Esta optimización relajó la presión en los trabajos en Stepney Green, donde la ejecución del pozo y las complejas cavernas de forma variable se encontraban en el camino crítico, eliminando así riesgos importantes del proyecto y permitiendo adicionalmente la reutilización de las tuneladoras del Drive Z en el Drive G, con el consiguiente ahorro en la adquisición de dos tuneladoras (el concepto original precisaba de 6 tuneladoras) y de los equipos logísticos de apoyo, además de la simplificación de la logística en la zona de Limmo Peninsula.

El proyecto comenzó con la excavación de los pozos de Limmo y Stepney Green. A continuación, se realizaron las galerías

auxiliares para el lanzamiento de las tuneladoras en Limmo y las cavernas de bifurcación en Stepney Green, utilizando para ello métodos de excavación secuenciales. Posteriormente, se montaron las tuneladoras 1 y 2 en Limmo, y comenzaron la excavación del Drive Y hacia la estación de Farringdon, atravesando en su camino estaciones ejecutadas por cuatro contratistas independientes. Las tuneladoras 3 y 4 se montaron en Pudding Mill Lane, y excavaron el Drive Z hacia Stepney Green, en donde fueron desmontadas y trasladadas a Limmo, donde se volvieron a montar para la excavación del Drive G.

### 3. Túneles de Línea

La geología atravesada por los túneles comprende principalmente las formaciones 'London Clay' de arcillas y 'Lambeth Group' compuesta por gravas, arenas, arcillas y limos con contactos puntuales de 'Thanet sand' consistentes en arenas ligeramente arcillosas. Adicionalmente en las proximidades de algunos portales se atravesaban zonas de aluviales y terrazas (*River Terrace Deposits*).

Considerando que los túneles se encontraban en un entorno urbano, bajo el nivel freático y discurrían próximos a infraestructuras, edificaciones y servicios sensibles, se optó por emplear tuneladoras presurizadas. Considerando que cerca del 50 % del trazado se excavaba en arcilla, se seleccionaron tuneladoras de tipo *Earth Pressure Balance* (EPB o de equilibrio de presión de tierras), ya que son las más adecuadas para excavar en terrenos cohesivos, permitiendo también la excavación en las fracciones más granulares gracias a la uti-



Fig. 2. Vista aérea de Limmo Peninsula (izda.) y Stepney Green (dcha.)

| Anillo de dovelas  |                                                                       | Tuneladoras                   |                    |
|--------------------|-----------------------------------------------------------------------|-------------------------------|--------------------|
| Diámetro interior  | 6,2 m                                                                 | Tipo                          | EPB                |
| Espesor            | 0,3 m                                                                 | Diámetro de excavación        | 7,10               |
| Longitud           | 1,6 m                                                                 | Apertura                      | 55 %               |
| Tipo               | <i>Left-Right</i> (Universal con claves por encima del eje del túnel) | Presión máxima de trabajo     | 3,5 bar            |
| Segmentación       | 7+1                                                                   | Empuje                        | 58.000 kN          |
| Junta longitudinal | Convexa-convexa                                                       | Par recomendado               | 8.190 kNm@2,45 rpm |
| Refuerzo           | Fibras de acero en 90 % del túnel.<br>Armadura + fibra en 10 %        | Par máximo                    | 9.828 kNm          |
| Sellos             | EPDM con cordón hidrofílico                                           | Longitud TBM + <i>back up</i> | 148 m              |

Tabla 1. Características principales del anillo de dovelas y las tuneladoras

lización de aditivos acondicionadores del terreno. Se diseñó una cabeza de corte muy abierta para evitar que las arcillas obstruyesen el flujo de material hacia el tornillo durante la excavación, y se instalaron principalmente picas para excavar el terreno, si bien en muchos casos se montaron también cortadores de disco para excavar los muros de hormigón de algunos portales.

Las características principales de las tuneladoras se indican en la tabla 1, junto con las características de los anillos de dovelas prefabricadas que instalaban.

El relleno del trasdós se realizó con inyección de tipo bicomponente, la cual se preparaba en una planta propia ubicada en los portales y se bombeaba hasta unos tanques situados en el *back up* de cada máquina tuneladora, desde donde se bombeaba para inyectar el espacio anular alrededor del trasdós de las dovelas. Este tipo de inyección bicomponente facilita el control de presiones durante la excavación de la tuneladora, ya que al gelificar con gran rapidez permite sujetar los anillos desde su salida fuera del escudo, y reduce la interacción entre las presiones de trabajo en cámara y las presiones de inyección de trasdós, con lo que acaba siendo una herramienta fundamental para minimizar los asientos en superficie.

Para alimentar a las tuneladoras se instaló una vía simple temporal a lo largo del túnel. Como el material de excavación se extraía con cintas continuas de desescombro instaladas a lo largo de los túneles, las necesidades de transporte dedicado a las tuneladoras se limitaban a materiales de producción (fun-

damentalmente dovelas y consumibles) y personal. Gracias a ello las TBMs y las composiciones de trenes se diseñaron para transportar materiales correspondientes a dos anillos completos, minimizándose así el tráfico en los túneles y en los portales, y permitiendo conseguir buenos rendimientos con una vía única de suministro.

#### Fabricación de dovelas

Para la fabricación de dovelas se montó una fábrica propia con dos carruseles en la localidad de Chatham, a unos 50 km de distancia al sureste de Londres, situada junto a un afluente del río Támesis.

El diseño y operación de la factoría permitió fabricar las dovelas al ritmo necesario para alimentar hasta cuatro tuneladoras trabajando simultáneamente, manteniendo en todo momento los niveles de calidad exigidos. En este sentido fue fundamental el sistema de curado con vapor elegido para facilitar el desmoldeo a edades muy tempranas de las dovelas de hormigón armado únicamente con fibras metálicas. Gracias a ello se llegó a fabricar a ritmo constante aproximadamente ochenta dovelas por relevo, equivalentes a unos 40 anillos al día, lo que sirvió para garantizar la operación de las 4 TBMs.

#### Tramo Y (Drive Y)

##### a. Zona de Instalaciones en Limmo Peninsula

Se construyeron dos pozos en Limmo Peninsula para montar, lanzar y alimentar las dos tuneladoras del Drive Y junto con las dos tuneladoras del Drive G. El primero es un pozo de 30 metros de diámetro y 45 metros de profundidad, denominado



**Fig. 3.** Carga de material de excavación en barcazas por medio de cintas tipo tripper en Instone Wharf (izda.).  
 Recepción de dovelas en Limmo suministradas mediante barcazas (dcha.).

pozo principal, y el segundo es un pozo temporal de 27 metros de diámetro y 40 metros de profundidad, denominado pozo auxiliar, conectados entre sí mediante dos túneles excavados por métodos convencionales de 55 metros de longitud.

El pozo principal se construyó mediante muros pantalla de 1,20 metros de espesor mientras que el auxiliar, en el que se montaron las tuneladoras del Drive G, se ejecutó mediante tablestacas hasta encontrar las arcillas de Londres (London Clay) aproximadamente a 17 metros de profundidad y sostenimiento primario de hormigón proyectado a partir de esta cota. La razón es que el pozo principal será utilizado en el futuro como pozo de ventilación y evacuación, mientras el uso del pozo auxiliar es temporal y, por lo tanto, se rellena hasta la superficie una vez completados los trabajos en los túneles.

Esta zona de instalaciones comprendía dos zonas de trabajo próximas, una junto a los pozos de Limmo Peninsula y otra en el muelle de Instone Wharf, conectado con la zona anterior por un camino junto al río Lea (ver figura 4).

El suministro de dovelas se realizaba en barco por el Támesis desde la fábrica localizada en Chatham. Los anillos se descargaban directamente mediante un puente grúa de 18 toneladas en el muelle de Limmo Wharf, muy próximo a los pozos de ataque. Estos anillos se transportaban con un vehículo sobre neumáticos al acopio principal de 430 anillos de capacidad situado en la zona de instalaciones junto a los pozos, donde dos grúas pórtico de 32 toneladas se encargaban de gestionarlo y de cargar los trenes de suministro a las tuneladoras en el fondo de los pozos.



**Fig. 4.** Instalaciones principales en Limmo Peninsula



En el pozo principal de Limmo el material excavado se extraía a través de dos cintas verticales tipo sándwich de 1.300 t/h, para llevarlo a continuación mediante cintas de superficie a Instone Wharf donde, gracias a dos cintas tipo tripper, se cargaban las barcas que llevaban el material excavado hasta la isla de Wallasea. En Instone Wharf también se contaba con una zona de acopio intermedio de material excavado con capacidad para 6.000 m<sup>3</sup> que permitía almacenar el escombros temporalmente en los periodos de ausencia de barcas.

#### b. Arranque de tuneladoras

Para el montaje y arranque de las tuneladoras del Drive Y se estudiaron diversas opciones. La opción más económica habría sido montar las tuneladoras en el fondo del pozo, pero considerando la complejidad del conjunto de pozos y galerías auxiliares de Limmo Peninsula, junto con las estructuras auxiliares necesarias en los pozos para poder lanzar y operar las tuneladoras que requerían de un tiempo mayor que el de suministro de las tuneladoras a la obra, se optó por montar las tuneladoras 1&2 en superficie mientras se terminaban de ejecutar las galerías y estructuras auxiliares inferiores. Una vez preparados, se empleó una grúa de cadenas de 1.350 toneladas para levantar cada una de las tuneladoras de 520 toneladas de peso, requiriendo un *superlift* de 500 toneladas para poder alcanzar la posición más alejada. Con este sistema se consiguió mejorar el camino crítico del programa en más de 2 meses (ver figura 5).

#### c. Excavación con tuneladora

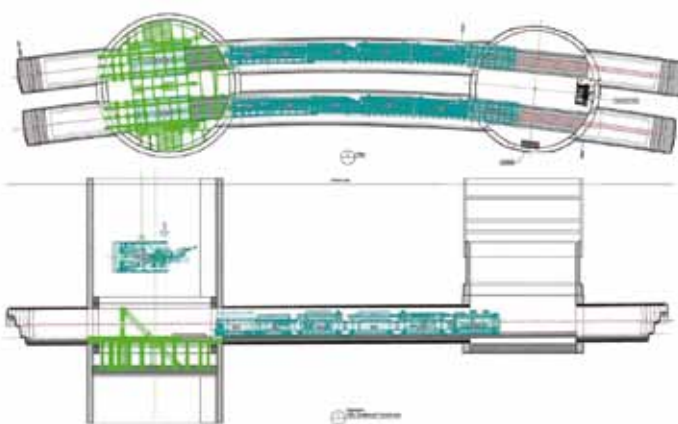
El Drive Y tiene aproximadamente 8.200 metros de longitud y discurre entre el pozo de ataque en Limmo Peninsula y la estación de Farringdon. Los primeros metros del túnel

discurrían por la formación arcillosa London Clay, pasando posteriormente a encontrar una combinación de diferentes alteraciones de London Clay, Harwich Formation y del Lambeth Group, siendo mayoritaria la presencia de combinaciones de Harwich Formation y del Lambeth Group, terrenos de características más granulares que la London Clay.

La excavación de los túneles con tuneladora de todo el proyecto se realizó íntegramente en presión, conforme a las presiones calculadas previamente para minimizar los asentamientos en superficie. Para ello resultó indispensable contar con el equipo humano adecuado, con la experiencia y flexibilidad suficiente para adaptarse a las particularidades de la obra.

La excavación se realizó durante las 24 horas del día y los 7 días de la semana, tanto para conseguir los mejores rendimientos posibles por las necesidades del programa, como para minimizar los asentamientos en superficie que pueden llegar a generar las paradas prolongadas.

Las galerías de conexión entre túneles supusieron varias dificultades para la excavación de las tuneladoras. La primera dificultad consistía en colocar unas dovelas especiales, realizadas con fundición, en los entronques de las futuras galerías. Además de que estas dovelas no se podían manipular con la placa de vacío del erector, el sistema de conexión de estas dovelas con los anillos de dovelas de hormigón contiguos requería de ciertas adaptaciones que ralentizaban la operación. Estas dovelas de fundición se componían de múltiples piezas, de modo que para excavar las galerías se retiraban las piezas centrales de las mismas, quedando un marco de fundición conectado con el túnel de dovelas de hormigón (ver figura 6).



**Fig. 5. Sistema de pozos y galerías en Limmo Peninsula (izda.). Descenso de tuneladoras en el pozo principal (dcha.)**

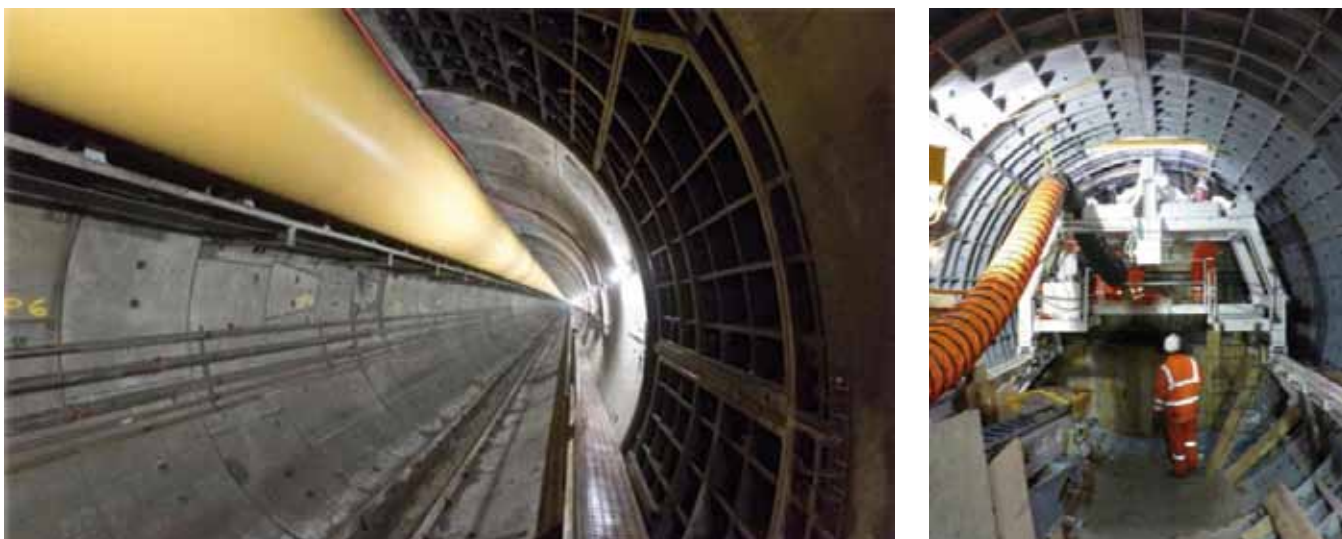


Fig. 6. Dovelas de fundición especiales en los entronques con las galerías de conexión (izda.) y excavación de galerías de conexión sostenidas con dovelas de fundición (dcha.)

Posteriormente, cuando las tuneladoras estaban suficientemente lejos de las galerías de conexión, se instalaron cambios californianos desde los cuales se atacaba la excavación de estas galerías simultáneamente con las excavaciones de las tuneladoras, suponiendo ciertas dificultades logísticas tanto para las tuneladoras como para los equipos de las galerías ya que el túnel contaba con vía simple de circulación de trenes.

#### d. Paso de la estación de Canary Wharf con tuneladora

Tanto el diseño como la ejecución del conjunto de las obras de toda la línea han sido dirigidas por Crossrail a excepción de la estación de Canary Wharf, ejecutada por el grupo privado Canary Wharf Group (CWG). CWG es la empresa propietaria y promotora de la estación de Canary Wharf, además de gestionar otros activos en Londres. La empresa llegó a un acuerdo con Crossrail para ocuparse de realizar y financiar la estación de Canary Wharf-Crossrail, garantizándose de este modo la mejora de las comunicaciones proporcionadas por la nueva línea ferroviaria.

La estación de Canary Wharf se encuentra en el corazón del nuevo distrito financiero de la ciudad y está concebida no solo como una mera estación de tránsito de viajeros, sino como un centro comercial. La estación está diseñada en forma de cajón de 256 m de longitud, ancho variable entre 22,6 y 28,6 metros, y una profundidad de 27 m. Se encuentra rodeada por un canal (el North Dock of West India Quay) por lo que se excavó al amparo de una pantalla de pilotes.

CWG tenía interés en empezar a desarrollar la zona comercial de los pisos superiores de la estación lo antes posible con independencia del estado de avance de la línea ferroviaria, previendo la inauguración de los 3 niveles comerciales superiores de la estación en mayo de 2015. Por este motivo, los trabajos de ejecución de la estación de Canary Wharf comenzaron con anterioridad a los del túnel, ejecutados por contratistas independientes.

Los túneles de línea y, por tanto, las tuneladoras tenían que pasar por el nivel inferior de la estación. Considerando que el diámetro de las tuneladoras es mayor que el espacio útil necesario a lo largo de la estación en fase de operación, la estación se diseñó más ancha en los extremos para poder recibir y relanzar las máquinas tuneladoras, permitiendo el paso de las mismas por su parte central a lo largo de una ruta muy ajustada tanto lateralmente por las paredes de la estación como verticalmente por la losa del nivel superior (ver figura 7).

La elección del sistema de paso de las tuneladoras por la estación de Canary Wharf estuvo condicionada por el acuerdo entre Crossrail y CWG, que describía una serie de ventanas y condiciones para facilitar y minimizar la interferencia, si bien el contratista del túnel era el responsable de diseñar el sistema de tránsito cumpliendo con las restricciones negociadas previamente. Parte de estas restricciones consistían en limitar al máximo los trabajos pesados y el movimiento de tierras o trasego de materiales asociados a las tuneladoras por la estación.

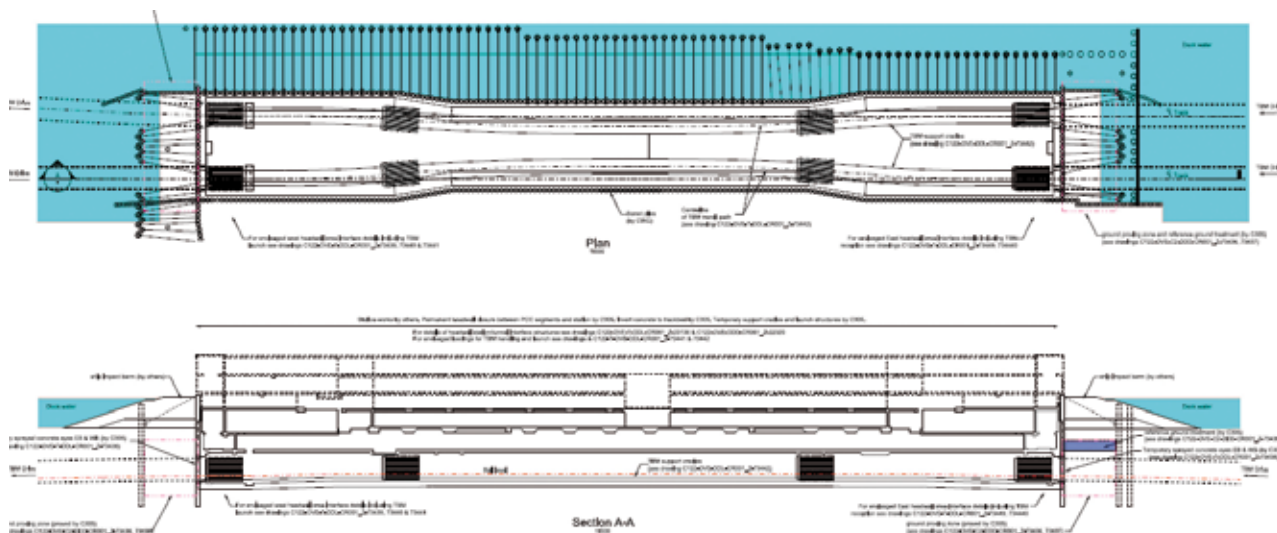


Fig. 7. Planta y alzado de la estación de Canary Wharf rodeada de agua. Ruta disponible para el paso de las tuneladoras

Desde el punto de vista del terreno, el canal que rodea la estación se encuentra por encima de los túneles en las proximidades de los distintos cales, con lo que un riesgo importante era la creación de vías de agua y arrastres de material por el extradós de las pantallas generando inestabilidades durante los cales de las tuneladoras, por lo que se realizaron una serie de inyecciones de mejora del terreno por detrás del muro de recepción de las TBM. Para la salida de las máquinas de la estación, se confió en la colocación de sellos mecánicos y no se realizó ningún tipo de tratamiento ni paraguas.

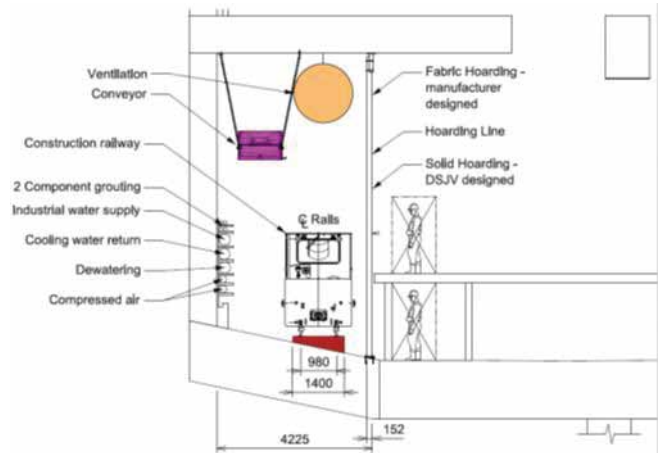
Desde el punto de vista logístico, como la estación pertenecía a otro contrato que iba más avanzado y que ya había comenzado a realizar las losas intermedias, el acceso a los niveles inferiores de la estación estaba muy limitado para cualquier intervención referente a los túneles tanto por las dimensiones físicas de los accesos como por los espacios de trabajo disponibles.

Tras el paso de las TBM por la estación había que entregar la zona central de la misma para que CWG pudiese ejecutar los andenes de la misma y progresar con los trabajos de estructura y acabados de abajo hacia arriba. Esto implicaba que para el paso de las TBM por la estación no se podían emplear elementos permanentes que luego entorpeciesen los trabajos de construcción de andenes y, por otra parte, después del tránsito iba a ser necesario reorganizar todas las instalaciones y redes de alimentación a las máquinas para no interferir con las zonas entregadas a CWG.

Por estos motivos se diseñó un sistema de tránsito poco invasivo junto con un sistema de separación de espacios suficientemente flexible que permitiese a CWG trabajar de forma segura en la ejecución de andenes tras el tránsito, pero que al mismo tiempo facilitase la logística para mantener la comunicación entre las tuneladoras y el pozo de ataque en Limmo Peninsula para alimentar los frentes en los 6 km de túnel que todavía quedaban por excavar desde este punto, con la dificultad de contar en este paso intermedio con un estrechamiento desde 6,2 m de diámetro interior en el túnel a 4.025 m de ancho libre y con el fondo inclinado en el paso de la estación (ver figura 8).

La solución adoptada consistía en ejecutar unas zapatas corridas de apoyo a lo largo de la línea exterior de la estación, que se emplearían en una primera fase para empujar la máquina y su *back up* mediante un sistema de patines de elevación y deslizamiento, y que en la fase posterior de operación de la máquina se podrían emplear para desviar el tráfico del túnel por encima de estas zapatas corridas, generando de este modo espacio para los trabajos de ejecución de andenes. En la parte interior de la estación, el sistema de patines de deslizamiento se apoyaba directamente en la losa de fondo, con lo que los trabajos previos y posteriores asociados en esta zona serían mínimos.

El paso completo de cada TBM por Canary Wharf se realizó aproximadamente en dos meses y medio desde el cale hasta



**Fig. 8. Paso de tuneladora por la estación (izda.).  
 Servidumbre a través de la estación para suministro de las tuneladoras tras el paso de la estación (dcha.)**

la entrega de la parte central de la estación a CWG. Destacar que se cumplieron los hitos del acuerdo previo entre Crossrail y CWG para la entrega de la parte central de la estación, y que el tránsito y posterior operación de las tuneladoras por la estación de Canary Wharf no ha supuesto ningún impacto negativo en el programa de trabajos de la estación.

**e. Paso de la caverna de Stepney Green y estaciones con tuneladora**

La siguiente estructura que atravesaron las TBM fueron las cavernas de bifurcación de Stepney Green, ejecutadas por medios convencionales previamente. Las tuneladoras del Drive Y atravesaron las cavernas en primer lugar y tras el tránsito continuaron con la excavación de los 4 kilómetros

de túnel restantes. Durante este periodo, las tuneladoras provenientes del Drive Z calaron en la zona más ancha de las cavernas y tenían que avanzar hasta la zona estrecha para poder extraerlas por el pozo y llevarlas a Limmo Peninsula y así poder reutilizarlas en el Drive G. Como el pozo entroncaba con las cavernas en la zona estrecha, fue necesario emplear un sistema poco invasivo de avance de las máquinas por las cavernas, de modo que tras el primer tránsito se pudiese reacondicionar la caverna para el segundo tránsito sin afectar a la producción de la máquina más avanzada.

Para ello se ejecutaron unos muros guía con unas vigas metálicas embebidas sobre las que deslizaban las tuneladoras. En la parte central se ejecutaba una solera plana que



**Fig. 9. Cale de la segunda TBM en Stepney Green (izda.) y vista de la caverna tras el paso de las máquinas (dcha.)**



Fig. 10. Tránsito de la TBM del Drive Y por la estación de Whitechapel

permitía la instalación de unos calzos de madera para sujetar las dovelas de solera instaladas por las máquinas en su avance por las cavernas. Con este sistema, las tuneladoras pudieron avanzar por la caverna empleando medios propios al tiempo que los elementos que dejaban atrás (dovelas de solera y estructura de guiado de las máquinas) podían retirarse con relativamente poco trabajo, por lo que tras el primer tránsito, se pudo preparar y realizar el cale y retirada de las tuneladoras provenientes del Drive Z sin afectar a las tuneladoras del Drive Y.

Tras el paso de Stepney Green, las tuneladoras continuaron la excavación hacia Whitechapel y Liverpool Street Stations, situadas en zonas más céntricas de la ciudad. La excavación del tramo sucedió sin incidentes remarcables, salvo que como el contratista encargado de ejecutar las estaciones a atravesar se estaba retrasando, hubo que buscar un lugar adecuado después del cale para dejar paradas las máquinas un periodo relativamente largo de tiempo mientras se finalizaban las estaciones.

Cuando las estaciones estuvieron preparadas, el tránsito se realizó empleando un sistema similar al empleado en Stepney Green (ver figura 10).

#### f. Desmontaje de tuneladoras en Farringdon Station

El Drive Y terminaba en la estación de Farringdon, muy céntrica y con muchas limitaciones subterráneas por interacciones con otras infraestructuras además de las limitaciones en superficie, que hacían que la configuración de pozos de acceso sobre los túneles no fuese posible.

Por este motivo, las tuneladoras del Drive Y debían terminar en el borde de la estación, sin llegar a entrar en ella. Como

el desmontaje de este tipo de TBMs dentro del túnel habría resultado muy complejo y costoso por la limitación de acceso y por la dificultad de sostener el terreno durante el proceso, se optó por ejecutar unas cámaras de dimensiones mínimas, desde la propia estación de Farringdon, para introducir las máquinas y desmontarlas en ellas, retirando las piezas por el propio túnel, pero empleando el acceso de la estación para facilitar la ventilación y mejorar las condiciones de seguridad (ver figura 11).

Con este sistema el desmontaje de cada máquina se realizó en aproximadamente 4 meses de duración.

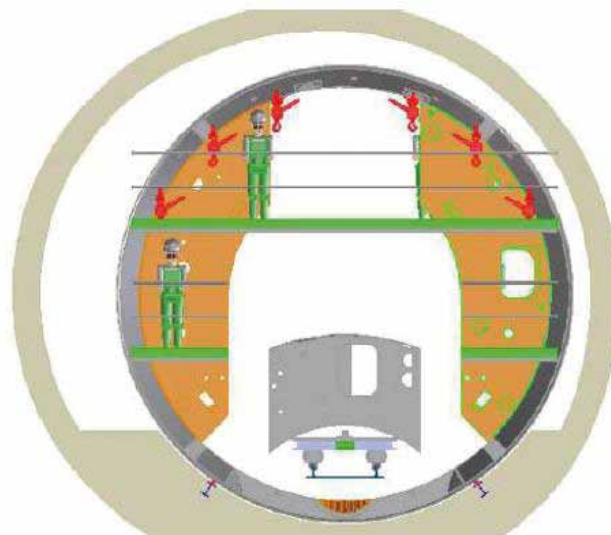


Fig. 11. Cale de tuneladora del Drive Y en la cámara de desmontaje anexa a la estación de Farringdon



Fig. 12. Vista aérea del Drive G

#### 4. Tramo G (Drive G)

El Drive G tiene 900 metros de longitud y discurre entre el pozo de ataque en Limmo Peninsula y el portal de salida de Victoria Dock. Los primeros metros del túnel discurren por la formación arcillosa London Clay, pasando posteriormente a encontrar una estratigrafía variada compuesta por London Clay, Harwich Formation y las unidades superiores del Lambeth Group. Arcillas, arenas y gravas se encontraron simultáneamente durante este tramo, disminuyendo el espesor de London Clay en clave a medida que el túnel continuaba ascendiendo hacia el portal. Durante los últimos metros, el frente comprendía primero London Clay en la parte inferior y River Terrace Deposits en la superior, y más tarde Alluvium sobre River Terrace Deposits, manteniéndose la London Clay en la mitad interior del frente. La combinación de frentes mixtos con poco recubrimiento, junto con la existencia de servicios y estructuras próximas fueron los condicionantes que llevaron a emplear máquinas tuneladoras presurizadas para la excavación de estos tramos cortos de túnel.

##### a. Trabajos preliminares

Dentro del marco del contrato C305 se encontraban unos trabajos preliminares a realizar en la zona de Victoria Dock Portal para preparar la recepción de las tuneladoras. Según se acercaba la alineación del túnel hacia el portal con pendiente ascendente, se iba perdiendo cobertera de tierras, pasándose progresivamente de tener la formación arcillosa London Clay en el frente y en clave a únicamente depósitos superficiales, con cobertera en el momento del 'cale' de únicamente 3,5 m de terreno no competente.

Por este motivo, el contrato recogía, por un lado, un tratamiento previo de los depósitos superficiales para mantener la

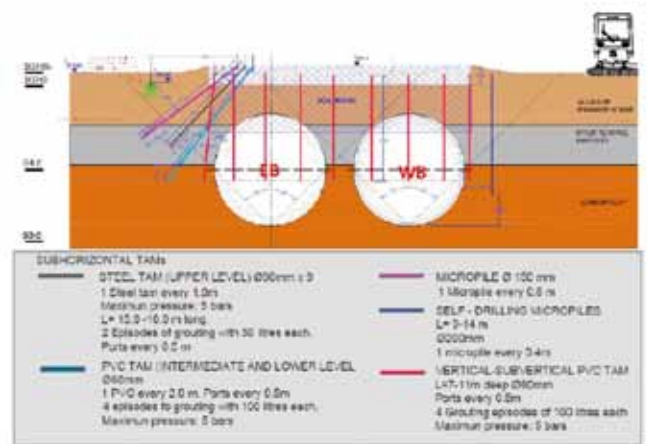


Fig. 13. Sección transversal de los túneles del Drive G en las proximidades del portal de Victoria Dock indicando los tratamientos del terreno (arriba) y recepción de tuneladoras en el portal (abajo)

estabilidad del frente durante la excavación de los túneles y, por otro, la construcción de una losa antiflotación de hormigón armado junto al portal de Victoria Dock, sobre el área tratada por el método del *soil-mixing*, que a la vez sería utilizada para emplazar la grúa de 600 t. para el desmontaje de las tuneladoras (ver figura 13).

El principal objetivo de este tratamiento era proteger los servicios afectados en una zona de excavación de túnel con escasa cobertera de tierras, muy sensibles a asentamientos y distorsiones angulares. Por otro lado, favorecería la estabilidad del frente y por lo tanto mitigaría el posible riesgo de pérdida de sección y sobre excavación.

#### b. Excavación con TBM

En junio y septiembre de 2014 respectivamente se lanzaron las tuneladoras del Drive G desde el pozo de auxiliar en Limmo Peninsula. Las tuneladoras fueron avanzando hacia el este, bajo las vías del tren ligero DLR (Docklands Light Railway), el portal de la Jubilee Line de London Underground y el viaducto de la A1020 Silvertown Way. A continuación, los túneles iban ascendiendo con una pendiente del 3,3 % hacia el portal de Victoria Dock, atravesando unos 100 metros de zona de depósitos superficiales previamente tratada mediante inyecciones de impregnación y *soil-mixing*, 'calando' en el portal en agosto y octubre de 2014 respectivamente con pérdida de volumen nula (*volumen loss* nulo) y con una cobertera inferior al medio diámetro.

Calar con tan escaso recubrimiento y sin generar ningún asiento en superficie se puede considerar un gran logro ya que se trata de situaciones límite complejas, tanto por la dificultad de definir unas presiones posibles y reales de operación de tuneladora que consideren la transición de terreno a pantalla de hormigón y posterior transición al espacio de la estación, junto con las propiedades geomecánicas y reológicas del propio terreno a excavar, como por el elevado número de parámetros que hay que controlar en la máquina para conseguir esas presiones en la realidad, además de las medidas adicionales necesarias para garantizar que se mantienen las presiones en cada una de las fases de transición intermedias del cale.

### 5. Tramo Z (Drive Z)

El Drive Z tiene 2700 metros de longitud y discurre entre el pozo de ataque en Pudding Mill Lane y las cavernas de bifurcación en Stepney Green. La primera mitad de los túneles discurría por una estratigrafía variada compuesta por London Clay, Harwich Formation y las unidades superiores del Lam-

beth Group. En la primera zona de estos terrenos con frentes mixtos y poco recubrimiento los túneles pasaban además muy próximos a diversos servicios e infraestructuras existentes, que obligaron a tomar medidas preventivas para garantizar que la ejecución de los túneles no iba a afectarles.

En la segunda mitad del trazado el terreno encontrado comprendía las unidades inferiores de London Clay y las unidades superiores del Lambeth Group principalmente.

Las máquinas tuneladoras se lanzaron desde el portal situado en Pudding Mill Lane, con muchas limitaciones de espacio que no permitieron ni lanzar las tuneladoras completamente ensambladas, ni operar dos tuneladoras al mismo tiempo.

#### a. Trabajos preliminares

Dentro de los primeros 150 m de excavación las tuneladoras tenían que atravesar diversas dificultades, todas ellas sensibles a los asentamientos y distorsiones angulares, y situadas en una zona donde los túneles excavaban con poco recubrimiento (ver fig. 14):

- La existencia de un cable de 400 kV, con restrictivas limitaciones de asentamientos, situado a menos de 20 m del portal en una zona de poco recubrimiento y junto a un canal.
- La existencia de pilotes de madera con punta metálica en los bordes del canal. La situación exacta de las puntas metálicas se desconocía pero existía la posibilidad de que estuviesen en el camino de las tuneladoras.
- Paso de los túneles bajo el canal con menos de un diámetro de recubrimiento.
- Paso bajo el Colector Wick, revestido de ladrillo, con 1,2 m de diámetro interior, y situado 2,1 m por encima de los túneles a excavar.
- Paso bajo el Colector Ham, revestido de ladrillo, con 2,1 m de diámetro interior, y situado únicamente 0,53 m por encima de los túneles a excavar.

Combinando estas dificultades con el hecho de que era necesario realizar varias paradas técnicas con las tuneladoras en estos tramos debido a que el portal de ataque no permitía montar las máquinas completamente, se realizó una campaña de trabajos preliminares destinada a proteger las estructuras más sensibles y mejorar las condiciones de excavación en estos primeros metros.

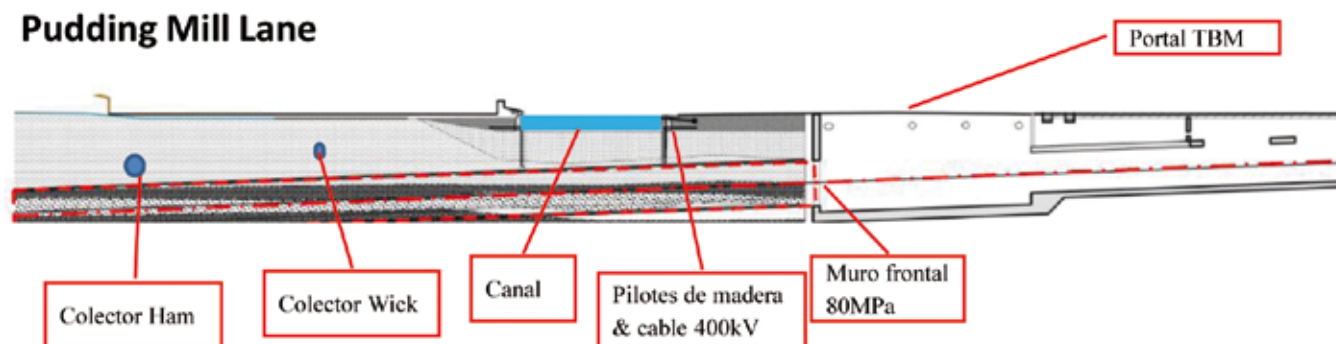


Fig. 14. Sección longitudinal de los túneles en la zona de Pudding Mill Lane

Los trabajos preliminares consistieron en:

- Ejecución de un pozo auxiliar entre el canal y el portal para ejecutar inyecciones de mejora del terreno, consistentes en una combinación de inyecciones de impregnación y de fracturación para proteger los muros del canal y el cable de alta tensión.

- Ejecución de recinto de tablestacas dentro del propio canal para tratar el fondo del río y acceder a las puntas de los pilotes metálicos para su retirada en caso de interferencia con el túnel. Este recinto se rellenó posteriormente y sirvió para mantener en 'precarga' la sección más somera bajo el río Lee durante la excavación de las TBM. La precarga se mantuvo hasta que se terminó la excavación de los túneles y se colocó el hormigón pesado de la solera para evitar que el túnel flotara.

- Refuerzo del colector existente Wick con revestimiento interior de fibra de vidrio curada con luz ultravioleta (UV cured GRP).

- Blindaje interior del colector Ham con camisa de acero inoxidable.

#### b. Excavación con tuneladora

En agosto de 2013 se lanzó la primera máquina tuneladora del Drive Z hacia Stepney Green. Debido a las pequeñas dimensiones del pozo de ataque fue necesario realizar varias paradas técnicas a lo largo de los primeros 150 primeros metros para ir completando el montaje de todos los carros del *back up* de la tuneladora. Estas paradas se realizaron muy próximas a las estructuras y servicios descritos previamente, sin generar ningún asiento fuera de los parámetros aceptables gracias a la combinación de la adecuada operación de la máquina junto con las medidas de protección implementadas.

Una vez montada por completo, la TBM continuó con la excavación del túnel, consiguiendo muy buenos rendimientos máximos y medios en este tramo. De hecho en este tramo es donde se consiguieron los mejores rendimientos entre las tuneladoras utilizadas en todos los contratos de Crossrail, en parte gracias al equipo humano y los medios empleados, y también gracias a que el terreno encontrado permitía una elevada penetración de la tuneladora.

En paralelo a la excavación del primer túnel del Drive Z se fue montando la TBM del segundo túnel en el portal, de modo que cuando se produjo el cale de la primera máquina en Stepney Green, en pocos días se adaptaron las instalaciones en el portal para poder iniciar la excavación del segundo túnel.

El elevado número de tuneladoras trabajando simultáneamente en el contrato, junto con distintas circunstancias particulares como la corta longitud de algunos tramos, o las paradas forzosas y prolongadas para poder calar en alguna estación incluida en otro contrato, hicieron muy dificultosa la gestión de los numerosos equipos de personal en algunos momentos, si bien fue un factor clave para el éxito de las excavaciones.

#### 6. Cavernas de bifurcación en Stepney Green

En Stepney Green se diseñaron dos bifurcaciones de sección variable que unen los trazados de los Drives Y y Z, con un ancho de 16,5 m y una altura de 17 m en su zona más ancha y a las que se accedía desde un pozo situado en la zona central de las cavernas, ejecutado con muros pantalla. Las excavaciones de ambas bifurcaciones tenían que estar acabadas antes de la llegada de las tuneladoras para no afectar al programa, con lo que fue necesario emplear un método de excavación que proporcionase la rapidez y seguridad necesarias.





Fig. 15. Montaje de la primera TBM (izda.). Vista del pozo de ataque en Pudding Mill Lane (centro). Montaje de la segunda TBM en paralelo con la excavación del túnel paralelo (dcha.)

La excavación se realizó con un sistema de excavación secuencial con medios mecánicos convencionales, variando la secuencia constructiva en función de los condicionantes geométricos de cada tramo. El tramo hacia el oeste del pozo, dada la menor sección de excavación, se excavó subdividiendo el frente de excavación en avance, destroza y contrabóveda. Se excavaba con una longitud de pase de 1 m en el avance y 2 m en la destroza y contrabóveda, ejecutándose un pase de

destroza cada dos pases de avance, y uno de contrabóveda a continuación, cerrándose así la contrabóveda a menos de un diámetro de distancia del frente de excavación.

En el primer tramo de la caverna hacia el este se dividió el frente en dos fases de excavación, los llamados Side Drifts (ver figuras 16 y 17), que dividen la sección en dos mitades y que a su vez se subdividen en avance, destroza y contrabóveda.

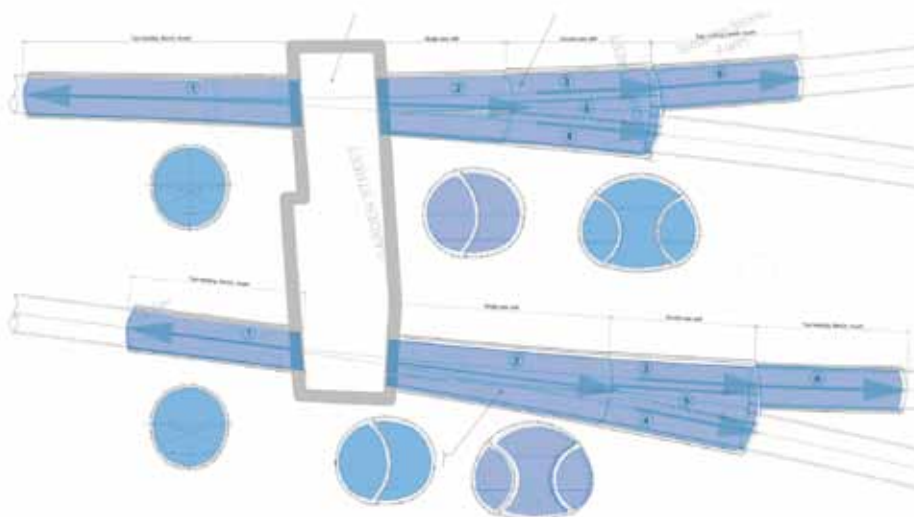


Fig. 16. Bifurcación en Stepney Green, con subdivisión del frente en función del tamaño de la sección de excavación



Fig. 17. Subdivisión del frente en dos fases (izda.) y subdivisión en tres fases para las secciones de mayor tamaño (dcha.)

El tercer tramo de la caverna, debido al aumento de sección, se dividió en tres fases, dos laterales y una central, que a su vez se excavaron en tres subfases: avance, destroza y contra-bóveda. Primero se excavaron y sostuvieron los dos secciones laterales y se terminó excavando la sección central, en la que se iban demoliendo los muros temporales divisorios con las dos fases anteriores al avanzar.

El sostenimiento consistió en un sellado de hormigón proyectado en el frente de excavación y una capa de hormigón proyectado en el contorno de la sección con una primera capa de 75 mm y una serie de capas sucesivas posteriores hasta completar el espesor final de 325 mm.

Adicionalmente se colocaron cerchas reticuladas cada dos metros como sostenimiento. La colocación de estas cerchas supuso un reto tanto logístico como desde el punto de vista de la ejecución de la excavación. Desde el punto de vista logístico, al tratarse de una sección de excavación variable, cada cercha era distinta y se componía de diversas piezas, cada una de las cuales se debían colocar en un momento distinto, a veces con varios meses de separación en el tiempo. Como a la obra se suministraban cerchas completas, fue necesario implementar un sistema capaz de gestionar el abultado *stock* de cerchas y que permitiese encontrar la 'parte' adecuada en cada momento. Adicionalmente, desde el punto de vista de la ejecución, la conexión mecánica de las secciones de la cerchas correspondientes a fases distintas resultó complicada, ya que implicaba trabajos manuales en lugares de difícil acceso.

La excavación de las cavernas se realizó sin incidentes re-marcables, con un nivel de asentos inferior a las previsiones y según los plazos previstos. Cada bifurcación se excavó en aproximadamente 6,5 meses.

La impermeabilización consistió en la instalación de una lámina de PVC en la parte inferior de las cavernas y en una lámina proyectada en la parte superior, con un solape de aproximadamente 1 m de lámina proyectada sobre la lámina de PVC. El revestimiento consistió en hormigón encofrado en la parte inferior de contra-bóveda y arranques, ejecutándose la parte superior del revestimiento con hormigón proyectado.

## 7. Rendimientos

Las tuneladoras del contrato C305 finalizaron las excavaciones en mayo del año 2015, dentro del programa y presupuesto, y en el momento de escribir este artículo, toda la obra civil principal ha sido completada y únicamente restan trabajos menores antes de entregar la obra.

Las tuneladoras obtuvieron los siguientes rendimientos medios:

- Drive Y: 8,2 km - rendimiento medio de 19,55 m/día
- Drive Z: 2,7 km - rendimiento medio de 28,8 m/día
- Drive G: 0,9 km - rendimiento medio de 22,8 m/día

Consiguiéndose unos rendimientos máximos de 72 metros en un día, 296 metros en una semana, y 1.175 metros en un mes, siendo éstos los mejores rendimientos de todos los distintos contratos del proyecto Crossrail.

Un elemento clave para conseguir estos rendimientos ha sido poder plasmar la experiencia adquirida por Dragados en proyectos similares a través de los métodos constructivos seleccionados en cada una de las etapas del proceso de excavación y, fundamentalmente, a través de la selección de los especialistas y personal responsable de gestionar y construir el proyecto día a día.

Otro elemento clave para conseguir estos rendimientos manteniendo la calidad fue la utilización de los típicos incentivos basados en la producción, pero vincularlos a parámetros de calidad y de seguridad, tanto para la excavación de los túneles como para la fabricación de las dovelas.

## 8. Conclusiones

La construcción de los túneles del contrato C305 ha supuesto un reto considerable dadas las dimensiones del mismo y por desarrollarse íntegramente en el centro de una megápolis como Londres. La logística empleada en todos y cada uno de los procesos constructivos se ha diseñado con el objetivo de minimizar el impacto en la periferia y

en todos aquellos actores que, de una u otra manera, se encontraban afectados por las obras. Así, los suministros y transporte de escombros se realizó con la ayuda de barcazas que, navegando por el Támesis y sus afluentes, permitió que el tráfico rodado no fuera afectado durante los cuatro años que duraron las obras. Los pasos de estaciones e interferencias con otros contratos, no solamente se minimizaron sino que se redujeron costes y plazos respecto a las previsiones iniciales.

Con todo, podemos concluir que Crossrail C305 ha sido un ejemplo de cómo enfocar la construcción de nuevas infraestructuras en zonas urbanas a las que dotar de nuevos sistemas de comunicación pero sin generar molestias y costes, durante su ejecución, al entorno.

De este modo, se consigue dotar a la ciudad de recursos que incrementan la calidad de vida de sus ciudadanos, garantizando un coste social muy inferior al producido con otras alternativas a la solución subterránea.

Es por ello, el camino a seguir y a divulgar, a fin de concienciar a las autoridades y responsables de las administraciones que la opción subterránea es la que permitirá un desarrollo sostenible en las, cada vez más numerosas, megápolis de nuestro planeta. **ROP**



+ desarrollo sostenible

# Más que agua

Talento, conocimiento y compromiso.  
Aportamos respuestas adecuadas  
para una gestión más eficiente.  
Compartimos conocimiento  
y generamos innovación.  
Trabajamos por un futuro basado  
en el compromiso y la cooperación.

[www.aqualogy.net](http://www.aqualogy.net)



**AQVALOGY**  
Where Water Lives

SOLUCIONES INTEGRADAS  
DEL AGUA PARA UN  
DESARROLLO SOSTENIBLE

## Diseño de caverna en el centro de Los Ángeles



**Carlos Herranz Calvo**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
PMP, Senior Tunnel Engineer.  
Mott MacDonald



**Zsolt Horvath**  
Tunnel Engineer. Mott MacDonald



**Justin Lianides**  
PE, Tunnel Engineer. Mott MacDonald



**Derek Penrice**  
PE, Principal Project Manager.  
Mott MacDonald

### Resumen

La estructura de mayor complejidad técnica incluida en el proyecto de metro Regional Connector Transit Corridor (RCTC) en el centro de Los Ángeles es una caverna para cruce de vías excavada en mina. La caverna, que se ejecutará con el método de excavación secuencial o SEM (*Sequential Excavation Method*), será la mayor excavación en mina realizada en la ciudad de Los Ángeles. El artículo describe el planteamiento integrado de diseño y construcción llevado a cabo para optimizar plazos y necesidades de sostenimiento asegurando la integridad de las estructuras existentes. Además, se presenta el diseño del revestimiento final incluyendo su análisis sísmico, y la descripción de la impermeabilización, condicionada por la presencia de gases en el terreno.

### Palabras clave

SEM, NATM, Metro, caverna, asientos, análisis sísmico, FLAC, FLAC3D

### Abstract

*The most technically complex aspect of the Regional Connector Transit Corridor (RCTC) metro project in Downtown Los Angeles is the mined crossover cavern, the largest tunneled excavation contemplated in Los Angeles, to be constructed using Sequential Excavation Methods (SEM). This paper describes the integrated geotechnical design and construction approach developed to maximize construction productivity while ensuring the stability and performance of existing infrastructure. Additionally, the final lining design is presented, including the seismic analysis performed, and the waterproofing system defined in gassy ground conditions.*

### Keywords

*SEM, NATM, Metro, cavern, settlement assessment, seismic analysis, FLAC, FLAC3D, waterproofing*

### 1. Descripción del proyecto

El proyecto Regional Connector Transit Corridor es una ampliación de la actual red de Metro de Los Ángeles en su distrito financiero, promovido por Los Angeles County Metropolitan Transportation Authority (LACMTA). El nuevo tramo conectará las líneas existentes Gold, Blue y Expo, permitiendo a los usuarios viajar desde Pasadena a Culver City o Long Beach, y desde Santa Mónica a la zona este de Los Ángeles.

El contrato de diseño y construcción fue adjudicado en 2014 por 927 millones de dólares a Regional Connector Construc-

tors (RCC), UTE formada por Skanska y Traylor Brothers, que cuenta con Mott MacDonald (MM) como responsable principal del diseño. Los trabajos de desvío de servicios afectados se iniciaron a comienzos de 2015 y se espera que la nueva línea esté en funcionamiento en 2020.

El nuevo trazado tiene una longitud total de 3,06 km e incluye 1,6 km de túneles gemelos ejecutados con tuneladora (TBM), 1,1 km de túnel ejecutado en *cut-and-cover*, tres nuevas estaciones (1st St/Central Avenue, 2nd St/Broadway Avenue and 2nd Place/Hope Street) y 0,3 km de trazado en superficie. Por

último, una de las estructuras de mayor complejidad técnica es la caverna para cruce de vías que se ejecutará por métodos tradicionales al este de la estación de 2nd/Broadway.

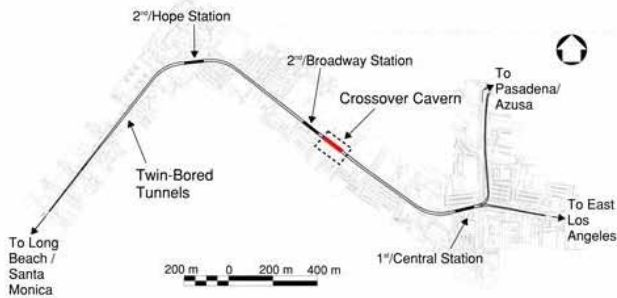


Fig. 1. Planta general del proyecto

La caverna tendrá 87,5 m de longitud, 11,0 m de altura y 17,7 m de ancho, y será excavada íntegramente en la formación geológica Fernando, con una cobertura de aproximadamente 15 m.

## 2. Estructuras existentes

El diseño de la caverna está fuertemente condicionado por su ubicación en entorno urbano, específicamente por la afectación potencial a un colector ejecutado en mina de 3 m x 3 m situado 6,7 m sobre la clave de la caverna y a tres edificios, incluyendo el edificio Higgins, de valor histórico, y la sede de la policía de Los Ángeles.

## 3. Otros condicionantes

La ejecución del cruce de vías en caverna, la geometría de la misma y sus fases de construcción se derivan de los siguientes condicionantes:

- Ancho de plataforma en la estación de 2nd/Broadway: determina el interje de vías y, por tanto, el ancho de la caverna.

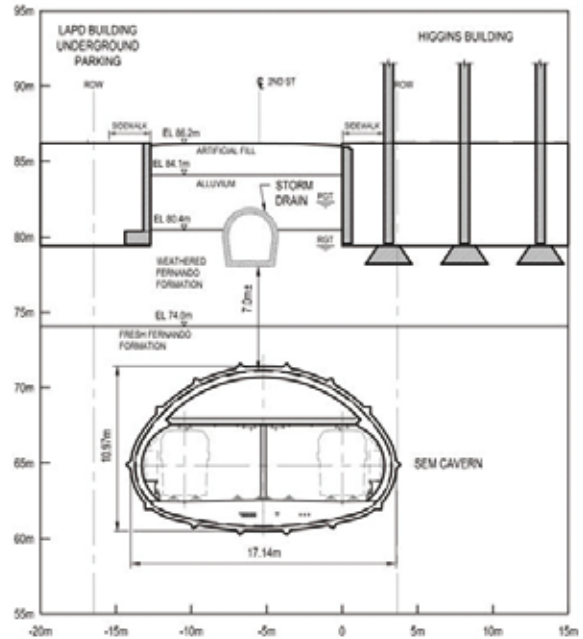


Fig. 3. Sección transversal (al este) y vista 3D (al oeste)



Fig. 2. Planta

- Los tres edificios en el entorno de la caverna tienen un nivel de sótano que se extiende bajo la fachada hasta alcanzar el límite de la acera (ver figura 3), lo que imposibilita la ejecución de la caverna en *cut-and-cover* como prolongación de la estación.

- Fases de ejecución del proyecto: RCC contemplaba en su oferta el vaciado de la estación y la ejecución del túnel de línea norte desde la estación de 1st/Central de forma previa a la ejecución de la caverna. A continuación, se excavaría en mina la caverna desde 2nd/Broadway, incluyendo la demolición de las dovelas del túnel de línea norte, y se procedería a la construcción del túnel de línea sur en el mismo sentido que el norte, calando en el extremo oriental de la caverna y arrasando la tuneladora a través de la caverna hasta la estación.

- Cimentación de las oficinas del LA Times: la estación de 2nd/Broadway se ejecutará en *cut-and-cover*, y como se puede ver en la figura 2, su geometría sigue la típica configuración con ensanches en sus extremos para recibir a las tuneladoras. Durante la fase de diseño, se comprobó que la cimentación del LA Times imposibilitaba el ensanche necesario para albergar la longitud total de la tuneladora, lo que obligaría a la desviación de su trazado hacia el sur al aproximarse a la estación. Esta situación dificultaba el planteamiento de galerías laterales para la ejecución de la caverna al limitar excesivamente el espacio para la galería central.

- Límites de expropiación: en el lado sur, el límite de expropiación (ROW en la figura 3) se encuentra a aproximadamente 5 cm del límite teórico de excavación de la caverna.

- Ventilación: la caverna debe albergar un plenum con sección aproximada de 23 m<sup>2</sup> (250 sf) y un muro central donde sea compatible con el cruce de vías para independizar la circulación de aire en ambas vías.

- Instalaciones y losa de transición: En el interfaz con la estación y con los túneles de línea se prevé la instalación de una losa de transición que minimice los asentamientos diferenciales que pudieran ocurrir entre estructuras con distinta rigidez; esto, unido al gran número de instalaciones que deben canalizarse en estas secciones, lleva a una reducción local del espesor de la contrabóveda en el interfaz con la estación.

- Arrastre de la TBM a través de galería derecha: para albergar los macizos de hormigón que soportarán la máquina es necesario un ensanche de la sección tipo en el extremo oriental de la caverna.

- Corredores de emergencia: las escaleras necesarias para permitir a los pasajeros ascender desde cota de vía a los corredores de emergencia elevados en el extremo oriental de la caverna condiciona también el ensanche de la sección en esa zona.

#### 4. Secciones tipo

Los condicionantes anteriormente descritos llevaron a la definición de distintas secciones de excavación tipo, con dos geometrías principales, sección típica y sección de ensanche, con arranque de muros inclinados definida para el extremo oriental de la caverna. A su vez, para la estructura permanente, estas secciones se subdividen según presencia y espesor del muro central, espesor de la losa de ventilación y espesor de la contrabóveda (fig. 4).

#### 5. Sostenimiento y revestimiento

El sostenimiento inicial de la caverna incluye los siguientes elementos:

- 30,5 cm (12 in) de hormigón proyectado reforzado con fibras de 34.5 MPa (5.000 psi) de resistencia a compresión simple.

- Cerchas reticulares 130/6/10 (ver DSI-2015) en el perímetro y contrabóveda definitiva y 220/12/10 en el muro central provisional con acero tipo Grado 70 ( $f_y = 483$  MPa).

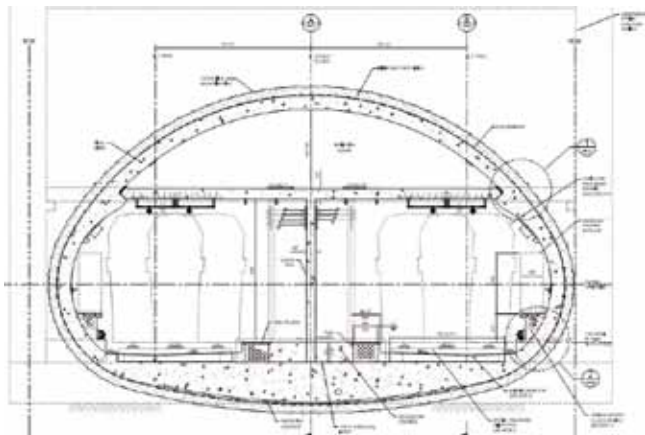
- Paraguas pesado de micropilotes de 18,2 m (60 ft) de longitud ejecutado desde la estación. Se trata de una doble corona de micropilotes de 140 mm (5.5 in) de diámetro exterior y 13 mm (0.5 in) de espesor y acero tipo ASTM A53 Grado B ( $f_y = 240$  MPa).

Además del sostenimiento tipo, diseñado para las condiciones del terreno esperables de acuerdo con la información geotécnica disponible, se incluyen también una serie de medidas (“*tool box items*”) a emplear en caso de ser necesario durante la ejecución del túnel si las condiciones del terreno lo requirieran.

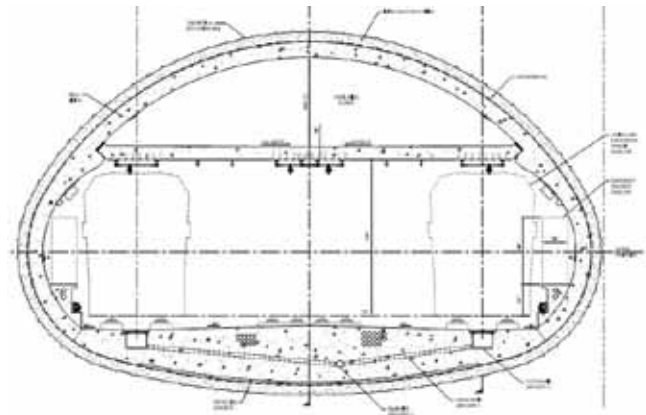
El revestimiento final se ejecutará con hormigón in situ de 28 MPa (4.000 psi) y tendrá un espesor de 45,7 cm en clave y hombros y variable en contrabóveda, con un máximo de 1,75 m.

La estructura final incluye una losa para ventilación de la caverna en caso de incendio, con accesos desde el nivel de vía en su extremo oriental para mantenimiento de las rejillas de ventilación, y un muro central de separación en los tramos donde es posible su ubicación, fuera del cruce de vías.

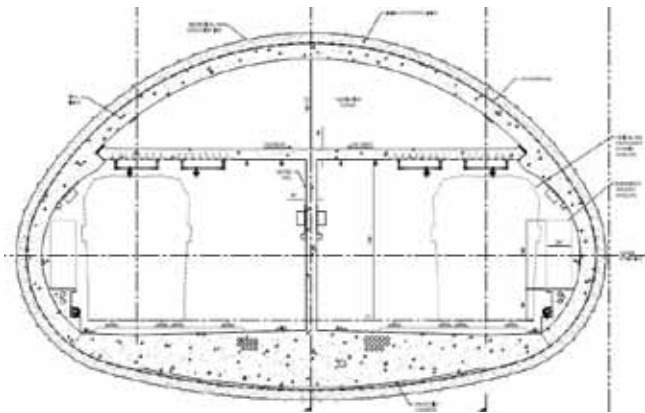




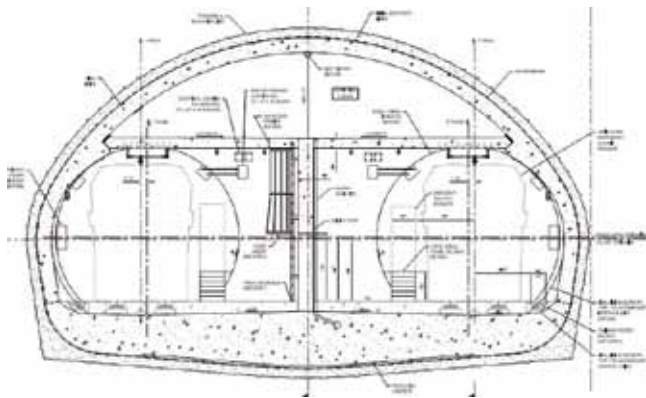
Revestimiento Final Tipo 1B.Transición a estación



Revestimiento Final Tipo 1, sin muro central



Revestimiento Final Tipo 1, con muro central



Revestimiento Final Tipo 2, muro testero

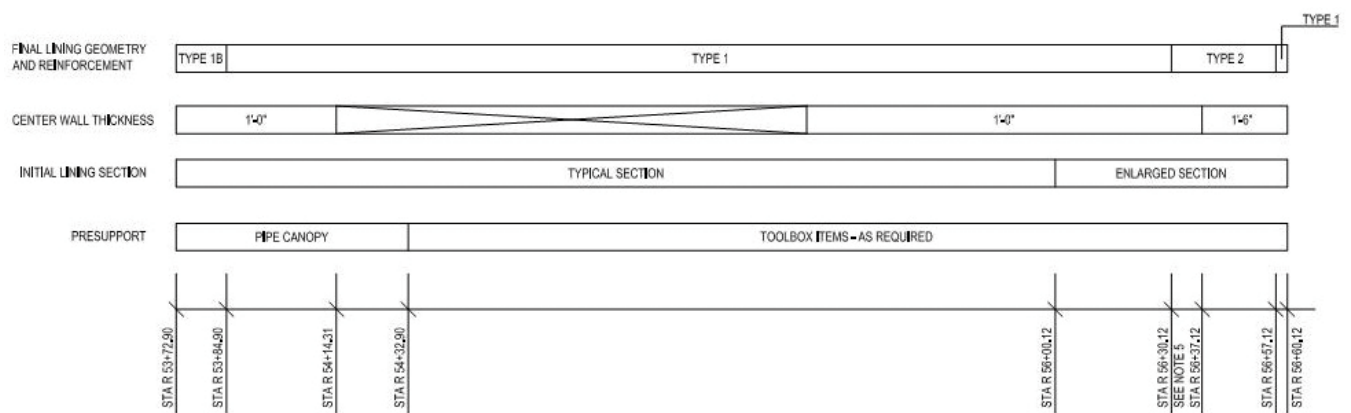
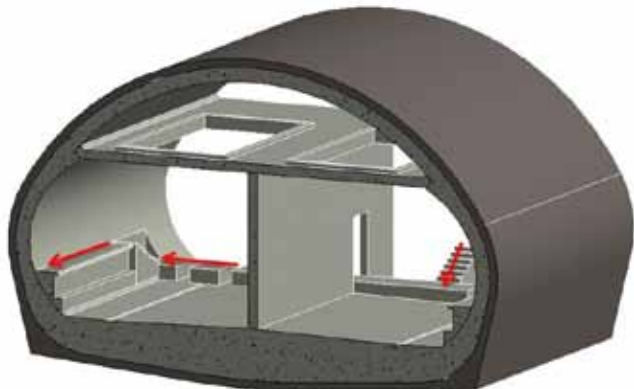


Fig. 4. Secciones tipo. Definición y distribución

a) Vista del lado este



b) Vista desde la estación

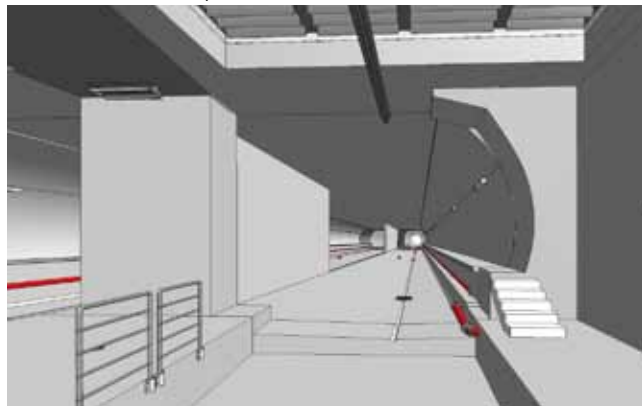


Fig. 5. Vistas de la caverna en 3D. Modelos con Revit

Por último, para permitir la evacuación de pasajeros en caso de emergencia, la sección tipo de la caverna incluye pasarelas de evacuación a ambos lados con escaleras a cota de carril en el extremo oriental de la caverna y en la estación (figuras 5a y 5b).

### 6. Geología y parámetros geotécnicos

La caverna se excavará íntegramente en la formación Fernando. Se trata de una limolita arcillosa masiva con un grado de alteración sano a ligeramente meteorizado a cotas de frente de excavación.

La litología en el entorno de la caverna puede considerarse homogénea de estratos subhorizontales, con un espesor de relleno artificial de 2 a 3 m bajo el que subyace un nivel aluvial de aproximadamente 3 a 5 m de potencia. La formación Fernando aparece bajo este horizonte con un nivel superior alterado, por encima siempre de la clave del túnel.

La relativamente baja permeabilidad de la formación Fernando condiciona la hidrogeología de la zona, con un acuífero superficial a cota 82 m situado sobre el techo de la misma, y un acuífero regional a cota 79 m. La clave de la caverna se sitúa aproximadamente a cota 71,6 m.

El flujo de agua durante la excavación de la caverna se espera que sea muy reducido, con aportaciones, si las hubiera, asociadas a discontinuidades de la formación Fernando y niveles granulares aislados. Por este motivo, el diseño del sostenimiento se realiza en condiciones no drenadas sin carga de agua mientras que el cálculo del revestimiento a largo plazo se lleva a cabo con parámetros drenados y carga hidrostática.

A continuación se resumen los parámetros geotécnicos empleados en el diseño:

| Unidad           | Descripción                      | E [MPa]                                   | K0   | Densidad Unitario [KN/m <sup>3</sup> ] |
|------------------|----------------------------------|-------------------------------------------|------|----------------------------------------|
| Af               | Relleno antrópico                | 28,7                                      | 0,5  | 18,9                                   |
| Qal <sub>2</sub> | Aluvión (de grano grueso)        | 57,5                                      | 0,5  | 18,5                                   |
| Tf-1             | Formación Fernando (meteorizado) | 120 (techo)<br>191 (muro)                 | 0,6  | 18,9                                   |
| Tf-2             | Fernando Formation (sano)        | 191 (techo)<br>287 (a profundidad de 30m) | 0,65 | 19,3                                   |

Tabla 1. Parámetros de diseño (I)

| Ud.              | Parámetros Drenados |          |      | Parámetros Sin Drenar |         |      |
|------------------|---------------------|----------|------|-----------------------|---------|------|
|                  | c' [kPa]            | φ' [deg] | v'   | c (Su) [kPa]          | φ [deg] | v    |
| Af               | 0                   | 34       | 0,35 | 0                     | 34      | 0,35 |
| Qal <sub>2</sub> | 9,6                 | 38       | 0,35 | 9,6                   | 38      | 0,35 |
| Tf-1             | 71,8                | 27       | 0,4  | 383,0                 | 0       | 0,49 |
| Tf-2             | 143,6               | 27       | 0,4  | 478,8                 | 0       | 0,49 |

Tabla 2. Parámetros de diseño (II)

El módulo de elasticidad de la formación Fernando se ha considerado variable en profundidad, con valores basados en resultados de presiómetros, ensayos triaxiales sin drenaje, correlaciones con las velocidades de ondas de corte obtenidas de ensayos dinámicos, y experiencia local en proyectos anteriores.

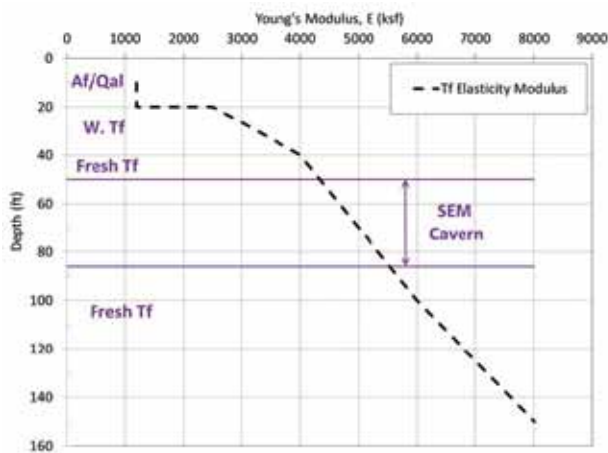


Fig. 6. Módulo de elasticidad variable en la Formación Fernando

A diferencia de las estructuras superficiales, que basan el análisis sísmico en fuerzas de inercia originadas por movimientos en su cimentación, en estructuras subterráneas el efecto del terremoto se evalúa en términos de deformaciones impuestas a la estructura por el movimiento del terreno circundante, cuyo efecto depende a su vez de la rigidez relativa terreno-estructura y su interacción.

El diseño frente a sismo del revestimiento se ha realizado de acuerdo con las especificaciones de metro de Los Ángeles (MRDC-2013), que contempla dos escenarios: terremoto de diseño máximo (MDE en sus siglas en inglés) y terremoto de diseño operativo (ODE en sus siglas en inglés), definidos como sigue:

- MDE: con un periodo de retorno de 2.500 años, la estructura debe garantizar su estabilidad estructural para esta sollicitación máxima. El objetivo es evitar las consecuencias catastróficas que tendría el colapso del túnel para las estructuras de su entorno.
- ODE: este segundo nivel de acción sísmica corresponde a un periodo de retorno de 150 años, su objetivo es garantizar que el servicio de la línea pueda ser restaurado con reparaciones

mínimas en el caso de que se dé un terremoto de intensidad esperable durante la vida útil de la obra.

Los datos sísmicos para el diseño del revestimiento se obtuvieron con el programa comercial Shake2000 para la columna de cálculo tipo de la caverna.

## 7. Método constructivo y referencias recientes

La caverna se ejecutará según los principios del Nuevo Método Austriaco (NATM en sus siglas en inglés), que en Estados Unidos recibe el nombre de SEM (*Sequential Excavation Method*). La Federal Highway Administration describe el SEM en su manual de túneles de carretera (FHWA-2009) como un concepto basado en el entendimiento del comportamiento del terreno y su reacción a la ejecución de una apertura subterránea: el sistema moviliza la capacidad de autosostenimiento del terreno optimizando las necesidades de soporte.

La aplicación del SEM o Nuevo Método Austriaco en suelos y rocas blandas en entorno urbano implica riesgos específicos que deben ser considerados de forma adecuada. Como se indica en HSE (1996), el Nuevo Método Austriaco no es un método inseguro per se, siempre y cuando se tomen las precauciones necesarias en el diseño y construcción de la obra.

Ejemplos de éxito en su aplicación reciente en entornos urbanos son la estación de Beacon Hill en Seattle (Murray et al.-2006) o la caverna de Stepney Green en Londres (Tucker-2014), con Mott MacDonald como diseñador principal en ambos proyectos.

## 8. Fases de ejecución

Como se ha indicado con anterioridad, el esquema global del proyecto contempla el vaciado de la estación y la ejecución del túnel norte de forma previa a la excavación y sostenimiento de la caverna.

La configuración geométrica de la sección y sus fases de construcción son el resultado de una estrecha colaboración entre RCC y MM con el objetivo de compatibilizar los condicionantes contractuales que limitan los desplazamientos inducidos en las estructuras adyacentes con la optimización de plazos de ejecución y necesidades de sostenimiento. El trabajo conjunto de diseñadores y contratistas es esencial para el éxito del SEM, y un esquema de diseño y construcción es perfecto para favorecer la cooperación entre ambos.



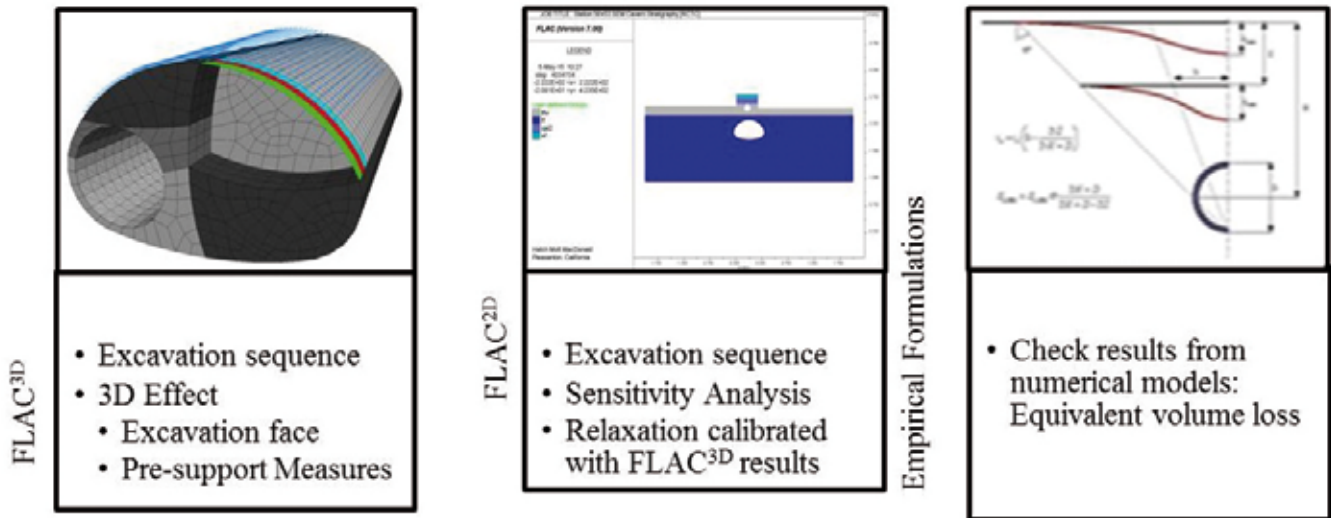


Fig. 10. Optimización del empleo de modelos numéricos

### 9. Diseño del sostenimiento

El análisis de una excavación en SEM requiere la simulación detallada de la geometría de la sección y estructuras existentes, características del terreno, sostenimiento y fases de ejecución.

La modelización numérica de la ejecución de la caverna se realizó con los programas comerciales FLAC y FLAC3D (Itasca). El modelo tridimensional con FLAC3D permite un análisis más preciso de la contribución del frente de excavación en la estabilidad del sistema, así como la valoración de sistemas de presostenimiento, mientras que los modelos bidimensionales con FLAC, calibrados con los resultados del 3D, permiten realizar análisis de sensibilidad y estudiar distintas alternativas con mayor rapidez. Los resultados obtenidos con los modelos numéricos deben compararse con formulaciones empíricas a modo de chequeo.

El empleo de modelos tridimensionales lleva tiempo en su preparación y proceso, pero es fundamental en este caso por las razones mencionadas. Los modelos bidimensionales tienen como limitación la necesidad de definir la relajación del terreno que ocurre antes de la colocación del sostenimiento, y que suele expresarse como un porcentaje de la tensión natural a cota de túnel, al ser el resultado de la redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación. La relajación puede estimarse aplicando el método de convergencia-confinamiento (Aftis 2001), que se basa en soluciones analíticas cerradas para túneles de sección circular excavados a sección completa en

terrenos con tensiones uniformes y comportamiento elástico o elastoplástico (Bernaud et al., 1991; Bernaud y Rousset, 1992, Nguyen et al., 1993 o Carranza y Fairhurst, 2000), lo que difiere claramente de este caso, con una geometría ovalada excavada en fases, terreno variable y excavación relativamente superficial.

El diseño del sostenimiento se llevó a cabo con el modelo bidimensional calibrado, simulando el mismo con dos tipos de elementos estructurales (elástico o elastoplástico), para reproducir el comportamiento dúctil del hormigón proyectado reforzado con fibras y para identificar zonas que requieran armado local en un proceso iterativo. El endurecimiento del hormigón proyectado se introdujo en el modelo considerando los estudios del Dr. Chang reproducidos por Thomas (2008).

La capacidad estructural de las secciones definidas se realizó de acuerdo con ACI 318 (2014) y con los requerimientos técnicos de la administración, MRDC (2013); se realizó también un chequeo adicional con TR 63 (2007).

Dada la geometría de la caverna, la intersección del muro provisional con la clave y contrabóveda requiere un armado local pasante entre la galería derecha e izquierda.

En general, la contribución de las cerchas no se considera en el cálculo de la capacidad de las secciones de hormigón proyectado, con la excepción del muro provisional, en el que las cerchas reticulares de cuatro barras (220/12/10, DSI-2015)

espaciadas 0,9 m (3 ft) entre ejes son necesarias para resistir la flexión que se produce al excavar el avance y la destroza de la galería izquierda, con momentos superiores a la capacidad del hormigón proyectado sin refuerzo.

La estabilidad del frente de excavación se analiza con formulaciones empíricas (Vermeer et al. 2002; Kavvas et al. 2009) y con el método *Strength Reduction Factor* con FLAC3D, llegando a la conclusión de que el frente es estable sin la necesidad de medidas sistemáticas de presostenimiento, lo que se atribuye a la alta resistencia al corte sin drenaje de la formación Fernando.

### 10. Medidas adicionales de sostenimiento

El diseño de túneles en SEM debe contemplar la posibilidad de encontrar condiciones del terreno distintas a las previstas de acuerdo con la investigación geotécnica realizada. En caso de darse esta circunstancia o registrarse deformaciones por encima de los límites esperados, se incluyen una serie de medidas (*'tool box items'*) cuya aplicación y distribución se discutirá y decidirá en obra con el acuerdo de contratista y diseñador. En este caso estas medidas incluyen:

- Presostenimiento mediante bulones autoperforantes de 32 mm de diámetro y 4,57 m (15 ft) de longitud.
- Machón central.
- Bulonado del frente de excavación con bulones de fibra de vidrio de 25 mm de diámetro y 12,19 m (40 ft) de longitud.
- Subdivisión de la excavación y sostenimiento (*pocket excavation*).
- Drenaje provisional.

### 11. Diseño del revestimiento

Existen referencias en la actualidad sobre la colaboración del sostenimiento a largo plazo para resistir las cargas que habitualmente se consideran exclusivamente absorbidas por el revestimiento. Este planteamiento ha sido empleado en el Crossrail en Londres (Pickett, 2014), con la particularidad en ese caso de que la impermeabilización entre sostenimiento y revestimiento se ha realizado mediante la proyección del material impermeabilizante en lugar del clásico geotextil y membrana de PVC. Esta configuración permite considerar una cierta adherencia en el contacto entre sostenimiento y revestimiento que facilita el comportamiento conjunto de ambas

estructuras. Sun (2014) analiza las distintas configuraciones posibles dependiendo de la existencia y características de la impermeabilización entre sostenimiento y revestimiento, señalando que en sistemas con lámina de impermeabilización la adherencia en el contacto es prácticamente nula, lo que imposibilita la consideración de un espesor conjunto.

En el caso de la caverna del Regional Connector, la impermeabilización se realiza con una lámina de HCR (*hydrocarbon-resistant*), indicada por Metro para impedir la entrada de gases, presentes en el terreno de acuerdo con la información geotécnica disponible. Además, las especificaciones de Metro de Los Ángeles (MRDC 2013) impiden considerar la colaboración del sostenimiento a largo plazo.

El análisis del revestimiento se ha realizado con FLAC empleando el modelo bidimensional desarrollado para el diseño del sostenimiento. El modelo parte de la última fase de ejecución de la caverna, que corresponde a la demolición del muro provisional, activando el revestimiento y realizando la transferencia de carga del sostenimiento al revestimiento. Hay que destacar que para que esta transferencia de carga sea efectiva en el modelo, no basta con eliminar el sostenimiento para simular su degradación, sino que debe implementarse mediante un ciclo de cálculo llevando a cero los esfuerzos internos y rigidez del sostenimiento (Sun et al., 2013).

Las cargas consideradas incluyen, además de las cargas del terreno, la presión hidrostática y la carga sísmica. Otras solicitaciones de menor entidad incluyen las cargas transmitidas por la losa del conducto de ventilación y el peso propio de sus ménsulas de apoyo y las cargas del material rodante sobre la contrabóveda.

Adicionalmente, se analizó con el programa estructural SAP2000 el caso en el que el sostenimiento aun absorbe las cargas transmitidas por el terreno pero debido a filtraciones a través del mismo el revestimiento comienza a soportar la presión hidrostática y su peso propio. Dependiendo de la geometría de la excavación y de la magnitud de las cargas, este caso puede llegar a condicionar el diseño del revestimiento en determinadas áreas.

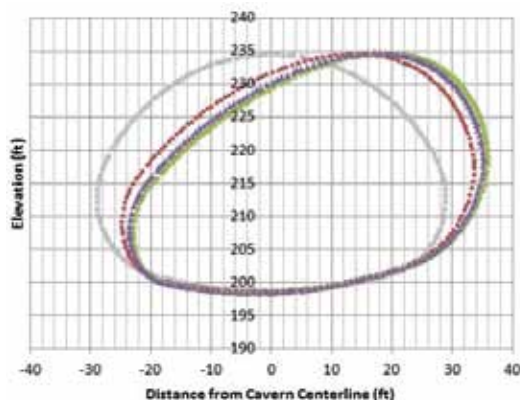
En un análisis de interacción terreno-estructura como el realizado con FLAC, las cargas no pueden considerarse de forma independiente de la misma forma que en un modelo puramente estructural. Por este motivo, el cálculo del revestimiento con el modelo FLAC se realizó con cargas características,

empleando un factor de seguridad global de 1,35 para estados límite último de agotamiento por solicitaciones normales y cortantes y de 1,0 para el análisis sísmico y comprobaciones en servicio.

El análisis sísmico se realizó mediante un cálculo pseudo-estático en FLAC, siguiendo la siguiente metodología, de acuerdo con FHWA (2009):

1. Modelo equivalente lineal con el programa comercial Shake, que considera un sistema de estratos homogéneos, viscoelásticos y de extensión horizontal infinita sometidos a ondas de corte transmitidas en dirección vertical. La no-linealidad del módulo de corte y del amortiguamiento se introduce mediante el uso de propiedades lineales equivalentes (p. ej. Stokoe y Darendeli, 2004 y Seed e Idris, 1970) en un proceso iterativo.
2. Modelo numérico bidimensional con FLAC para considerar la interacción terreno-estructura. Las condiciones de contorno de los bordes laterales deben permitir los desplazamientos horizontales.
3. En el modelo numérico el módulo de corte de los distintos estratos debe ser el compatible con las deformaciones esperadas de acuerdo con el modelo equivalente lineal.
4. Las deformaciones horizontales correspondientes al mayor desplazamiento relativo a cota de caverna obtenidas con SHAKE se introducen en los bordes laterales del modelo numérico, de forma que son transmitidas a través del terreno al entorno de la excavación.

Resultados FLAC (Interacción terreno-estructura) con escala exagerada



Debido a las diferentes rigideces de estación, caverna y túneles de línea, el diseño incorpora juntas flexibles en las interfaces correspondientes, de forma que no se restrinjan los desplazamientos diferenciales ante un evento sísmico.

La estructura permanente incluye un muro testero de 0,61 m (2 ft) de espesor en el extremo oriental de la caverna, es el interfaz con los túneles de línea. El diseño considera el muro central de apoyo de la losa de ventilación colaborando como contrafuerte frente a las acciones horizontales en el muro. Debido a las cargas que debe absorber en su plano, el muro central tiene un espesor de 0,46 m (18 in) en esta zona. El análisis se ha realizado con SAP2000 para considerar el efecto tridimensional de la estructura frente a cargas estáticas y frente a sismo.

## 12. Impermeabilización

El trazado del proyecto se encuentra dentro de una zona con riesgo de contener gas metano y sulfuro de hidrógeno. Por este motivo, como medida de prevención a largo plazo, se empleará una membrana resistente a hidrocarburos (HCR) de polietileno de alta densidad (HDPE) entre el sostenimiento y

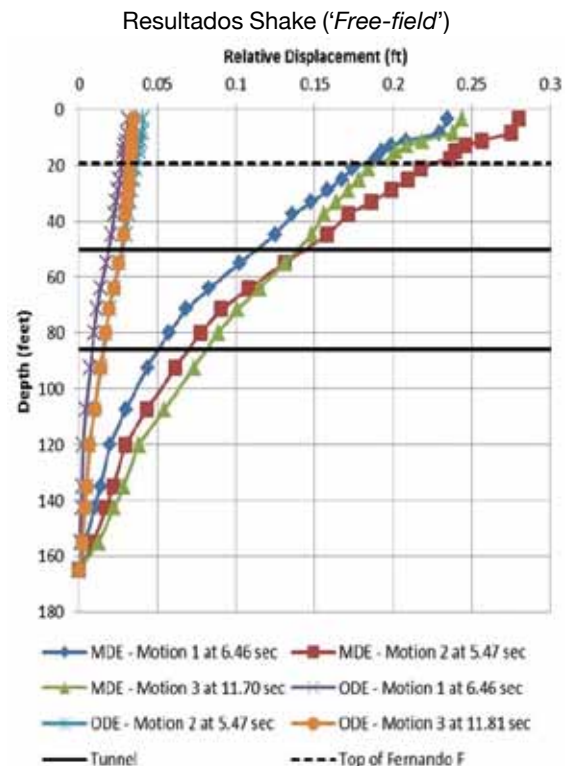


Fig. 11. Análisis sísmico

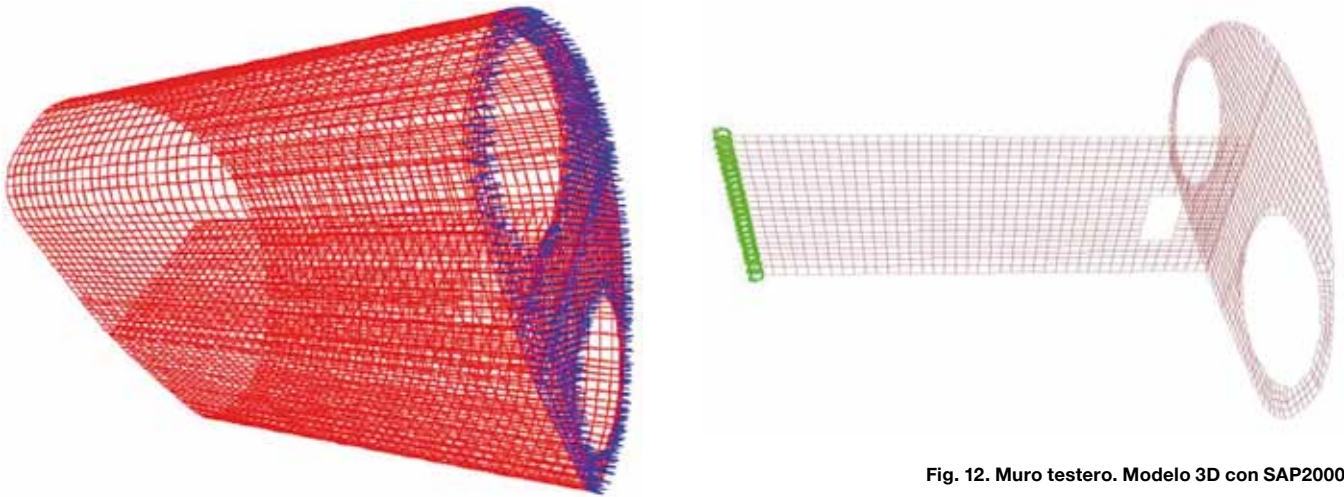


Fig. 12. Muro testero. Modelo 3D con SAP2000

el revestimiento. El sistema de impermeabilización incluye un sistema de compartimentalización con juntas estancas y un sistema de inyección integrado con mangueras flexibles para reparar posibles filtraciones, así como tuberías de inyección en clave para garantizar el contacto entre sostenimiento y revestimiento.

### 13. Análisis de asientos inducidos

Durante la fase de diseño se realizó un análisis exhaustivo de los efectos inducidos por la excavación de la caverna en las estructuras adyacentes. El estudio incluye un análisis de sensibilidad con FLAC y FLAC3D para evaluar el impacto de distintos parámetros, configuraciones de ejecución y elementos de sostenimiento en los resultados obtenidos, incluyendo

la potencia del aluvial, el módulo de elasticidad de la formación Fernando, el modelo constitutivo del terreno, la relación entre las presiones horizontales y verticales ( $K_0$ ), la secuencia constructiva, la rigidez del sostenimiento, la rigidez de los edificios y las medidas de presostenimiento.

Uno de los modelos realizados en FLAC3D incluyó el empleo de paraguas de micropilotes a lo largo de toda la longitud de la caverna, modelizando cada uno de los tubos metálicos con elementos estructurales tipo 'pile'. Los resultados mostraron que, en este caso, el empleo de un presostenimiento sistemático de este tipo no reducía los desplazamientos finales de forma significativa. Esto se atribuye a la rigidez del terreno y a la forma de la caverna, relativamente plana: los paraguas de

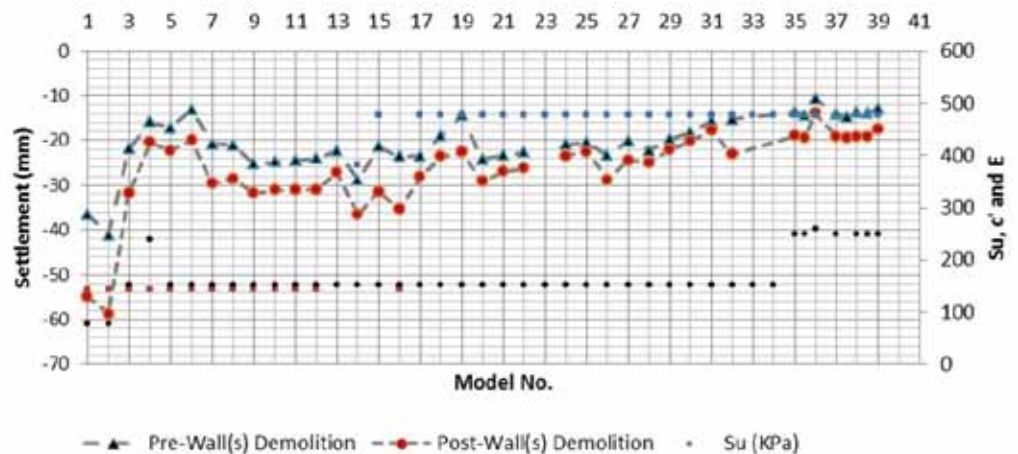
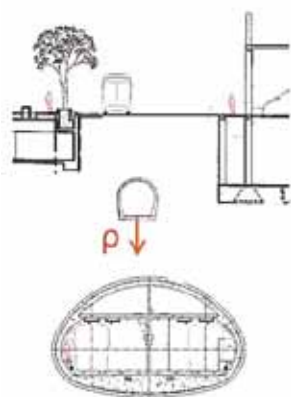


Fig. 13. Análisis de sensibilidad. Asientos en el colector



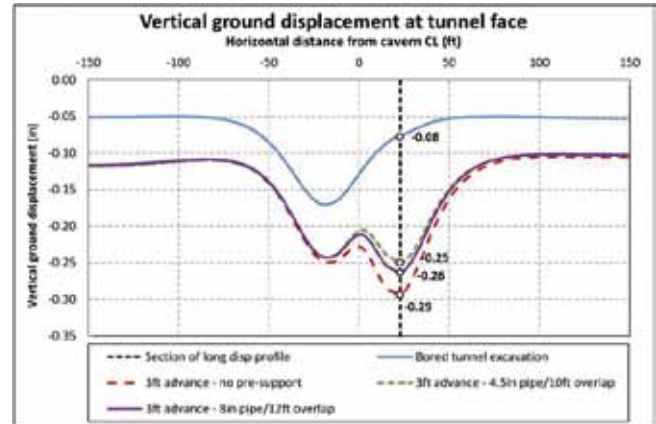
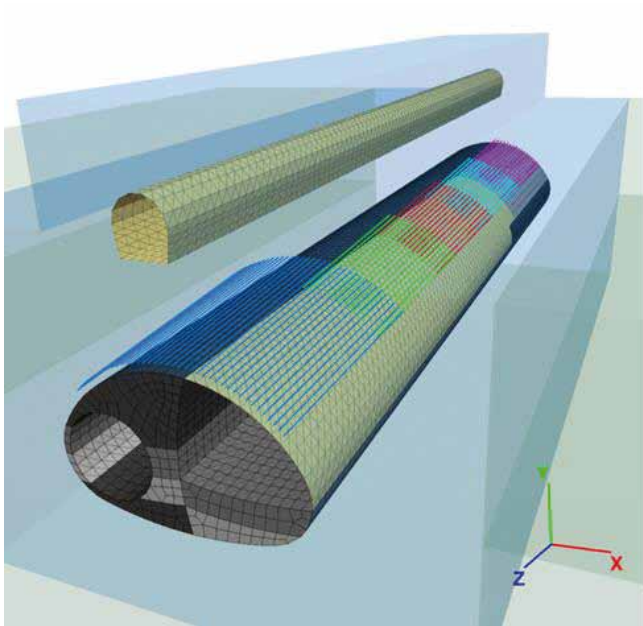


Fig. 14. Modelo FLAC3D. Estudio de presostenimiento

micropilotes son efectivos reduciendo los desplazamientos del terreno que ocurren en las proximidades del frente de excavación y mejorando la estabilidad del frente al puentear el pase de excavación sin sostenimiento, pero no son tan efectivos al continuar la excavación y alejarse el frente de la sección de control, ya que en sección transversal se trata de elementos discretos que no permiten la formación de un efecto arco a modo de corona de terreno mejorado, como indican Volkman y Schubert (2007).

La pérdida de terreno (*volume loss*) con la secuencia constructiva descrita y los parámetros del terreno esperados está en el entorno del 0,3 %, con desplazamientos máximos en superficie de aproximadamente 16 mm y asentamientos a cota de cimentación de edificios por debajo de los 12,7 mm (0.5 in) indicados como límite máximo en las especificaciones de Metro. La estimación de daños esperables en los edificios adyacentes se ha realizado de acuerdo con las clasificaciones de Boscardin y Cording (1989) y Burland et al. (2001), resultando en daños despreciables a ligeros, ambas categorías admisibles según la práctica habitual en obras subterráneas en entorno urbano.

En cuanto al efecto combinado de la excavación de la estación y la caverna, el análisis se llevó a cabo con un modelo simplificado con FLAC3D para evaluar el efecto tridimensional que ocurre en las proximidades de la pantalla frontal de la estación, donde los desplazamientos son menores que los

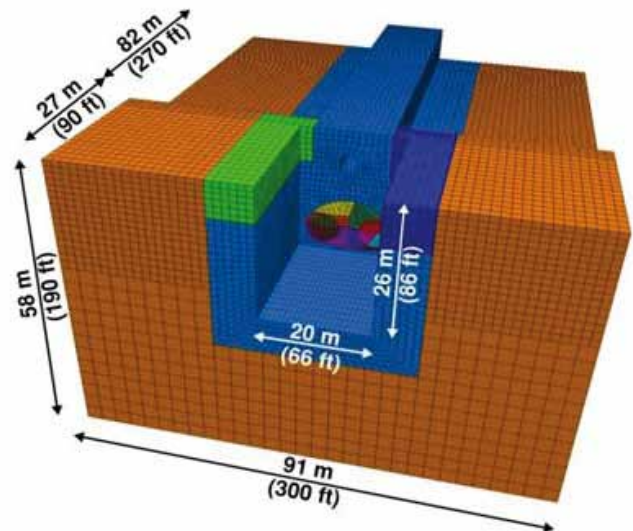


Fig. 15. Modelo FLAC3D con excavación de estación

que se obtendrían con la hipótesis de un muro de contención infinito, como se indica en Ciria PR30 (1996).

El desplazamiento vertical máximo inducido en el colector de acuerdo con los modelos numéricos es de 17,8 mm (0.7 in), superior al máximo admisible en las especificaciones de Metro (12,7 mm = 0.5 in). Sin embargo, Metro indica un valor de asiento máximo para todas las estructuras (edificios, servicios afectados, pasos superiores, túneles existentes,

etc.) sin atender a sus características específicas. La literatura técnica indica para colectores de hormigón valores admisibles entre 25 y 50 mm, el valor obtenido se encuentra por tanto dentro de un rango admisible (Ciria Project Report 30, 1996; Attewel et al. in *Soil Movements Induced by Tunneling and their Effects on Pipelines and Structures*, 1986). Además, la distorsión angular (o asiento diferencial longitudinal) generada por el avance de la excavación de la caverna, que podría ocasionar daños en el colector, presenta un valor en el entorno de 1/4.500, muy por debajo del límite máximo admisible por contrato (1/600).

#### 14. Auscultación

La auscultación del terreno, estructuras adyacentes y medida de convergencias durante la excavación, es una parte esencial del SEM, ya que permite comparar los desplazamientos previstos en fase de diseño con los movimientos reales en construcción, actuando en consecuencia en caso de superarse los límites esperados en cada fase de acuerdo con la modelización numérica realizada.

La instrumentación de la caverna comprende:

- Secciones transversales de control de subsidencias en superficie.
- Dos alineaciones de extensómetros de varillas situados a ambos lados del colector para medir los desplazamientos en el terreno en las proximidades de la caverna.

- Dianas y clinómetros en edificios (incluyendo sótanos).
- Puntos de auscultación del colector desde superficie.
- Secciones de medida de convergencias en la caverna.

#### 15. Conclusiones

La caverna para el cruce de vías que se ejecutará en SEM (*Sequential Excavation Method*) como parte del proyecto Regional Connector Transit Corridor es la mayor excavación en mina que se contempla en la ciudad de Los Ángeles.

Los contratos de diseño y construcción facilitan la colaboración de diseñadores y contratistas, lo que es clave para el éxito de este tipo de obra subterránea. Las fases de ejecución de la caverna y su sostenimiento son el resultado de un proceso iterativo con comunicación continua entre Mott MacDonald y Regional Connector Constructors. El diseño del sostenimiento se basa en la identificación y tratamiento de riesgos y optimización de plazos de ejecución y necesidades de soporte. La complejidad y tamaño de la obra requieren el empleo de modelos numéricos que permiten la simulación de las fases de excavación y configuración final de la estructura, de especial importancia en un entorno con alta actividad sísmica. El objetivo principal es conseguir un diseño seguro dentro de los límites marcados por el contrato, la normativa vigente y la práctica actual en entorno urbano, garantizando la integridad estructural de los edificios y servicios afectados por la excavación. **ROP**



## Referencias

- ACI (American Concrete Institute) (2014). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)". Farmington Hills, MI.
- AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain) (2001). "Recommendations on the Convergence-Confinement Method".
- Attewell PB, Yeates J, and Selby AR (1986). Soil Movements Induced by Tunneling and Their Effects on Pipelines and Structures, Blackie and Son Ltd., London.
- Bernaud, D. and Rousset G. (1992). "La nouvelle "method implicite" pour l'étude du dimensionnement des tunnels". Revue Francaise de Geotechnique 60:5-26
- Bernaud, D., Corbetta, F. and Nguyen Minh Duc (1991). "Contribution a la methode de Convergence-Confinement par la methode de la Similitude". Revue Francaise de Geotechnique, 54, 1.
- Boscardin, M. D., and Cording, E. J. (1989), "Building Response to Excavation-Induced Settlement". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115:1-21.
- Burland, J. B., Standing, J. R., and Jardine, F. M. (2001). "Building response to tunneling. Case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London". London, UK: Thomas Telford.
- Carranza-Torres, C., Fairhurst, C. (2000), "Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion". Tunneling and Underground Space Technology. 15 (2), 187-213
- CIRIA PR30 (1996), "Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas".
- DSI (2015), "Mining and Tunneling Products Catalogue", Dywidag-Systems International, Agosto 2015 [https://www.dsiunderground.com/uploads/media/DSI-Underground-Systems-Mining-and-Tunneling-Products-Catalogue-US\\_01.pdf](https://www.dsiunderground.com/uploads/media/DSI-Underground-Systems-Mining-and-Tunneling-Products-Catalogue-US_01.pdf) [Consulta: 11 abr. 2016]
- FHWA (Federal Highway Administration) (2009). "Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels-Civil Elements". 6th Edition. Washington D.C.
- HSE (1996), "Safety of New Austrian Tunneling Method (NATM) Tunnels. A review of sprayed concrete lined tunnels with particular reference to London Clay". Health and Safety Executive, 1996.
- Kawvadas, M., Proutzopoulos, G., and Tzivakos, K. (2009). "Prediction of Face Stability in Unsupported Tunnels using 3D Finite Element Analysis". 2nd International Conference of Computational Methods in Tunneling. Aedificatio Publishers.
- MRDC (2013). "Metro Rail Design Criteria Section 5 Appendix Metro Supplemental Seismic Design Criteria" Revision 5. Los Angeles Metropolitan Transit Authority.
- Murray, M., Redmond, S., Sage, R., Langer, F., Phelps, D. (2006) "SEM in Seattle - Design and Construction of the C710 Beacon Hill Station Tunnels". 2006 Tunnelling Association of Canada Proceedings.
- Nguyen-Minh, D. and Guo, C. (1993). "Sur un principe d'interaction massif-soulèvement des tunnels en avancement stationnaire". Eurock 93, Balkema, Rotterdam.
- Pickett, A. (2014), "Crossrail Sprayed Concrete Linings", ICE Publishing, 2014
- Seed, H.B. e Idris, I.M., (1970). "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis". Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, December
- Sun, Y., McRae, M., Van Greunen, J. (2013), "Load Sharing in Two-pass Lining Systems for NATM Tunnels", Rapid Excavation and Tunneling Conference (RETC) Proceedings, 2013.
- Thomas, Alun (2008). Sprayed Concrete Tunnel Liners. New York, NY: Taylor & Francis.
- TR 63 (2007) "Technical Report No. 63 Guidance for the Design of Steel-Fibre-Reinforced Concrete". Camberley: The Concrete Society.
- Tucker, N. (2014). "Design and construction of Crossrail Stepney Green sprayed concrete lined caverns". ICE Publishing, 2014
- Vermeer, Ruse and Marcher (2002). "Tunnel Heading Stability in Drained Ground". FELSAU 20 NO.6: 8-18
- Volkmann, G.M., Schubert, W. (2007). "Geotechnical Model for Pipe Roof Supports in Tunneling". Proceedings of the 33rd ITA-AITES World Tunneling Congress. Taylor & Francis Group, Volume 1, app. 755-760.

# Los suelos cementados y su comportamiento en el túnel de Olesa de Montserrat (Barcelona)



## Rolando Justa Cámara

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Director del Departamento de Túneles de  
Acciona Infraestructuras



## Marc Canals i Borràs

Acciona Infraestructuras S.A., Jefe de Obra  
UTE Autovía B-40, Olesa de Montserrat,  
Barcelona

### Resumen

En el presente artículo se detalla el proceso que se llevó a cabo para optimizar el método constructivo del proyecto original, modificándolo del método Alemán previsto en el proyecto por el método convencional con avance y destroza, con la particularidad de que el mencionado túnel presenta unas dimensiones considerables para excavarlo con este método.

También se explica cuál es el método de excavación más adecuado, a juicio de los autores, para excavar el mencionado túnel, considerando principalmente la geología prevista y las dimensiones del túnel.

### Palabras clave

Túnel, autovía, suelos cementados

### Abstract

*In this article, the process carried out in order to optimize the constructive method of the original project is detailed, modifying the German method planned in the original project by the conventional top heading and bench excavation, with the particularity that the tunnel has considerable dimensions to be excavated with this method.*

*In addition, it explains according to the authors opinion what is the most appropriate equipment to excavate the mentioned tunnel, taking into account the expected geology and dimensions of the tunnel.*

### Keywords

*Tunnel, Highway, Cemented Soils*

## 1. Introducción

El proyecto de Construcción de la Autovía Orbital de Barcelona (B40) Tramo: Olesa de Montserrat-Viladecavalls, es una obra adscrita a la Demarcación de Carreteras del Estado de Cataluña del Ministerio de Fomento, cuya construcción se adjudicó a la UTE Autovía B-40 (Acciona-Comsa-Copisa) en el año 2007. Una parte importante del proyecto consiste en la construcción de dos túneles viales paralelos denominado túnel de Olesa.

En el presente artículo se detalla el proceso de optimización del método constructivo del proyecto original, modificándolo del método Alemán previsto en el proyecto inicial a otro propuesto con métodos convencionales, con la particularidad de que el mencionado túnel presenta unas dimensiones considerables para excavarlo con el método de avance y destroza.

Una de las particularidades de este túnel radica en su elevada sección de excavación, del orden de 185 m<sup>2</sup>, aseme-

jándose más a la excavación de una caverna que a la de un túnel.

También se detalla cuál es el método de excavación más adecuado para excavar el mencionado túnel, considerando principalmente la geología prevista y las dimensiones del túnel.

Por último, se expone cuál es comportamiento real del terreno una vez iniciada la ejecución del túnel y se contrastan las deformaciones previstas en el proyecto (calculados con un programa 2D) con una nueva modelización del túnel calculada en 3D (manteniendo los mismos parámetros geotécnicos en ambos cálculos).

## 2. Descripción del proyecto

El Túnel de Olesa de Monserrat se encuentra situado en el término municipal de Abrera (Barcelona), con una orientación este-oeste, formando parte de la futura autovía orbital de Barcelona (B-40) en el tramo Olesa de Montserrat-Villadecavalls.

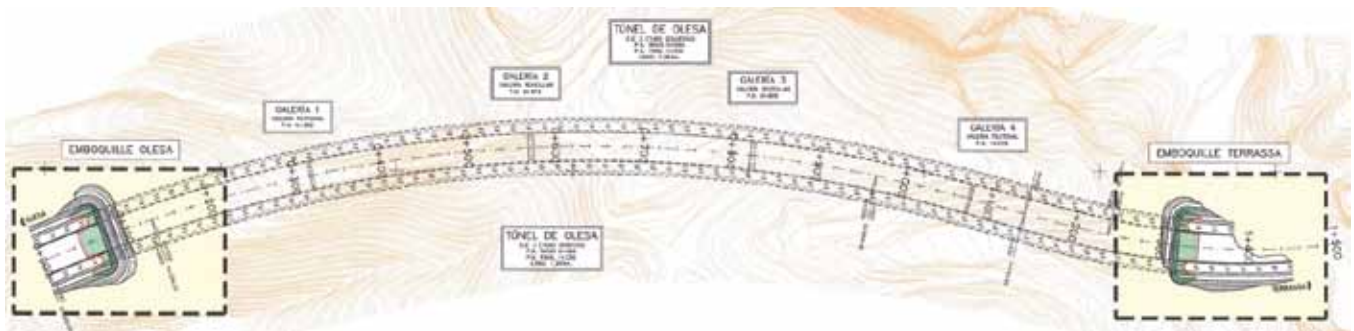


Fig. 1. Planta general del Túnel de Olesa (autovía B-40)

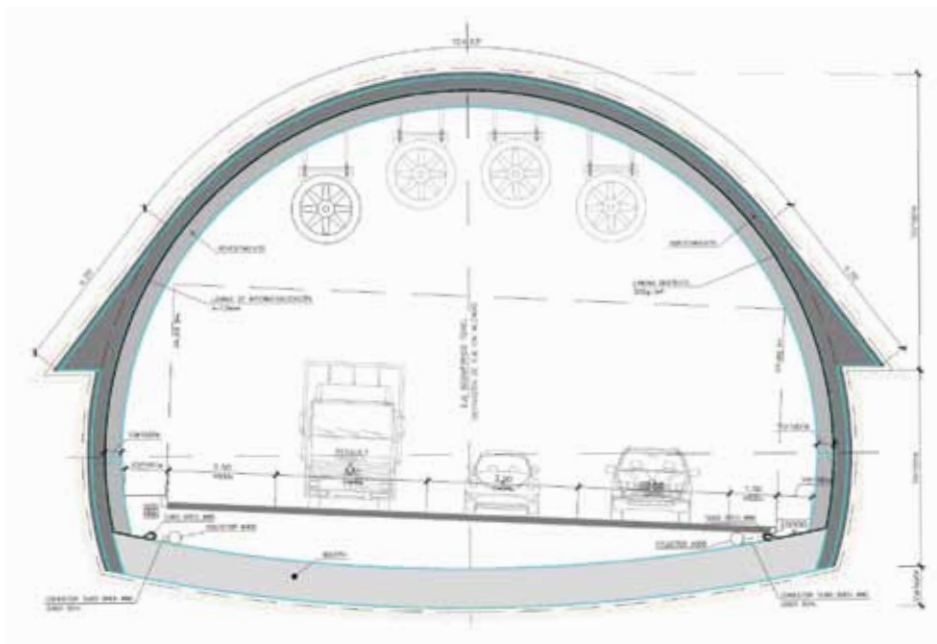


Fig. 2. Sección tipo funcional de uno de los túneles de Olesa

El túnel tiene una tipología bitubo por lo que el tráfico es unidireccional en cada tubo, siendo la longitud de cada uno de 1.310 m. De ellos 1.246 m son en mina y el resto son falsos túneles en los emboquilles. La separación entre tubos es de tres diámetros, medida entre ejes geométricos de los túneles (33 m de terreno inalterado).

La pendiente del túnel es aproximadamente de un 3 % con la boca este situada a una cota superior que la boca oeste.

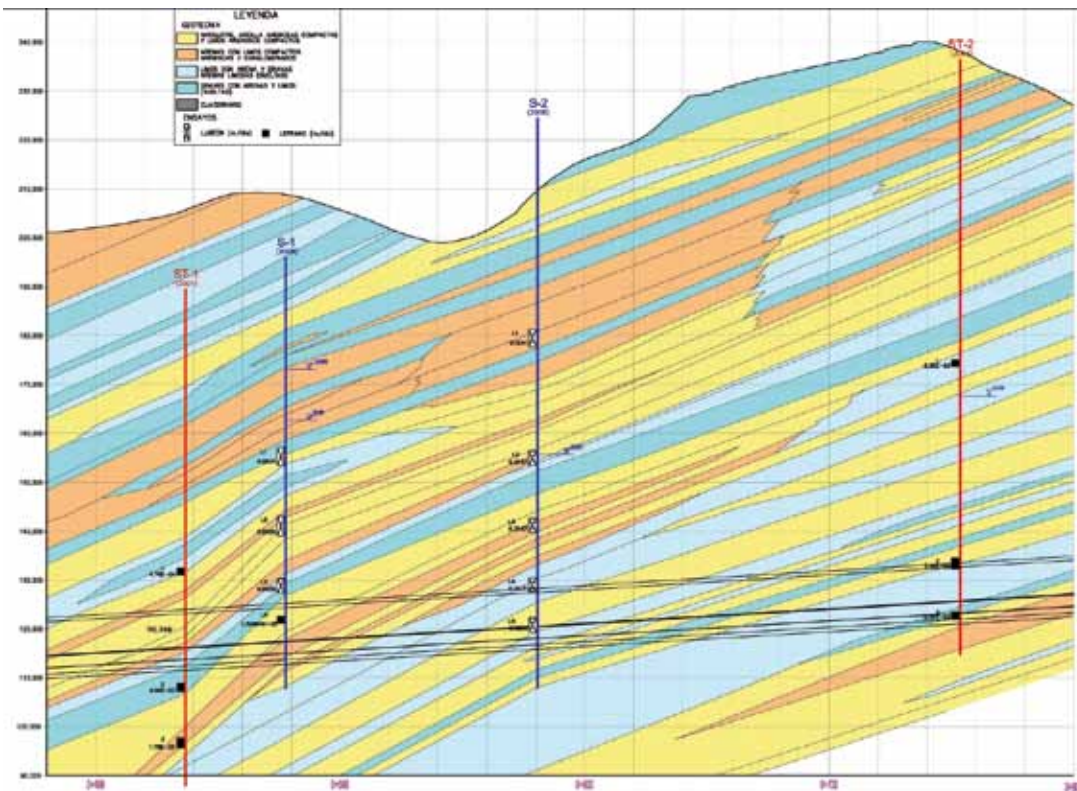
La velocidad de diseño del túnel es de 100 km/h. La calzada tiene tres carriles de 3,50 m cada uno con dos arcenes de 2,50 m y 1,00 m cada uno y una acera a cada lado con ancho mínimo de 0,75 m (anchura a nivel de firme de 15,50 m). El gálibo mínimo para el tránsito de vehículos es de 5 metros.

Están proyectadas cuatro galerías de conexión entre ambos tubos para el uso de vías de evacuación en caso de emergencia, distantes entre ellas aproximadamente 250 m. Las dos centrales están diseñadas para el paso de vehículos y las otras dos son exclusivamente para peatones.

### 3. Geología, geotecnia e hidrogeología

La topografía de la zona por donde discurre el túnel alcanza los +243 m sobre el nivel del mar, mientras que la rasante de la calzada se sitúa entre +100 y +140 m. Esto implica que el túnel tiene un recubrimiento máximo del orden de +110 m.

Los terrenos atravesados son en la práctica totalidad de origen mioceno, aunque a pequeña escala están constituidos por niveles, horizontes y lentejones variables e imbricados,



**Fig. 3. Perfil geológico del tramo con máxima cobertera sobre túnel (110 m)**

formados por lutitas, arenas y gravas cementadas. Desde un punto de vista global constituyen un material único, no diferenciable a priori.

El conjunto de materiales presentes en el subsuelo de la traza del túnel, según los sondeos realizados para la redacción del proyecto original, vienen a clasificarse en dos grandes conjuntos: uno minoritario, de arenas limosas o arcillosas (SM-SC) y otro mayoritario, como arcillas y arcillas limosas (CL), junto a algunos niveles netamente más limosos (ML). También, en esa masa general se intercalan niveles o lentejones en los que predominan los tamaños gruesos, tipo gravas, que de modo análogo al resto de materiales, se encuentran cementados.

Desde el punto de vista plástico, se trata de suelos de baja plasticidad y su estado cabe calificarlo como de alta compacidad/consistencia (en los ensayos SPT, se han obtenido índices de resistencia a la penetración muy altos).

Desde el punto de vista geomecánico, cabe indicar el siguiente rango de valores asignables a los terrenos miocenos a efectos de cálculo:

- Densidad seca: 1,8-2,1 gr/cm<sup>3</sup>
- Ángulo de rozamiento interno: 36° a 38°
- Humedad natural: 15 %-20 %
- Cohesión efectiva: 3 a 7 t/m<sup>2</sup>

Del estudio hidrogeológico del proyecto original se desprendería que existía un nivel freático general, localizado a cotas sobre la clave del túnel que oscilaban entre 20 y más de 70 metros, y que si bien se trataba de unos materiales calificables en su conjunto global como de baja permeabilidad, no podía obviarse el efecto del agua, tanto en las presiones ejercidas sobre el sostenimiento y revestimiento, como su influencia en la fase constructiva, en la que, además, no era descartable la existencia de bolsas o niveles locales de terrenos escasamente cohesivos con agua a alta presión.

Los resultados del reconocimiento hidrogeológico llevado a cabo, indican un comportamiento de los materiales ensayados que tiende hacia la impermeabilidad. Las permeabilidades medidas en el pozo de bombeo, el vaciado de los piezómetros, y las deducidas de los ensayos Lefranc son del mismo orden de magnitud (10<sup>-7</sup> a 10<sup>-9</sup> m/s).

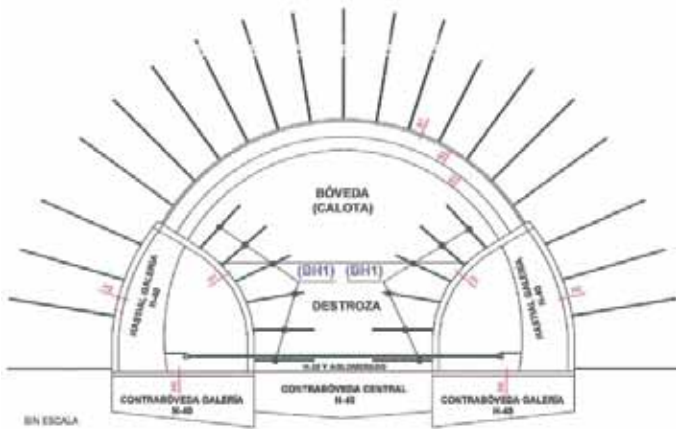


Fig. 4. Sistema Constructivo proyectado. Método Alemán

#### 4. Sistema constructivo proyectado y su modificación

El sistema constructivo del proyecto original del túnel, estaba basado en el denominado Método Alemán. Lo esencial de este método es la construcción previa de los hastiales laterales que constituyen la cimentación o base de apoyo de la bóveda o calota, que se ejecuta a posteriori.

Así pues se parte de dos galerías laterales, con un revestimiento muy robusto de hormigón, tras los cuales se excava la bóveda, cuyo revestimiento se apoya sobre los hastiales de las galerías laterales. Posteriormente, se excava la destroza central y, finalmente, se ejecuta el cierre de la contrabóveda.

La magnitud de la sección resultante de excavación es de 226 m<sup>2</sup> por cada tubo.

El diseño robusto proyectado para este túnel se basaba en las características geotécnicas del terreno atravesado (homogéneo) y de la presión ejercida por el nivel freático existente por encima de la clave (70 m).

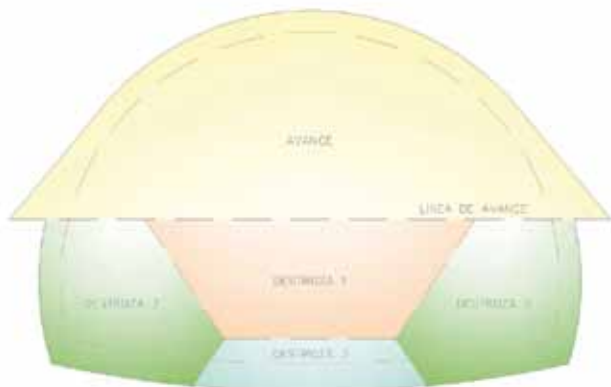
A partir del análisis previo de la documentación del proyecto original y siendo conocedores de la geología de la zona, se estableció la prioridad de realizar una nueva campaña complementaria de reconocimiento geológico, geotécnico e hidrogeológico, pues las hipótesis iniciales no parecían del todo correctas.

Posteriormente, integrando los datos existentes en proyecto y los nuevos aportados por la campaña de reconocimiento complementaria se han distinguido realmente dos grupos de materiales (miocenos cohesivos y miocenos granulares) en función de su composición granulométrica y su origen geológico. Aproximadamente el 60 %-70 % de los materiales que se espera encontrar en el túnel corresponden a materiales cementados, debido a la presencia de CO<sub>3</sub>Ca, y muy compactos, en ambos grupos.

Consecuentemente, se prevé que el conjunto de materiales presentará una estabilidad suficiente, excepto en el caso de los niveles más granulares no cementados como pueden ser los niveles de gravas por su menor proporción de finos. La gran mayoría de materiales son de grano fino (lutitas y argilitas), ya sean de consistencia media o firme, por lo que no se prevé que sobre el sostenimiento definitivo actúen las presiones de agua freática.

Desde el punto de vista geomecánico los ensayos referidos a corte directo y a compresión triaxial proporcionan los parámetros incluidos en la siguiente tabla.

| Unidad | Granulo | Plasticidad |      |      | Húm | Densidades       |                  | RCS  | Parámetros de corte | Deformabilidad           |     |       |                           |
|--------|---------|-------------|------|------|-----|------------------|------------------|------|---------------------|--------------------------|-----|-------|---------------------------|
|        | %       | LL          | LP   | IP   | w   | Seca             | Apar.            |      |                     | C' (kp/cm <sup>2</sup> ) | f'  | v     | E <sub>y,orig</sub> (MPa) |
|        | Finos   | %           | %    | -    | %   | T/m <sup>3</sup> | T/m <sup>3</sup> |      |                     |                          |     |       |                           |
| Mco    | 74,6    | 33,6        | 19,1 | 14,5 | 9,4 | 2,14             | 2,32             | 21,6 | 1,5                 | 33,8                     | 0,3 | 433,7 |                           |
| Mgr    | 23,8    | NP          | NP   | NP   | 8,9 | 2,17             | 2,36             | 27,0 | 1,1                 | 37,6                     | 0,3 | 580,0 |                           |



**Fig. 5. Sistema constructivo modificado. Método convencional (avance y destroza)**

En base a los resultados obtenidos de la nueva campaña de estudios hidrogeológicos, hay que indicar que realmente no existe un nivel freático por encima de la clave del túnel. Los nuevos resultados obtenidos indican una permeabilidad de los materiales desde baja a muy baja, por lo que la capacidad acuífera de los diferentes tramos es desde muy baja a prácticamente impermeable.

Como resultado de los nuevos datos obtenidos de las distintas campañas y ensayos, se pudo descartar el sistema constructivo robusto denominado Método Alemán y proponer ejecutar el Túnel de Olesa de acuerdo al método de ejecución convencional: excavación por medios mecánicos en fase de avance, más destroza (dividida en partes) y contrabóveda.

Todo ello quedó recogido en el Proyecto Modificado nº 1 (PM-1), en el que también se estudian y evalúan diversas secciones de sostenimiento representativas situadas a lo largo del túnel, especialmente los puntos más desfavorables correspondien-

tes a la máxima cobertura. A partir de estas secciones se llevaron a cabo diferentes cálculos, mediante el programa de elementos finitos Plaxis bidimensional, con el fin de verificar la idoneidad de los sostenimientos propuestos. Estos se basan principalmente en cerchas metálicas con pata de elefante en sección de avance, hormigón proyectado (gunita) y bulones autoperforantes en hastiales. Finalmente, la definición del sostenimiento en el PM-1 queda constituido por cuatro secciones tipo en función de la cobertera existente por encima de la clave del túnel, distribuida del siguiente modo (ver tabla inferior).

Por último, se cierra la sección global con la ejecución del revestimiento definitivo mediante hormigón en masa dispuesto con carro de encofrado desplazable.

**5. Método de excavación a emplear**

Una vez aprobado el PM-1 y, por tanto, el sistema constructivo propuesto, antes de empezar los trabajos se estudia cuál es el mejor método de excavación del túnel en base a los datos disponibles del terreno y la experiencia de excavación en terrenos similares.

De los sondeos y ensayos realizados, se obtiene según informe geotécnico del proyecto modificado, que el material a excavar se encuentra en el límite entre rocas blandas y un suelo. En todo caso, nos encontramos con materiales no aptos para ser excavados con voladura, de valores RQD entre 25 y 50 % para los terrenos cohesivos y de entre 0 y 25 % para los granulares, así como resistencias a la compresión simple de valores para el material cohesivo de 2,12 Mpa y de 2,65 Mpa para los materiales granulares.

Por todo ello, según Romana (ver fig. 6), el conjunto de materiales se clasifican como rocas de resistencia baja (zona G de la tabla), es decir adecuados para excavar mediante pala o ripper, pudiendo ser posible la excavación mediante martillo o rozadora de potencia entre 30 y 50 tn.

| Sostenimiento | Longitud túnel (por tubo) | Cobertura sobre clave | Longitud de pase (m) |          | Tipo cercha | Gunita (cm) |
|---------------|---------------------------|-----------------------|----------------------|----------|-------------|-------------|
|               |                           |                       | Avance               | Destroza |             |             |
| ST-I L        | 486 m – 38,95 %           | h < 60 m              | 1,50                 | 3,00     | HEB-160     | 40 cm       |
| ST-I P        | 120 m – 09,64 %           | 60 < h < 70           | 1,20                 | 2,40     | HEB-160     | 45 cm       |
| ST-II L       | 360 m – 28,92 %           | 70 < h < 80           | 1,00                 | 2,00     | HEB-180     | 50 cm       |
| ST-II P       | 280 m – 22,49 %           | h > 80 m              | 0,75                 | 1,50     | HEB-180     | 55 cm       |



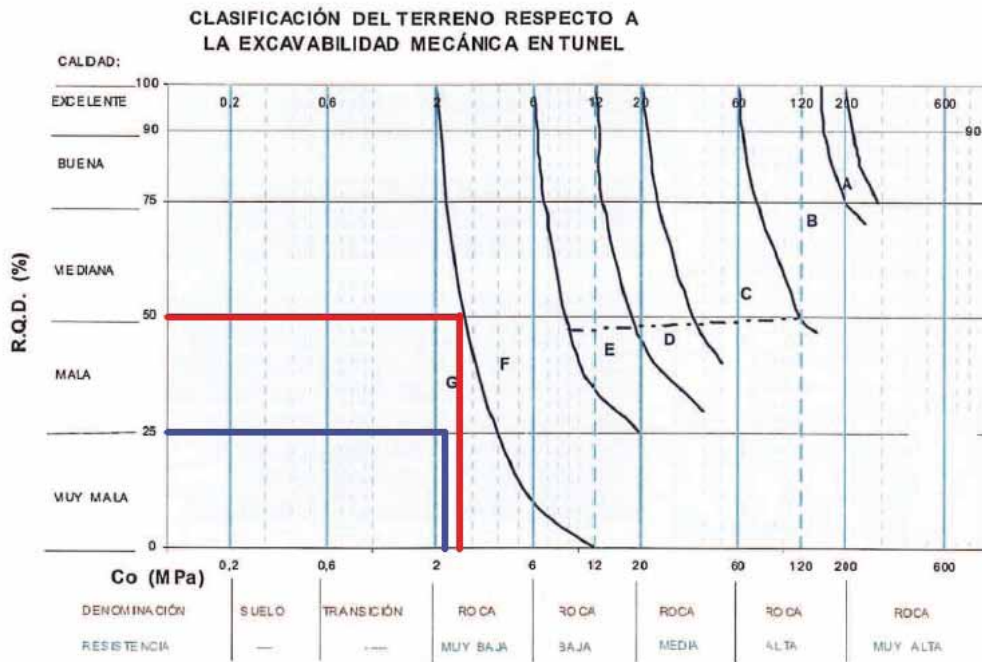


Fig. 6. Clasificación del terreno respecto a la excavabilidad (según Romana 1994)

| Zona | Tuneladora   |              | Rozadora   |                   |                   | Escarificador | Pala     |
|------|--------------|--------------|------------|-------------------|-------------------|---------------|----------|
|      | $F_n > 25 t$ | $F_n < 25 t$ | $P > 80 t$ | $80 t > P > 50 t$ | $50 t > P > 30 t$ | Martillo      | Trailla  |
| A    | Posible?     | -            | -          | -                 | -                 | -             | -        |
| B    | Adecuado     | Posible?     | Posible?   | -                 | -                 | -             | -        |
| C    | Adecuado     | Adecuado     | Adecuado   | Adecuado          | -                 | -             | -        |
| D    | Adecuado     | Adecuado     | Adecuado   | Adecuado          | Posible           | Posible?      | -        |
| E    | Posible      | Posible      | Posible    | Adecuado          | Adecuado          | Posible       | Posible? |
| F    | -            | -            | -          | Posible           | Adecuado          | Adecuado      | Posible  |
| G    | -            | -            | -          | -                 | Posible           | Posible?      | Adecuado |

Fig. 7. Clasificación de excavabilidad de los túneles mediante diferentes métodos de excavación (según Romana 1994)

Por otro lado, se dispone de la experiencia procedente de la excavación de la zona de los emboquilles del Túnel de Olesa. La excavación de estos emboquilles se ha realizado mediante sistemas de excavación mecánica (giratoria con cazo). La dureza de algunos niveles más cementados ha obligado a la utilización de medios mecánicos más energéticos (martillo picador).

En las siguientes tablas, se justifica la elección del procedimiento de excavación del túnel mediante máquina retroexcavadora frente a la excavación con rozadora, analizando las ventajas e inconvenientes de cada uno de los métodos, así como sus condicionantes, en base a criterios técnicos y geométricos de diseño de túnel.

**MÁQUINA A EMPLEAR**

| <b>CONDICIONANTES GEOMÉTRICOS (I)</b>                                                                                                                                                | <b>RETROEXCAVADORA</b>                                                                                                                                         | <b>ROZADORA</b>                                                                                                                                                                                                                                                                                   | <b>CONCLUSIONES</b>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>El proyecto establece, en caso de que se generen inestabilidades del frente de excavación por empujes del terreno, ir con un machón central a modo de contención del terreno.</p> | <p>SI se puede ejecutar la excavación en avance con machón central.</p>                                                                                        | <p>NO es viable la excavación en avance con machón central por la propia geometría de la máquina.</p> <p>Interfiere la bandeja de carga con la parte inferior del machón, imposibilitando, por tanto, el desescombro y el fresado con el brazo al frente de la excavación, al no llegar éste.</p> | <p>Para ejecutar la excavación en avance con la rozadora, se debería suprimir el machón central.</p>                                                                                                                                                                                                                                        |
| <p>La excavación del avance, según la geometría definida en Proyecto, presenta una altura en clave variable entre 6,75 y 7 m en función de la sección tipo.</p>                      | <p>SI se puede ejecutar la excavación en avance con alturas de 7 m.</p>                                                                                        | <p>La altura máxima de trabajo de rozado de las máquinas comerciales llegan a los 5,80 m de altura (rozadoras de 135 tn), con lo que NO se podría alcanzar la geometría de excavación definida en Proyecto para la sección de avance.</p>                                                         | <p>Para ejecutar la excavación en avance con la rozadora, sería necesario modificar la geometría de la excavación.</p> <p>Subir la altura de la rasante de excavación al menos 1,25 m, lo que implica variar también la geometría de las cerchas de sostenimiento y, por tanto, una modificación substancial del proyecto constructivo.</p> |
| <p>La excavación en avance presenta una sobreexcavación en hastiales de forma triangular para colocar una cercha con pata de elefante a modo de sostenimiento.</p>                   | <p>La excavación de la pata de elefante se puede ejecutar íntegramente con la misma máquina.</p> <p>No implica pérdidas de rendimiento en dicha operación.</p> | <p>La excavación de la pata de elefante, debido a la geometría de la piña de la rozadora, quedaría con un acabado curvo en el pie de la pata.</p> <p>Para poder apoyar plana la placa base de la pata de elefante, hay que sobreexcavar más debido al acabado curvo.</p>                          | <p>Para ejecutar la pata de elefante con la rozadora sin sobreexcavaciones ni sobreconsumos de gunita, siempre hay que terminar de perfilar dicha excavación con una retroexcavadora.</p> <p>Las consiguientes maniobras de intercambio de máquinas, implica pérdidas de rendimientos.</p>                                                  |

**MÁQUINA A EMPLEAR**

| <b>CONDICIONANTES GEOMÉTRICOS (II)</b>                                                                                           | <b>RETROEXCAVADORA</b>                                                                                          | <b>ROZADORA</b>                                                                                                                                                                                                                          | <b>CONCLUSIONES</b>                                                                                                                                                                                                                                         |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Los pases de avance y la colocación de la cercha de sostenimiento previsto en proyecto pueden variar entre 1,50 y 0,75 m.</p> | <p>Si se puede ejecutar la excavación en avance con pases cortos (0,75 m) y cerchas colocadas a posteriori.</p> | <p>La geometría y dimensiones de la cabeza de rozado de la máquina, con un diámetro de 1,20 m, condiciona los pases de excavación.</p> <p>Este condicionante impide ejecutar pases de 0,75 m y 1 m, definidos en la sección tipo II.</p> | <p>Para excavar con rozadora, el pase de avance tendrá que adelantarse, sin sostener, al menos el diámetro de la piña (1,20 m) por delante de la última cercha colocada.</p> <p>Esto implicaría una modificación substancial del proyecto constructivo.</p> |

**MÁQUINA A EMPLEAR**

| <b>CONDICIONANTES DE PREVENCIÓN</b>                                                                                                                                                                                                                                                      | <b>RETROEXCAVADORA</b>                                                                                                           | <b>ROZADORA</b>                                                                                                                                                                                                            | <b>CONCLUSIONES</b>                                                                                                                           |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>La excavación de un túnel con medios convencionales, al tratarse de un espacio confinado, implicará el montaje de un sistema de ventilación para evacuar el polvo procedente de la excavación y el proyectado de gunita, manteniendo el espacio de trabajo en buenas condiciones.</p> | <p>Para la excavación con retroexcavadora es necesaria una línea de ventilación impulsando el aire limpio desde el exterior.</p> | <p>Para la excavación con rozadora, además de un ventilador de impulsión desde el exterior, es necesaria una segunda instalación compuesta por un ventilador aspirante o captador de polvo en el frente de excavación.</p> | <p>El sistema de ventilación es más sencillo con el empleo de retroexcavadora en la excavación y requiere de menos instalación y consumo.</p> |

**MÁQUINA A EMPLEAR**

| <b>CONDICIONANTES DEL MEDIO AMBIENTE</b>                                                                  | <b>RETROEXCAVADORA</b>                                                                                                                                                                                               | <b>ROZADORA</b>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | <b>CONCLUSIONES</b>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Consumo de agua industrial y vertido de aguas residuales al sistema fluvial del entorno del túnel.</p> | <p>La excavación mecánica con retroexcavadora se ejecutaría sin aportación de agua.</p> <p>El único caudal de agua presente en el túnel sería el de la propia aportación del terreno, en caso de que la hubiese.</p> | <p>La excavación con rozadora exige un aporte de agua en fase de excavación para la refrigeración de los útiles de perforación (aprox. 60 m<sup>3</sup>/h).</p> <p>El circuito del filtro de la ventilación aspirante para captar el polvo del rozado, también exige un aporte de agua adicional.</p> <p>Hay que añadir a estos volúmenes el agua presente en el túnel en caso de que la hubiese.</p> | <p>La excavación con rozadora implica una aportación mayor de agua al túnel (un mayor consumo de agua), un dimensionamiento mayor del sistema de bombeo para extraer el agua del frente (mayor consumo eléctrico), una mayor necesidad de tratamiento de depuración del agua (mayor consumo de elementos químicos) y, en consecuencia, un caudal de agua vertido en torrente mayor.</p> |

**MÁQUINA A EMPLEAR**

| CONDICIONANTES DE PRODUCCIÓN (I)                      | RETROEXCAVADORA                                                                                                                                                                                                                                                                                         | ROZADORA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | CONCLUSIONES                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
|-------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Sobreexcavación del túnel respecto al perfil teórico. | <p>Con la retroexcavadora el perímetro de la excavación es irregular, generando crestas o dientes de sierra e incluso puntos angulosos al excavar solo con el martillo picador.</p>                                                                                                                     | <p>Con la rozadora el perímetro de excavación es homogéneo y minimiza las sobreexcavaciones.</p> <p>La excavación se puede controlar en todo momento mediante la monitorización en pantalla de la sección de excavación a través del sistema de guiado incorporado en la rozadora.</p>                                                                                                                                                                        | <p>El perfilado de la retroexcavadora es más irregular que el de la rozadora, pero se puede mejorar incorporando una cabeza de fresado para el perfilado final, obteniéndose acabados y sobreexcavaciones muy similares a la rozadora.</p>                                                                                                                                                                                                                                         |
| Rendimientos de excavación.                           | <p>El rendimiento de excavación de la máquina retroexcavadora, para este terreno, se puede estimar entre 15-20 m<sup>3</sup>/h.</p> <p>La ejecución del túnel con retroexcavadora permite simultanear la ejecución del avance con la ejecución de la destroza, optimizando el uso de la maquinaria.</p> | <p>El rendimiento de excavación con la rozadora, para este terreno y longitudes avance, se puede estimar entre 20-25 m<sup>3</sup>/h.</p> <p>En pases más largos (3-4 metros) su rendimiento estaría alrededor de los 40 m<sup>3</sup>/h, pero no es el caso, ya que la longitud de pase en este túnel siempre es inferior a 1,50 m.</p> <p>La ejecución con rozadora no permite simultanear la ejecución del avance con la destroza con el mismo equipo.</p> | <p>A pesar de ser un poco mayor el rendimiento de excavación de la rozadora, se ha de tener en cuenta que los movimientos de esta máquina son muy lentos, y al ser la sección de excavación tan grande esto le obliga a hacer más de un posicionamiento.</p> <p>Por otro lado, no es viable emplear la rozadora para la ejecución de la destroza, tanto por su lentitud de movimientos como por la necesidad de desplazamiento de todas las instalaciones que conlleva su uso.</p> |
| Materiales de excavación.                             | <p>La retroexcavadora puede excavar tanto materiales blandos (cazo) como materiales duros (martillo rompedor).</p>                                                                                                                                                                                      | <p>La rozadora está pensada para excavar materiales semiduros.</p> <p>Presenta dificultades en la excavación de materiales blandos, concretamente los materiales arcillosos.</p>                                                                                                                                                                                                                                                                              | <p>El agua del terreno o la aportada por la rozadora, hace que las arcillas se apelmacen y se peguen a la piña de rozado del minador, taponando las picas y anulándole la capacidad de rozado.</p> <p>Implica tener personal limpiando la piña constantemente en el frente de excavación con la correspondiente pérdida de rendimiento e incrementando el riesgo de seguridad y salud de los trabajadores.</p>                                                                     |

MÁQUINA A EMPLEAR

| CONDICIONANTES DE PRODUCCIÓN (II) | RETROEXCAVADORA                                                                                                                                                                                                                                                      | ROZADORA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | CONCLUSIONES                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |
|-----------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Consumos eléctricos.              | Los consumos de las máquinas retroexcavadoras son exclusivamente de gasoil.                                                                                                                                                                                          | El consumo de la rozadora es con energía eléctrica.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | <p>En el caso de avería del suministro eléctrico se produce la paralización del túnel, que puede suplirse con grupos electrógenos en <i>stand-by</i>.</p> <p>Para el caso de la retroexcavadora, con grupos pequeños que alimenten la iluminación y el sistema de bombeo de agua sería suficiente.</p> <p>Para la rozadora el consumo eléctrico es muy elevado y requiere de un dimensionamiento mucho mayor en cuanto a la acometida eléctrica y a los grupos en <i>stand-by</i>.</p> |
| Averías y recambios.              | <p>En la excavación con retroexcavadora, en el caso que se produjese una avería importante en la máquina que la dejase fuera de servicio, se dispondría siempre de un equipo en <i>stand-by</i> que permitiría seguir con los trabajos sin ninguna interrupción.</p> | <p>En la excavación con rozadora, en el caso de que se produjese una avería importante en la máquina que la dejase fuera de servicio, se generaría una parada larga de la producción del túnel al tratarse habitualmente de reparaciones complejas.</p> <p>Resulta complicada la reposición de piezas originales de manera inmediata.</p> <p>No es viable económicamente disponer de este tipo de máquinas en <i>stand-by</i>.</p> | <p>Las averías de la retroexcavadora no condicionan la producción del túnel.</p> <p>Las averías importantes de la rozadora implican paradas largas en la producción del túnel, al tratarse de reparaciones complejas.</p> <p>En ciertos casos la avería puede impedir el desplazamiento del equipo, bloqueando el acceso al frente e imposibilitando continuar la excavación con cualquier otro medio.</p>                                                                             |

**MÁQUINA A EMPLEAR**

| CONDICIONANTES DE PRODUCCIÓN (III)                           | RETROEXCAVADORA                                                                                                                                                                                                              | ROZADORA                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | CONCLUSIONES                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |
|--------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Excavar el frente del túnel sobre materiales blandos.</p> | <p>La retroexcavadora puede trabajar habitualmente sin problemas sobre cualquier tipo de terreno blando, tanto seco como húmedo.</p> <p>El sistema de desplazamiento sobre orugas les permite desplazarse con facilidad.</p> | <p>La rozadora trabajará siempre en terreno húmedo por la propia aportación de agua de la máquina. Esta aportación adicional de agua disminuye la capacidad portante del terreno.</p> <p>El sistema de desplazamiento es sobre orugas. El alto peso de estas máquinas les implica desplazamientos muy lentos.</p> | <p>El peso de la retroexcavadora, así como su versatilidad en los movimientos (incluso apoyándose con el brazo de excavación) le permite una mayor adaptación a cualquier tipo de terreno.</p> <p>El alto tonelaje de las rozadora y su poca versatilidad de movimientos pueden generar en terrenos blandos, diferentes grados de asentamiento en la base con la consiguiente sobreexcavación del piso, errores en el sistema de guiado e incluso atrapamiento de la maquina en el frente, de difícil extracción (paradas de producción importantes).</p> |

**6. Estado de ejecución actual**

El túnel de Olesa inició su excavación hace cuatro meses por la boca este y a inicio del mes de junio de 2016 se han ejecutado 310 m de excavación en avance y 16 m en destroza en el túnel 1 y 235 m en avance en el túnel 2.

La excavación se ejecuta con pendiente hacia abajo (3 %), por lo que se tendrá que achicar el agua del frente, pero por el contrario se excava a favor de la estratificación con la consiguiente mejora de estabilización del frente.

Durante estos metros de ejecución se ha observado la realidad del terreno a perforar y su comportamiento. Este corresponde a la serie descrita en el anejo de geología, con repeticiones de los estratos pero con potencias variables. En general, presenta una alta estabilidad, incluso con todo el frente de avance abierto (90 m<sup>2</sup>), por la longitud máxima prevista (1,5 m) y sin machón frontal de tierras a modo de contención. Por otro lado, recalcar que geotécnicamente parece más competente que lo descrito, pues para excavar el frente es necesario el uso de

un martillo picador de alta potencia (4.000 kg) implementado sobre una retroexcavadora específica para túneles (brazo de excavación más corto), siendo imposible el uso del cazo para la excavación.

Para obtener un mejor conocimiento del comportamiento estructural del túnel, la UTE Autovía B-40 ha realizado una nueva modelización del túnel, esta vez mediante el programa de diferencias finitas FLAC 3D (tridimensional). Este *software* permite, a diferencia del modelo 2D del proyecto, modelizar el túnel con la secuencia de excavación real según el avance longitudinal de los procesos. En el modelo 2D se supone una relajación inicial del terreno como hipótesis de partida, mientras que el cálculo en 3D obtiene el estado tensional del terreno actuando sobre el sostenimiento fruto de la propia secuencia de ejecución establecida.

Para el nuevo cálculo se mantienen los mismos parámetros geotécnicos del terreno del proyecto, para poder comparar ambos modelos (2D vs. 3D) con el fin de verificar las deforma-



**Fig. 8. Excavación en avance con dos martillos picadores**



**Fig. 9. Excavación de destroza central**



Fig. 10. Excavación de batache en la fase de destroza

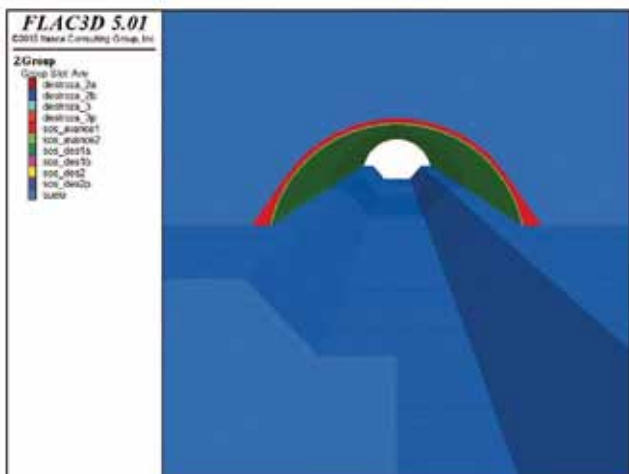


Fig. 11. Análisis 3D de la excavación del zanjón central (destroza 1) en toda la longitud del túnel

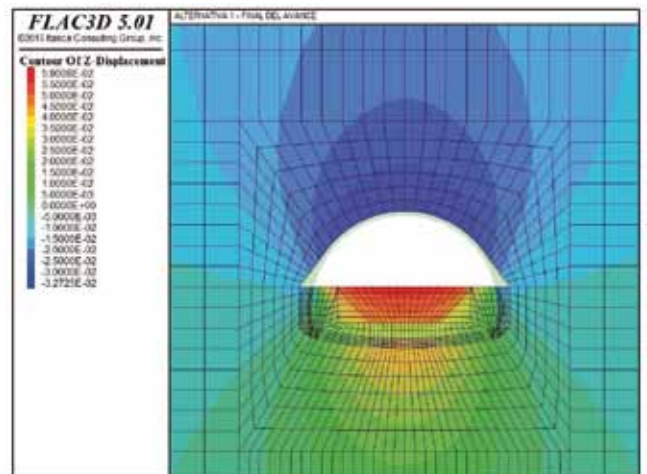


Fig. 12. Análisis 3D de las deformaciones verticales en el terreno al final de la fase de avance



ciones previstas y poder contrastarlas con los valores reales obtenidos a partir de la auscultación.

Según los resultados del nuevo cálculo, los valores de deformaciones de terreno y sostenimiento esperables resultan significativamente menores en el cálculo del modelo 3D.

A lo largo de la ejecución del túnel se han instrumentado en el interior dos tipos de secciones de control de movimientos del terreno. La sección de convergencias, compuesta de pernos, prismas y dianas (cada 25 m) y unas secciones más completas (cada 180 m) compuestas de extensómetros de varillas, piezómetros, células de presión de tierras (radiales), células de presión de hormigón (tangenciales), extensómetros en las cerchas y una sección de convergencias.

El principal objetivo de toda la instrumentación que se ausculta diariamente es, por un lado, el de control de la estabilidad del túnel y, por otro lado, ir contrastando los valores reales obtenidos respecto a los previstos en el cálculo.

A partir de los valores reales de deformación medidos, se observa que estos se aproximan más a los valores teóricos obtenidos mediante el programa de cálculo del modelo 3D.

Por último, el mayor grado de detalle del modelo 3D permite también analizar las repercusiones de las modificaciones en la secuencia de ejecución prevista, al tener en cuenta el proceso constructivo de forma más precisa en el cálculo estructural.

## 7. Conclusiones

Hay cierto tipo de materiales geológicos que son difíciles de caracterizar a priori. Uno de ellos son los suelos que por su grado de cementación se comportan in situ como rocas blandas. Este es el caso de los suelos miocénicos de los Túneles de Olesa. Los reconocimientos ordinarios a base de sondeos es fácil que no los identifiquen por la propia degradación de la cohesión durante la perforación. Quizás debiéramos remarcar como fundamental en toda investigación geotécnica la detección real de la presencia o no de agua freática en todo macizo rocoso y sugerir la ejecución de presiómetros de forma complementaria como una forma mejor de correlacionar y evaluar el comportamiento tenso-deformacional del terreno in situ.

Una obra larga y con diversas fases de ejecución permite cierto tiempo de reacción para adaptar los procesos y dise-

ños a la realidad geológica de la obra. Este ha sido en cierta medida el caso de esta obra, donde las lecciones aprendidas durante la primera etapa de excavación de taludes han permitido la optimización de la ejecución de la excavación y sostenimiento de los túneles. Para ello siempre es necesario una buena documentación y un conocimiento exhaustivo de la geología local conjuntamente con una clara justificación de los fenómenos observados.

## 8. Referencias

- Proyecto de construcción Autovía Orbital de Barcelona. Tramo Olesa de Montserrat-Viladecavalls. Julio 2006-Euroestudios.
- Proyecto Modificado N° 1 Autovía Orbital de Barcelona. Tramo Olesa de Montserrat-Viladecavalls. Mayo 2010-Euroestudios.
- Manual de Túneles y Obras Subterráneas. 1997-Varios Autores. Editor: Carlos López Jimeno.

## 9. Agradecimientos

Una obra de esta entidad no es posible, sin duda, sin la participación y el apoyo de muchas personas. En este caso queremos agradecer primero el esfuerzo al organismo que actúa como propiedad y dirección de Obra (Demarcación de Carreteras del Estado de Cataluña del Ministerio de Fomento), la empresa que ejerce como asistencia técnica (Euroestudios) y los propios socios de la UTE Autovía B40 empresa constructora, a saber, Acciona Infraestructuras, Comsa y Copisa.

En particular dentro del equipo de Acciona cabe mencionar el apoyo de los Servicios Centrales de la Dirección de Ingeniería. Y finalmente dentro del equipo de obra es justo hacer referencia a todo el conjunto de técnicos que han participado en la ejecución de la obra durante su dilatado periodo de ejecución: Stephan Celerier, Xavier Rossell y María Tomey como gerentes, Josep María Bertrán como jefe de Oficina Técnica, Lluís Fàbregas como jefe de Topografía, José María Sánchez como jefe de Calidad y un largo etcétera.

La publicación de este artículo ha sido posible gracias al apoyo y aportaciones de varios compañeros de la UTE Autovía B-40 y, en especial, a Diego José Rodríguez Felizia (director de Departamento de Obra Civil Acciona Infraestructuras Zona Este). **ROP**

## Restauración del impacto hidrogeológico superficial generado por los túneles de Pajares en el arroyo de Alcedo (León, noroeste de España)



**José Antonio Sáenz de Santa María Benedet**

Licenciado en Ciencias Geológicas. Propietario de Gehma Geología y Geotecnia



**Pablo Valenzuela Mendizábal**

Licenciado en Geología. Investigador, Departamento de Geología, Universidad de Oviedo



**María José Domínguez-Cuesta**

Doctora en Geología. Profesora Titular, Departamento de Geología, Universidad de Oviedo



**Carlos López Fernández**

Doctor en Geología. Profesor Titular, Departamento de Geología, Universidad de Oviedo



**Mónica Meléndez-Asensio**

Licenciada en Geología. Instituto Geológico y Minero de España

### Resumen

La perforación de los Túneles de Pajares, con 24,6 km de longitud y 700 m de profundidad media, a través de la Cordillera Cantábrica (NO España) ha causado un importante impacto hidrogeológico superficial en el Valle de Alcedo consistente en: (i) el desarrollo de 25 dolinas de colapso entre 2007 y 2014 en materiales aluviales cuaternarios depositados sobre unas calizas y (ii) la total infiltración del caudal superficial del arroyo de Alcedo a través de 7 sumideros. Estudios previos identificaron el origen kárstico del problema y estimaron el volumen medio de infiltración en unos 0,4 hm<sup>3</sup>/año (10 l/s aprox.). Con posterioridad, se han realizado nuevas investigaciones geotécnicas e hidrogeológicas para caracterizar en detalle la zona de estudio: (i) levantamiento topográfico, (ii) perforación de sondeos y zanjeo, (iii) prospección geofísica, (iv) aforos regulares del caudal superficial y (v) análisis del periodo de retorno del arroyo. La solución adoptada para atajar la infiltración superficial ha sido el sellado de las dolinas de colapso, la construcción de un canal de hormigón sobre el área afectada por procesos kársticos y su restauración ambiental. La ejecución de estos trabajos ha implicado la reducción en un 7,2 % del volumen total drenado por los Túneles de Pajares, desde 350 l/s hasta 325 l/s.

### Palabras clave

Túneles de Pajares, dolinas de colapso, infiltración, canal, restauración ambiental

### Abstract

*The perforation of the Pajares Tunnels, with 24.6 km long and 700 m average depth, through the Cantabrian Range (NW Spain) caused a very important surficial hydrogeological impact on the Alcedo Valley consisting on: (i) the development of 25 sinkholes from 2007 to 2014 in Quaternary alluvial materials covering calcareous rocks, and (ii) the whole infiltration of the surficial flow of the Alcedo stream trough 7 active ponors. Previous studies identified the karstic origin of the problem and estimated the mean water volume of infiltration in 0.4 hm<sup>3</sup>/year (approx. 10 l/s-1). New geotechnical and hydrogeological studies were planned to characterize in depth the study area: (i) topographic survey, (ii) borehole drilling and trench digging, (iii) geophysical prospecting, (iv) regular gauging of the surficial flow, and (v) analysis of the water flow return period. The chosen solution for stopping surficial infiltration was the sealing of the sinkholes and ponors, the construction of a concrete channel over the area affected by karst processes and its environmental restoration. After the completion of these actions, the infiltration from the Alcedo Stream to the tunnels was eliminated. The completion of these works involved a 7.2% reduction of total water volume drained by the Pajares Tunnels, from average 350 l s-1 to 325 l s-1.*

### Keywords

*Pajares Tunnels, sinkholes, infiltration, channel, environmental restoration*

## 1. Introducción

La ejecución de proyectos de obra subterránea en áreas kársticas conlleva generalmente una extensa y variada problemática. La alteración del régimen hidrogeológico natural constituye uno de los impactos más frecuentes, dando lugar a variaciones del nivel piezométrico, secado de manantiales y arroyos, inundaciones o desarrollo de procesos de subsidencia y colapso (dolinas de colapso o *sinkholes*) en las formaciones superficiales que recubren el substrato karstificado (Gutiérrez et al., 2014). Todo ello causa daños medioambientales severos y frecuentes conflictos con la población local (Chiocchini y Castaldi, 2011).

Varios autores han analizado el origen y evolución de este tipo de impactos superficiales, en su mayoría relacionados con la perforación de túneles (Guerrero et al., 2008; Song et al., 2012; Vincenzi et al., 2014), aunque también se han documentado casos debidos a actividades mineras (De Bruyn and Bell, 2001; Lolcama et al., 2002) e industriales (Gutiérrez-Santoalla et al., 2005). Son menos frecuentes los trabajos que describen las medidas de mitigación tomadas ante este tipo de fenómenos (Walthman, 2008, Song et al., 2012; Brian et al., 2013), cuya ejecución suele estar condicionada por la disponibilidad presupuestaria, el impacto social y ambiental, así como la afección a poblaciones, infraestructuras u otros intereses económicos.

Las particulares características de cada caso hacen que la investigación previa sea de vital importancia a la hora de determinar las acciones de rehabilitación pertinentes. La realización de aforos, piezometrías, cartografías geológica y geomorfológica, sondeos y la aplicación de métodos geofísicos (Gutiérrez et al., 2014) se utilizan habitualmente para el desarrollo de modelos tridimensionales de las condiciones subterráneas sobre las que se debe actuar. Entre los métodos de rehabilitación más frecuentes destacan la canalización o impermeabilización de arroyos superficiales (Walthman, 2008) y el tratamiento de dolinas de colapso mediante inyecciones de lechada de cemento, relleno con hormigón ciclópeo, métodos de compactación del terreno e impermeabilización mediante arcillas y geosintéticos (Klein-hans y Van Rooy, 2016).

### *Los Túneles de Pajares*

Los denominados Túneles de base de Pajares constituyen la principal infraestructura de la nueva Línea ferroviaria de Alta Velocidad León-Asturias. Perforados entre 2005 y 2009, sus dos tubos paralelos de 24,6 km de longitud, conectados

entre sí y con el exterior por un sistema de galerías auxiliares, atraviesan la Cordillera Cantábrica a una profundidad media de 700 m (Míguez Bailo, 2005). La perforación a través de una zona estructural y litológicamente compleja (Alonso y Rubio, 2009), en la que se han identificado 20 sistemas acuíferos (Garrido Ruiz et al., 2009), ha dado lugar a una amplia problemática hidrogeológica con implicaciones medioambientales y sociales. Entre las afecciones generadas destacan: (i) los problemas de abastecimiento de agua en varias poblaciones debido al secado de manantiales, (ii) la pérdida de caudal en varios arroyos, y (iii) el efecto drenante de los túneles sobre los acuíferos perforados, dando lugar a un trasvase entre ambas vertientes de la Cordillera Cantábrica (Álvarez Díez et al., 2009). Además, la infiltración de agua en los túneles podría suponer un problema para las condiciones de seguridad requeridas en una línea ferroviaria de alta velocidad.

Una de las zonas más visiblemente afectadas ha sido el Valle de Alcedo, una pequeña cuenca fluvial de alto valor natural situada dentro de la Reserva de la Biosfera “Alto Bernesga”, en el norte de la provincia de León. La perforación de los túneles a 450 m de profundidad bajo esta zona en marzo de 2007 fue el detonante de una importante alteración del régimen hidrogeológico. Entre 2007 y 2014 se documentó en superficie la aparición y evolución de 25 dolinas de colapso, así como la infiltración de la totalidad del flujo superficial de la cuenca alta del arroyo de Alcedo a través de 7 sumideros aparecidos en su cauce (Valenzuela et al., 2015) (Fig. 1). En 2008 se ejecutó un proyecto de sellado de las dolinas de colapso existentes en ese momento, así como una canalización provisional del arroyo mediante una losa de hormigón con el fin de reducir la entrada de caudal a las obras del túnel y mitigar el necesario bombeo. Acabada la excavación, en octubre de 2010, se produjo una avenida que dio lugar a la aparición de nuevas dolinas de colapso y a la socavación y fractura de la canalización en diversos puntos, con el consecuente agravamiento del problema.

Todas las dolinas de colapso se desarrollaron en materiales cuaternarios no consolidados de origen aluvial y coluvial depositados sobre un sustrato karstificado formado por calizas de la Fm. Láncara (Cámbrico Inferior-Medio). El abatimiento del nivel piezométrico generado por la perforación de los túneles afectó tanto al acuífero kárstico como a los materiales superficiales, dando lugar a la actuación de procesos de subfusión que desencadenaron los fenómenos de colapso en los depósitos cuaternarios. La continua infiltración de la totalidad del caudal superficial, estimado

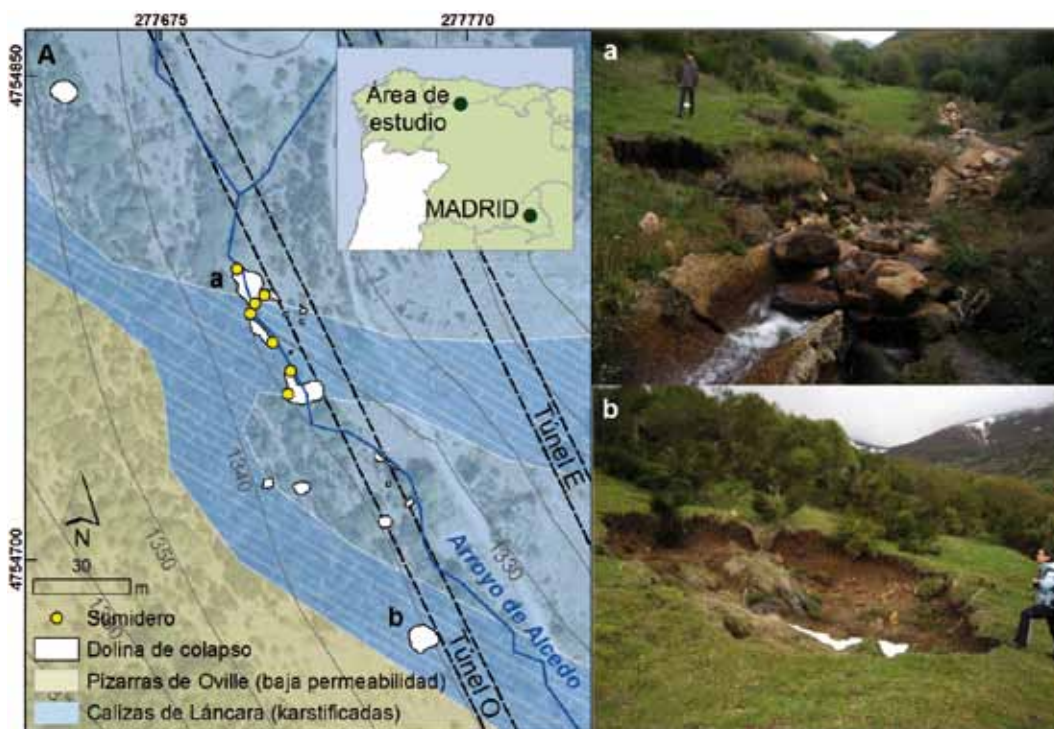


Fig. 1. Situación del valle de Alcedo. A. Localización de las dolinas de colapso y sumideros aparecidos en el valle de Alcedo; a y b. Detalles de las dolinas de colapso representadas en el mapa geológico sobre la proyección del tubo oeste de los túneles

en 0,4 hm<sup>3</sup>/año (10 l/s aprox.), hacia los túneles no solo potenció los procesos de colapso, sino que supuso el aislamiento del curso alto del arroyo con respecto al resto de la red hidrográfica, con el consecuente impacto ecológico (Valenzuela et al., 2015).

A pesar de no tratarse del único caso de este tipo documentado en el área de influencia de los Túneles de Pajares, el elevado impacto geotécnico, hidrogeológico, ecológico y visual de las afecciones generadas en el Valle de Alcedo impulsó al Ministerio de Fomento del Gobierno de España y al ADIF (Administrador de Infraestructura Ferroviaria) a elegir el área descrita para llevar a cabo la primera actuación dirigida a reducir la infiltración de caudal y realizar una restauración ambiental de la zona afectada por las dolinas de colapso y del flujo superficial.

## 2. Caracterización del problema

### 2.1. Metodología

Las campañas de estudios geológicos e hidrogeológicos realizados durante la fase de proyecto y ejecución de los túneles, así como el estudio de Valenzuela et al. (2015), han identificado el origen kárstico de los procesos de colapso e

infiltración descritos anteriormente. Con el objetivo de conocer en detalle las condiciones del área de actuación, se planificó una nueva campaña de prospección con especial énfasis en la determinación del espesor del recubrimiento superficial y la presencia y distribución de cavidades y conductos kársticos en el mismo. Así, se llevó a cabo un levantamiento topográfico de detalle, se perforaron sondeos y se ejecutaron perfiles de tomografía eléctrica. Por otra parte, para medir con exactitud la pérdida de caudal se llevó a cabo una campaña de aforos diferenciales y un estudio hidrológico e hidráulico que ha permitido realizar una predicción del comportamiento del arroyo de Alcedo para varios periodos de retorno.

### Levantamiento topográfico

La utilización de una estación topográfica robotizada Leica TCRA 1203 R 100 con prisma de 360° circular y de un GPS Leica RX 1200 de doble frecuencia con corrección diferencial permitió realizar un levantamiento topográfico de detalle, con curvas de nivel equidistantes 1 m y puntos topográficos que definen los rasgos del terreno de menor escala, como las dolinas de colapso. Dichos trabajos se realizaron sobre un área de 6,5 ha, a lo largo de 500 m del cauce del arroyo de Alcedo.

### Perforación de sondeos

Se perforaron dos sondeos con recuperación de testigo en dos puntos situados a lo largo del cauce del arroyo de Alcedo con un doble objetivo: (i) la caracterización del substrato calcáreo afectado por procesos kársticos y (ii) la determinación del espesor y características de los materiales cuaternarios de origen mixto que recubren el macizo rocoso.

### Perfiles de tomografía eléctrica

La utilización de un equipo Syscal Switch Pro 72 permitió la realización de 8 perfiles de tomografía eléctrica en el área de estudio: 5 de ellos paralelos al cauce del arroyo de Alcedo y otros 3 perpendiculares al mismo. Los perfiles se diseñaron con una longitud de entre 132,5 y 177,5 m y una separación entre electrodos de 2,5 m, alcanzando profundidades de medida variables entre 26 m y 35 m. En todos los casos se emplearon configuraciones de medida dipolo-dipolo y Schlumberger-Wenner. El procesado de los datos se llevó a cabo con el software Electre Pro.

### Campaña de aforos diferenciales

Desde octubre de 2014 hasta diciembre de 2015 se llevó a

cabo un control del caudal del arroyo en 3 estaciones de aforo: dos situadas aguas arriba, localizadas en los dos arroyos que convergen en la zona afectada por las dolinas de colapso y los sumideros, y otra, aguas abajo de dicha zona. En los puntos de medida se instalaron módulos de acequia prefabricada de hormigón de 5 m de largo y con una sección uniforme que permite el paso de un caudal máximo de 100 l/s. Dichas acequias fueron instaladas con una pendiente estable del 2 ‰, con el fin de generar un flujo de tipo laminar.

### Estudio hidrológico e hidráulico

Los caudales de avenida del arroyo de Alcedo para unos periodos de retorno de 2, 2.5, 5, 50, 100 y 500 años se han calculado mediante la aplicación Caumax, desarrollado por el Cedex para la Dirección General del Agua del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. Además, con el fin de calcular la anchura de la lámina de agua para el paso de las avenidas de distintos periodos de retorno se ha generado un modelo hidráulico del tramo objeto de estudio mediante el software HEC-RAS 4.0, desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU.

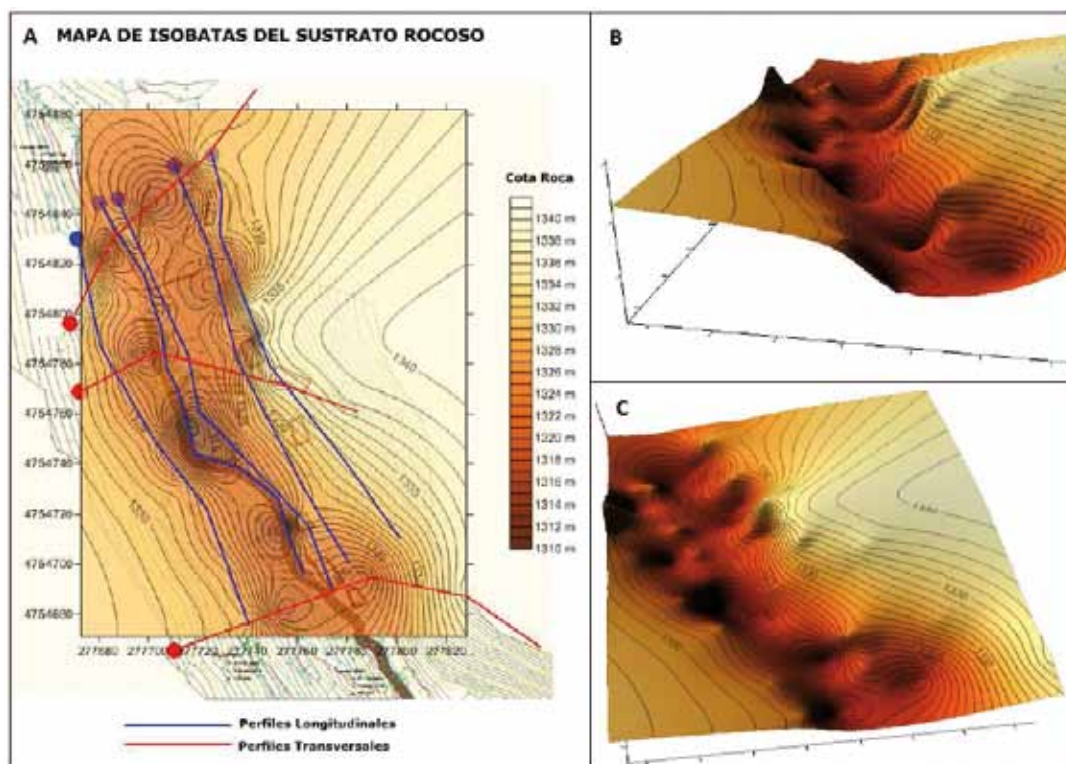


Fig. 2. A. Disposición de los perfiles realizados durante la campaña de prospección geofísica. B y C. Modelo 3D de la superficie del sustrato rocoso

## 2.2. Resultados

En los perfiles de tomografía eléctrica es posible identificar tres unidades diferentes. En la parte superior de los mismos se observa una unidad caracterizada por variaciones importantes de resistividad (200-5.000 ohm/m) y un espesor también variable, no apareciendo al sur de la zona de trabajo y alcanzando 10 m de potencia al norte de la misma. Esta unidad se ha interpretado como la formación superficial de origen aluvial y coluvial presente en el valle, afectada por procesos de lavado y presencia de cavidades no saturadas, lo que explicaría los elevados valores de resistividad en algunos puntos. Por debajo, se ha identificado una segunda unidad caracterizada por valores de baja resistividad (5-100 ohm/m), interpretada como un conjunto de materiales saturados en agua pertenecientes a la base de la formación superficial y al techo alterado del sustrato rocoso calcáreo. Por último, en la parte inferior de los perfiles se observa una unidad caracterizada por valores muy elevados de resistividad (300-40.000 ohm/m), que se interpreta como el sustrato rocoso formado por las calizas de la Fm. Láncara. Los sectores caracterizados por los valores más altos de resistividad se han interpretado como cavidades kársticas no saturadas. El techo del sustrato rocoso, representado en un mapa de isobatas (fig. 2), se encuentra a una profundidad que oscila entre los 2 y los 14 m y muestra una gran irregularidad, interpretada como expresión de las estructuras kársticas existentes en su superficie.

Los resultados obtenidos en los sondeos han confirmado la interpretación realizada a partir de los perfiles de tomografía eléctrica, mostrando indicios de la existencia de cavidades kársticas y espesores de materiales superficiales similares. En uno de los sondeos se observó un espesor de materiales no consolidados de 14 m sobre las calizas de la Fm. Láncara.

Los datos de aforo diferencial registrados al inicio del periodo de mediciones confirmaron una pérdida de caudal aproximada del 20 %, entre 4,11 y 6,86 l/s. Tanto los caudales medidos en los aforos como los caudales de avenida ordinarios y extraordinarios se utilizaron a la hora de dimensionar las medidas de solución adoptadas.

## 3. Diseño y ejecución de la solución proyectada

La solución adoptada consistió en la construcción de un canal de hormigón armado sobre la zona afectada por los procesos kársticos, con el fin de evitar la infiltración del flujo natural del arroyo de Alcedo hacia los túneles y restaurar su caudal ecológico. El proceso de ejecución de la obra constó de las siguientes fases:

### 3.1. Desvío del caudal del arroyo

Previamente al inicio de las obras, el caudal del arroyo de Alcedo fue desviado mediante una ataguía aguas arriba de la zona afectada por las dolinas de colapso y encauzado a través de una tubería de 200 m de longitud enterrada bajo el camino que discurre paralelo al arroyo. Dicha tubería conducía el caudal del arroyo aguas abajo de la zona afectada, justo antes de la estación de aforo, permitiendo el desarrollo de los trabajos.

### 3.2. Retirada de la cobertura superficial y excavación del canal

Una vez desbrozada la abundante vegetación existente en la zona de trabajo, se procedió a retirar y almacenar la cobertura arcillosa y húmica (los primeros 30 cm del suelo) de forma independiente al resto de materiales excavados con el fin de permitir su posterior reutilización. Para el acopio de dichos materiales se dispuso un área de 3.000 m<sup>2</sup> situada aguas abajo de la zona de actuación. Posteriormente, se procedió a la excavación del canal con una longitud de 220 m y una sección de 25 m<sup>2</sup>. Dicha sección es de tipo trapezoidal, estando diseñada de acuerdo a la avenida calculada para el periodo de retorno de 100 años, según criterio de la Confederación Hidrográfica del Duero. En el sector norte de la excavación, el gran espesor de materiales superficiales impidió alcanzar el sustrato rocoso, que sí fue alcanzado en el sector meridional. También se procedió a excavar las dolinas de colapso existentes a unos 5 m por encima del arroyo, en la ladera oeste del valle, confiriendo a los huecos una forma troncocónica invertida de unos 5 m de profundidad.

Las excavaciones y movimientos de tierra se llevaron a cabo utilizando medios convencionales: dos retroexcavadoras acompañadas de dos camiones de obra, que pudieron ser utilizados una vez acondicionado el camino de acceso que corre paralelo al arroyo de Alcedo en toda la zona de la actuación. Los 5.000 m<sup>3</sup> de escombros generados se componían de material arcilloso y arenoso con grandes bloques métricos, de litología heterogénea. Este material se almacenó provisionalmente en la zona de acopio citada anteriormente. Los grandes bloques fueron separados del conjunto para su utilización posterior. Así mismo, los restos del canal de hormigón armado provisional construido en 2008 fueron convertidos in situ en árido de tamaño grava gruesa, previa separación de los aceros del armado. Estas gravas sirvieron para mejorar el piso de los accesos principales de la obra.



**Fig. 3. Diversos aspectos de la obra. A. Relleno de los conductos kársticos; B. Excavación del canal y disposición del armado de la viga de fondo; C. Construcción de los diferentes paños de la canalización; D. Relleno del canal**

### 3.3. Sellado de los conductos kársticos

El sellado de los conductos kársticos, detectados tanto en la ladera oeste como en el fondo de la excavación, se logró mediante la ejecución de un relleno con hormigón ciclópeo, al que se incorporaron los bloques de tamaño medio (hasta 50 cm de diámetro) extraídos de la propia excavación (fig. 3A). Tras la ejecución de estos ‘tapones’ de hormigón, el resto de huecos excavados se rellenaron hasta la cota de la ladera o de la excavación del canal con escombros acopiados.

### 3.4. Estabilización de los materiales coluviales deslizados de la ladera derecha

Estudios previos habían constatado la existencia de procesos de inestabilidad de los materiales coluviales existentes en la ladera oeste del valle debido a la acción erosiva del arroyo de Alcedo sobre su base. Dichos procesos de inestabilidad se reactivaron e incrementaron durante la excavación de la caja del canal. Con el doble objetivo de proteger

al personal que intervenía en los trabajos de excavación, situados a unos 10 m bajo la cota topográfica, y estabilizar la ladera en un tramo de 60 m, se construyó un pedraplén de 8 m de altura sobre el que, posteriormente, se ejecutaría la aleta derecha del canal hormigonado. El pedraplén está constituido por bloques de piedra (de diámetro superior a 1,5 m) extraídos de la zona de acopio. En el fondo del zanjón de apoyo de este pedraplén se colocó una capa de hormigón en masa de 50 cm de espesor, con el objetivo de sujetar los bloques basales.

### 3.5. Construcción del canal

El canal de hormigón mantiene la misma sección trapezoidal de la excavación, salvo en su tramo inferior, donde su diseño tuvo que ser modificado debido a la existencia de elementos de valor arquitectónico y etnológico (ruinas de cabañas y molinos) en la margen izquierda del arroyo. Por esta razón, la aleta izquierda de la canalización se adaptó como un muro

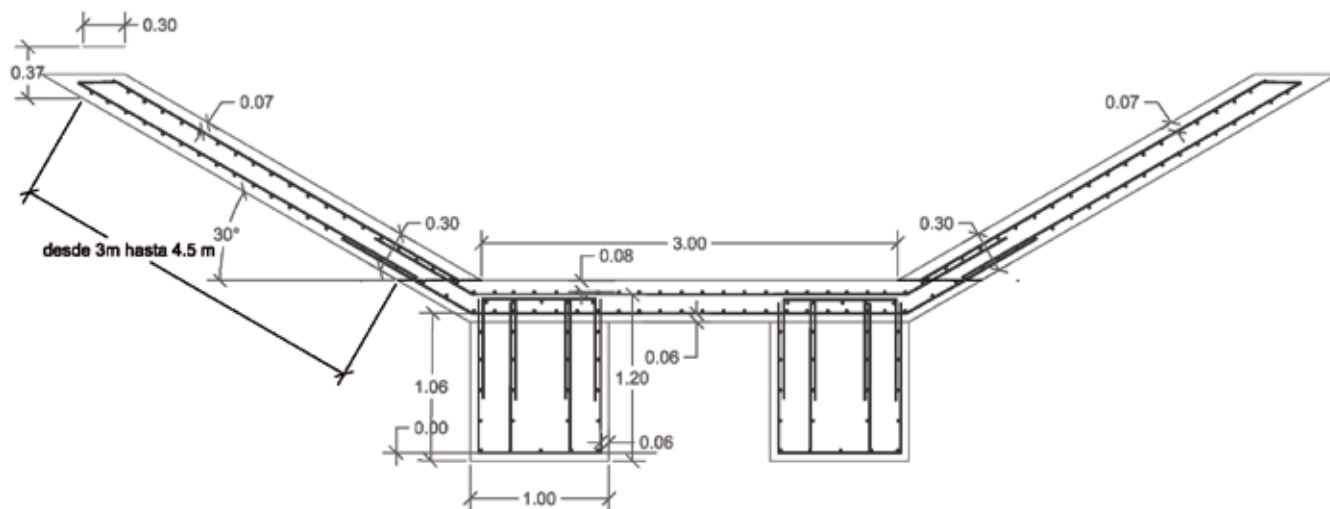


Fig. 4. Sección transversal tipo de la estructura del canal. Durante la fase de obra, las dos vigas de fondo proyectadas originalmente fueron sustituidas por una única viga de anchura equivalente

vertical a lo largo de un tramo de 60 m. Toda la estructura hormigonada se ejecutó sobre geomembranas colocadas en las paredes del terreno natural de la sección excavada.

El canal se ejecutó mediante la construcción de tramos de 7,5 m de longitud que fueron dispuestos sobre una viga de fondo de hormigón armado. Con una inclinación de 45°, dicha viga recorre longitudinalmente toda la estructura, y sus juntas de dilatación no coinciden con las del canal. Su función es el atado de todos los tramos que componen el canal y la creación de una amplia base que permita distribuir los esfuerzos ejercidos por la estructura sobre los materiales superficiales en todas aquellas zonas donde la excavación no alcanzó el substrato rocoso (figs. 3B, 3C y 4).

En cada tramo se hormigonaron sucesivamente la losa basal y las aletas de la sección. La losa de base, de 30 cm de espesor, se diseñó con un atado a la viga de fondo. A su vez, las aletas laterales del canal van atadas a la losa basal. El conjunto se convierte así en una única estructura, capaz de resistir procesos de socavación generados por la posible aparición de nuevas dolinas de colapso. En los encuentros entre tramos se colocaron juntas de plástico de tipo 'water stop', con el objeto de evitar la infiltración de agua a través de los mismos.

### 3.6. Enterramiento del canal

Una vez construido el canal se procedió a su revestimiento mediante geomembranas. Seguidamente, la estructura fue

enterrada, utilizando para ello los materiales aluviales extraídos, desprovisto de grandes bloques. El relleno alcanzó un espesor de 1 m en el fondo del canal y de 30 cm en la coronación de las aletas, de acuerdo con las prescripciones acordadas con los servicios de Medio Ambiente de la Junta de Castilla y León (figs. 3D y 5). En conjunto, la totalidad de material que recubre el canal de hormigón supone un volumen de 600 m<sup>3</sup>. Una vez ejecutado el enterramiento, se procedió a realizar un 'peinado' de las laderas para homogeneizar la superficie topográfica del conjunto, manteniendo el ángulo aproximado de 16° de la ladera natural anterior a la intervención. Por último, en la zona baja del canal se excavó un 'cauce de aguas bajas' de 1 m de ancho por unos 50 cm de profundidad (fig. 5).

### 3.7. Reconstrucción de las transiciones

Uno de los puntos más delicados de la obra fue el tratamiento de las transiciones entre el canal y el terreno natural, aguas arriba y aguas abajo de la zona sobre la que se realizó la actuación. Para la ejecución de las mismas, con el fin de evitar las filtraciones de agua en estos puntos hacia el macizo rocoso, se realizó una excavación de 2 m por debajo de la cota inferior del canal. En ella se procedió a la colocación de bloques calizos de tamaño métrico y morfología tabular, seleccionados entre el material inicialmente excavado y que fueron consolidados con hormigón en masa entre las juntas. Se realizaron tres niveles de estos materiales que garantizan una estanqueidad completa del fondo del







**Fig. 6.** Apariencia del área del arroyo de Alcedo antes y después de los trabajos ejecutados. **A.** Situación previa, con la presencia de dolinas de colapso (octubre 2013); **B.** Situación al finalizar los trabajos (octubre 2015); **C.** Apariencia actual, donde se aprecia el inicio del proceso de revegetación (abril 2016)

aguas bajas. Por último, a intervalos de 20 m dentro del cauce de aguas bajas se dispusieron piedras que permiten crear pequeñas cascadas, frenando la velocidad del agua y dando al conjunto el aspecto de un arroyo natural de montaña.

### 3.9. Recuperación ambiental y de las infraestructuras

La última fase de la ejecución del proyecto consistió en la recuperación de las infraestructuras afectadas durante el desarrollo de las obras, en concreto la pista de acceso al valle y un manantial situado aguas abajo de la zona afectada por los trabajos. Por último, se llevó a cabo una revegetación tanto en las márgenes del arroyo de Alcedo como en las zonas auxiliares de obra (zona de acopio y parque de maquinaria), con el fin de lograr la recuperación ambiental e integración paisajística de toda el área. Dicha revegetación ha consistido en la plantación de especies autóctonas arbustivas (*Salix sp.*, *Crataegus monogyna*, *Cytisus sp.*), de especies helófitas (*Scirpus sp.*, *Juncus sp.* y *Carex sp.*), así como siembra de pradera.

Una vez acabadas las obras de relleno y restauración, los materiales sobrantes se dispusieron en el hueco de una antigua cantera de calizas existente en la zona. Con esta actuación se restauró la superficie topográfica de dicha explotación minera, evitando además el traslado de material a un vertedero controlado situado a gran distancia de la zona de intervención.

### 4. Discusión y conclusiones

La ejecución de los trabajos concluyó en otoño de 2015, restaurándose el flujo del arroyo de Alcedo a través del canal a partir del mes octubre del mismo año. Los primeros aforos realizados tras la restauración del flujo registraron una pérdida de caudal del 10 %; dicha circunstancia se ha interpretado como resultado de la saturación de los 600 m<sup>3</sup> de materiales aluviales de relleno del nuevo canal de hormigón, que se comportan como un acuífero poroso artificial. Desde principios de noviembre de 2015 no se han registrado nuevas pérdidas de caudal. Por su parte, los aforos del cau-

dal total drenado por los túneles, realizados en el emboquille norte de los mismos, han registrado una disminución estable del mismo (350 l/s a 325 l/s) desde junio de 2014, fecha correspondiente al momento en el que el caudal del arroyo se desvía por la tubería del camino como paso previo a la ejecución de los trabajos.

Los resultados anteriormente citados permiten concluir que los trabajos de canalización y restauración ambiental llevados a cabo en el Valle de Alcedo han restablecido con éxito el flujo superficial del arroyo afectado, permitiendo de nuevo su conexión con el resto de la red hidrográfica, además de reducir significativamente el caudal infiltrado en los Túneles

de Pajares. Además, los trabajos de recuperación ambiental desarrollados han minimizado el impacto de las obras en un área de especial valor ecológico (fig. 6).

### Agradecimientos

Los autores quieren expresar su agradecimiento a D. Antonio Gutiérrez Blanco (director general de ADIF entre 2013 y 2014), quien autorizó la utilización académica de los datos obtenidos en la obra de impermeabilización descrita. Así mismo, expresan su agradecimiento a D. José María Jiménez, director de las obras de la Variante de Pajares (ADIF) y a las empresas Acciona Infraestructuras, Tragsa y Tragsatec. **ROP**

### Referencias

- Alonso, J.L., Rubio, A., 2009. La estructura geológica de la sección del Túnel de Pajares. En: Pando, L., López Fernández, C., De la Rubia Mir, L. (Eds.), Jornadas técnicas de la Variante de Pajares. Comunicaciones presentadas. Universidad de Oviedo, Oviedo, 29-39.
- Álvarez Díez, J., Vinding Fallesen, J., Garrido Ruiz, M.S., Lombardero Barceló, M., Marcos Bermejo, F., Monge Cristóbal, J.C., Serrano Martín, L., 2009. Hidrogeología de los Túneles de Pajares. En: Míguez Bailo, R. (Ed.), Túneles de Pajares. ADIF, 167-208.
- Chiocchini, U., Castaldi, F., 2011. *The impact of groundwater on the excavation of tunnels in two different hydrogeological settings in central Italy*. Hydrogeology Journal, 19, 651-669.
- De Bruyn, I.A., Bell, F.G., 2001. *The occurrence of sinkholes and subsidence depressions in the Far West Rand and Gauteng Province, South Africa and their engineering implications*. Environmental and Engineering Geoscience, VII (3), 281-295.
- Garrido Ruiz, M.S., Serrano Martín, L., Míguez Bailo, R., Lombardero Barceló, M., Fernández-Serrano Sánchez, M., Álvarez Díez, J., 2009. El Estudio Hidrogeológico de los Túneles de Pajares. In: Pando, L., López Fernández, C., De la Rubia Mir, L. (Eds.), Jornadas técnicas de la Variante de Pajares. Comunicaciones presentadas. Universidad de Oviedo, Oviedo, 77-86.
- Guerrero, J., Gutiérrez, F., Bonachea, J., Lucha, P., 2008. *A sinkhole susceptibility zonation based on paleokarst analysis along a stretch of the Madrid-Barcelona high-speed railway built over gypsum- and salt-bearing evaporites (NE Spain)*. Engineering Geology, 102 (1-2), 62-73.
- Gutiérrez, F., Parise, M., De Waele, J., Jourde, H., 2014. *A review on natural and human induced geohazards and impacts in karst*. Earth-Science Reviews, 138, 61-88.
- Gutiérrez-Santolalla, F., Gutiérrez-Elorza, M., Marín, C., Desir, G., Maldonado, C., 2005. *Spatial distribution, morphometry and activity of La Puebla de Alfindén sinkhole field in the Ebro River valley (NE Spain), applied aspects for hazard zonation*. Environmental Geology, 48, 360-369.
- Hunt, B.B., Smith, B.A., Adams, M.T., Hiers, S.E., Brown, N., 2013. *Cover-collapse sinkhole development in the cretaceous Edwards limestone, central Texas*. En: Land, L., Doctor, D.H., y Stephenson, J.B. (Eds.), National Cave and Karst Research Institute [NCKRI] Symposium. *Sinkholes and the engineering and environmental impacts of karst; proceedings of the Thirteenth multidisciplinary conference*, 2, 89-102.
- Kleinhans, I., Van Rooy, J.L., 2016. *Guidelines for sinkhole and subsidence rehabilitation based on generic geological models of a dolomite environment on the East Rand, South Africa*. Journal of African Earth Sciences, 117, 86-101.
- Lolcama, J.L., Cohen, H.A., Tonkin, M.J., 2002. *Deep karst conduits, flooding and sinkholes: lessons for the aggregate industry*. Engineering Geology, 65, 151-157.
- Míguez Bailo, R., 2005. *The Pajares Tunnels*. Revista de Obras Públicas, 3460, 7-32.
- Song, K.I., Cho, G.C., Chang, S.B., 2012. *Identification, remediation and analysis of karst sinkholes in the longest railroad tunnel in South Korea*. Engineering Geology, 135-136, 92-105.
- Valenzuela, P., Domínguez-Cuesta, M.J., Meléndez-Asensio, M., Jiménez-Sánchez, M., Saenz de Santa María, J.A., 2015. *Active sinkholes: A geomorphological impact of the Pajares Tunnels (Cantabrian Range, NW Spain)*. Engineering Geology, 196, 158-170.
- Vincenzi, V., Gargini, A., Goldscheider, N., Piccinini, L., 2014. *Differential hydrogeological effects of draining tunnels through the Northern Apennines, Italy*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 47 (3), 947-965.
- Waltham, T., 2008. *Sinkhole hazard case histories in karst terrains*. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 41, 291-300.

# El colapso del túnel Xicotepec I

## Una investigación sobre sus causas y un estudio para su reconstrucción



**Fermín Sánchez Reyes**

Ingeniero Civil.

Consultec, Ingenieros Asociados S.C.,  
México

### Resumen

Los túneles de carretera Xicotepec I se encuentran en construcción desde septiembre de 2011 formando parte de un gran proyecto para conectar a la Ciudad de México con Tuxpan, en la costa de Veracruz. A lo largo de la Sierra Madre Oriental se cruzan formaciones geológicas complejas, constituidas por diversos tipos de rocas sedimentarias del Jurásico, que coexisten con depósitos volcánicos del Holoceno. Durante la excavación del cuerpo izquierdo de los túneles se atravesó un estrato de arcillas blandas que subyace a un cuerpo de columnas basálticas rígidas en la clave del túnel; la excavación comenzó a manifestar grandes deformaciones hasta que ocurrió un gran colapso. En el presente artículo se expone una interpretación completa, tanto geológica como geotécnica, del evento, respaldada por análisis numéricos en dos y tres dimensiones que reproducen la falla con un buen grado de aproximación, lo que ha representado la base para los posteriores diseños de reconstrucción, mismos que también se resumen.

### Palabras clave

Columnas basálticas, calibración del modelo, modelización, retroanálisis

### Abstract

*The road tunnels Xicotepec I are under construction since September 2011 as part of a modern Highway project connecting Mexico City with Tuxpan, in the coast of the State of Veracruz. Along the mountain system known as Sierra Madre Oriental, very complex geological formations are passed across, consisting of diverse type of Jurassic sedimentary rocks, coexisting with volcanic deposits from the Holocene. While driving the left tunnel through soft clayey strata at the face in combination with and an upper body of stiff columnar basalts at the roof, a very large scale collapse happened. This paper presents a complete, both geological and geotechnical interpretation of the event, supported by two and three-dimensional numerical analyses reproducing the failure with a very good degree of approximation, which served as the basis for the reconstruction designs, same that will also be summarized.*

### Keywords

*Columnar basalt, model calibration, modeling, back-analysis*

### 1. Introducción

Durante la excavación de la media sección superior del túnel izquierdo entre marzo y mayo de 2012 se atravesó un estrato de arcillas blandas a modo de contacto entre la formación de calizas del basamento y las columnas basálticas rígidas del macizo superior; el monitoreo de las convergencias indicaba que la obra estaba entrando en una situación geotécnica crítica. Las medidas que se tomaron al respecto consistieron en reforzar los soportes y en la utilización de un enfilaje frontal de tipo pesado; adicionalmente se suspendió el avance y no se reanudó hasta que logró

observarse una estabilización del terreno. Sin embargo, tras un intenso período de lluvias, al reactivarse los movimientos en el interior del túnel, volvieron a suspenderse los trabajos. El túnel finalmente colapsó y la masa movilizada alcanzó la superficie del terreno causando también una falla de ladera de muy grandes proporciones.

Entonces fue necesario implementar una nueva campaña de exploración a fin de obtener un nuevo y detallado modelo geológico, geofísico, estructural, suficientemente preciso de la situación que prevalecía hasta ese momento.



Fig. 1. Vista de la zona del colapso sobre la ladera.  
Nótese la separación entre bloques



Fig. 2. Frente del túnel antes del colapso en el que se aprecia el contacto entre los basaltos columnares y el estrato arcilloso

El siguiente paso consistió en analizar las causas del colapso desde todos los puntos de vista: geomecánico, geológico, geohidrológico y constructivo, utilizando además la información generada en los reportes de seguimiento e instrumentación de la obra.

La hipótesis con mayor aceptación indicaba que, debido a la posición desfavorable de las columnas basálticas con respecto a los estratos arcillosos (basaltos en la corona y arcillas en la parte inferior, ver figura 2), junto con la orientación de las discontinuidades que definen las columnas (casi verticales), representaba una condición clara de inestabilidad. La redistribución de tensiones generada por la excavación causó la plastificación y pérdida de resistencia del estrato débil a lo largo de los hastiales del túnel, dejando sin apoyo las columnas basálticas, cuyo peso no pudo resistir el sostenimiento. Adicionalmente, las intensas lluvias de los días anteriores se filtraron a través de la roca saturando y debilitando aún más a las arcillas.

En la figura 2 se muestra el frente del túnel previo al colapso; puede apreciarse el contacto entre las columnas basálticas y el estrato arcilloso.

Una vez comprendido el mecanismo, se procedió a desarrollar un modelo numérico de gran escala con el fin de, primero, reproducir de la manera más exacta posible el fenómeno, aproximar los parámetros mecánicos de las diferentes unidades geológicas por medio de análisis inversos y, segundo, una vez alcanzada una aproximación razonable (utilizando el mismo modelo colapsado), proponer y estudiar diferentes técnicas constructivas y procedimientos de refuerzo para lograr la reconstrucción.

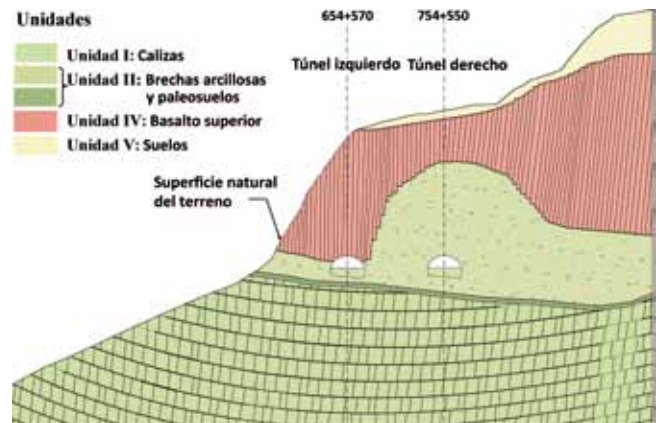


Fig. 3. Interpretación geológica anterior al colapso

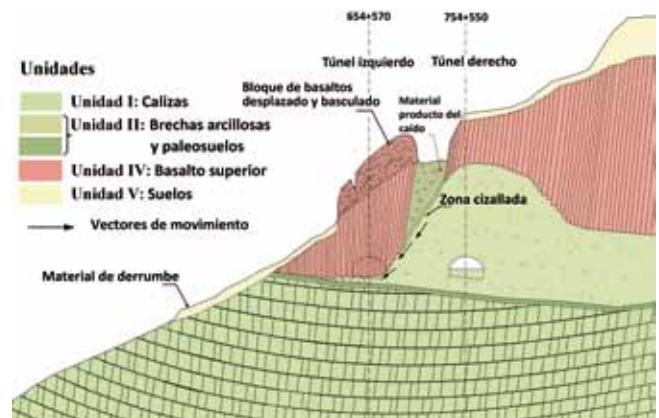


Fig. 4. Esquema del colapso

En la figura 3 se muestra una sección geológica antes del colapso y en la figura 4 se muestra el mecanismo y la situación después del evento.

## 2. Modelo numérico

### 2.1. Descripción

Se desarrolló un modelo numérico de diferencias finitas utilizando el programa FLAC 3D que consistió de una malla tridimensional, con 992,000 elementos hexaédricos sólidos y 1,120,000 nodos; en la malla se incluyeron todas las unidades geológicas definidas así como la información proveniente de los estudios geotécnicos, los procedimientos constructivos y los tipos de sostenimiento, antes y después del colapso; también se integraron las propuestas constructivas para continuar con los trabajos.

### 2.2. Simulación del colapso

En la primera parte del estudio se realizó una serie de retroanálisis para reproducir el colapso. Los parámetros mecánicos iniciales se obtuvieron correlacionando las clasificaciones geomecánicas obtenidas en la nueva campaña geológico-geotécnica así como la información proveniente de la propia excavación; se modelizaron los procedimientos constructivos tal y como se realizaron durante la excavación anterior al colapso incluyendo la geometría y las medidas de sostenimiento implementadas.

El modelo se apegó lo más posible a los avances reales en ambos túneles y frentes. En el retroanálisis se buscó que el colapso del modelo se produjera en la misma posición de avance (y posición relativa de los dos frentes) que tenían los túneles cuando se presentó el evento; adicionalmente y con el fin de aproximarse lo más posible a la realidad, se incluyeron elementos para modelizar el hormigón proyectado, cuya

rigidez y resistencia fue simulada teniendo en cuenta las leyes de endurecimiento de la mezcla con respecto al tiempo.

La evolución del módulo de Young del hormigón proyectado con respecto al tiempo fue representada promediando la siguiente función:

$$E_c(t) = E_{28} \cdot \left[ e^{s_{stiff}(1-\sqrt{t_{hydr}/t})} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

donde  $t_{hydr}$  el tiempo hasta el curado final (usualmente 28 días),  $t$  el tiempo en días y  $s_{stiff}$  el parámetro que gobierna la velocidad de rigidización. De acuerdo con Schütz et al. (2011) cuando no se cuenta con datos experimentales para determinar el parámetro  $s_{stiff}$  pueden adoptarse valores de entre 0,2 a 0,38, dependiendo de las características del hormigón, tal y como lo define el CEB-FIP Model Code-2010 (sección 5.1.9.3).

De forma similar, para definir la evolución de los parámetros de resistencia del hormigón proyectado se empleó el siguiente procedimiento: se define el factor de resistencia en el tiempo  $f_t$  como el porcentaje de resistencia adquirido por el hormigón a una cierta edad, referido a la resistencia característica a los 28 días:

$$f_t = \frac{t \cdot t_{hydr}}{t_{hydr}(a+t) - a \cdot t} \quad (2)$$

donde:  $t$  es el tiempo en días;  $t_{hydr}$  es el tiempo de hidratación total del hormigón (usualmente 28 días) y  $a$  es un parámetro que controla la velocidad de endurecimiento cuyos sus valores varían entre  $a=3$ , para hormigones proyectados clase  $J_1$ ,  $a=1$  para hormigones proyectados clase  $J_2$  y  $a=0,1$  para hormigones proyectados clase  $J_3$  (de endurecimiento ultra-rápido).

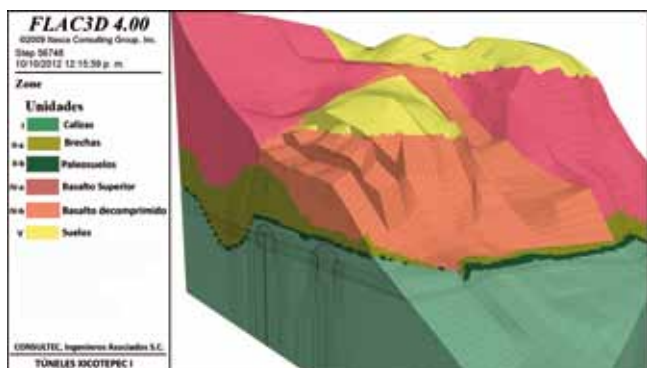


Fig. 5. Malla de diferencias finitas vista desde el lado Tuxpan

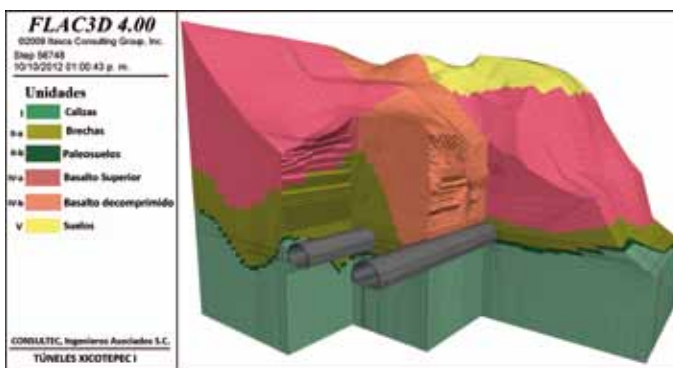


Fig. 6. Malla con cortes que muestran los estratos y la posición de los túneles

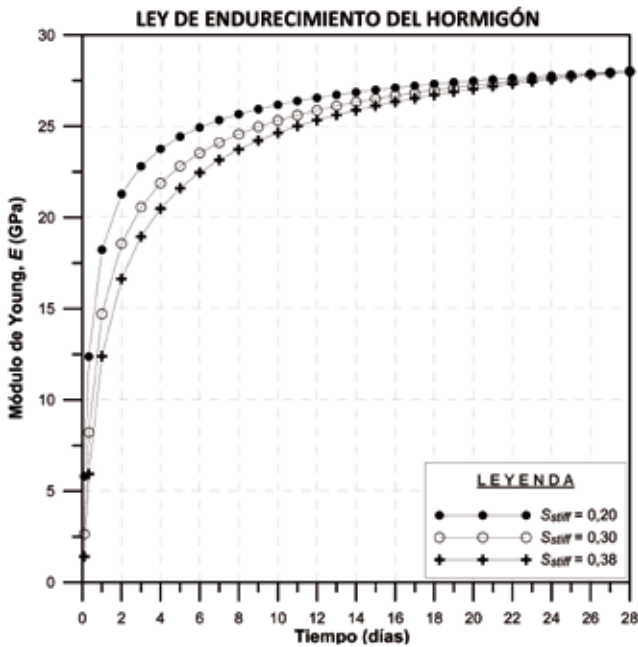


Fig. 7. Curva de endurecimiento del hormigón (módulo de Young)

En los casos en los que el hormigón se modeliza a través de elementos de medio continuo, es necesario definir su resistencia en términos de una envolvente de rotura, que en el caso más común correspondería con el criterio de Mohr-Coulomb. Entonces, los parámetros a definir, en función del tiempo serían la cohesión  $c^*$  y el ángulo de rozamiento,  $\phi^*$ :

$$\tan \phi^* = \frac{f_t \frac{\sin \phi^{peak}}{1 - \sin \phi^{peak}}}{\sqrt{1 + 2f_t \frac{\sin \phi^{peak}}{1 - \sin \phi^{peak}}}}; \quad c^* = \frac{f_c \times f_c^*}{2} \left[ \cos \phi^* - \frac{\tan \phi^*}{1 + f_t \frac{\sin \phi^{peak}}{1 - \sin \phi^{peak}}} \right] = c^{peak} \frac{\tan \phi^*}{\tan \phi^{peak}} \quad (3)$$

donde  $f_t$  es el factor de resistencia en función del tiempo,  $c^{peak}$  y  $\phi^{peak}$  son la cohesión y es el ángulo de rozamiento del

hormigón para la resistencia a los 28 días,  $f_c^*$  es la resistencia a compresión simple a los 28 días, afectada por un factor de reducción (0.8  $f_c^*$ ). Si no se dispone de datos precisos sobre los parámetros de resistencia del hormigón, de manera empírica puede proponerse  $\phi^{peak} = 39^\circ$  para después calcular la cohesión como:

$$c^{peak} = \frac{f_c^* (1 - \sin \phi^{peak})}{2 \cos \phi^{peak}} \quad (4)$$

Las cerchas metálicas embebidas en el hormigón proyectado fueron simuladas utilizando elementos tipo viga con propieda-

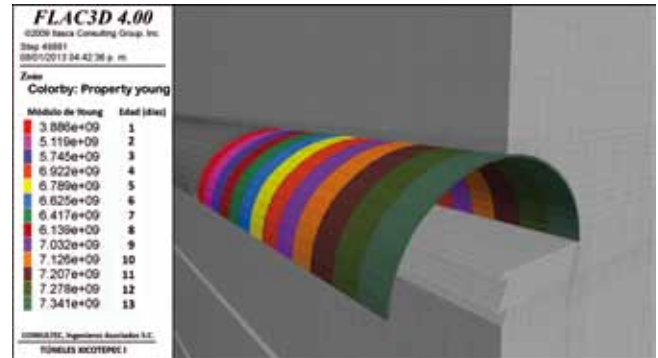


Fig. 8. Diferentes edades del hormigón proyectado durante la excavación

des de rigidez y resistencia propias de perfiles estructurales TH-29, mismos que fueron los utilizados en la construcción.

El enfijaje frontal fue modelizado con los elementos tipo pilote, disponibles en el programa.

Para validar el retroanálisis fue necesario cumplir con dos objetivos: por un lado aproximarse al comportamiento deformacional observado (mediciones de convergencia), y por otro, reproducir el colapso en el túnel izquierdo cuya extensión debería ser similar a la real, tanto en forma como en posición de avance.

Para la reproducción de las deformaciones se eligió una de las secciones instrumentadas considerada como de las más representativas (P.K. 754+544), tanto por la magnitud de los desplazamientos medidos como por su posición en relación a la zona colapsada, ya que ésta se encontraba a 16m detrás del último frente.

Durante la construcción de un túnel, la mayoría de las deformaciones en una sección determinada ocurren antes y durante el avance del frente, momentos en los que por lo general no es posible medirlas. Lo que sí puede medirse son las deformaciones subsecuentes.

En la figura 9 se muestran los resultados de desplazamiento vertical en tres puntos de convergencia generados durante la simulación de la excavación, comparados con los datos medidos en campo. La gráfica representa las deformaciones (reales y del modelo) durante el periodo comprendido entre el 31 de marzo de 2012 (inicio de las mediciones) y el 30 de junio de 2012 (fecha del colapso), durante el cual se excavaron 61 metros de túnel (km 754+528 al km 754+467).

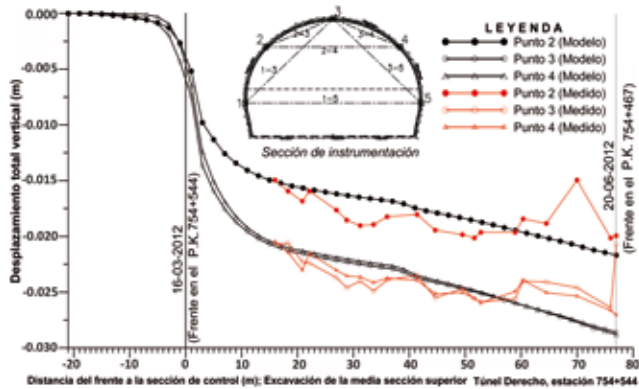


Fig. 9. Historia de desplazamientos medidos y calculados entre el 31/03/2012 y el 20/06/2012 en la estación 754 +544

Nótese en la figura 9 que tanto los desplazamientos reales como los calculados tienen el mismo orden de magnitud. Las desviaciones en los datos de la instrumentación pueden deberse a reajustes en la masa rocosa y a los efectos de la lluvia en los estratos arcillosos. El modelo, tal y como se definió, no es capaz de simular reajustes temporales en la masa rocosa, sin embargo se considera que, de manera cualitativa y cuantitativa, el comportamiento es similar al registrado durante la campaña de mediciones, en términos tanto de tiempo como de distancia al frente del túnel.

Tras varias calibraciones en el modelo se logró que la falla ocurriera durante la excavación del túnel izquierdo en el momento en que el frente se encontraba en el P.K. 654+526, a muy pocos metros de donde se considera que inició el caído en el túnel. Teniendo en cuenta las dificultades que implica reproducir en un modelo matemático el momento preciso de la falla y al mismo tiempo obtener deformaciones razonables, se consideró que el modelo era una representación válida del escenario geotécnico que produjo el colapso.

Durante el proceso de calibración se trabajó con las tres principales unidades: brechas, paleosuelo y basalto suelto cercano al borde de la ladera. La calibración de las brechas y el paleosuelo fue fundamental para aproximar el comportamiento de las deformaciones de todo el modelo y para disparar el mecanismo de inestabilidad, ya que fue a través de la unidad de brechas que las paredes del túnel fallaron, no siendo capaces de soportar el peso de la masa basáltica en la corona. Adicionalmente, el

deslave subsecuente se vio favorecido por la presencia del paleosuelo.

Las brechas y el paleosuelo se modelaron utilizando el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Los parámetros de resistencia resultado de la calibración fueron:

- Brechas:  $c = 50 \text{ kN/m}^2$ ;  $\phi = 22^\circ$ ;  $E = 700 \text{ MPa}$ ;  $\nu = 0.33$
- Paleosuelo:  $c = 40 \text{ kN/m}^2$ ;  $\phi = 20^\circ$ ;  $E = 150 \text{ MPa}$ ;  $\nu = 0.33$

Las columnas basálticas fueron modelizadas según la ley constitutiva de juntas ubicuas (*Ubiquitous Joint Model, UJM*). En la zona del colapso las discontinuidades tenían un buzamiento casi perpendicular al túnel ( $85^\circ$ ) y cerca de la superficie se encontraban sustancialmente abiertas y planares (fig. 10).

El uso del modelo UJM fue esencial no solamente para reproducir el colapso, sino también para controlar la extensión de la masa movilizada, de tal forma que no se expandiese más allá de la zona en donde realmente ocurrió. En una primera calibración intentó utilizarse el modelo de Mohr-Coulomb, sin embargo, con este modelo, el colapso se extendía hasta la parte superior de la montaña afectando también al túnel derecho. No fue hasta la introducción del modelo UJM cuando los movimientos del deslave comenzaron a aproximarse a la realidad.

Finalmente se consiguió el colapso en el modelo utilizando los siguientes parámetros:



Fig. 10. Basaltos columnares cercanos a la zona de colapso



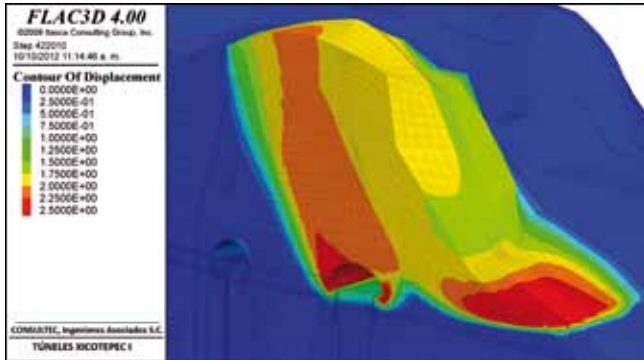


Fig. 11. Contornos de igual magnitud de desplazamiento en un corte sobre la estación 654+590

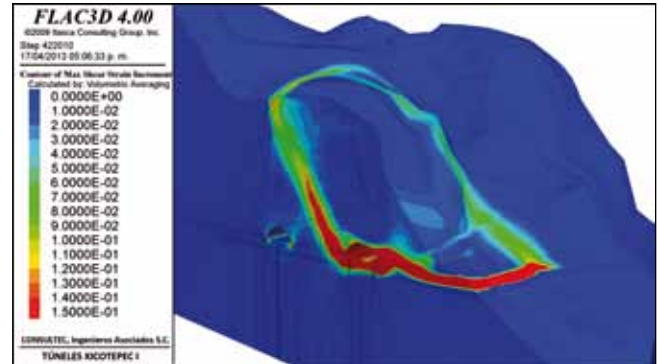


Fig. 12. Contornos de igual magnitud de deformación incremental de corte sobre una sección en la estación 654+590

- Columnas basálticas sueltas:  $c_m = 250 \text{ kN/m}^2$ ;  $\phi_m = 35^\circ$ ;  $E_m = 10 \text{ GPa}$ ; y  $\nu_m = 0.25$

- Discontinuidades:  $c_j = 70 \text{ kN/m}^2$ ; y  $\phi_j = 19^\circ$ .

La figura 11 muestra los contornos de igual magnitud de desplazamiento a través de un corte en el modelo. La figura 12 muestra las zonas de máximo incremento de deformación de corte.

2.3. Simulación y diseño para la nueva excavación

Una vez reproducido el comportamiento deformacional y el colapso, los estudios se centraron en encontrar soluciones para terminar el túnel derecho y reconstruir el túnel izquierdo.

Los análisis para las nuevas excavaciones y sistemas de sostenimiento tomaron como punto de partida las condiciones de fluencia y rotura en las que quedó el modelo después del

colapso y, posteriormente, se reconfiguró la topografía para ajustarla a la situación actual (figura 13); se modelizó una solución que consistía en remover el material colapsado y excavar una gran plataforma para inyecciones sobre el túnel izquierdo. Esta plataforma cubría toda el área colapsada y las inyecciones comenzarían a partir de la parte inferior del túnel abarcando hasta algunos metros por arriba de la corona (figura 14).

En la figura 15 puede observarse la propuesta de inyecciones. En primer lugar se removerían los materiales sueltos resultado del deslave (tierra y grandes bloques de roca). A partir de ahí se establecería una plataforma de inyección con 8 a 9 barrenos por sección inyectando un área importante alrededor del túnel colapsado, de abajo hacia arriba.

Para el túnel derecho, se modelizó una sección reforzada y un procedimiento especial para la zona crítica incluyendo

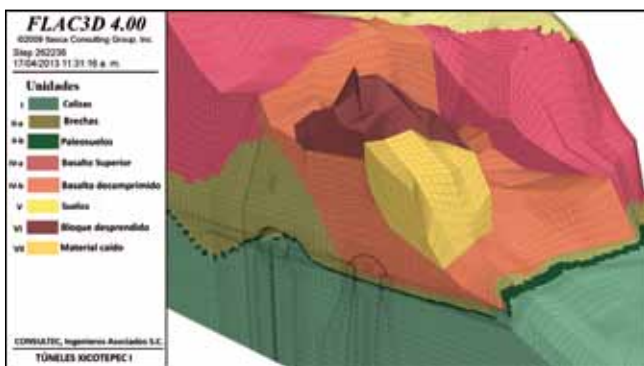


Fig. 13. Modelo reconfigurado

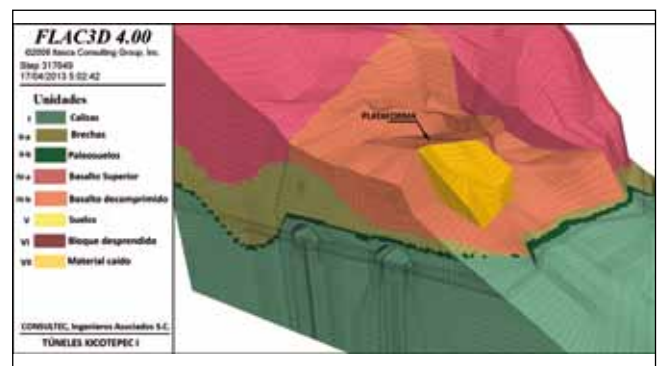


Fig. 14. Vista del modelo que muestra la plataforma construida

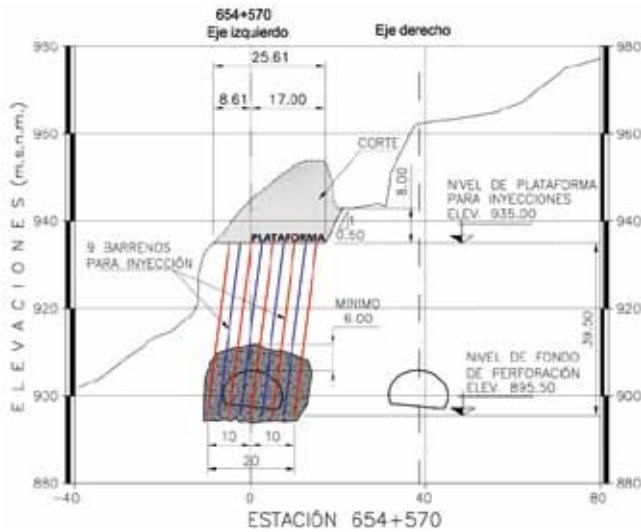


Fig. 15. Esquema de inyecciones propuesto

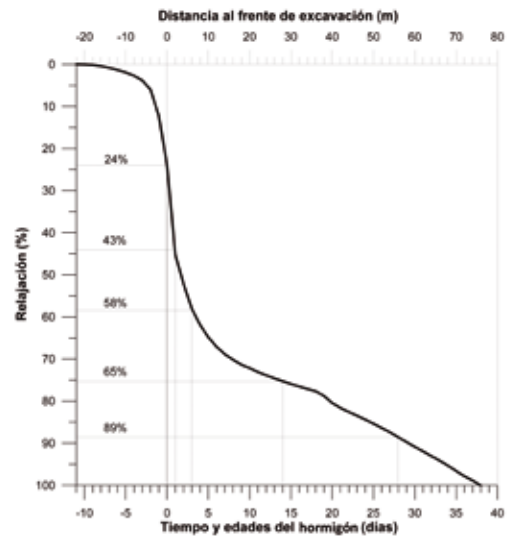


Fig. 16. Curva de relajación del terreno en función de la distancia del frente y el tiempo (edades del hormigón proyectado)

una contrabóveda curva de hormigón armado, cerrada, y unida estructuralmente a las paredes del túnel; se utilizó la técnica de los elementos finitos en dos dimensiones. Los modelos bidimensionales fueron calibrados de acuerdo con los resultados del modelo tridimensional, así como con las mediciones de convergencia registradas durante la construcción.

Adicionalmente, se determinó una ley de relajación del macizo rocoso basada en las convergencias registradas y se relacionó con el proceso de endurecimiento del hormigón proyectado.

En las simulaciones por elementos finitos se implementaron diferentes etapas de relajamiento en el terreno y de endurecimiento del hormigón proyectado, conjuntamente con ajustes en algunos parámetros mecánicos de las rocas y las arcillas. El modelo constitutivo *Jointed Rock Model* disponible en el software Plaxis se utilizó para representar la naturaleza anisótropa de los basaltos columnares.

En la figura 16 se muestra la curva del modelo de relajación (como un porcentaje del total de las deformaciones instrumentadas) vs. el tiempo y edad del hormigón proyectado.

En la figura 17 se muestra el resultado de estas calibraciones. Nótese que los resultados de los modelos bidimensionales son similares cuantitativa y cualitativamente a los resultados de los modelos tridimensionales. Nótese tam-

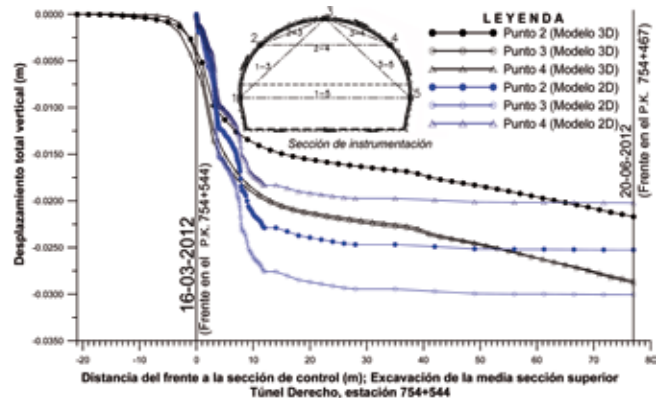


Fig. 17. Resultados de la calibración del modelo de elementos finitos (2D) con los obtenidos del modelo tridimensional

bién que el modelo tridimensional había sido previamente calibrado con la instrumentación en campo (figura 9).

Finalmente, tanto el colapso del túnel izquierdo como el de la ladera se reprodujeron en el mismo modelo de elementos finitos bidimensional (figura 18).

Una vez reproducido el escenario de falla en dos dimensiones, el siguiente paso fue el reconfigurar el modelo a la situación actual y simular las excavaciones subsecuentes, de acuerdo con los nuevos procesos constructivos y refuerzos propuestos, con el fin de realizar los diseños estructurales. En la

# DISEÑAMOS SOLUCIONES PARA SU ÉXITO

DESCUBRE LA DIFERENCIA EN [ENERGYST.COM](http://ENERGYST.COM)

## EN ENERGYST CAT RENTAL POWER PROVEEMOS SOLUCIONES PARA NECESIDADES DE TODO TIPO EN GENERACIÓN DE ENERGÍA.

Generadores diésel y gas, transformadores y equipos auxiliares reconocidos por su seguridad y de menor consumo, consiguiendo ahorros durante el período de alquiler, especialmente en proyectos de alimentación de tuneladoras, en los que se presentan diferentes consumos eléctricos en las diferentes fases de trabajo (excavación, anillado, mantenimiento, parada forzada). Prestaciones acordes para satisfacer cualquier reto y demanda de energía temporal, buscando la mayor eficiencia en el uso del combustible.

Disponemos de personal altamente cualificado, así como los mejores servicios técnicos del mundo, adheridos a la extensa red de dealers de **Caterpillar** en el área Mediterránea. Desde España coordinaremos todas sus necesidades técnicas y comerciales, y desplazaremos personal propio especializado en las fases de estudio, montaje y puesta en marcha.

Soluciones a medida con soporte **24/7**. Comparta nuestro éxito.

## PARA MAS INFORMACIÓN: LLÁMENOS

+34 902 322 224

+34 697 490 855

## ESCRÍBANOS A

[INFO.ES@ENERGYST.COM](mailto:INFO.ES@ENERGYST.COM)



Real energy comes from

Energyst



Energy  
Rental  
Solutions

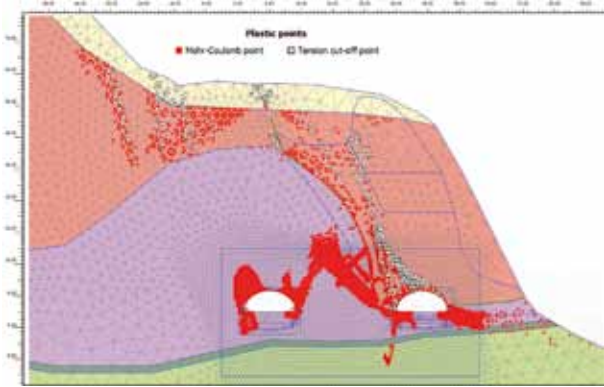


Fig. 18. Puntos plásticos en el modelo bidimensional de elementos finitos mostrando el colapso del túnel y la ladera

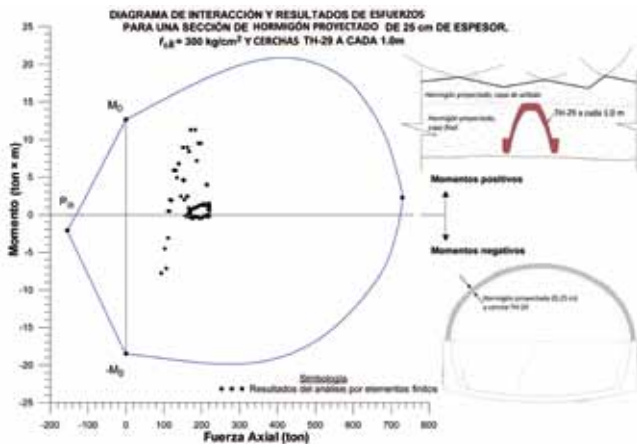


Fig. 19. Diagrama de interacción y resultados de elementos mecánicos para la sección resistente del sostenimiento propuesto para el túnel derecho

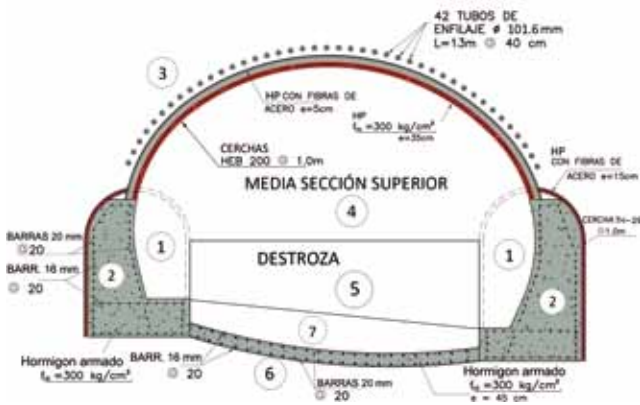


Fig. 20. Procedimiento constructivo propuesto para el rescate del tramo colapsado del túnel izquierdo

figura 19 se muestran los resultados para fines de diseño del sostenimiento del túnel derecho.

Para el túnel izquierdo se propuso un procedimiento en el que, en la primera fase constructiva, se planteaba la excavación simultánea de dos galerías auxiliares laterales en la sección inferior y a lo largo de todo el tramo colapsado. Estas galerías serían soportadas por cerchas TH-29 y hormigón proyectado y posteriormente se realizaría el armado y hormigonado de grandes zapatas-muro (figura 20).

La segunda fase constructiva consistiría en la colocación e inyectado de tubos de enfilaje frontal, cerchas metálicas y hormigón proyectado para realizar la excavación del avance. Posteriormente se llevaría a cabo la destroza la cual también incluía una contrabóveda de hormigón armado unida estructuralmente a las zapatas. En la figura 21 se muestra el procedimiento constructivo en el modelo de diferencias finitas.

En la propuesta se previó que para el arranque de las nuevas excavaciones (tanto para el rescate del túnel izquierdo como la terminación del túnel derecho) se contara con múltiples secciones de medición de convergencias. Dichas estaciones estuvieron contempladas en los modelos matemáticos y se estableció la importancia de implementar un monitoreo intensivo de las deformaciones durante la construcción. En caso de que aparecieran deformaciones mayores a las previstas, sería necesario modificar el proceso constructivo y reforzar los elementos de soporte; la figura 22 muestra el comportamiento deformacional esperado en el intradós de la sección de control en el P.K. 654+571, localizado en medio de la zona colapsada. Nótese que las deformaciones esperadas, de acuerdo con el modelo, deberán ser tolerables.

Adicionalmente, el modelo incluyó inclinómetros virtuales en las posiciones previstas para inclinómetros reales durante la construcción. En la figura 23 se muestran algunas gráficas elaboradas simulando diferentes etapas constructivas. Estas gráficas serían útiles para comparar y controlar la respuesta del macizo rocoso.

Según los análisis, la fase constructiva crítica sería la excavación de las galerías laterales. De acuerdo con los cálculos, se esperaban grandes desplazamientos previos a la instalación del sostenimiento. En el proyecto de reconstrucción se indicó que el avance debía ser lento, en tramos cortos y reforzando

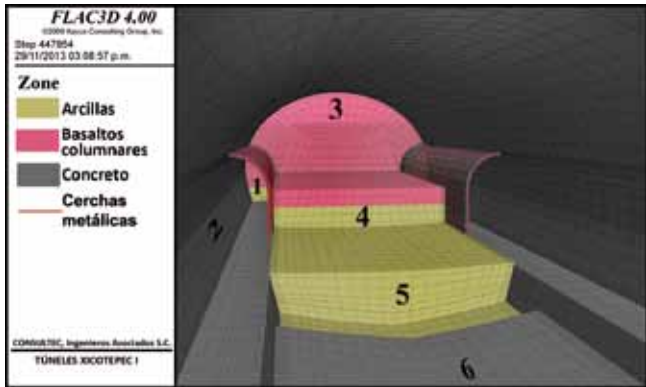


Fig. 21. Procedimiento de excavación y sostenimiento en el modelo de diferencias finitas

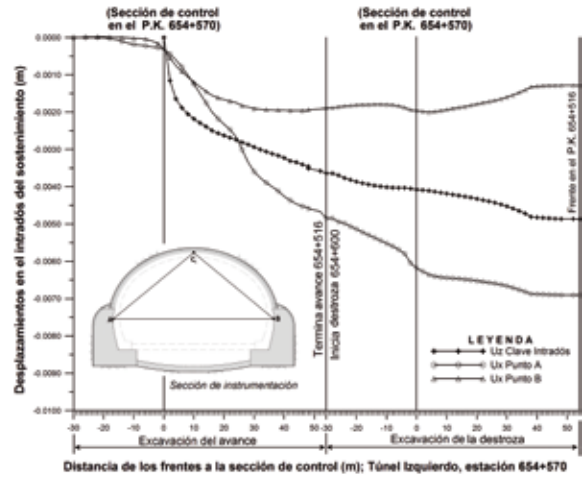


Fig. 22. Historia de desplazamientos modelizados para el intradós del sostenimiento a lo largo de la reconstrucción del túnel izquierdo en el tramo crítico

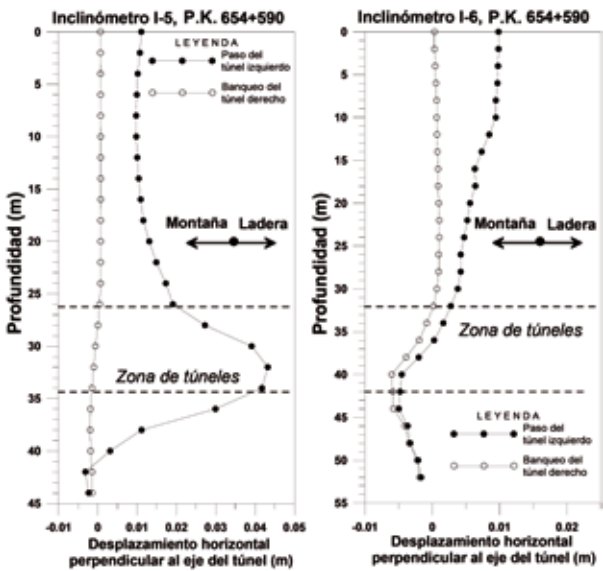


Fig. 23. Resultados de la modelización de los inclinómetros virtuales para varios eventos constructivos

inmediatamente; una vez cerrada la sección, se esperaba que las deformaciones se estabilizaran rápidamente.

La figura 24 muestra los contornos de desplazamiento de las cerchas metálicas y el muro de hormigón de las galerías (intradós). La figura 25 muestra el historial de desplazamientos en la galería del lado montaña antes, durante y después de excavar en la estación de control.

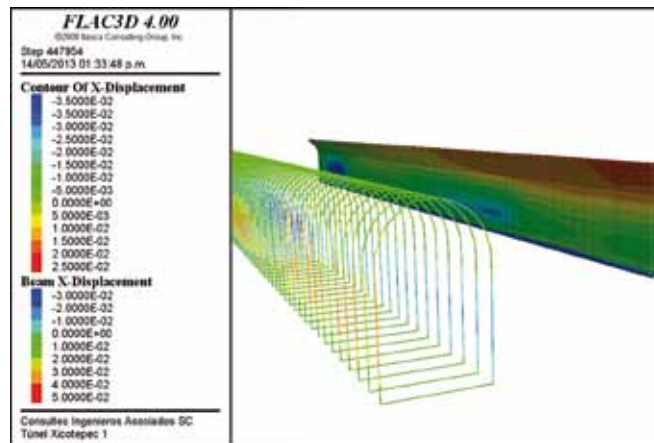


Fig. 24. Desplazamientos horizontales esperados para las cerchas metálicas y el hormigón proyectado en las galerías laterales

Nótese en la figura 25 la gran magnitud de los desplazamientos en los muros y la rápida estabilización una vez instalados los elementos de sostenimiento.

Sin embargo, como estas deformaciones tendrán lugar durante la excavación no habrá forma posible de medirlas y, de generarse, los contornos deformados serán reperfilados por la propia maquinaria de excavación.

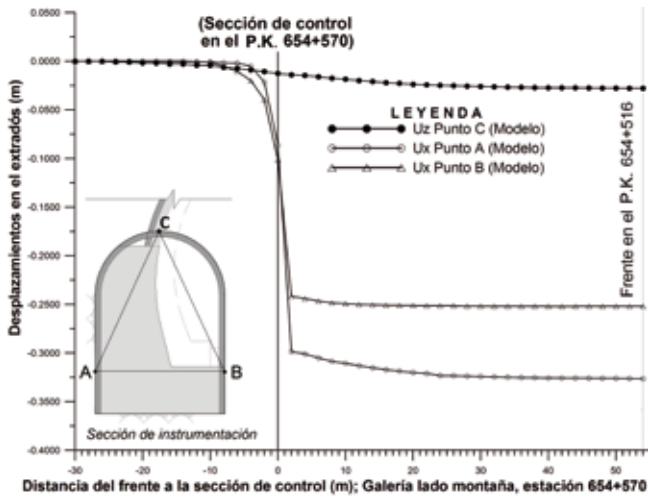


Fig. 25. Historia de desplazamientos modelizados para los puntos exteriores del sostenimiento de las galerías, en función del avance de la excavación

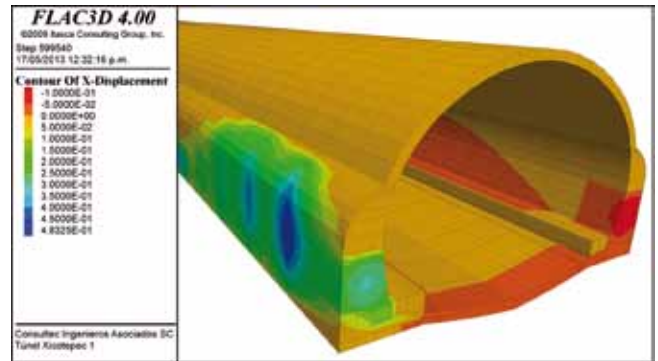


Fig. 26. Contornos de igual magnitud de desplazamiento horizontal al final de la excavación del tramo colapsado del túnel izquierdo

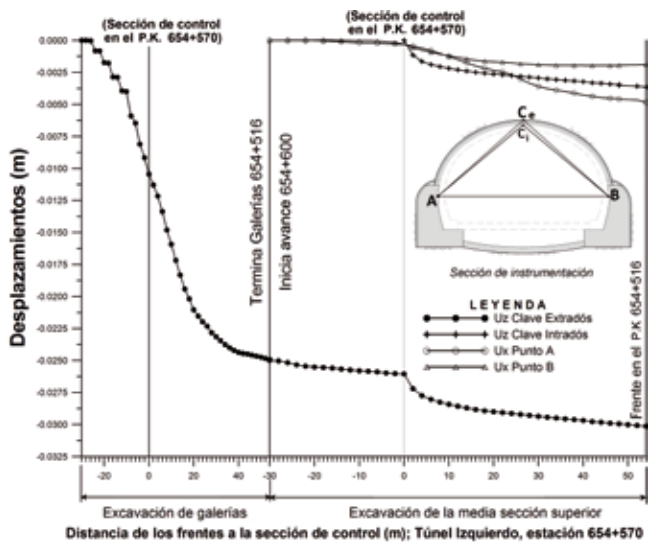


Fig. 27. Historia de desplazamientos modelizados desde la excavación de las galerías hasta la finalización de la excavación para: a) extradós; b) intradós

En la figura 26 pueden observarse desplazamientos de magnitud importante en el muro lateral externo de la galería. Sin embargo, una vez construidas las zapatas de hormigón armado todas las presiones del terreno serán absorbidas por la estructura, como se puede deducir a partir de la figura 27.

En estos cálculos no se tomó en consideración el efecto de las inyecciones en el terreno, ya que, en primer lugar, resultaba extremadamente difícil establecer a priori cómo quedaría distribuida la lechada y en qué medida estos tratamientos mejorarán la resistencia en la roca. En segundo lugar, se consideró que si los procedimientos constructivos eran estables sin tener en cuenta las inyecciones a la roca, la solución sería conservadora pero se tendría un mayor nivel de seguridad.

Finalmente, se realizaron análisis de estabilidad para diferentes etapas del proceso de reconstrucción del túnel izquierdo, y se verificó que con la remoción del material colapsado en la superficie para construir la plataforma de inyección, así como con los procedimientos constructivos y sistemas de sostenimiento propuestos, la obra se podría llevar a cabo con un buen margen de seguridad.

La figura 28 muestra una vista de la plataforma de inyección y los trabajos de barrenación realizados en otoño de 2013.



Fig. 28. Vista de la plataforma de inyecciones

En la fig. 29 se muestra el mecanismo de colapso potencial al final de las excavaciones con un factor de seguridad de 1.67. En la fig. 30 se muestra el comportamiento de uno de los inclinómetros cercanos al túnel para diferentes factores de seguridad.

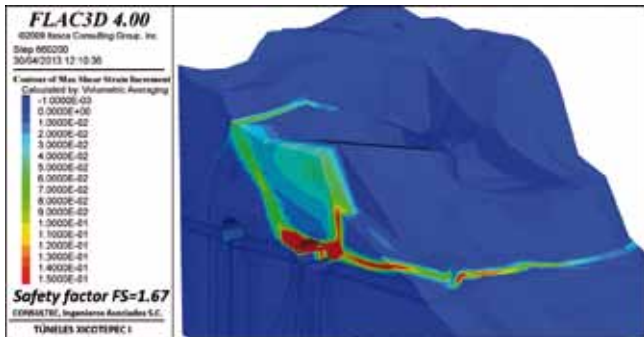


Fig. 29. Contornos de igual magnitud de deformación incremental de corte al final del proceso de análisis

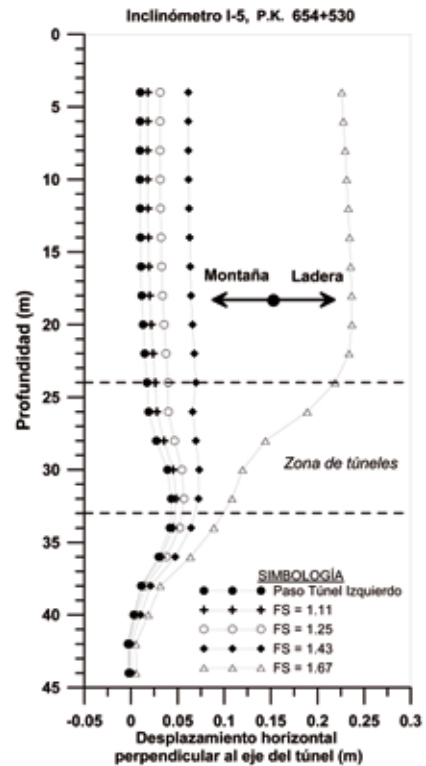


Fig. 30. Respuesta del inclinómetro I-5 para diferentes valores del factor de seguridad al final del proceso constructivo

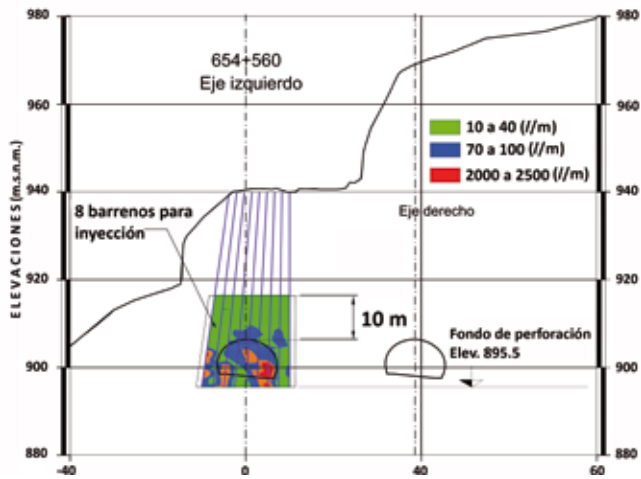


Fig. 31. Mapa de admisiones en la sección de inyección 654+560

### 3. Construcción

La plataforma y las inyecciones concluyeron a finales del 2013 (figura 32) y en enero de 2014 comenzaron a excavar las galerías.

Durante las inyecciones se llevó un control riguroso de las presiones y de las admisiones de lechada en el terreno. Manteniendo una presión constante de 8 kg/m<sup>2</sup>, se consiguió introducir la mezcla de manera adecuada.

En la figura 31 se muestra un mapa de admisiones para la sección 654+560 en la que, a través de contornos de distintos colores, se indica la cantidad de lechada que penetró en el terreno por metro lineal de tubería.

Los trabajos de excavación de las galerías y el posterior hormigonado de los muros-zapata se prolongaron hasta el mes de mayo de 2014. En la figura 33 puede verse la forma de las galerías en una etapa temprana de su excavación.

En la figura 34 se muestra un detalle de la zona de clave de la galería izquierda en el que pueden verse restos del túnel original (cerchas metálicas y micropilotes). Durante los avances de



Fig. 32. Vista aérea de la plataforma posterior a la finalización de los trabajos de inyección





**Fig. 33. Vista de las galerías laterales al inicio de su construcción**

las galerías pudo verificarse que la campaña de inyecciones fue exitosa.

### 3.1. Instrumentación

Durante la construcción de las galerías se llevó a cabo una rigurosa campaña de instrumentación mediante estaciones de convergencias e inclinómetros.

En cuanto a las mediciones de convergencia ninguna sección mostró signos de movimiento importantes. Los resultados medidos alcanzaron magnitudes considerablemente menores a las previstas por el cálculo. La razón principal, con seguridad, es que el modelo, por razones de incertidumbre y para mantenerse del lado de la seguridad, no consideró la inyección del macizo rocoso y por lo tanto los análisis se realizaron con parámetros mecánicos muy bajos en la zona colapsada.

En el caso de los inclinómetros, aunque estos también han arrojado valores de desplazamiento menores a los previstos, tienen un orden de magnitud muy similar, especialmente aquellos que se encuentran ubicados fuera de la zona inyectada. En la figura 35 se muestra la comparación de la inclinometría



**Fig. 34. Detalle de la clave de la galería lateral izquierda**

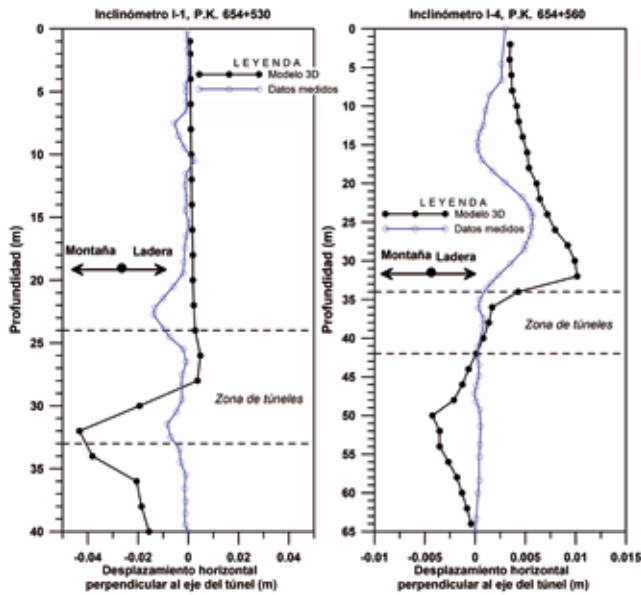


Fig. 35. Comparativa del comportamiento esperado y el medido en los inclinómetros I-1 e I-4 para el paso de las galerías laterales

calculada y medida en los dispositivos I-1 (654+530) e I-4 (654+560).

**4. Conclusiones**

A través de técnicas avanzadas de análisis numérico tridimensional y bidimensional fue posible simular con un buen grado de aproximación el comportamiento de las excavaciones y el colapso ocurrido en el cuerpo izquierdo de los túneles Xicotepec.

A pesar de tratarse de una masa rocosa muy fracturada, utilizando técnicas de modelización de medio continuo equivalente (modelo UJM) fue posible determinar las propiedades mecánicas adecuadas que culminaron en una serie de resultados acordes con las mediciones en campo. Asimismo, al utilizar la ley constitutiva para materiales anisótropos, fue posible reproducir el colapso ocurrido en la realidad tanto en tiempo como en forma, con un grado de aproximación bastante razonable.

A partir del modelo calibrado con retroanálisis, se diseñaron nuevos procedimientos de excavación y sostenimiento, mismos que comenzaron a finales de 2013 y que, a la fecha, aún no concluyen. Las respuestas del terreno ya están previstas y hasta ahora ha sido posible verificar en campo algunas de ellas, manteniendo un estrecho control de los niveles de seguridad establecidos durante la investigación. **ROP**

**Referencias**

- Comite Euro-International du Beton: Bulletin D'information No213/214 CEB-FIP Model Code 1990 (Concrete Structures). Lausanne.
- Schütz, R. (2011). *Advanced constitutive modelling of shotcrete: Model formulation and calibration*. Computers and Geotechnics, 834-845.

CUANDO LOS TÚNELES ESTÁN  
IMPERMEABILIZADOS DE FORMA  
PERMANENTE:  
THAT'S BUILDING TRUST.





# ABRIMOS NUEVOS CAMINOS

## Nueva página web, banca electrónica y app.

En Banco Caminos trabajamos cada día para ofrecer el mejor servicio a nuestros clientes y facilitar su operativa bancaria. Basándonos en estas premisas y siguiendo nuestro camino de mejora continua, estrenamos:



### **Nueva página web** **[www.bancocaminos.es](http://www.bancocaminos.es)**

Mantenemos el nombre del dominio, cambiamos todo lo demás: **nuevo diseño, más accesible, más intuitiva y más cómoda**. Adaptable a cualquier dispositivo (ordenador, *tablet* y *smartphone*) para que la navegación sea lo más satisfactoria posible.



### **Nueva banca electrónica** **[www.lineacaminos.com](http://www.lineacaminos.com)**

Diseño renovado y **nuevos servicios** para hacer más fácil la operativa: **contratación de nuevos productos; depósitos, valores, planes de pensiones, fondos de inversión...** iremos incluyendo nuevas funcionalidades para seguir ofreciendo el mejor servicio.



### **Nueva app** **CaminosOnTime**

Hemos mejorado CaminosOnTime integrando toda la operativa de Lineacaminos. Ahora nuestros clientes **podrán realizar cualquier operación desde su *smartphone* y *tablet***, y visualizar sus movimientos en cuentas y tarjetas, estén donde estén.



**Esríbenos**  
[info@bancocaminos.es](mailto:info@bancocaminos.es)



**Llámanos**  
91 319 34 48



**Visítanos**  
C/ Almagro, 8 y 42, 28010 Madrid  
Vía Augusta, 153, 08021 Barcelona