



La Revista de los  
Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos

3557 SEPTIEMBRE 2014

# REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

# ROP



**Número  
monográfico  
en colaboración  
con AETOS**

Rehabilitación de los túneles de Niévares (Asturias) por las patologías derivadas del depósito de sales carbonatadas en su sistema de drenaje por **Cesar Fernández-Nespral, Carlos Oteo y Pedro R. Sola**

Estabilidad del frente de excavación de un túnel en terrenos heterogéneos: aplicación al caso de Madrid por **Salvador Senent Domínguez y Rafael Jiménez Rodríguez**

## **MONOGRÁFICO TÚNELES**

Impermeabilidad y calidad general del revestimiento en los túneles construidos con TBM. El proyecto bitubo de Bolaños de la línea de AVE a Galicia

**Felipe Mendaña y Juan Pablo Villanueva**

2015

www.aetos.es

# X Máster en Túneles y Obras Subterráneas

enero-octubre

**MODALIDAD PRESENCIAL Y ON LINE**

**ABIERTO PLAZO DE INSCRIPCIÓN**

**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 la colaboración de**

ASSOCIATION INTERNATIONALE DES TRAVAUX EN SOUTERRAIN  
**AITES**

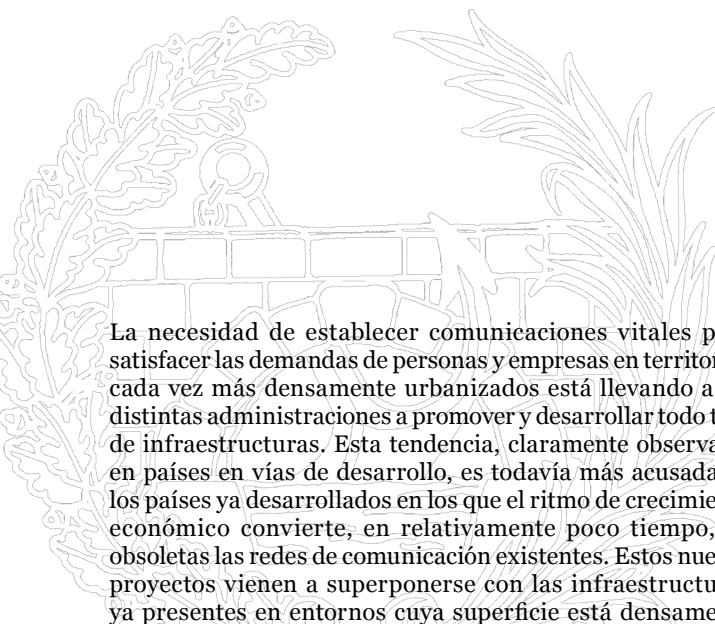


**ITA**  
INTERNATIONAL TUNELLING ASSOCIATION



Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

**AETOS**  
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS



La necesidad de establecer comunicaciones vitales para satisfacer las demandas de personas y empresas en territorios cada vez más densamente urbanizados está llevando a las distintas administraciones a promover y desarrollar todo tipo de infraestructuras. Esta tendencia, claramente observable en países en vías de desarrollo, es todavía más acusada en los países ya desarrollados en los que el ritmo de crecimiento económico convierte, en relativamente poco tiempo, en obsoletas las redes de comunicación existentes. Estos nuevos proyectos vienen a superponerse con las infraestructuras ya presentes en entornos cuya superficie está densamente construida, lo que inevitablemente está llevando al desarrollo de un urbanismo subterráneo para hacerlo compatible con los usos actuales del suelo. Todo ello hace de la construcción subterránea una componente cada vez más presente en las nuevas obras, aumentando la demanda de empresas constructoras y de proyectos capaces de acometer con garantía y solvencia técnica las obras de túneles que, por su mayor complejidad, requieren un nivel de especialización que no está al alcance de cualquiera.

Aún instalados en la profunda crisis económica que se inició a finales de 2008, las grandes constructoras españolas han conseguido mantenerse heroicamente a flote, gracias, sobre todo, a los enormes activos conseguidos en las dos décadas precedentes: los finales de los 90 y los primeros años del siglo XXI, cuando España era uno de los primeros países del mundo en infraestructuras, cuando las principales ciudades (Madrid, Barcelona, Valencia, Sevilla, Málaga...) ejecutaban cientos de kilómetros de metro, cuando Fomento multiplicaba exponencialmente los proyectos de alta velocidad por toda la geografía española y cuando en la capital de España, en el increíble plazo de dos años, se ejecutaba la remodelación de la M-30, con la construcción de los túneles del baipás sur y el soterramiento de más de siete kilómetros en el arco oeste de la antigua autovía, y todo ello en el corazón de una ciudad consolidada, a la que se ha hecho un regalo que parece un milagro: el maravilloso parque de Madrid Río, enclavado en el mismo lugar por el que circularon durante décadas y todos días del año más de un millón de vehículos a gran velocidad.

En este sentido, las empresas españolas ocupan un lugar destacado en el mercado internacional gracias a que la larga experiencia adquirida en el pasado en el mercado nacional les ha permitido dotarse de unos recursos humanos y tecnológicos muy avanzados particularmente en el campo de los túneles y las obras subterráneas. En un momento como el de la coyuntura económica actual en que la inversión pública en España se ha reducido drásticamente, las empresas del sector han buscado nuevos mercados diversificando su presencia geográfica. La confirmación del éxito de esta estrategia viene dada por el hecho de que están ganando peso en el mercado exterior, y la presencia internacional es una realidad atestiguada por el *ranking* recién publicado por el *Engineering News Record* en el que tres empresas españolas de construcción e ingeniería están entre las 20 primeras del mundo con mayor proyección internacional.

Es indudable que el sector nacional de construcción está cosechando el esfuerzo de crecimiento realizado en nuestro país en las últimas décadas, donde el protagonismo de las obras subterráneas ha sido evidente.

Aunque los tiempos sigan siendo complicados, AETOS (Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas) persiste incansable en el logro de sus objetivos: promoviendo el estudio y la investigación de las obras subterráneas, facilitando el contacto entre profesionales y la colaboración entre organizaciones afines, ofreciendo apoyo y asesoramiento y creando recursos destinados a fomentar y mejorar la construcción de túneles y demás obras subterráneas. En esta línea, destaca la actividad de AETOS para potenciar la formación de los profesionales, que se concreta en el Máster en Túneles y Obras Subterráneas, organizado en colaboración con el colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y con la Fundación Agustín de Betancourt; con su última edición, serán ya más de 200 los titulados, ingenieros de Caminos mayoritariamente, pero también de minas, geólogos y otros técnicos los que han completado su formación con una especialidad que les dotará de unos conocimientos muy valiosos a la hora de competir en el mercado laboral en un momento en que la obra subterránea muestra una pujanza imparable en todo el mundo.

En este contexto, me resulta especialmente grato poder presentar un nuevo número especial de la Revista de Obras Públicas, el sexto monográfico que se edita, fruto del acuerdo suscrito para la difusión de grandes proyectos de infraestructuras de túneles y obras subterráneas. Notables referentes de la ingeniería española firman los artículos que componen este número: el modelo Madrid es analizado por F. Díez y C. Oteo en un concienzudo trabajo enfocado a la estimación de asientos producidos en túneles ejecutados con tuneladoras EPB de gran diámetro; R. Jiménez y S. Senent estudian la estabilidad del frente de excavación en terrenos heterogéneos; el artículo de S. López, "Diseño sísmico de túneles" es de indudable interés para proyectos en zonas inestables desde el punto de vista sismológico; M. Romana reflexiona sobre los túneles de desvío de la presa de La Yesca, en México, mientras que F. Mendaña aporta un extenso artículo sobre los túneles de Bolaños, dentro de los accesos del AVE a Galicia, quizá la obra subterránea más representativa que se está haciendo a día de hoy en España; Davor Simic analiza la relación entre la presión del frente de las tuneladoras y los asientos inducidos y finalmente Pedro Sola y C. Oteo resumen los trabajos de rehabilitación de los túneles de Niévares (Asturias). Trabajos todos ellos de gran interés y utilidad para los profesionales que quieran mantener actualizados sus conocimientos en obra subterránea, quizá la que tiene un futuro más viable, por su sostenibilidad y por el asombroso avance en el desarrollo de nuevas tecnologías.

**Manuel Arnáiz Ronda**  
Presidente de AETOS

# SUMARIO

**La revista decana de la prensa española no diaria**

**Director**  
Antonio Papell

**Redactora Jefe**  
Paula Muñoz

**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>  
[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

## EDITORIAL

### TÚNELES

- 
- 7** **Impermeabilidad y calidad general del revestimiento en los túneles construidos con TBM**  
Primera aplicación en Europa del relleno del espacio anular con bicomponente en los escudos no presurizados. El proyecto bitubo de Bolaños de la línea de AVE a Galicia  
Felipe Mendaña Saavedra y Juan Pablo Villanueva Beltramini
- 
- 31** **Rehabilitación de los túneles de Niévares (Asturias) por las patologías derivadas del depósito de sales carbonatadas en su sistema de drenaje**  
César Fernández-Nespral Pérez, Carlos S. Oteo Mazo y Pedro R. Sola Casado
- 
- 55** **Nuevo modelo Madrid para la estimación de asientos producidos en túneles ejecutados con tuneladoras EPB de gran diámetro**  
Fernando Díez Rubio y Carlos S. Oteo Mazo



- 
- 69**    **Los túneles de desvío de la presa de La Yesca (México)**  
Manuel Romana Ruiz
- 
- 77**    **Diseño sísmico de túneles**  
Susana P. López García
- 
- 85**    **Estabilidad del frente de excavación de un túnel en terrenos heterogéneos: aplicación al caso de Madrid**  
Salvador Senent Domínguez y Rafael Jiménez Rodríguez
- 
- 95**    **Operación de tuneladoras de frente cerrado: influencia de las presiones del frente en los asientos inducidos**  
Davor Simic Sureda

**Consejo de Administración**

**Presidente**

Miguel Aguiló Alonso

**Vocales**

Juan A. Santamera Sánchez  
José Manuel Loureda Mantiñán  
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**

Vista nocturna del emboquille sur del túnel de Pajares (Cortesía de ADIF)

Fotos del sumario  
Cortesía de ADIF y Herrenknecht



# Executive MBA para ingenieros



Los **ingenieros** ocupan ya uno de cada cinco **puestos directivos** en las empresas.



Los puestos para estos profesionales ofrecen los **salarios más altos** y son los que han visto crecer más sus ingresos.



Un 20 por ciento de los **responsables de grandes corporaciones** tienen formación como **ingenieros**.

**¿Quieres ser uno de ellos?**



*Structuralia is part of Kaplan, a leading global provider of educational services*

*4ª mejor Escuela de Negocios en España según el ranking CSC*

## ¿Qué te ofrecemos?



especialización



formación online



internacionalización



empleabilidad



networking

## 17ª EDICIÓN Executive MBA Internacional en empresas del sector de las infraestructuras

[www.mbainfraestructuras.com](http://www.mbainfraestructuras.com) ✉ [executivemba@structuralia.com](mailto:executivemba@structuralia.com)

16 ediciones y sus más de 200 alumnos formados de 10 nacionalidades diferentes nos avalan

## 2ª EDICIÓN Executive MBA Internacional en empresas del sector energético

[www.mbaenergia.com](http://www.mbaenergia.com) ✉ [mbaenergia@structuralia.com](mailto:mbaenergia@structuralia.com)

## Otros programas Máster Executive con titulación de la EOI

Máster Executive en Energías Renovables (Online)

Máster Executive en Desarrollo Sostenible y Responsabilidad Corporativa (Online)

Abierto el proceso de selección de candidatos.

Envíanos tu CV a [executivemba@structuralia.com](mailto:executivemba@structuralia.com) y accede a una plaza de este exclusivo programa

## Novedad

**International Executive Masters in Construction and Infrastructure Management** con titulación de  
Disponibile en inglés y castellano.



Prepárate para gestionar grandes proyectos internacionales de infraestructuras y conseguir tu certificación PMP.  
Infórmate ya y reserva tu plaza en: [executivemaster@structuralia.com](mailto:executivemaster@structuralia.com)

# Impermeabilidad y calidad general del revestimiento en los túneles construidos con TBM

Primera aplicación en Europa del relleno del espacio anular con bicomponente en los escudos no presurizados. El proyecto bitubo de Bolaños de la línea de AVE a Galicia



**Felipe Mendaña Saavedra**  
Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



**Juan Pablo Villanueva Beltramini**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

## Resumen

En septiembre de 2013 se publicó en esta revista un primer artículo sobre las características técnicas y los ensayos previos llevados a cabo para usar bicomponente, el nuevo material para rellenar el espacio anular (el *gap*) existente entre el escudo y el terreno por primera vez en Europa en una TBM del tipo escudo no presurizado.

Una vez terminados los estudios y ensayos previos, se realizó un ensayo a escala real en la misma máquina montada en la obra, con resultado satisfactorio. En consecuencia, ADIF propietario del proyecto de la línea ferroviaria de alta velocidad al noroeste de España dio su aprobación final a la adaptación hecha al escudo HK S-805, así como al uso del bicomponente en la construcción de los túneles gemelos de Bolaños.

En el artículo se exponen las características de las instalaciones de obra así como las del sistema de control de bicomponente y procedimiento de su aplicación, continuando con el desarrollo de los trabajos de construcción de los casi 4.000 m construidos satisfactoriamente (de un total de 6.500 m) hasta el 31 de mayo de 2014 en el túnel de la vía derecha.

El artículo hace una mención especial relativa al problema de las importantes aportaciones de agua del terreno, resuelto por el uso de bicomponente, añadiendo el procedimiento empleado para reducir las pequeñas filtraciones residuales hasta su secado total.

## Palabras clave

Tamaño real, escudo simple, doble escudo, aportaciones de agua, gelificación

## Abstract

*In September 2013 this magazine published a first article about the technical characteristics and previous tests made to use Bicomponent, the new material to fill-up the annular void (the "gap") between the shield and the terrain, for the first time in Europe in a Single Shield TBM.*

*Once the previous studies and tests were finished, a full scale testing was made on the TBM itself, with a satisfactory outcome. As a result ADIF, the owner of the new high speed railway Project to NW Spain, gave its final approval to the adaptation of the Single Shield HK S-805, and to use Bicomponent for the construction of the Bolaños twin tunnels.*

*This article explains, firstly the Site Installations characteristics, as well as the ones of the bicomponent control system and its application procedure, and secondly the development of the construction works along the near 4,000 m (of a total 6,500 m length) of the right track tunnel satisfactorily built up to the end of May 2014.*

*Special mention is made about the significant water inflows which has been solved by using Bicomponent and an additional procedure to reduce the small filtrations up to its total drying.*

## Keywords

*Full scale, single shield, double shield, water inflows, gelling*

## 1. Introducción

El relleno del *gap* mediante bicomponente, frente el mortero habitual, tiene por objeto inyectar una lechada de bentonita-cemento fluida que, al mezclarse con un silicato y después de rellenar el citado *gap*, gelifica en torno a los 8 a 16 segundos de su salida por las líneas de ambos componentes impidiendo la circulación de agua del macizo por el trasdós de los anillos, causa del “lavado” asociado a los morteros tradicionales.

El nuevo procedimiento, que viene utilizándose con éxito en los escudos presurizados desde 2005, se está aplicando por primera vez en Europa a un escudo no presurizado, el “simple escudo” Herrenknecht S-805, con el que se está construyendo el primero de los túneles gemelos de Vilariño-Campobecerros (o túneles de Bolaños) de la Línea de AVE a Galicia. El escudo fue adaptado a esa nueva técnica, para inyectar el bicomponente por todas las líneas del escudo de cola de la máquina, simultáneamente con el avance, en forma similar a la de los escudos presurizados.

La presente comunicación, que tiene como objeto difundir en España, en la forma lo más completa y realista posible, las ventajas del nuevo sistema en los escudos no presurizados, responde principalmente a dos cuestiones, de las que la primera es complementar, con la puesta a punto a nivel de obra, lo ya publicado en la Revista De Obras Públicas (nº 3546, de septiembre 2013), órgano del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, y repetido en el Libro 20 (capítulo 7) de la Colección Ingeo/Túneles que viene manteniendo la E.T.S.I. de Minas de la UPM.

Y la segunda, es señalar otra ventaja del bicomponente, de gran importancia para los escudos no presurizados (sea un ‘doble escudo’ o un ‘escudo simple’) TBM que siguen siendo imprescindibles en proyectos en macizos de rocas duras y muy duras con tramos de dificultad extrema para el avance, sea por el ‘*squeezing*’ de las zonas en falla, o por los tramos de roca muy fracturada con grandes presiones sobre el escudo, debidas a recubrimientos elevados. Pues bien, cuando hay que recurrir a esos tipos de escudo, el sistema bicomponente es la mejor solución técnica existente hasta la fecha, para resolver los incidentes por afluencias de agua significativas, que hacen imposible lograr revestimientos de impermeabilidad similar a los de las TBM presurizadas, evitando los inconvenientes que para el correcto funcionamiento de las instalaciones de un túnel de transporte en explotación, así como para la durabilidad

de su obra civil, supone una impermeabilidad deficiente del revestimiento.

## 2. Fabricación y almacenamiento del bicomponente

### 2.1. Dosificación inicial

A partir de los criterios establecidos como resultado de los ensayos previos (a los que nos hemos referido en las publicaciones anteriores) la dosificación por m<sup>3</sup> de mezcla a inyectar, inicialmente adoptada para la puesta a punto del sistema en obra fue la siguiente<sup>1</sup>:

<b>Com. A</b>	Cemento III/B 32.5 N/SR	300 kg/m <sup>3</sup>
	Bentonita CV 15 CLARIANT de SÜD-CHEMIE <sup>2</sup>	40 kg/m <sup>3</sup>
	Retardante/Estabilizante (Tipo Meyco GA-925)	3 kg/m <sup>3</sup>
	Agua	845 kg/m <sup>3</sup>
		1.188 kg/m <sup>3</sup>
<b>Com. B</b>	Silicato Sódico “Master Rock”	
	MEYCO ASA 430: (6 % s/peso de los aglomerantes <sup>3</sup> )	18-20 kg/m <sup>3</sup>

### 2.2. Fabricación y almacenamiento del com. A

La figura 1 siguiente representa el esquema de la Planta de fabricación de este Componente, que se montó en el exterior del Túnel. Desde ella se bombea al interior la mezcla fabricada, por medio de una bomba de embolo SCHWING KSP-25 HD a través de una tubería de Ø 2”, que se va prolongando según lo requiere el avance. El com. A bombeado se va depositando en los tanques de almacenamiento situados en el *back-up* que se ven en la figura 2.

Para conseguir un mezclado homogéneo y con las propiedades adecuadas para el trasiego del material de relleno hasta los tanques del *back-up* de la tuneladora, así como para su posterior inyección al hueco anular del anillo, en la fabricación de este componente se procede de la forma siguiente:

Por una parte, se mezcla con agua la bentonita para llevar a cabo su prehidratación, utilizando para ello una turbo-mezcladora MTW 1300 durante unos tres minutos. Una vez hidratada la bentonita se almacena en dos depósitos



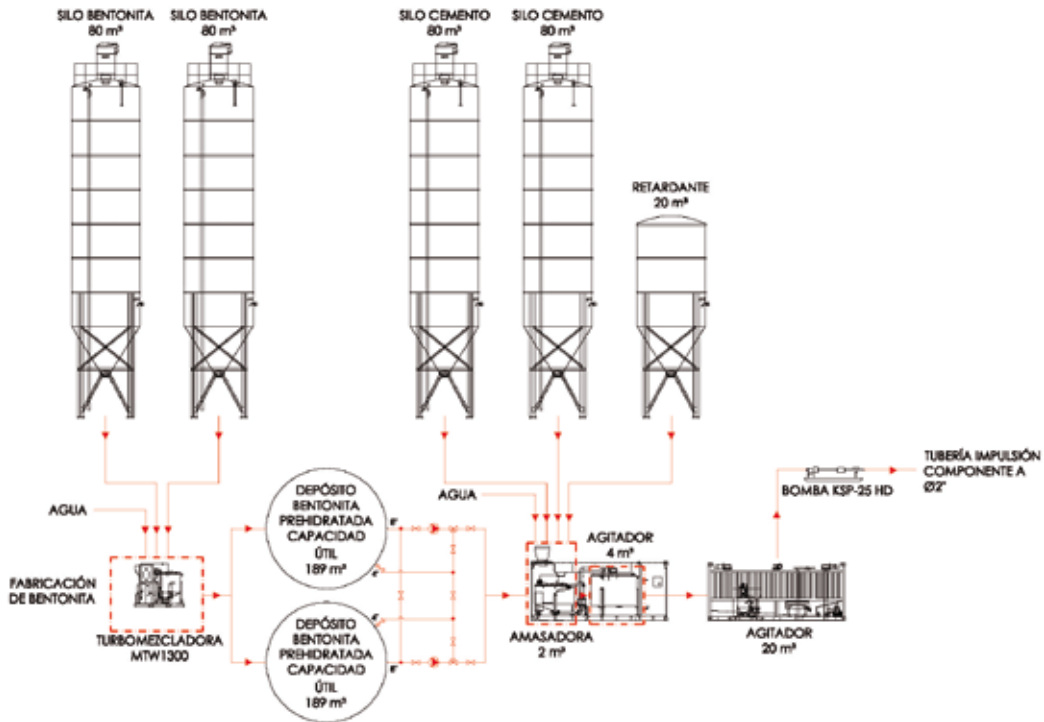


Fig. 1. Esquema de la planta de fabricación y transporte del com. A



Fig. 2. Tanques de com. A en el *back-up* de la tuneladora

de 189 m<sup>3</sup>/ud, desde los que se pasa al depósito agitador de 4 m<sup>3</sup> de la planta de dosificación y amasado de la pasta de cemento.

Por otra parte, se prepara la mezcla de cemento y agua en una amasadora de 2 m<sup>3</sup> de capacidad durante unos 4 minutos al cabo de los cuales se añade la bentonita. La mezcla final inyectable (el *grout*) se trata en el agitador de 4 m<sup>3</sup> mencionado para conseguir un producto homogéneo que se pasa a un depósito general de la planta de 20 m<sup>3</sup> de capacidad, dotado también de agitador desde el que se bombea al interior del túnel.

Mediante la bomba de émbolo (KSP-25 HD en la figura 1), el com. A se transfiere a los dos tanques de almacenamiento de la TBM que cuentan con unas aspas de agitación del producto para facilitar el aumento de fluidez de la mezcla eliminando partículas de aire y ayudando a mantener estables sus características antes de ser bombeada para rellenar el trasdós del anillo según este va saliendo del escudo de cola de la TBM.

Cada uno de dichos tanques (figura 2) tiene una capacidad de 14 m<sup>3</sup> que se fijó con el objeto de dimensionar sobradamente el volumen del almacenamiento del com. A en el frente, para poder atender sin problemas tanto el ritmo máximo del avance como las posibles sobreexcavaciones debidas a la presencia de accidentes geológicos, o los sobrecortes, consecuencia de la orientación de las formaciones de pizarras, todo ello además de poder responder

al mismo tiempo a la reinyección a lo largo del *back-up* de los rellenos de los anillos que lo precisen.

De acuerdo con lo anterior, los dos tanques están conectados entre sí y cada uno tiene tres 'bombas de husillo', montadas bajo el mismo. Las seis bombas envían el com. A, cada una por una línea independiente, rellenando el trasdós del anillo, a medida que va saliendo el escudo de cola. En serie con las 'bombas de husillo' están montados los respectivos caudalímetros para controlar el volumen de componente que se inyecta por cada una de las líneas, tanto del com. A como del com. B, como se ve en la figura 3.

En la figura 4 siguiente están representadas las posiciones en el escudo de cola de las seis 'salidas' al *gap* de las líneas 1 a 6 del sistema, una vez ya unidos los dos componentes como indican los detalles adjuntos a la figura.

Las características de las 'bombas de husillo' (ver figura 5) del com. A son las siguientes:

- Potencia eléctrica: 7,5 KW por ud.
- Caudal máximo de inyección: 115 l/min por ud.

Con estas capacidades de inyección del com. A, el volumen medio por anillo puede rellenarse en unos 20 a 30 minutos, dependiendo de su magnitud. Por otra parte, en general las dos 'salidas' inferiores (líneas L3 y L4 de la figura 4) son por



Fig. 3. Líneas y caudalímetros de salida de los tanques de com. A

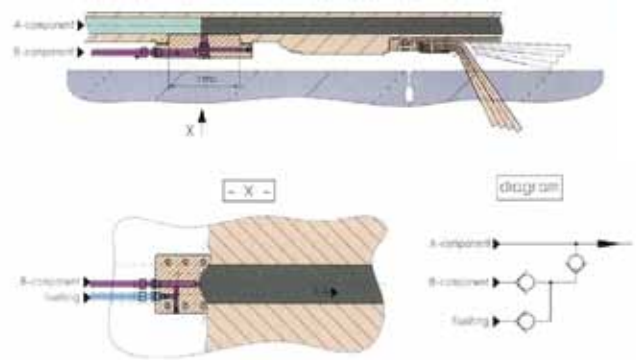
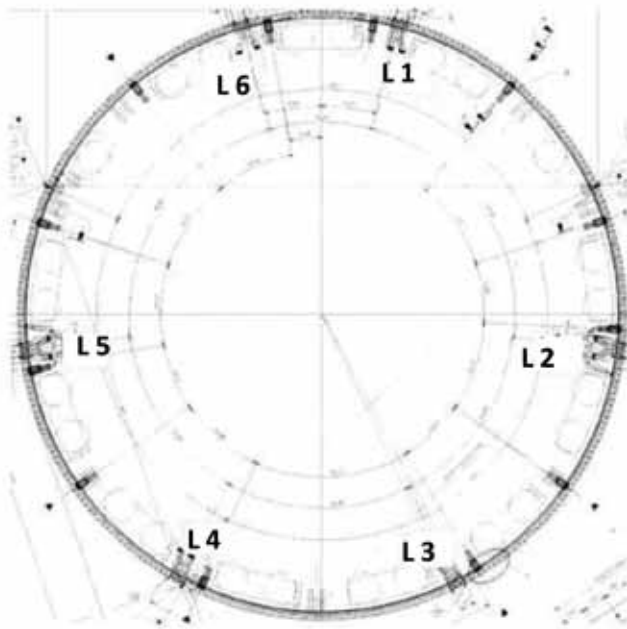


Fig. 4. Salidas de las 6 líneas de inyección en el escudo de cola y detalles de las mismas

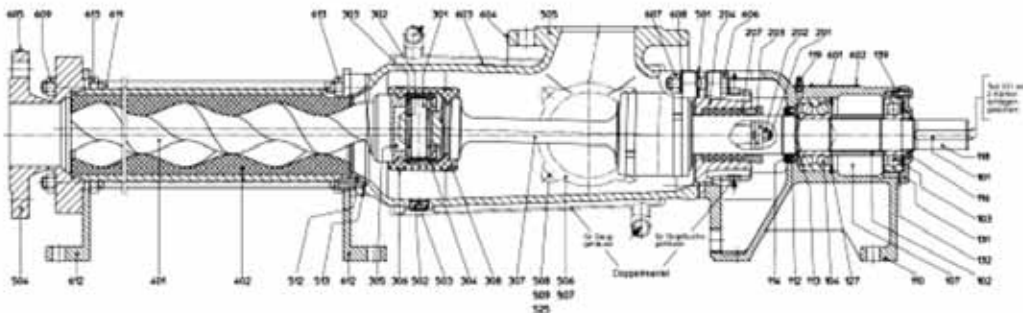


Fig. 5. 'Bomba de husillo' para inyección de componentes



las que se inyecta el menor volumen del relleno debido a su posición. A ellas le siguen las dos líneas intermedias (L2 y L5), que suman un volumen ligeramente superior al de las anteriores, de forma que por las dos líneas superiores (L1 y L6) suele inyectarse algo más de la mitad del volumen total del módulo<sup>4</sup>.

El PLC del sistema facilita una información muy detallada en tiempo real, que puede imprimirse según se produce, y de la que se incluye una muestra parcial en la figura 6 (arriba: gráficas de las presiones de inyección en las líneas L3 y L4; y abajo: presiones medias y volúmenes totales inyectados por las 6 líneas).



Fig. 6. Muestra de la información facilitada por el sistema en tiempo real relativa al anillo 300

**Inyección:**

	Promedio [bar]	Mínimo [bar]	Máximo [bar]	Cantidad [L]	
				A	B
P1	0.9	0.7	1.0	2054	119
P2	1.0	0.5	1.6	1869	108
P3	1.4	0.6	1.7	1757	102
P4	1.0	0.4	2.3	1346	77
P5	1.0	0.1	1.6	1461	85
P6	1.0	0.7	1.1	1972	114
P7	0.0	0.0	0.0	0	0
<b>Total</b>				<b>10459</b>	<b>605</b>

**Cantidad (Histórico)**

	Avance	290	291	292	293	294	295	296	297	298	299
<b>A</b>	<b>Total [L]</b>	12483	18406	12823	12074	11368	10599	12213	11791	10217	10953
<b>B</b>	<b>Total [L]</b>	722	901	712	698	659	596	712	683	592	634

**2.3. Almacenamiento del com. B**

El com. B se deposita, mediante una bomba de trasiego, directamente del bidón de suministro (de 1.000 litros) situado en el tren al depósito del *back-up* de la TBM, de mayor capacidad (unos 3.000 litros), del que se alimentan

directamente las ‘bombas de husillo’ de dicho com. B a través de sus seis líneas hasta el punto de encuentro con las del com. A a partir del cual, la mezcla de ambos llega por un tramo muy corto a las respectivas salidas al *gap* indicadas en la figura 4.



Fig. 7. Depósito del com. B  
en el back-up

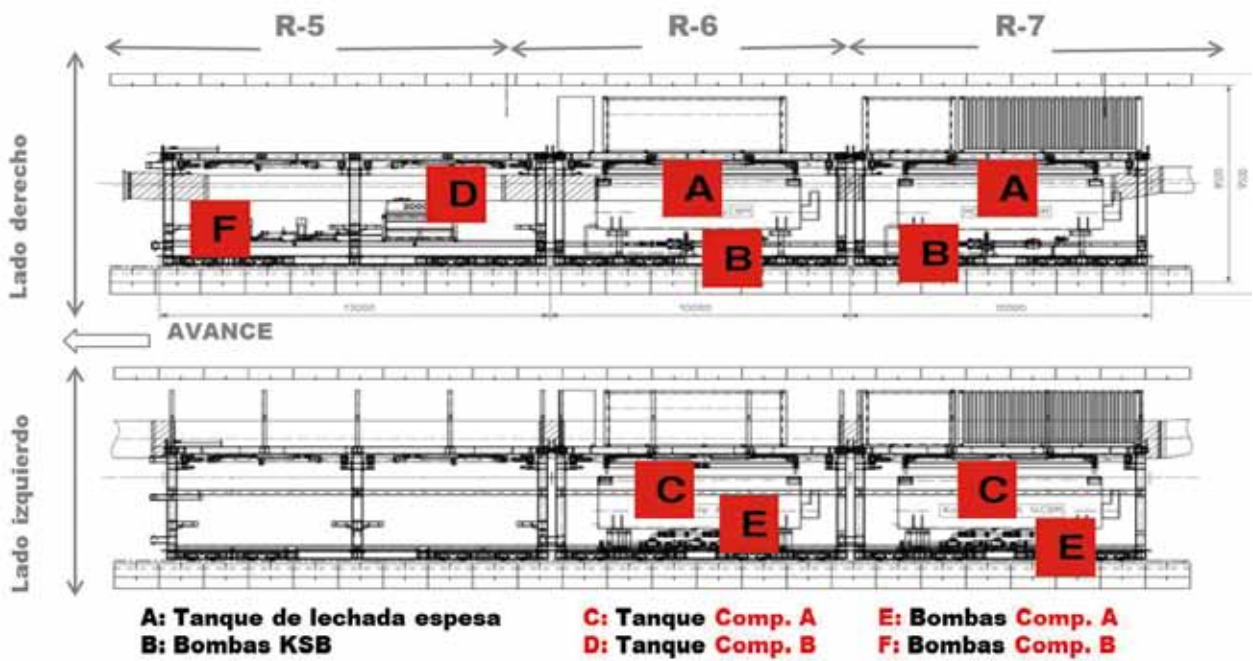


Fig. 8. Disposición de los equipos del sistema bicomponente montados en el *back-up* del escudo

Este com. B, que es simplemente un silicato, tiene las siguientes propiedades:

- Modifica la consistencia líquida del com. A hasta dejarla prácticamente con un gel, con gran tixotropía.
- Acelera el fraguado del com. A con el que se ha inyectado.
- Tanto la modificación de la consistencia como el efecto que produce como acelerante de fraguado pueden ser controlados por medio de la dosificación del producto.
- La dosificación permite también regular las resistencias iniciales deseables.

La inyección de com. B se hace por 'bombas de husillo' similares a la de la figura 5 anterior, y sus características técnicas son:

- Potencia eléctrica: 1,5 kW por ud.
- Caudal máximo de inyección: 17 l/min por ud.

#### 2.4. Disposición de los equipos en el back-up de la tuneladora

Los equipos del sistema bicomponente se han montado en los Remolques nº 5, 6 y 7 del back-up de la TBM, al nivel de la vía central y a ambos lados de la misma, para dar paso a las composiciones que transportan las mesillas con dovelas (2 mesillas por anillo), carriles y materiales varios destinados al frente.

La disposición de los tanques de los componentes A y B y de las bombas K&B de inyección correspondientes está representada en la figura 8 anterior.

### 3. Sistemas de inyección del bicomponente

El sistema de inyección de bicomponente de la TBM dispone de tres modos de funcionamiento: automático, semiautomático y manual o de mantenimiento.

#### 3.1. Líneas básicas del funcionamiento del sistema y modo de funcionamiento automático

En el modo de funcionamiento automático que es la base de diseño del sistema, la inyección del espacio anular se realiza dentro de un área fijada previamente por los límites inferior y superior de presión (parámetros de regulación: presión mínima y máxima) nº 2 y 1 en la figura siguiente.

Dentro de esta área de presiones se regula la velocidad de las bombas. Dicha velocidad es calculada por el sistema a partir de la velocidad de avance de la TBM y el espacio anular a llenar, estimando así el volumen a inyectar y haciendo a la vez su distribución automática entre las líneas seleccionadas, a lo largo del avance.

La mezcla porcentual del componente B es automática (fijada previamente en la pantalla de introducción de parámetros) y se indica en el sistema de visualización (parámetros volumen).

A continuación, se describe el proceso de funcionamiento del sistema según se encuentren las bombas en un área u otra del rango de presiones del esquema de la siguiente figura 9.



Figura 9. Esquema de las presiones de trabajo programadas

- (1) Presión máxima prefijada para el trabajo.
- (2) Presión mínima prefijada para el trabajo.
- (3) Parada Del Sistema: se ha rebasado la presión límite superior.
- (4) Detención de avance de la TBM: se ha pasado a trabajar por debajo de la Presión límite inferior.

En cuanto a las diversas posiciones de las presiones de trabajo, ha de tenerse en cuenta:

A y B,) Las bombas son reguladas automáticamente por el sistema en función del volumen calculado y la mezcla de los dos componentes rellena el espacio anular. Como la presión en el espacio anular está dentro del entorno de presión de trabajo (presiones mínima/máxima) el caudal se mantiene constante.

C) Si el espacio anular se reduce o si se frena el avance, entonces el caudal preestablecido es muy grande y la presión sube pudiendo rebasar el valor límite superior de presión. Ahora bien, si el caudal se reduce paso a paso hasta que la presión esté de nuevo entre los dos valores límite, el sistema vuelve a activar el proceso.

D) Si la presión superior al valor límite llega a producir la parada del sistema las bombas se detienen automáticamente. Los conductos del com. B se aclaran con agua a alta presión. Los conductos del com. A se aclaran con com. A. Tan pronto la presión ha bajado a un valor admisible se reinician el bombeo.

B,) Si el espacio anular aumenta o si se acelera el avance, entonces el caudal preestablecido es muy pequeño y la presión baja pudiendo llegar a trabajar por debajo del valor de límite inferior establecido. Si el caudal aumenta paso a paso hasta que la presión esté de nuevo entre los dos valores límite, el proceso continúa.

E) Pero si la presión en el espacio anular se mantiene inferior al valor 4 no se garantiza el relleno completo del espacio anular porque el caudal es muy pequeño. El avance de la TBM se detiene automáticamente hasta que se vuelva a alcanzar el valor límite inferior de la presión, ya que las bombas siguen aportando bicomponente.

Ahora bien, como en el modo automático, no se puede regular la presión de las líneas independientemente, los parámetros teóricos de los límites de presión se corregirán al terminar el anillo, si fuera necesario.

**3.1.1. Introducción de los parámetros de regulación del sistema**  
Antes del comienzo de la excavación, se introduce en la pantalla de parámetros el valor teórico de la sección del hueco anular a rellenar, para que el autómata pueda ajustar el caudal de cada línea en función a la velocidad de la TBM. La fórmula empírica empleada es del tipo:

$$Q \text{ (l/min)} = K \times S \text{ (m}^2\text{)} \times V \text{ (mm/min)}$$

Existe un segundo factor de corrección en (%) para asegurar el posible hueco de las irregularidades del terreno o posibles sobreexcavaciones detectadas en el avance del módulo (que se conocen por las pesadas de control de su excavación realizada seis o más ciclos antes). Este valor se fija igualmente y es el llamado índice “corrector de la cantidad a inyectar”.

En esta misma pantalla de parámetros se fijan los valores de presiones máximas y mínimas de funcionamiento de cada una de las líneas de inyección de la tuneladora, parámetros que se denominan también presión de regulación mínima y máxima.

Existe una tercera corrección por línea por medio de dos parámetros adicionales: un parámetro límite de desconexión de avance que es la presión mínima en cada línea para que el avance se pueda activar y, por último, otro valor de desconexión del sistema que controla el atasco de cualquier línea por sobrepresión y detiene automáticamente el bombeo por dicha línea, que se reactiva una vez hecha la limpieza de la misma.

Por último, hay que introducir otro parámetro, el porcentaje del com. B en relación con el volumen del com. A.

El tiempo de limpieza de las líneas de mortero se realiza automáticamente, al parar de inyectar por una línea, valor que se introduce en la casilla de tiempo de aclarado com. B.

En la página siguiente, se puede observar la pantalla de introducción de parámetros.

### 3.1.2. Desarrollo del proceso de inyección

Al iniciar la excavación se arrancan las bombas de inyección de bicomponente (A y B) con la consigna de inyección de caudal según la velocidad de la TBM.

En la pantalla de control se puede visualizar el caudal de cada línea, así como la presión de inyección a la que se está trabajando.

La regulación de presiones se realiza según los parámetros introducidos anteriormente.

Al lado de cada línea de caudal existe una casilla que refleja el volumen inyectado (en tiempo real) por cada línea, así como el total de la inyección.

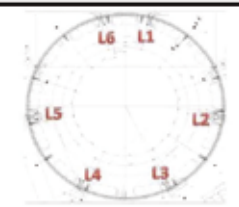


Fig. 10. Pantalla de parámetros



Fig. 11. Pantalla del Operador del Sistema

Líneas de mortero	L1 - L6	L2 - L5	L4 - L3
P máx. Corte	1,60	1,90	2,50
P máx.	1,40	1,80	2,30
P mín	0,70	0,80	1,20
P mín Corte	0,50	0,60	1,00



Cuadro 1. Ejemplo de tabla de presiones



A instancias de la dirección de obra de ADIF, la UTE solicitó de Herrenknecht la inclusión de un gráfico con el volumen teórico según la longitud de avance en el cual se refleja también el volumen real para que el operador pueda ver la diferencia.

En caso de que alguna de las líneas alcance la presión mínima ‘desconexión del avance’ el avance se detendrá hasta conseguir la presión mínima de arranque en la línea, lo que permitirá reanudar el avance o excavación.

La visualización del control de inyección del relleno se ha instalado también en la cabina del piloto de la TBM, para que de esta manera tenga información sobre la inyección del bicomponente, pero en todo caso tienen prioridad total las decisiones del operador de la inyección de bicomponente. A continuación, se puede ver la pantalla de trabajo del operador de la inyección o mejor dicho, del operador del sistema.

### 3.1.3. Control del volumen de inyección

El volumen teórico de relleno del *gap* (Gteo.) para un anillo de 1,6 m es de 9,75 metros cúbicos, en consecuencia se podría considerar que con ese volumen inyectado el *gap* de los anillos quedaría completamente relleno. Debido al hecho de que la excavación no es perfecta, se tiene que establecer un sistema que asegure el control de llenado, aparte de los controles volumétricos que serán los de referencia.

Dependiendo de la posición de cada línea de inyección, ésta tendrá que vencer una presión equivalente al circuito de la propia línea más la altura de mortero inyectado en el trasdós. Las presiones de referencia por sector para el control de llenado del *gap* se establecerán mediante una tabla de presiones<sup>5</sup>.

### 3.1.4. Validación de la inyección del anillo

- El volumen total de la inyección será igual a la suma acumulada de todas las líneas de inyección, teniendo en cuenta que estos volúmenes serán distintos debido a la situación de cada una de las líneas (las situadas en la parte inferior se llenan antes y teóricamente su volumen será menor que las situadas a más altura). El corte de inyección debe ser por presión en todas las líneas asegurando así el perfecto relleno del hueco del trasdós y evitando que el mortero circule hacia el escudo y rueda de corte.

- En los casos en los que el control de pesada del material excavado se encuentre entre el 0,9 y el 1,1 del peso teórico

estimado, se considerará la inyección concluida (en el anillo montado correspondiente) cuando el volumen inyectado en el anillo supere el 0,8 del valor teórico ( $0,8 * G_{teo}$ ) siempre que las presiones de inyección hayan estado dentro de los rangos establecidos<sup>6</sup>.

- En el Cuadro 2 siguiente se indican los datos de una pesada teórica en pizarras excavando a sección completa.

Longitud avance	Densidad Material	Peso en Toneladas		Teórico
		Mínimo 10 %	Máximo 10 %	
1,60	2,70	299,29	365,79	332,54

**Cuadro 2. Datos de pesadas en pizarras (plena sección)**

- En el caso de que el volumen excavado supere el 1,1 del peso teórico, será preciso evaluar un nuevo valor de referencia del Gteo en función del estudio de la posible fracturación de la zona atravesada. El criterio de inyección será el mismo del caso anterior pero relacionado con el nuevo valor de Gteo. Es aplicable la misma nota (4) anterior.

- Se establecerá un control, por turno, del material inyectado (G total turno). Este valor se comparará con el volumen teórico que se debería haber inyectado ( $G_{total\ turno} / N \text{ número anillos turno} = G_{real}$ ) con el mismo criterio de aceptación indicado ( $G_{real} \geq 0,8 * G_{teo}$ ).

- Adicionalmente se pueden obtener testigos del trasdós de la dovela a efectos de comprobación del relleno del *gap*. Este método se realizó de forma sistemática en los primeros metros de la excavación del túnel, en la zona del pretúnel ejecutado por métodos convencionales, para lo cual, y como dato de partida, se estableció un control de testigos cada 6 anillos.

- Por último, con motivo de las afluencias de agua, también se han extraído testigos en otras zonas del túnel, trabajos que, al igual que las inyecciones para corregir dichas afluencias, se han realizado exclusivamente a través de los orificios de inyección de las dovelas (ver figura 12).

### 3.2. Modo de inyección semiautomático del bicomponente

En el modo de inyección semiautomático, el operador podrá regular los parámetros de inyección en función de cada

situación, es decir, tomando como referencia la carrera de los cilindros de avance (y, por tanto, el hueco generado) y la velocidad de avance de la TBM.

Podrá modificar el caudal de cada línea para ajustar el volumen en cada momento a inyectar en base a las presiones instantáneas de las bombas. Para esta operación existen los potenciómetros digitales del panel de control con la nomenclatura “revoluciones”.

Esta regulación se hace en % respecto del caudal nominal de las bombas que son de 115 l/min para el com. A y de 17 l/min para el com. B.

Para este proyecto se ha implementado una gráfica comparativa donde se refleja en tiempo real el volumen teórico frente al real inyectado para poder controlar en cada momento el estado de relleno de la excavación.

### 3.3. Procedimiento de reinyección de bicomponente

El procedimiento a aplicar para establecer si un anillo o paquete de anillos tiene que ser reinyectado (aunque no aparezcan signos de presencia de agua) es el siguiente:

- Si el volumen inyectado en un paquete de tres anillos consecutivos es inferior al 0,8 % del teórico de cada anillo, se compararán las cantidades inyectadas en ese paquete y los dos anteriormente montados. Si la media sigue siendo menor de 0,8 %, esos anillos (y los siguientes que cumplan la condición de volumen menor del 0,8 %) serán objeto de reinyección.
- Además, en el caso de aparición de humedades en anillos ya inyectados se procederá igualmente a realizar una campaña de reinyección en el punto más próximo a la humedad a tratar, para atacar la vía de agua lo más cerca posible. Dicha campaña de reinyección secundaria se realizará a través de los orificios de inyección de las dovelas.

## HERRENKNECHT AG | UTILITY TUNNELLING | TRAFFIC TUNNELLING



## SIEMPRE ENCONTRAMOS UN CAMINO.

Herrenknecht AG es líder de tecnología y de mercado en la excavación mecanizada de túneles.

Es la única empresa que provee toda una gama de productos y servicios mundialmente, y que suministra máquinas de perforación de túneles de alta tecnología (High-tech) para todo tipo de terrenos y en todos los diámetros de 0.10 m hasta 19.0 m. Las máquinas Herrenknecht son fabricadas a medida para crear sistemas de abastecimiento y evacuación de aguas, gas y petróleo (rama del Utility Tunnelling), así como túneles de carretera, metro y de tráfico ferroviario (rama del Traffic Tunnelling) en todo el mundo.

El grupo Herrenknecht emplea a más de 4.800 personas y cuenta con 82 filiales y empresas asociadas que trabajan en campos relacionados, por ejemplo, en soluciones de logística o sistemas de perforación profunda. Siempre encontramos un camino. Junto con nuestros clientes.

Herrenknecht Ibérica, S.A.U.  
Paseo de la Castellana 192 - 13º  
28046 Madrid  
Phone +34 913 59 80 08  
Fax +34 913 59 20 32  
herrenknechtiberica@herrenknecht.es

Herrenknecht AG  
D-77963 Schwanau  
Phone +49 7824 302-0  
Fax +49 7824 3403  
info@herrenknecht.com

www.herrenknecht.com





Fig. 12. Vista de los testigos de bicomponente

- Como medida habitual se intentará tratar estas posibles humedades lo más cerca posible del avance: una buena zona es la plataforma existente delante de la cabina del operador.

Para realizar estas reinyecciones a través de las dovelas existe una séptima bomba de inyección tanto para el componente A como componente B. Desde el remolque 5 del *back-up*, lugar donde están situadas las bombas, se ha montado una línea de inyección (la llamada línea 7) que llega hasta los primeros anillos situados a continuación del escudo de cola. Esta línea tiene conexiones en todos los carros del *back-up* desde el carro 5 hasta el carro 1, para poder realizar una reinyección desde cualquiera de estos puntos.

Los parámetros de reinyección (volumen, caudal y presiones) se registrarán para concluir si el menor volumen de relleno fue debido a un relleno previo generado, ó a una reducción geológica del *gap* anular.

#### 3.4. Modo de inyección manual o de mantenimiento

Este modo sólo se suele utilizar para realizar los mantenimientos del sistema y comprobaciones de su funcionamiento.

#### 3.5. Control externo

En los túneles de Bolaños, adicionalmente al autocontrol realizado según los procedimientos de ejecución y PAC del contratista, se ha establecido un control adicional por la Asistencia al Control de las Obras, por indicación de ADIF. Se dispone de una réplica del PLC en las oficinas de la Dirección de Obra, que recoge en tiempo real los parámetros de la máquina. Así, además de los controles indicados en los apartados 3.1.3 y 3.1.4 sobre el peso de la excavación y el relleno del *gap* de la totalidad del avance, fijado para este túnel en 1.600 mm (longitud del anillo de dovelas), se controla que el relleno se produce de forma completa y al mismo tiempo que este se genera se

recogen valores intermedios de peso de excavación y volumen del relleno del bicomponente cada 400 mm de avance.

De esta forma se revisa y asegura que se inyecta de forma continua el *gap*. Para esto se han incluido las modificaciones en las pantallas de control que se indican a continuación:

Se fija previamente el volumen teórico de inyección bicomponente por anillo, necesario para rellenar el *gap* anular entre el trasdós de la dovela y el corte teórico en función del gálibo de la rueda. Este valor será sujeto a revisión durante la excavación, pues puede disminuir hasta un 5 % del teórico en función del desgaste de los cortadores de gálibo de la rueda de corte. El control de la inyección se hace principalmente sobre estas tres variables:

- Volumen de inyección totalizado para todas las líneas respecto al volumen teórico de hueco generado. Este control se realiza cada 400 mm de avance (ver cuadro inferior izquierda en la pantalla de visualización de datos de la TBM, figura 13). Se establece, a la vez, un rango de tolerancia de desviación del volumen real sobre el teórico, con un código de actuación distinto para cada caso (ver cuadro 3: Criterios de aceptación sobre el volumen de inyección).
- Caudal de inyección relativo a la velocidad de avance de la tuneladora (equivalente a la velocidad de generación de hueco). Este control se realiza gráficamente mediante la comparación visual de la curva de generación teórica de *gap* y la curva de inyección real, a lo largo del avance de un anillo. Éstas tienen que tender a ser paralelas, o en cualquier caso, la curva de inyección debe estar siempre por encima de la teórica (ver gráfico superior derecha en la pantalla de visualización de los datos de la TBM, figura 13).

Régimen de funcionamiento	Rango de tolerancia del valor de volumen real V sobre el volumen teórico G (Gap)	Procedimiento de actuación (Cada paso no verificado conduce al siguiente)
Normal	$V \geq 0.80G$	OK
Revisión	$0.70G < V < 0.80G$ $V \geq 1.5G$	1) Comprobar evolución de la inyección del anillo anterior y de los 3 anillos posteriores y ver si los volúmenes se compensan indicando régimen Normal. 2) Comprobar que el volumen relleno se corresponde con la excavación. Reinyección hasta completar relleno.  Valor superior indica relleno de un hueco mayor o fuga de mortero hacia el frente: 1) Revisión de parámetros, observar material cinta. 2) Valorar reinyección para asegurar completo llenado del hueco. 3) Observar progresión
Anomalía	$V \leq 0.70G$	En cualquiera de estos casos, no se arrancará la excavación del siguiente anillo sin dar aviso a la ACO y consensuar medida corrección con la DO.  Valor inferior indica posible relleno inacabado: 1) Revisión de parámetros, medias y comparación con pesos excavados. 2) Reinyección hasta completar hueco. 3) Observar progresión.

Cuadro 3. Criterios de aceptación sobre el control del volumen de inyección

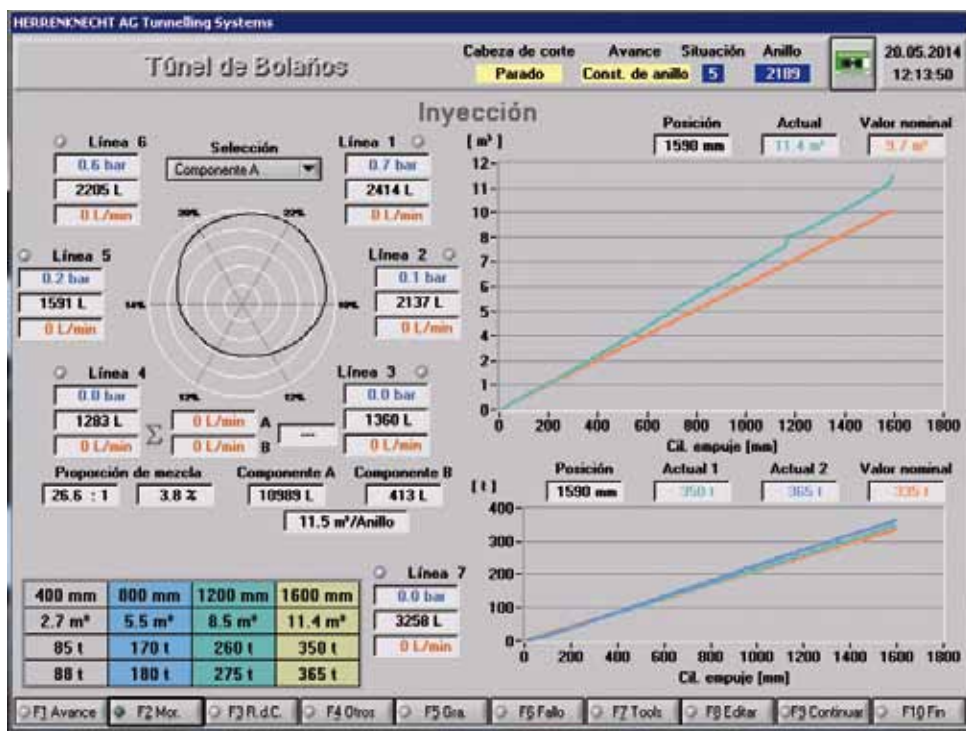


Fig. 13. Vista de la pantalla de visualización de los datos de Inyección de la TBM

- Presión a la salida de las líneas de inyección. Los sensores de presión instalados en la salida de las líneas de inyección registran la presión a la salida de la inyección. De esta forma, un cierto grado de presión que se opone a la inyección saliente indica la existencia de relleno en el trasdós, mientras que una salida de caudal sin presión indica existencia de hueco. Un aumento exagerado de la presión indica bloqueo de la línea. Se determina un rango de presiones de trabajo, dentro del cual la inyección debe funcionar para asegurar el relleno correcto (criterios de aceptación sobre la presión de inyección según lo indicado en el cuadro 1 anterior).

#### *Medidas adicionales de control de la inyección*

Durante la ejecución del relleno se comprueba que al menos cuatro de las seis líneas estén operativas. Si existen dos líneas inoperativas, el siguiente avance no se produce hasta que éstas no se hayan limpiado/reparado.

Por otra parte, se realizará una comprobación visual de que hay mortero de relleno en el trasdós de los anillos, a través del orificio de inyección instalado en la dovela. El orificio queda sellado con un tapón una vez se haya verificado.

#### **4. El tratamiento de las aportaciones de agua del terreno**

En los apartados anteriores se han hecho diversas referencias sobre el efecto positivo que el empleo del nuevo material que denominamos bicomponente, ha venido suponiendo para rellenar con éxito el espacio anular o *gap* de los anillos, en general, y cuando hay aportaciones de agua del terreno, en particular.

Como resumen, y aunque pueda parecer ajeno al problema del agua, debe señalarse en primer lugar la importancia prioritaria que tiene tanto el diseño del anillo con doble *gasket* (o junta de estanqueidad) como la perfecta colocación de las dovelas de los anillos, más importante si cabe cuando se utiliza el bicomponente que cuando se emplean morteros de cemento, porque las pérdidas por las juntas pueden llegar a ser difícilmente controlables, penalizando la nueva solución. La importancia dada desde el principio del proyecto de Bolaños a estas decisiones ha sido, en nuestra opinión, uno de los elementos principales del éxito de la nueva solución de relleno de espacio anular cuando hay presencia de agua, por lo que las señalamos como primera medida a tomar en el caso de utilizar el bicomponente en escudos no presurizados.

Por otra parte, debe señalarse que a lo largo del periodo de excavación de un módulo de avance es cuando se conoce la presencia de las aportaciones de agua, y cuando puede estimarse el orden de magnitud de sus caudales, ya que, en un escudo no presurizado son claramente evidentes los flujos que se producen no sólo a través de las aberturas de la rueda de corte, sino también a lo largo del propio espacio anular de la máquina, en los tramos de los escudos delantero e intermedio.

En consecuencia, y como ya se ha indicado en los apartados precedentes, la siguiente medida (que debe prevverse para el momento en que se rellene el anillo al que corresponde el avance que se está haciendo) puede ser la reducción del porcentaje de silicato al 5 %, dependiendo del caudal estimado.

Y como última medida, en caso de afluencias de agua, se debe usar siempre la línea 7 para reinyectar cada anillo y los dos o tres siguientes (aunque en estos haya bajado el caudal de la afluencia) según que el sistema indique que a través de dicha línea se admite más inyección, lo que se hizo en Bolaños sistemáticamente.

Las anteriores consideraciones han dado excelente resultado hasta ahora para reducir significativamente las afluencias de agua a través del revestimiento, de modo que únicamente quedaban como problema residual las filtraciones en forma de goteos o salidas laminares de caudal inapreciable, así como las humedades persistentes.

Es por ello que, expuesto el preámbulo anterior, lo que sigue de este apartado 4 se dedica particularmente a redactar lo que podemos llamar 'Protocolo de tratamiento de las filtraciones residuales' de acuerdo con la experiencia hasta la fecha del túnel de Bolaños.

##### *4.1. Tipología de las filtraciones*

Realizado el análisis sobre los primeros 1.400 anillos colocados se pueden establecer las tres tipologías de goteos y humedades según su posición en el anillo, que se tratan en los apartados siguientes (4.2 a 4.4):

- Humedades y goteos alrededor de un tornillo de unión de dovelas: indican filtraciones producidas por fallo del *gasket* o junta de estanqueidad exterior, sea radial o circunferencial.

- Filtraciones a través del tapón situado en el centro de cada dovela para la reinyección del *gap*: indican, en general, un relleno insuficiente en la zona.
- Filtraciones a través de juntas entre dovelas: señalan un fallo del sellado tanto en el *gasket* interior como en el exterior, con posible relleno insuficiente en la zona.

#### 4.2. Filtraciones a través de los tornillos de unión de dovelas

##### 4.2.1. Descripción

Se producen al puentear el agua el *gasket* exterior de sellado (circunferencial o radial) y penetrar al interior del alojamiento del tornillo de unión de dovelas. La arandela del tornillo no es un elemento de sellado y permite el paso del agua al interior del túnel. Este hecho se amplifica al extraer todos los tornillos de sujeción de los anillos, operación usual tanto en un túnel de transporte, como en un túnel hidráulico.

Como se puede observar en la figura 14 el problema se origina al fallar el sellado del *gasket* exterior pero no así el interior, de modo que la única salida para la filtración es el tornillo.

Los caudales observados hasta ahora son mínimos, por lo cual en la mayor parte de los casos, son el origen de humedades localizadas en los tornillos (figura 15).

##### 4.2.2. Metodología del sellado

Se utilizarán diferentes metodologías en las actuaciones en estas zonas en función de la importancia de la filtración o goteo y de los resultados obtenidos en las actuaciones aplicadas sucesivamente.

Obviamente la pericia del operador intervendrá notablemente en la elección de un método u otro.

##### Sellado mediante tapón

Se utilizará este método de sellado en alojamientos de tornillos donde se detecten humedades y goteos pequeños.

Para ello se ha diseñado un tapón fabricado con silicona de alta densidad (figura 16) capaz de sellar completamente cualquier filtración. Por ser la silicona de alta densidad posee la elasticidad necesaria para poder adecuarse al alojamiento de entrada del tornillo, impidiendo así el paso del agua. La fabricación del tapón se realiza en color gris integrándolo en el entorno de cada segmento.

La colocación de este tapón se realiza por presión mediante un durmiente de madera y una maza de goma. Si fuera necesario para favorecer su inserción se impregnará en vaselina. Si por fallos geométricos el tapón no ha ajustado completamente al orificio del tornillo, se podrá aumentar su sección o diámetro mediante una cinta autovulcanizable en frío de silicona.

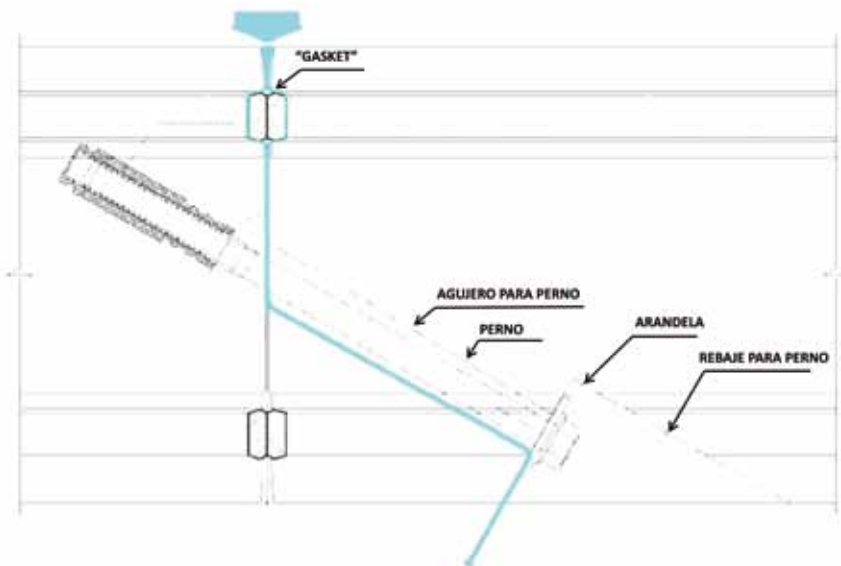


Fig. 14. Filtración a través del *gasket* exterior



Fig. 15. Filtraciones en tornillo de unión dovelas

Estos tapones se colocarán en todos y cada uno de los alojamientos que presenten filtraciones, partiendo desde el primer anillo colocado fuera del falso túnel hacia la TBM.

#### *Sellado mediante tapón+resina*

Este método de sellado se utilizará cuando se aprecien pequeños flujos continuos por el alojamiento del tornillo o cuando la aplicación anterior del tapón no haya sido suficiente.

En primer lugar, y previamente a la colocación del tapón de silicona, se obturará el alojamiento del tornillo mediante geotextil de 100 g impregnado de resina a base de poliuretano bicomponente o monocomponente y tras la introducción de la resina y el geotextil en el hueco del tornillo se cerrará el mismo con el tapón de silicona para intentar su sellado.

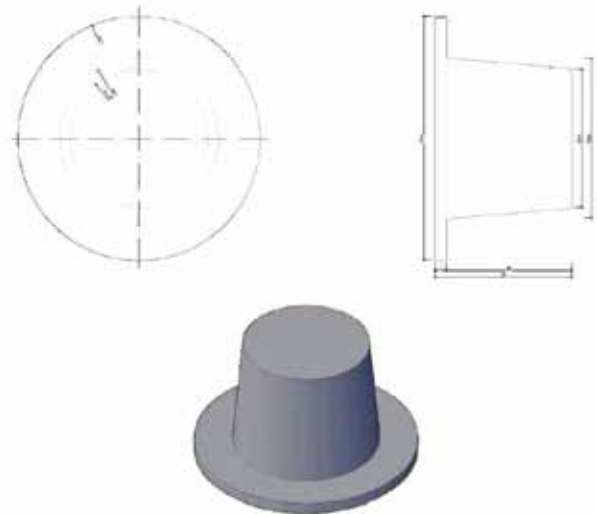


Fig. 16. Geometría tapón de sellado

#### *Sellado mediante obturador mecánico*

En caso de que las actuaciones anteriores no surtieran efecto se planteará una tercera vía, consistente en el cierre del alojamiento mediante un obturador mecánico provisto de una válvula de inyección (ver figura 17)

Una vez realizada la obturación se inyectará resina con una bomba hasta conseguir el llenado completo del alojamiento y la junta, de acuerdo con las fases señaladas en la figura 18.

Para la inyección del taladro se tendrá en cuenta lo siguiente: el volumen máximo de inyección se establece en unos 40 litros y, si se diera el caso de superar ese límite sin cerrar la filtración, se procedería a un estudio detallado del punto de afluencia.



Fig. 17. Obturador mecánico

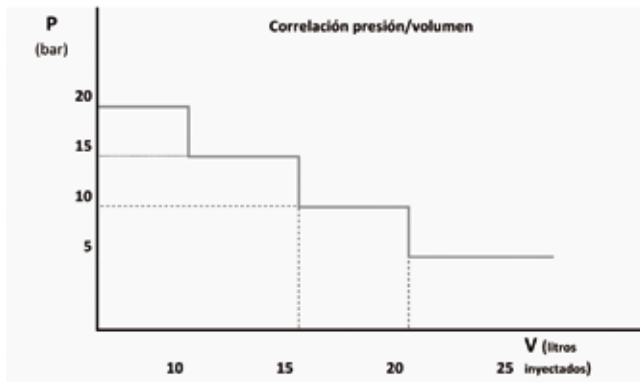


Fig. 18. Ley de inyección de resinas



Fig. 19. Casquillo de inyección

#### 4.3. Filtraciones a través del tapón de inyección

##### 4.3.1. Descripción

Estas filtraciones se producen a través del casquillo con tapón de cierre de la boca de inyección de cada dovela.

El casquillo para la reinyección del *gap* conforma un agujero ciego con un fondo de hormigón de 5 cm que es perforado en el caso de querer utilizarlo para realizar la citada reinyección (ver figura 19). Tras la perforación para efectuar la reinyección, el tapón debe de quedar completamente relleno para impedir cualquier filtración.

Las filtraciones de este estilo generalmente revelan una carga freática importante que muchas veces no se ve del todo taponada por haber quedado el *gap* con un relleno insuficiente.

##### 4.3.2. Metodología del sellado

Se llevará a cabo el sellado de estos puntos mediante un equipo móvil de inyección que no tiene por qué afectar al rendimiento del avance, incluso a la distancia máxima, porque se dispone de doble vía. La metodología a seguir, analizando para ello el equipo necesario y el material utilizado se describe a continuación.

##### Equipo de reinyección

El equipo de reinyección estará compuesto por:

- Una mesilla de 13 metros de largo para transporte de las estructuras que permitan el trabajo del personal.
- Otra segunda mesilla del mismo tamaño, provista de grupo electrógeno, compresor y plataforma elevadora.

- Una tercera mesilla similar, provista de mezclador y bombas con sus variadores y cuadros. Puede ser el equipo o banco de ensayos de Herrenknecht<sup>7</sup>.

- Una locomotora.

La composición irá provista de dos líneas de bombeo para posibilitar el trabajo simultáneo en dos puntos. El control de la inyección se realizará mediante la instalación de manómetros y caudalímetros, si no se usa el banco de ensayos.

##### Material a inyectar

Las reinyecciones que se efectúen fuera de la TBM y de su *back-up* en zonas con humedades se realizarán con bicomponente.

El motivo no es otro que el dar continuidad al material inyectado, es decir, introducir en el trasdós un material que no provoque juntas por las que pueda haber filtraciones y que confiera un alto grado de homogeneidad a todo el *gap*.

La dosificación del com. A prevista para la reinyección es: cemento 300 kg/m<sup>3</sup>, agua 825 l, retardante 1 % sobre el peso del cemento) y bentonita 40 kg/m<sup>3</sup>.

En cuanto al silicato se dosificará entre un 5 % y 6 % en función de los caudales encontrados.

El bombeo los componentes A y B se realizarán en modo no automático, es decir, las bombas irán provistas de caudalímetros de modo que se ajustará la proporción del com. B en función de los caudales aportados por la bomba que inyecta el com. A. En caso de variación de este último, se variará, según la relación anteriormente descrita, el otro componente.



### Procedimiento de trabajo

a) Definición de las zonas a reinyectar: previamente al comienzo de los trabajos se realizará un estudio consensuado con la ACO para establecer aquellas zonas que requieran de intervención, de entre las que se aprecien las humedades y goteos más significativos.

Todas las actuaciones se adecuarán a intervalos de anillos consensuados con la ACO, para poder observar a posteriori los resultados de los trabajos realizados en una determinada zona.

Las intervenciones en estos intervalos se realizarán hasta completarlas, evitando así la posible confusión al apreciar nuevas humedades en lugares diferentes a los inyectados. Las inyecciones se realizarán a través de los tapones de reinyección de las dovelas y por el punto más próximo a las fugas de agua.

A propuesta de la ACO, la zona elegida inicialmente para la puesta en marcha del procedimiento se situó entre los anillos 190 y 215.

b) Preparativos previos a la inyección: este procedimiento se llevará a cabo en todos los anillos donde se detecten humedades, con el fin de conseguir su perfecta impermeabilización. Las fases previas a la inyección serán:

- Retirada de tapones de inyección.
- Perforación del bicomponente mediante taladro con barrera continua para perforar el bicomponente existente en el *gap*, con el fin de facilitar la entrada de material.
- Colocación de bocas de inyección provistas de tajadera.

Una vez colocadas las bocas de inyección con sus tajaderas se procederá a la inyección en el orden siguiente:

- Se situarán las dos líneas de inyección en el anillo para inyectar el mismo de manera simétrica.
- El avance transversal de la inyección será desde la base a la clave mientras que el avance longitudinal en el intervalo elegido para las actuaciones será desde menos a más cota (contrapendiente).
- La inyección longitudinal avanzará una vez se haya inyectado el anillo transversalmente según la figura 20 adjunta.

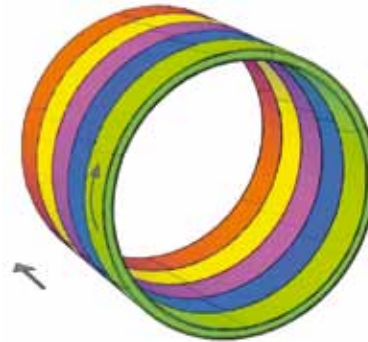


Fig. 20. Avance longitudinal y transversal de la inyección

c) Inyección 1ª fase: se comenzará la inyección regulando la cantidad de com. B inyectado en función de la cantidad de com. A y supervisando constantemente las presiones del bicomponente. La presión máxima en esta primera fase, en base a la experiencia obtenida con la reinyección dentro de la TBM, será de 4,5 bares.

Realizado lo anterior, se anotará en el parte el lugar de inyección, el caudal inyectado y la presión del bicomponente. Se realizará también una inspección ocular de los anillos anterior y posterior del intervalo para confirmar que no hay fugas ni transferencias de material de un anillo a otro.

Se repetirá este proceso sucesivamente desde la base hasta la clave, siempre comenzando longitudinalmente de menor a mayor cota, hasta terminar cada tramo o intervalo elegido.

d) Inyección 2ª fase: tras la primera inyección, y trascurrido al menos 24 horas, se procederá de nuevo a la perforación del bicomponente para facilitar la admisión de material en los mismos puntos anteriores.

Posteriormente, se reinyectará siguiendo la misma metodología anterior hasta alcanzar una presión máxima (sancionada por la experiencia) de 7 bares, anotando los datos de la inyección en segunda fase y una vez realizada la inspección ocular de la zona con resultado positivo, se dará por sellada la zona.

#### 4.4. Filtraciones a través de las juntas de dovelas

##### 4.4.1. Descripción

Esta filtración se produce por un fallo conjunto de los *gaskets* de sellado tanto el exterior como el interior de la junta de las dovelas.

Las dovelas afectadas por este hecho a lo largo del túnel son muy pocas, no obstante lo cual se describirá el procedimiento a seguir.

Se aplicará esta metodología una vez se hayan finalizado todas las intervenciones descritas anteriormente y sólo en el caso de que sigan existiendo zonas de aportación de agua al túnel a través de juntas de dovelas.

En general en los casos existentes las filtraciones no tienen un caudal apreciable por lo que se supone suficiente la metodología que sigue en la que se emplea solo resinas.

Si en el futuro se presentan caudales significativos, lo que sucede es que el defecto de los *gaskets* ha producido el lavado de parte del relleno del *gap* por lo que es recomendable aplicar primero la metodología citada para reducir dichos caudales en lo posible, añadiendo seguidamente la reinyección con componente a través del tapón como se expone en el punto 4.3 anterior.

Una vez terminada la reinyección, se deberá aplicar de nuevo la metodología que se indica en 4.4.2 para terminar el sellado.

#### 4.4.2. Metodología del sellado

La metodología de sellado de estas filtraciones se llevará a cabo mediante la inyección de resinas a través de obturadores mecánicos.

Tal y como muestra la figura adjunta, se realizará un taladro de diámetro aproximado de 17 mm. Dicho taladro se cerrará mediante un obturador de 17 mm a través del cual se inyectará resina con base de poliuretano hasta sellar completamente el espacio existente entre las dos juntas de dovela (figura 21).

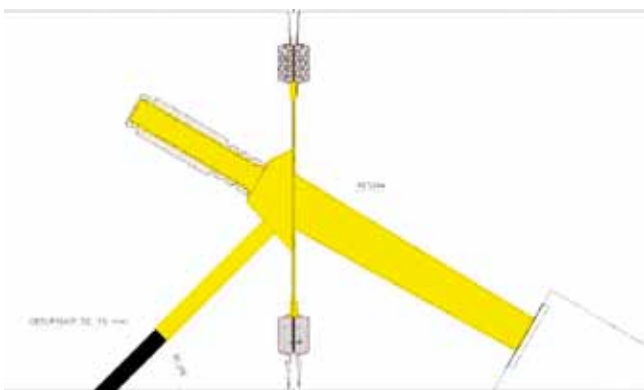


Fig. 21. Inyección en junta de dovela

Con la inyección de resina se conseguirá no sólo rellenar el espacio entre las juntas, sino también el alojamiento del tornillo de dovelas, por lo cual para realizar la inyección se deberá colocar antes el tapón de silicona en la boca del tornillo, con lo que se evitará la pérdida de presión en la inyección.

La ley de presiones y caudales será la misma descrita anteriormente para la inyección del alojamiento del tornillo.

#### 4.5. Conclusiones

Tras la aplicación de cada una de las metodologías anteriormente expuestas se procederá a realizar un seguimiento de la zona o intervalo en la que se ha actuado, teniendo cuenta que cada actuación que se realiza sobre una determinada zona puede llevar aparejados cambios en la ubicación de las filtraciones.

Por ello es probable que en un mismo intervalo se pueda llegar a tener que aplicar cualesquiera de las varias metodologías de sellado de filtraciones expuestas, debido a las diversas respuestas que pueden producirse ante las actuaciones realizadas.

### 5. Procedimientos aplicados en los anillos de emboquille y en los excavados a media sección (tramo mixto)

En la figura 22 siguiente se representa el tramo de los 36 primeros anillos colocados con el escudo, con los que se completará el falso túnel de la boquilla, más el de los 14 anillos del llamado tramo mixto (emboquille y avance en fases).

#### 5.1. Anillos de emboquille (14 m de túnel)

Durante esta fase, en los anillos situados fuera del escudo y que están dentro del túnel se inyectó bicomponente en los 120° inferiores aproximadamente. Esta inyección se realizó por las dos líneas más bajas asegurando el apoyo en la salida del escudo y evitando el asentamiento del anillo. Para conseguir el correcto llenado, se realizó un tape en la boca del túnel por la parte baja del anillo.

La inyección de estos anillos (que corresponden a las posiciones 37 y 38) se llevó a cabo simultáneamente con el avance de la TBM y en modo semiautomático.

Paralelamente, se estabilizó el anillo contra la gunita por la cara interior con redondos y placas ancladas a las dovelas inferiores y se cosió con la perfilera del mismo modo que los colocados en el falso túnel.

### 5.2. Anillos excavados a media sección (anillos n° 41 a 45)

Durante la excavación de estos anillos, se procedió al apuntalamiento y cosido como en la fase anterior.

La inyección de mortero se realizó como en la fase anterior por las líneas inferiores hasta rellenar los 120° aproximadamente. Como el hueco generado durante la excavación a sección completa es mayor que el tape de los flejes exteriores, no se utilizaron las líneas superiores ya que se corría el riesgo de que el mortero se desplazase hasta la cabeza. También puede ocurrir que salga por la boca del túnel.

Una vez excavado el anillo 47, todo el escudo estaba ya dentro del túnel a media sección. En este momento y con la TBM parada, se procedió a inyectar por las seis líneas el bicomponente. El porcentaje de dosificación del silicato fue el mismo que el que se utilizó en producción normal (buscando un tiempo de gel en torno a los 15 segundos). Se observó desde el interior del túnel la evolución del relleno del mortero abriendo los distintos tapones de las dovelas. Se tomaron datos de volúmenes, caudales y presiones para poder analizar estos parámetros con la evolución de la pendiente y relleno del mortero a escape libre.

Una vez que a través de las líneas del escudo no se pudo inyectar más mortero, se procedió a ejecutar el tape circunferencial en la boca del túnel para el posterior relleno desde la calle con hormigón o mortero convencional.

Antes de iniciar la excavación se aplicó el procedimiento de reinyección en uno de los anillos para comprobar la cantidad de mortero y las presiones de entrada de la lechada, anillo elegido en la zona teóricamente rellena por la inyección principal.

#### Excavación dentro del túnel a media sección

Una vez relleno completamente el trasdós de los primeros 14 metros de túnel, se procedió a iniciar la excavación hasta llegar al final del túnel convencional.

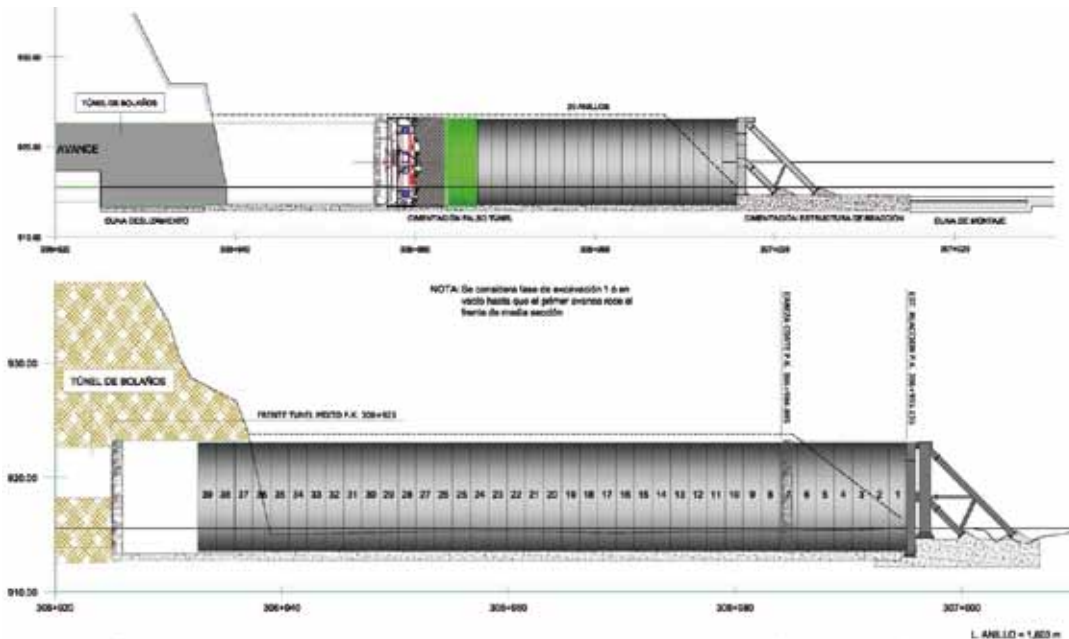
En esta fase, la inyección del bicomponente se realizó de manera normal a como se haría a lo largo del túnel.

Se abrieron los tapones de clave y hombros en todos los anillos para observar la evolución de la inyección.

#### 5.2.1. Control del llenado con micro cámara

Como comprobación adicional del llenado del gap durante la excavación de uno de los anillos a media sección, se aprovechó el orificio de inyección de la dovela situada en clave más próxima al escudo de cola para insertar una microcámara con el objeto de intentar registrar el ascenso del mortero a través del hueco del trasdós (figura 23).

La inyección se realizó a través de las cuatro salidas de mortero inferiores de forma simultánea hasta cortar por presión



**Fig. 22. Montaje del escudo, colocación de anillos del futuro falso túnel y anillos del tramo mixto de Bolaños**

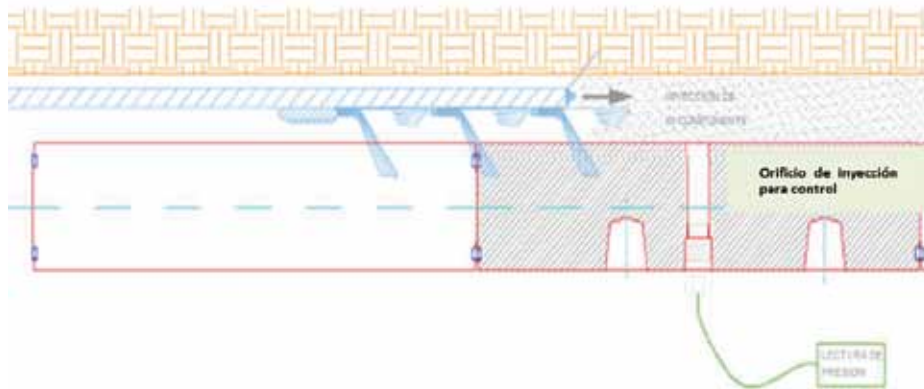


Fig. 23. Control de llenado con microcámara

o que el mortero alcanzase la microcámara del orificio de inyección de la dovela en clave, lo que indicaría que está lleno el anillo. A continuación, este orificio se tapó con su tapón correspondiente de inyección, y se continuó la inyección por las seis líneas hasta el corte por presión. De esta manera, se puede cubicar aproximadamente el volumen de un avance respecto del teórico.

### 5.2.2. Comprobación del procedimiento de reinyección

En esta fase durante dos anillos de cada ocho se aplicará el procedimiento de reinyección para comprobar la cantidad de mortero y a qué presiones entra la lechada (en el caso de que entre) en una zona teóricamente rellena en la inyección principal. Este dato arrojará los parámetros de corte (presiones y volúmenes) en las futuras reinyecciones a lo largo del túnel.

### 5.2.3. Comprobación con testigos

Como comprobación adicional al relleno en ésta fase, se procederá a realizar una campaña de testigos a través de los huecos de inyección de las dovelas. Estos testigos se extraerán en clave y hombros (cada seis anillos) y se harán pasados unos días para asegurar el correcto fraguado y, por consiguiente, la recuperación completa del testigo. Posteriormente, se procederá a sellar el hueco generado por la extracción del anillo.

## 6. Resumen de la producción

Para terminar, se incluyen los datos relativos a la producción desde origen hasta el 31 de mayo de 2014 de la obra del túnel de vía derecha.

### 6.1. Gráfico a origen de la obra de los avances mensuales

Como puede observarse en la figura 24, el avance del túnel ha alcanzado valores del orden de los 1.000 m/mes con una calidad del revestimiento que puede calificarse de óptima. La

evolución de la media del avance en los 30 días precedentes se puede ver en la figura 25 siguiente.

### 6.2. Reparto del tiempo útil a origen de la obra

Igualmente, el porcentaje dedicado a la excavación y sostenimiento respecto del tiempo útil total disponible supera ampliamente el 50 % como sucede en las obras más calificadas llevadas a cabo en diversos países en los últimos años. **ROP**

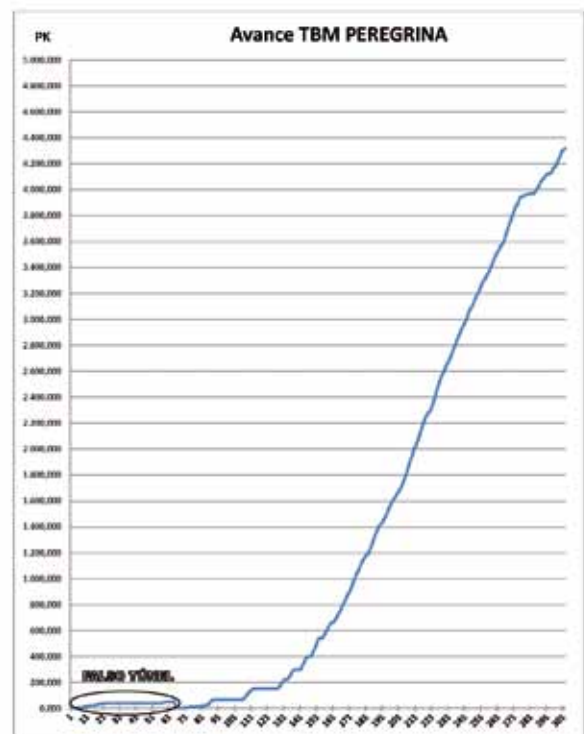


Fig. 24. Evolución de los avances mensuales a 30.06.2014

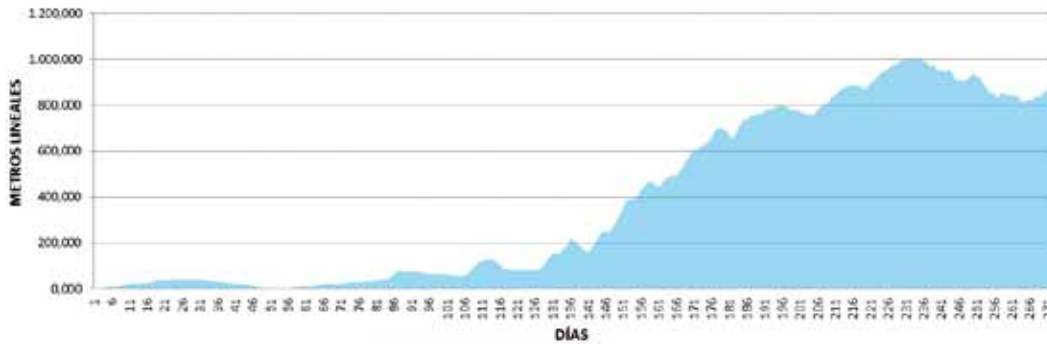


Fig. 25. Variación de la media en los 30 días precedentes

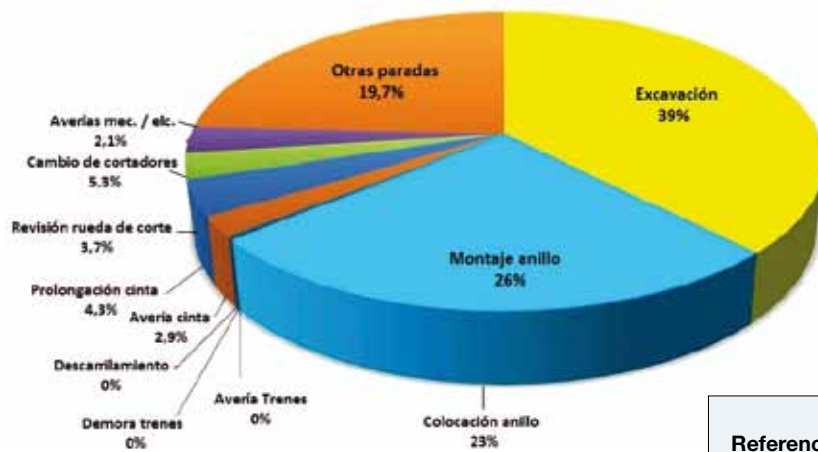


Fig. 26. Reparto del tiempo útil a origen de excavación del túnel

**Notas**

- (1) En todo lo que sigue se designarán los dos componentes con las abreviaturas com. A y com. B.
- (2) Se han ensayado también, con resultados muy satisfactorios, la THIXO BENTONITE 10 (VP) de SIKA y las BENTOAR 500 y BENTOAR GT de BASF.
- (3) Hasta ahora, la D. Obra ha autorizado rebajar la dosis de silicato sódico a un 5 % del peso de los aglomerantes en zonas con aportación de agua del terreno, con el fin de reducir el tiempo de gelificación del bicomponente y evitar su posible lavado.
- (4) Son cifras medias aproximadas que pueden variar sensiblemente.
- (5) Durante la excavación del túnel a media sección, se ajustarán estas presiones en función de la situación real.
- (6) Para el caso de los anillos excavados a media sección, los parámetros obtenidos servirán para ajustar los teóricos.
- (7) Fue el equipo utilizado para los ensayos previos y su capacidad se estima en unos 3,5 m<sup>3</sup>/h, cifra suficiente para las necesidades usuales de estas actuaciones.

**Referencias**

- ADIF (Varios autores). Jornada Técnica sobre Túneles de la L.A.V. Galicia "Túneles De Vilariño-Campobecerros". A Coruña, noviembre 2013.
- Kucher, Matias. "Test for study the distribution of the component a within the 2 componente A+B layers". Edit. Herrenknecht AG. Schwanau (Alemania) 2010.
- Kucher, Matias. "Training system & service seminar: bicomponent back filling". (Curso en Londres). Edt. Herrenknecht AG. Schwanau (Alemania). Abril 2011.
- Lovat Inc. "Grouting method for soft ground. A/B grouting mix design". Edit. Lovat Inc. Toronto (Canada) 2005.
- Mendaña F. et al. "Relleno con bicomponente del gap de los anillos de dovelas en los escudos no presurizados". Revista de Obras Públicas. Madrid nº 3546 (Septiembre 2013).
- Reschke A, Noppenberger C. "Brisbane Airport link earth pressure balance machine. Two componenet tailsking grouting a new australian record". 14th Australian Tunnelling Conference. 2011.
- Vitale, M.G. et al. "Innovation in annular grouting at the euclid creek tunnel". Congreso RETC. Cleveland (Ohio) USA. Junio 2013.



**doka**

Los expertos en encofrados.

## Servicio llave en mano **Doka Full Service (DFS)**

Encofrado y mano de obra de un único proveedor,  
incluyendo la estructura de hormigón

### **Navalmoral, Cáceres:**

ejecución de pilas, estribos y tablero en el viaducto  
de 510 m para el paso de autovía EXA1



### **Falso túnel Urzaiz, Vigo:**

181 m de túnel incluyendo encofrado, ferrallado y  
hormigonado



### **Málaga, digestores anaeróbicos y edificio de digestión:**

exigentes plazos de ejecución cumplidos



Al contratar el servicio llave en mano DFS obtendrá seguridad en los costes y plazos de montaje; optimización de los recursos dirigidos por profesionales; coordinación completa durante todo el proceso y flexibilidad durante toda la obra. **DFS: compromiso con el cliente desde el principio hasta el final.**

 [twitter.com/encofradosdoka](https://twitter.com/encofradosdoka)

 <http://encofradosdoka.com>

 [youtube.com/dokaencofrados](https://youtube.com/dokaencofrados)

# Rehabilitación de los túneles de Niévares (Asturias) por las patologías derivadas del depósito de sales carbonatadas en su sistema de drenaje



**César Fernández-Nespral Pérez**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias



**Carlos S. Oteo Mazo**

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Catedrático de Ingeniería del Terreno



**Pedro R. Sola Casado**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Ingeniería de Infraestructuras y Túneles

## Resumen

Se describen los trabajos de reparación llevados a cabo por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento en los dos túneles de Niévares, de dos carriles cada uno, dentro de la Autovía del Cantábrico, cerca de Gijón (Asturias). En ambos túneles se presentaron diversas patologías, debidas a la presencia de materiales carbonáticos, cuya disolución y arrastre llevó a colmatar los drenajes y originar empujes adicionales sobre el revestimiento (diez años después de la entrada en servicio), tanto en hastiales como en solera. En este trabajo se describen las anomalías detectadas y las actuaciones ejecutadas tanto de refuerzo y drenaje del revestimiento, como de mejora del sistema de evacuación del agua captada, iniciando el estudio del efecto mitigador del ácido poliaspártico en los depósitos calcáreos. Toda la actuación se ha realizado cerrando al tráfico, alternativamente, cada túnel.

## Palabras clave

Reparación de túneles, tratamientos del terreno, instrumentación de túneles, reconocimiento con georadar 3D, sistemas de drenaje, depósitos de sales carbonatadas, sustancias mitigadoras de la precipitación calcárea

## Abstract

*The article describes the repair works undertaken by the Spanish Highway Department of the Ministry of Development at the two dual-lane Niévares tunnels on the Cantabria Motorway, close to Gijon (Asturias). Both tunnels revealed a series of problems due to the presence of carbonate materials, and where the dissolution and run-off of the same led to blockages in the drainage and the production of additional stress on the tunnel lining (ten years after the tunnels had come into operation), both in the side walls and on the tunnel floor. This article describes the anomalies detected and the work carried out to strengthen and drain the lining and to improve the system for the removal of collected water, as well as the initiation of a study into the mitigating effect of polyaspartic acid in the limestone deposits. These works have all been carried out by alternately closing each tunnel off to traffic.*

## Keywords

*Tunnel repair, Soil treatment, Tunnel Instruments, 3D Georadar survey, Drainage systems, Carbonate salt deposits, Mitigating substances of calcareous precipitation*

## 1. Introducción

El tramo Gijón-Villaviciosa de la Autovía del Cantábrico (A8), inaugurado en febrero de 2004 por el Ministerio de Fomento, discurre entre las localidades de Infanzón (Gijón) y Grases (Villaviciosa). Dentro del tramo, destaca el túnel de Niévares con una longitud de 2.373 m, constituido por dos tubos, con dos carriles de circulación cada uno y arceños interiores y exteriores. Estos tubos, disponen de una sección pseudo circular de 100 m<sup>2</sup>, con un vano horizontal de 12 m y una altura de 8,30 m; ambos se exca-

varon en formaciones calcáreas con abundantes síntomas de karstificación.

Desde poco después de su entrada en servicio, se viene produciendo el depósito de sales carbonatadas en su sistema de drenaje, en el intradós de su revestimiento, e incluso en puntos del pavimento de sus calzadas, que al acumularse han llegado a obstruir los colectores, provocando su entrada en carga, así como sobrepresiones de agua tanto sobre el revestimiento, como sobre el propio firme. También existían

implicaciones negativas, para la propia funcionalidad del túnel; esto es, afecciones a la seguridad del tráfico, como pueden ser las deformaciones verticales y filtraciones por las fisuras en el firme, provocadas por las subpresiones hidráulicas, y la disminución del Coeficiente de Rozamiento Transversal (CRT), debido a la pátina de sales carbonatadas sobre algunas áreas del pavimento.

Ante estos síntomas y anomalías, la Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias decidió solicitar la declaración de Obras de Emergencia, a fin de cortar la evolución creciente de estos procesos, y mejorar la situación mecánica del revestimiento y solera, así como la funcional del sistema de drenaje y el pavimento de la calzada. En mayo de 2013, se adjudicó a Geotecnia y Cimientos S. A. (GEOCISA) la realización de los trabajos tanto de mejora del drenaje, como de refuerzo estructural de ambos túneles.

## 2. Objetivos y metodología de las actuaciones

El conjunto de los trabajos ha tenido un alcance y desarrollo por fases, dirigido a lograr los siguientes objetivos:

a) Conocer y evaluar el estado y situación, tanto del revestimiento y la calzada de los túneles, como de su sistema de drenaje, obteniendo como resultado una tramificación longitudinal de los mismos, en función de la situación e intensidad de las patologías y anomalías existentes.

b) Identificar y caracterizar los procesos causantes de ese mal comportamiento, analizando su origen y estableciendo los principales agentes o factores que intervienen en los mismos.

c) Seleccionar las acciones y medidas más viables y eficaces, en lo técnico y económico, a fin de detener, e impedir si es posible, el desarrollo de esos procesos negativos para los túneles, eliminando sus consecuencias indeseables y revertiendo hasta cierto grado, las anomalías y patologías existentes.

d) Comprobar la importancia relativa de los posibles agentes desestabilizadores, así como la eficacia de las posibles acciones de mejora y refuerzo, mediante el análisis del comportamiento del revestimiento y solera con un modelo numérico de elementos finitos.

e) A lo largo de ambos túneles restaurar el sistema de drenaje para evitar la subpresión hidráulica sobre hastiales y sobre todo, en la solera y firme de la calzada.

f) En las zonas más afectadas por los sobreempujes, reforzar la resistencia y rigidez horizontal del revestimiento y la solera, a fin de mejorar su comportamiento frente a posibles subpresiones hidráulicas en el futuro.

g) Elaborar, de cara al futuro, un procedimiento de conservación y mantenimiento del sistema de drenaje, en el que además de las labores de limpieza de los drenes de captación y los colectores de desagüe, se incorpore la evolución de los parámetros físico-químicos del agua drenada, junto con el efecto reductor de la precipitación de sales carbonatadas, producido por el empleo de una sustancia inhibidora, colocada en algunas de las nuevas arquetas de los colectores de ambos tubos.

h) Y finalmente, llevar a cabo un periodo de seguimiento, con duración representativa y cercana, al menos, a un ciclo anual hidrológico, a fin de comprobar los resultados de las actuaciones de mejora realizadas, así como de disponer de suficientes medidas de los caudales y parámetros físico-químicos del agua drenada, para tomarlos como referencia, frente a los que se obtengan posteriormente, durante las tareas normales de la conservación y mantenimiento futuros de los túneles.

Dentro de la fase de actuaciones iniciales, la información de partida disponible (agrupada por la empresa que tenía a su cargo el mantenimiento del túnel) se ha aumentado y completado con una exploración geofísica, por medio de perfiles continuos longitudinales y transversales con la técnica de GEORADAR, a fin de evaluar el estado, y situación de posible deterioro, de las partes más afectadas del revestimiento y la calzada.

Una vez analizados los resultados del GEORADAR, y con objeto de “calibrar” y comprobar los mismos, se han efectuado perforaciones con recuperación de testigo, en la zona más dañada de la calzada del Tubo 1 (Gijón-Villaviciosa), para conocer con detalle el estado del firme y la solera de hormigón, así como la profundidad de la fisura longitudinal existente.

Asimismo, el comportamiento del revestimiento durante toda la duración de los trabajos se ha auscultado desde el inicio, tanto con la medida de convergencias, aumentando las secciones de medida ya existentes, como con el seguimiento de la apertura de las fisuras existentes más representativas.

Los resultados de la exploración con GEORADAR, y de esta última auscultación, unidos a la inspección visual del intradós del revestimiento y calzada, teniendo en cuenta la situación, frecuencia y magnitud de los daños, así como la cuantía y



grado de las infiltraciones y humedades superficiales en hastiales y calzada, han permitido realizar una tramificación longitudinal de ambos tubos, estableciendo los tramos en que se necesitaba la mejora en la captación del agua subterránea en el trasdós de hastiales y solera, y el refuerzo de la rigidez transversal del revestimiento y solera.

Por otra parte, los caudales, presiones y las características físico-químicas del agua infiltrada se han conocido, o tratado de medir, instalando caudalímetros en la salida de los colectores de ambos tubos, y manómetros en la boca de los drenes con mayor infiltración, así como tomando muestras del agua y de los depósitos salinos presentes en diversos lugares de los colectores.

Tras confirmar los análisis de laboratorio, el contenido, casi exclusivo, de sales carbonatadas en la composición de los depósitos y concreciones, se ha realizado un estudio específico de la experiencia existente en el uso de sustancias inhibitorias de la precipitación de este tipo de sales. De acuerdo con la experiencia internacional existente especialmente en Alemania, se ha elegido sal de ácido poliaspártico para realizar dicha prueba.

Dado que el proyecto del revestimiento considera drenado su trasdós, las filtraciones y humedades en las zonas más afectadas de ambos túneles, han llevado a considerar las presiones del agua freática, y los sobreempujes por alteración de los niveles margo-arcillosos del terreno envolvente, como las dos acciones principales causantes de las anomalías y daños.

Con estas premisas las actuaciones de mejora necesarias y más apropiadas, han sido las tendentes a lograr una situación drenada del trasdós de los hastiales, en todos los tramos con infiltración significativa, y además, en las partes con daños en hastiales y calzada, las que producen un aumento de la resistencia y rigidez transversal del revestimiento y solera.

El análisis de comportamiento, considerando esas acciones desestabilizadoras y las posibles mejoras, se ha realizado por medio de un modelo numérico, de elementos finitos con el código Plaxis-2D.

Se ha comenzado con un análisis retrospectivo de las fases seguidas durante la construcción, y se ha finalizado concluyendo, que la principal acción que explica la cuantía de las convergencias después de ella y los daños en hastiales y calzada, ha sido la subpresión del agua freática en el terreno envolvente.

Asimismo, según los resultados del modelo, el rebajamiento de estas últimas, como consecuencia del funcionamiento correcto de la captación y desagüe del sistema de drenaje, debe dar lugar a una estabilización inmediata de las convergencias, y un aumento de la seguridad estructural del revestimiento y solera, además de eliminar casi en su totalidad, las infiltraciones y las humedades superficiales en hastiales y calzada.

Adicionalmente, el refuerzo con bulones subhorizontales de los hastiales alivia los esfuerzos de flexión y cortante en el revestimiento y solera, mientras que los bulones verticales de arriostramiento de la solera, son eficaces principalmente en caso de mal funcionamiento del sistema de drenaje, y con la nueva aparición de subpresiones del agua freática en el trasdós.

Con esas conclusiones, las principales actuaciones de mejora en el sistema de drenaje han comprendido el refuerzo de la captación, mediante drenes californianos en los tramos de ambos tubos con manifestaciones significativas de existencia de agua en el trasdós, junto con la ejecución de nuevas arquetas en los colectores de evacuación, de modo que la separación entre ellas sea suficientemente pequeña para permitir la limpieza de mantenimiento de los conductos.

Además, en las zonas donde las deformaciones y daños del revestimiento han sido de mayor entidad, se ha aumentado la rigidez y resistencia de los hastiales arriostrándolos transversalmente con bulones activos.

Finalmente de cara a lograr el buen funcionamiento del sistema de drenaje, de modo seguro y normalizado, se ha realizado un estudio analizando los factores físico-químicos, que intervienen en la formación de depósitos carbonatados, y el efecto inhibitorio sobre ellos del ácido poliaspártico dispuesto en algunas de las nuevas arquetas de los colectores, que ha permitido definir un nuevo procedimiento, para mantenimiento y conservación del sistema de drenaje, estableciendo, tanto las tareas de inspección y limpieza a realizar, como la frecuencia de las mismas.

### **3. Información de partida**

#### *3.1. Geotecnia y secciones tipo del túnel*

Los túneles ubicados entre los PKs 362+910 y 365+283, atraviesan las series carbonatadas del Jurásico inferior, que está caracterizado por una alternancia de calizas, dolomías y margas. Las características principales de dichos materiales se exponen a continuación:

- Calizas:
  - Aspecto ‘tableado’ y juntas rellenas de arcilla
  - Fuerte meteorización
  - Gran variación del RQD
  - Fenómenos de karstificación, frecuentes cavidades rellenas de arcillas de descalcificación
  - Contenido  $\text{CaCO}_3 = 50\%$
  - RCS entre 142 y 800  $\text{kg/cm}^2$
  - Grado de meteorización entre II y V en la clasificación ISRM (VI es la máxima meteorización)
- Arcilla de decalcificación:
  - Arcillas de plasticidad media, con LL del 50 % y un IP del 28 %
  - Índice de Hinchamiento (E. Lambe) = 0,702  $\text{kg/cm}^2$  y CPV 5,9 % (material crítico)
- Margas arcillosas:
  - Por el contenido en carbonato, que es inferior al 15 %, predominan las arcillas margosas sobre las margas arcillosas, lo que va a ser determinante en su comportamiento

- Contenido  $\text{CaCO}_3 < 15\%$  = arcilla margosa
- RCS entre 1,35 y 17,28  $\text{kg/cm}^2$
- GM entre III y V en la clasificación ISRM
- Índice de Hinchamiento (E. Lambe) entre 0,026 y 0,052  $\text{kg/cm}^2$  = No crítico

Construidos con la técnica del Nuevo Método Austriaco (NATM), se utilizaron un total de nueve tipos de secciones de sostenimiento, dado el seguimiento de detalle que se hizo durante la obra y los problemas acaecidos. Dichas secciones se exponen en la Tabla 2 adjunta, y su mayor número, respecto a las seis del proyecto, da idea de las dificultades encontradas durante la excavación.

Durante la excavación se encontraron signos evidentes de karstificación (cuevas, litoclasas con signos de lavado y alteración química, etc.). Además fue necesario utilizar, en algunas zonas, solera provisional en el avance, dados los movimientos horizontales de los hastiales, provocados, generalmente, por la existencia de tensiones horizontales naturales; en esas zonas se dispuso, al ejecutar el revestimiento, una contrabóveda de hormigón, en una longitud aproximada

SECCIÓN TIPO	APLICACIÓN	RMR	ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS					
			LONG. PASE	HORMIG. PROYECTADO	ARMADURA	BULONES (Longitud=4m)	CERCHAS	CONTRABOBEDA
S1	Caliza masiva. Calidad aceptable a buena.	> 60	4 m	5 cm	-	2 x 2 m		
S2	Caliza masiva. Calidad aceptable.	45-80	3-4 m	10 cm	Fibras de acero.	1,5 x 1,5 m		
S3	Calizas y dolomías de calidad y fracturación media.	30-45	2-3 m	20 cm	Mallazo 2 capas.	1,5 x 1,5 m		
S4	Margas sanas. Zonas Kársticas o muy fracturadas.	20-30	1,5 m	24 cm	Mallazo 2 capas.	1,5 x 1 m	TH-29 1,5 m	
S5	Zonas fracturadas en calizas. Margas alteradas.		1 m	24 cm	Mallazo 2 capas.	1,5 x 1 m + 1 en pie de cercha (avance)	TH-29 1 m	S 5A: (SI) S 5B: (NO)
S6	Zonas de Emboquilles.		1,1 m	30 cm (bombeado)	-	1 bulón L=6 m, en pie de cercha (avance)	HEB-180 1 m	S 6A: (SI) S 6B: (NO)
S7	Zona de margas alteradas.		1,1 m	30 cm (bombeado)	-			SI
S8	Margas sanas. Zonas Kársticas o muy fracturadas.	20-30	1,5 m	29 cm	Mallazo 2 capas.	1 bulón L=6 m, en pie de cercha (avance)	TH-29 1,5 m	
S9	Paso de fallas en calizas. Margas ligeramente alteradas.		1,5 m	29 cm	Mallazo 2 capas.	1 bulón L=6 m, en pie de cercha (avance)	TH-29 1 m	S 9A: (SI) S 9B: (NO)

Tabla 2. Tipos de sostenimiento utilizados durante la excavación

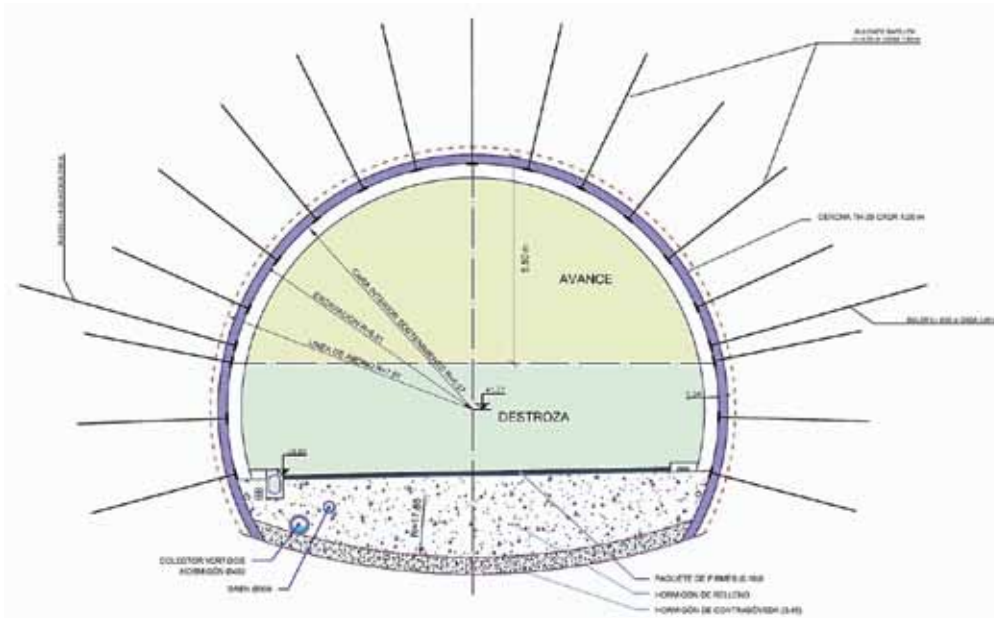


Fig. 1. Sección tipo con contrabóveda

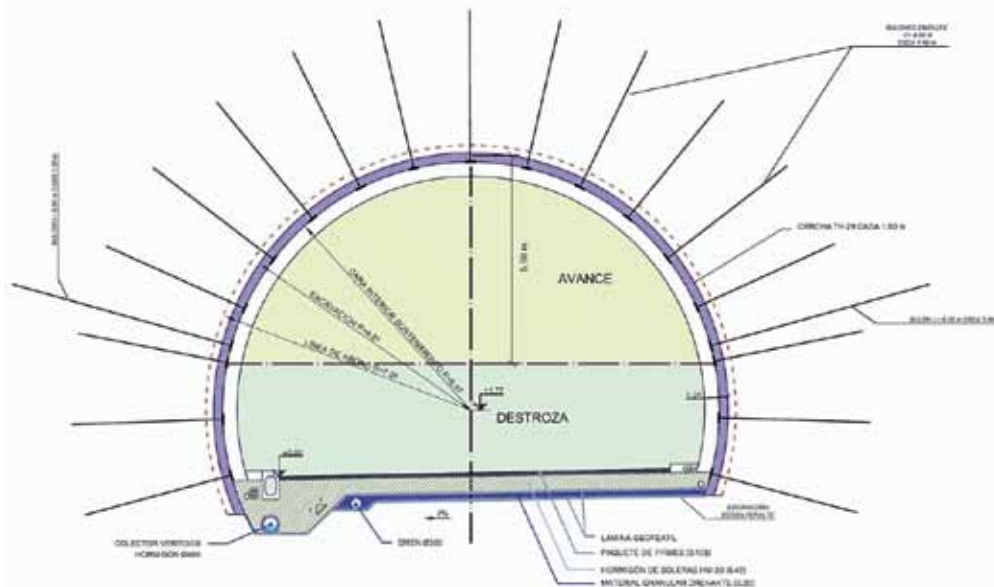


Fig. 2. Sección tipo con solera

del 15-20% del túnel (Fig. 1). En el resto se dispuso solera plana de hormigón en masa, sobre una capa drenante de 20 cm de espesor (Fig. 2).

### 3.2. Sistema de drenaje y sus modificaciones

El proyecto incluía un drenaje por gravedad, favorecido por la pendiente topográfica continua (sin punto bajo), que consta de dos colectores principales (figuras 1 y 2): a) Colector de vertidos, situado en el hastial izquierdo, con un caz de

recogida a nivel de firme; dispone de pequeñas arquetas de registro con cierre hidráulico, y b) colector de filtraciones para recoger las aguas procedentes de los drenes colectores y de la manta drenante; no dispone de arquetas de registro situadas en puntos intermedios.

Al poco tiempo de la entrada en servicio, se apreció existencia de obstrucciones importantes de carbonato cálcico en los tubos que conformaban el sistema de evacuación de



Fig. 3. Obstrucción en las canalizaciones del túnel

las aguas (Fig. 3). Debido a la ausencia de arquetas intermedias en el colector de filtraciones, se tuvo que conectar este último (ya anulado en diversos puntos por la citada acumulación mineral) al colector de vertidos, para lograr la evacuación de todas las aguas existentes, y así mantener la seguridad en el tráfico rodado (Fig. 4).

### 3.3. Patologías existentes

La deposición y acumulación de carbonato cálcico ha provocado la formación de barreras sólidas, a veces de magnitud considerable, las cuales impiden el correcto funcionamiento de los sistemas de drenaje, tanto de los drenes colectores y del colector de filtraciones, como del colector de vertidos, conectado a este último. Además se han detectado diversos movimientos y deformaciones en el revestimiento y daños (fisuras) en hastiales y calzada.

La carbonatación no solo ha taponado, en parte, el tubo-dren bajo solera sino que ha disminuido fuertemente la permeabilidad de la grava que se dispuso bajo ella para captar el agua y ser evacuada por el dren. Posiblemente debido a la pérdida o disminución de la capacidad drenante del túnel, se ha producido un aumento de la subpresión actuante sobre el inicio de los hastiales y la solera del revestimiento.

A finales del año 2012, por parte de la empresa de conservación, se procedió a la medida de convergencias en

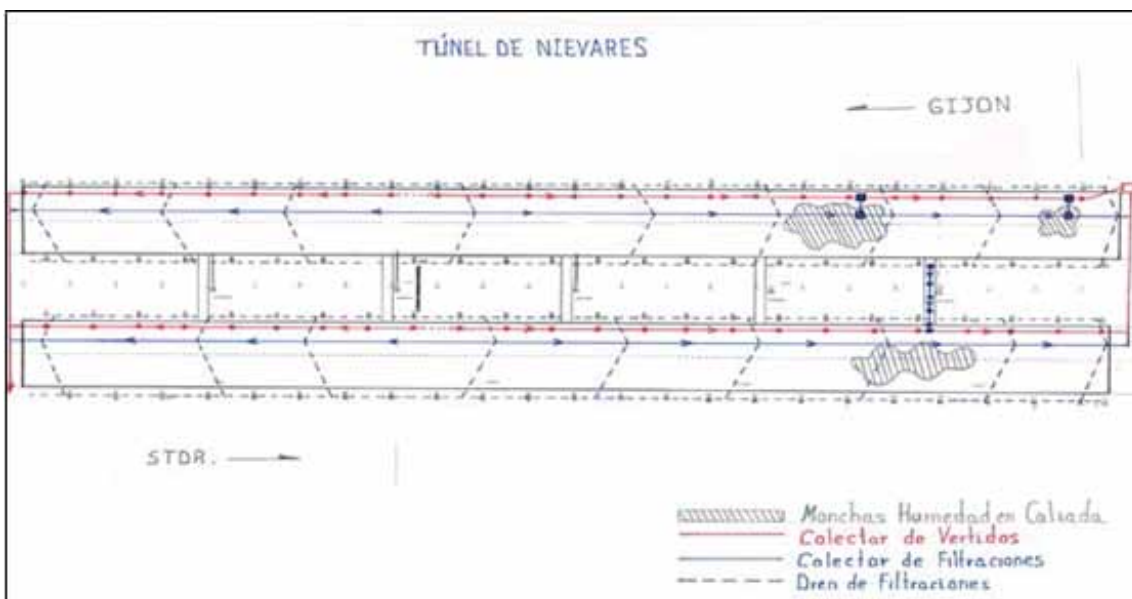


Fig. 4. Esquema del funcionamiento actual del drenaje en los túneles de Niévares

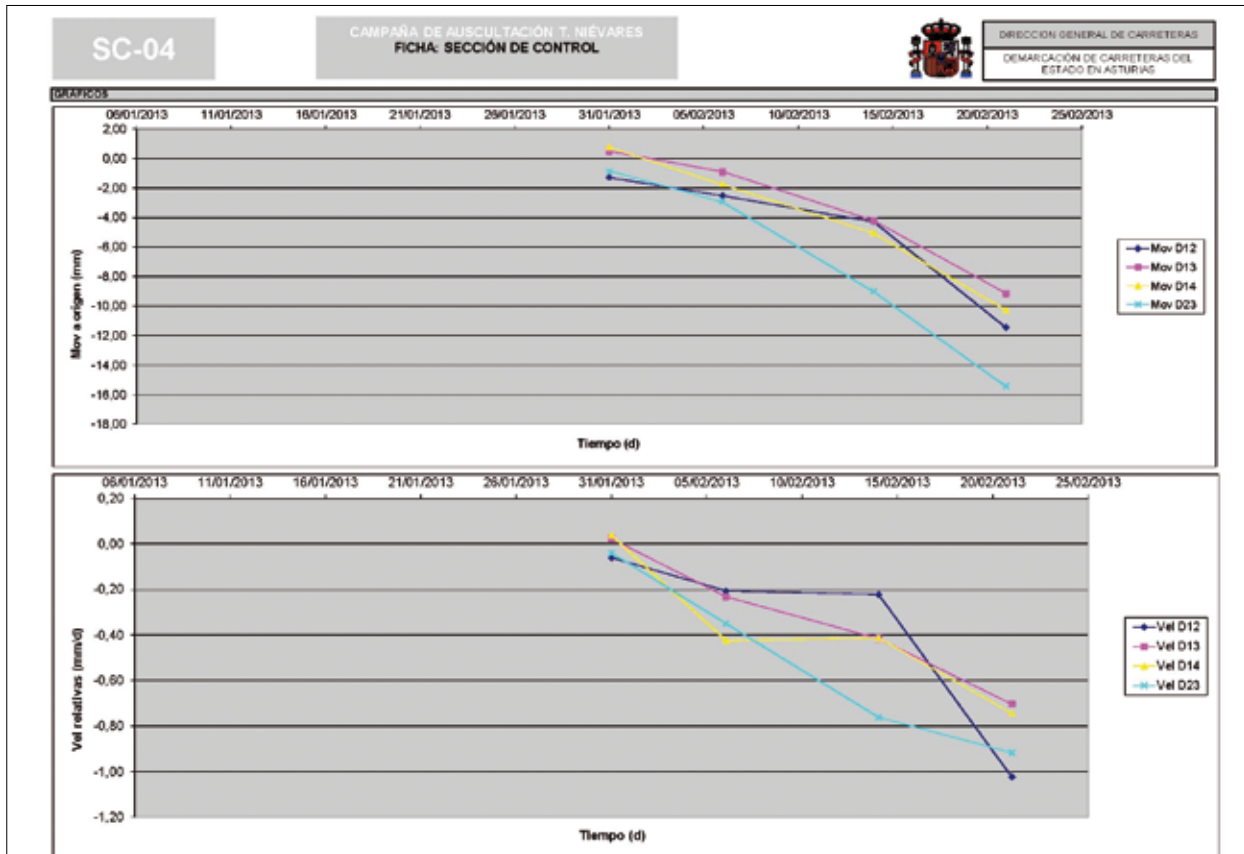


Fig. 5. Movimientos medidos en la sección de convergencia SC-04

secciones transversales del revestimiento, a través de cinta extensométrica. En concreto se dispusieron, inicialmente, cinco secciones equidistantes cada 30 m entre los PKs 363+412 y 363+532, en el tubo A (sentido Villaviciosa), en correspondencia con la zona de las fisuras longitudinales en el pavimento.

La medida cero se realizó en enero de 2013, y tras cuatro lecturas, a finales del mes de febrero del mismo año, se apreciaban tendencias claras de acortamiento en todas las cuerdas con unos valores máximos de cierre en la cuerda horizontal (cuerda 2-3) del orden de los 15 mm, y velocidades máximas del orden de 1 mm/día (Fig. 5).

Las de fisuras longitudinales en la superficie del firme, aproximadamente de 8 a 10 m de extensión y hasta 45 cm de profundidad, prácticamente en el centro de la sección, se detectaron en varios tramos del revestimiento con solera (no en las zonas con contrabóveda). Así mismo,

en las zonas circundantes a dichas fisuras se observó exudación de agua (probablemente por su acumulación bajo la solera) y su posterior filtración al firme, lo que con el tiempo provocaba la formación de una "pátina" muy fina de carbonato, la cual a su vez produce una reducción del CRT en el pavimento.

En los hastiales de esas mismas zonas, se apreció la formación de fisuras, formando aproximadamente un ángulo de 45°, y con su arranque en las juntas de los anillos de hormigonado del revestimiento.

A través de las fisuras de la calzada y de los hastiales se producía la acumulación de agua en la calzada, que generaba la posibilidad de hidropneumático. (Fig. 6). Ante el aumento de la subpresión hidráulica actuante sobre el inicio de los hastiales y la solera del revestimiento, tuvieron que realizarse taladros de alivio en el firme, los cuales, al ejecutarse, provocaron una surgencia de unos 80 a 100 cm de altura.



Fig. 6. Filtraciones que generaban presencia de agua sobre el pavimento

#### 4. Actuaciones iniciales

Tras el análisis de la información disponible, se investigó el estado del revestimiento, mediante la prospección geofísica con GEORADAR 3D Multifrecuencia, empleando una antena 3D de nueve canales, con toma de datos cada 1 cm a lo largo de perfiles longitudinales, en hastiales y calzada (Figs. 7 y 8).

Como resultado del análisis de los datos registrados se ha podido concluir:

a) En hastial: El revestimiento de hormigón presenta un trasdós con un claro reflector, lo que supone espesores para el mismo entre 18 y 61 cm, con un valor medio de unos 43 cm (Fig. 9). La atenuación de las ondas de radio detrás del

revestimiento indica el grado de humedad presente en el terreno, y con ella, se han definido cinco niveles o categorías a lo largo de los perfiles analizados, existiendo tres zonas del trasdós aparentemente más húmedas.

b) En calzada: Se ha determinado un espesor de firme de unos 10 cm, compuesto por dos capas, encima de otra capa con armado muy denso (15 cm entre redondos) a unos 15 cm de profundidad total, que se asocia al cosido entre elementos de la solera de hormigón. Se ha obtenido una caracterización del agua existente en el firme, mediante la atenuación de las ondas de radio, y el punto con mayor humedad se ha situado en el PK 363+517 del tubo A (sentido Villaviciosa). Se han podido identificar también una serie de anomalías, asociadas probablemente a procesos



Fig. 7. Geo-radar 3D Multifrecuencia

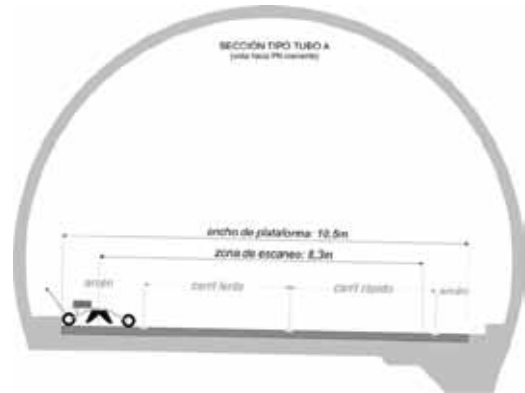


Fig. 8. Diagrama de la posición de los barridos realizados con la antena de Georadar

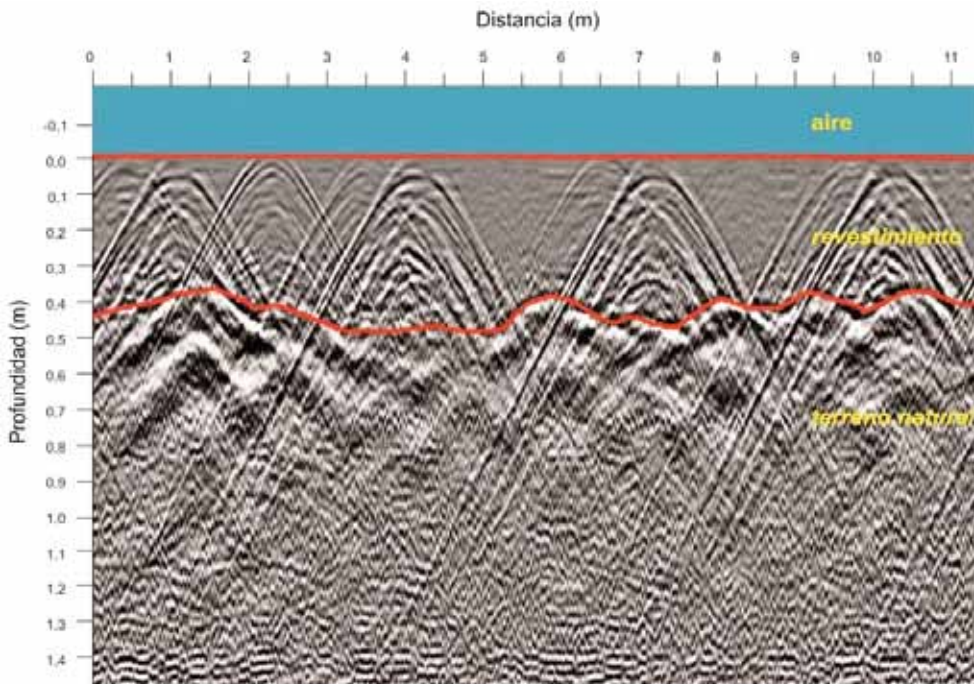


Fig. 9. Fragmento del radargrama correspondiente al canal 1 del perfil superior en hastial



Fig. 10. Imágenes de la zona de extracción de los diferentes testigos

de fisuración y flexión de la plataforma, que tienen mayor importancia en ese tubo A, donde se ha determinado una fisura longitudinal en solera, hasta 15 cm de profundidad, que se corresponde con la grieta en superficie de la capa de rodadura, entre los PKs 363+467 y 363+480. En el tubo B (sentido Gijón) tan solo se ha identificado una posible fisura en la solera del PK 363+464,5, que produce una reflectividad anómala muy concentrada, debido a la circulación del agua.

En las fisuras sobre la calzada, se decidió la realización, de taladros con toma de testigo para verificar el estado y alcance de las mismas. Se perforaron 8 taladros con testigo en el firme del tubo A (sentido Villaviciosa), con 45 cm de longitud, los cuales ratificaron la continuidad de dicha fisura hasta la solera de hormigón, con una alta probabilidad de que esta también se encuentre fisurada totalmente. Las fotografías de la Fig. 10 ilustran la continuidad de la fisura en el pavimento dentro de la solera de hormigón.

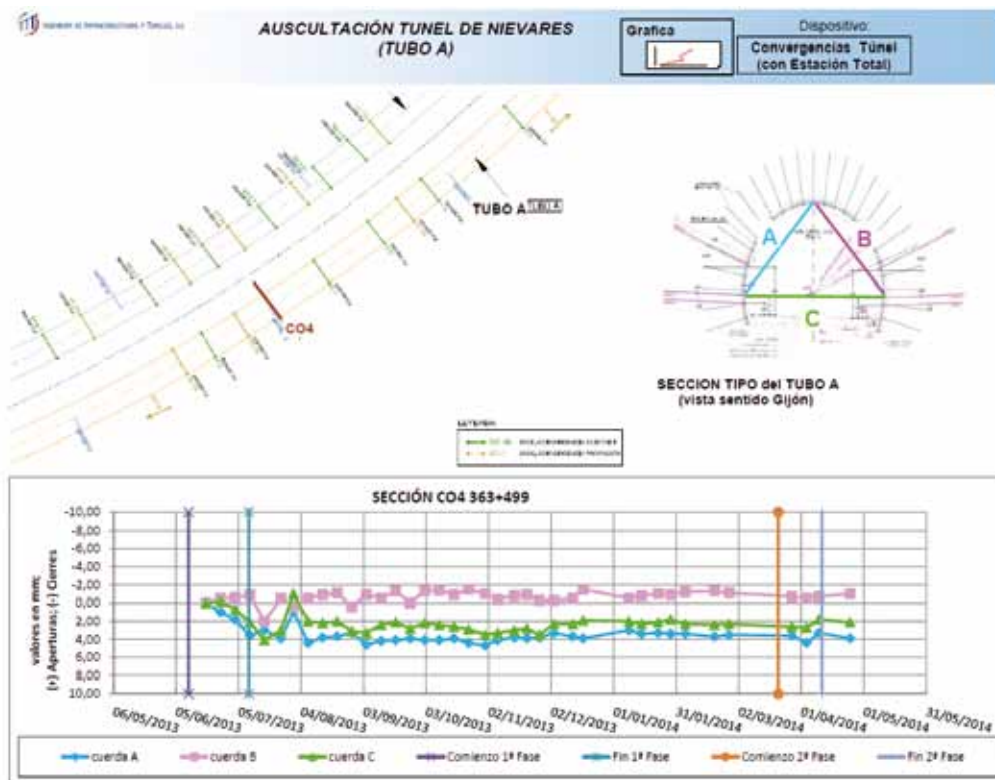


Fig. 11. Evolución de las convergencias en la sección CO-4 del tubo A

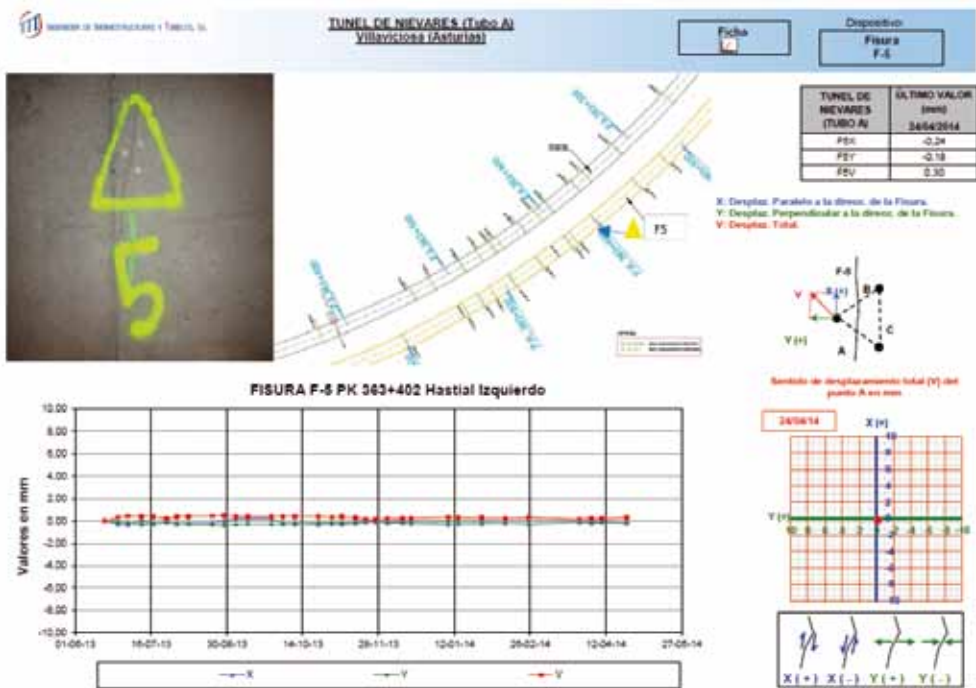


Fig. 12. Seguimiento de la fisura F-5 de hastiales



Como complemento de las secciones de medida ya existentes, y para valorar con mayor detalle la eficacia de las actuaciones de mejora, se instalaron nuevas secciones transversales, en ambos tubos, para medida de las convergencias con una distancia entre ellas de 30 a 50 m (Fig. 11). Además, para seguir la evolución de la apertura de las fisuras, se decidió la instalación de auscultación de precisión (fisurómetros) en las existentes en los hastiales (Fig. 12).

A partir de toda la información anterior, se ha clasificado la longitud total de ambos túneles, diferenciando los tramos donde era significativa la existencia de filtraciones y humedades, por un lado, y donde lo son por el otro, los daños y los movimientos de convergencia, tanto en el revestimiento como en la calzada.

### 5. Medida de caudales y análisis del agua infiltrada

Se han realizado medidas in situ de la calidad de las aguas de drenaje, así como toma de muestras para su análisis en laboratorio. Las medidas in situ se realizaron durante el periodo de junio de 2013 a abril de 2014. Las determinaciones analíticas en laboratorio se realizaron en las muestras obtenidas en campañas, que tuvieron lugar en julio y julio de 2013, y en marzo y abril de 2014.

En las muestras de las cuatro campañas se han determinado los siguientes parámetros químicos: a) GENERALES: pH,

conductividad, Dióxido de Carbono libre. b) CATIONES y ANIONES: Carbonatos, Bicarbonatos, Cloruros, Sulfatos, Sodio, Potasio, Calcio y Magnesio. Además en las campañas de marzo y abril de 2014 se añadieron los siguientes parámetros: Dióxido de Carbono agresivo y Nitrógeno total (Kjeldahl).

A partir de los resultados analíticos obtenidos, se han representado las gráficas de comparación de los valores de pH obtenidos frente a los de conductividad y de contenidos de calcio, magnesio y potasio. En la Fig. 13 se muestra, a manera de ejemplo, la relación calcio-pH. Además en ellas se han incorporado los datos de las aguas del macizo rocoso, obtenidos a partir de consulta realizada a la base de datos del IGME, y los obtenidos de la literatura para estudios similares en los Túneles de Koralm (Austria).

El interés de considerar estos parámetros deriva de que autores, como DIETZEL et al. en 2008, discriminan para procesos similares de calcificación, la composición de las aguas de drenaje analizadas en tres grupos: a) Similares a las aguas subterráneas del macizo local (con baja interacción con el sostenimiento); b) aguas de interacción con el hormigón proyectado (con alta alcalinidad); y c) y aguas de carácter intermedio. Según esa clasificación, las aguas del primer grupo presentan menores concentraciones de sodio y potasio, mientras que las aguas del segundo registran elevados valores de pH, e incrementos de las concentraciones

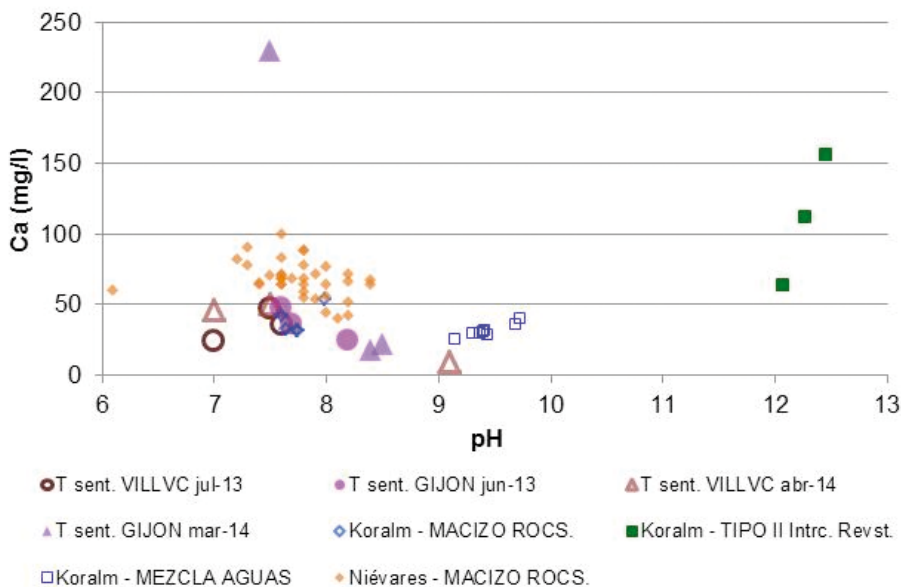


Fig. 13. Comparación calcio/pH de las Analíticas de aguas DURANTE las obras

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)



 **AQUALOGY**  
Where water lives

SOLUCIONES INTEGRADAS  
DEL AGUA PARA UN  
DESARROLLO SOSTENIBLE

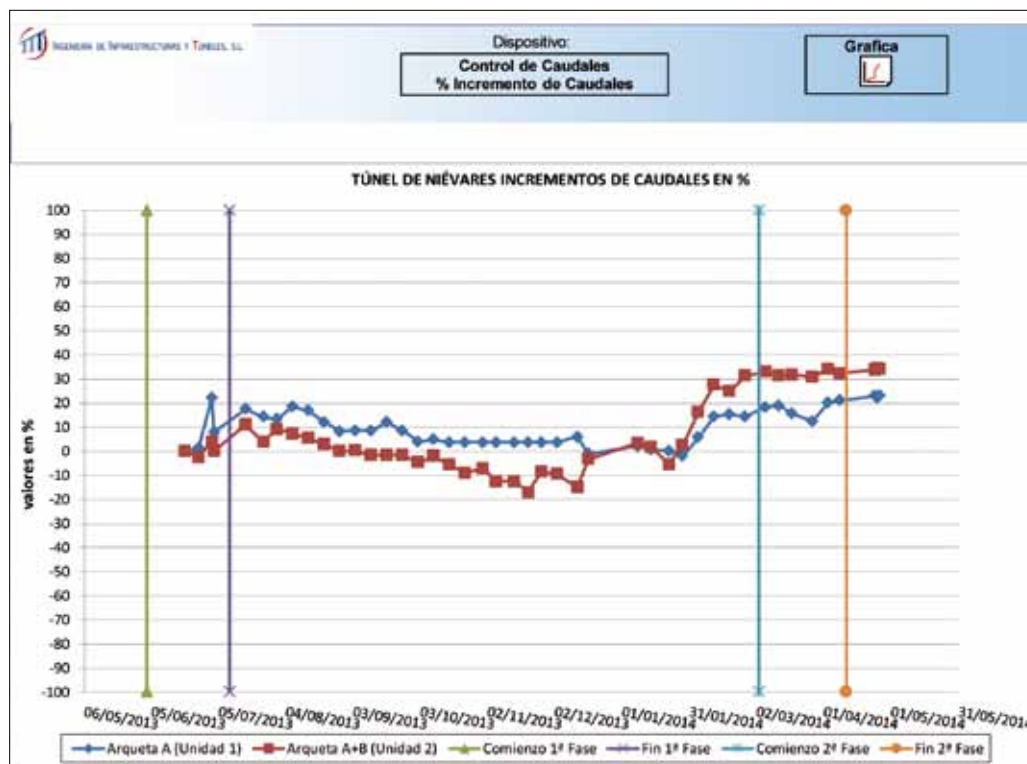


Fig. 14. Evolución del caudal evacuado por el colector del Tubo B (Unidad 1), y del total de ambos túneles (Unidad 2)

de calcio, sodio y potasio, acompañados de menores valores de magnesio y sulfatos.

En este caso, se observa que las aguas analizadas durante 2013, presentan unas características geoquímicas comparables a las del macizo local antes de la construcción de los túneles (la serie de datos del IGME corresponde a los años 1980 a 2001), y por tanto, pertenecen al primer grupo de los anteriores. En las campañas de 2014, los datos obtenidos presentan una situación parcialmente semejante a la inicial, pero se empieza a observar una cierta evolución hacia aguas de carácter intermedio, la cual es para el tubo B (sentido Gijón), menos acusada, pero con una mayor extensión, mientras que en el tubo A (sentido Villaviciosa) tiene mayor intensidad, pero con una menor presencia.

En cuanto a la medida de los caudales evacuados por los colectores del sistema de drenaje, se instalaron en las dos arquetas de salida de ambos túneles, sendos caudalímetros. Del análisis de los resultados, se observa un incremento de los caudales del orden del 20% en el tubo A (sentido Villaviciosa), y del 30 % en el tubo B (sentido Gijón), como consecuencia de las actuaciones de mejora del sistema de

drenaje, siendo la cuantía absoluta de los mismos de 1,5 y 1,9 l/s para los tubos A y B respectivamente, (Fig. 14).

## 6. Estudio de sustancias inhibidoras de la precipitación salina

La formación de incrustaciones calcáreas en el interior de los sistemas de drenaje subterráneo de túneles, y su influencia en las tareas de mantenimiento, es una problemática de creciente interés entre diferentes operadores de transporte a nivel internacional, a medida que han aumentado el número y el tiempo de servicio de túneles, que atraviesan macizos carbonatados con acuíferos naturales de entidad. Estos procesos de formación de obstrucciones calcáreas, suponen la aparición de incrementos significativos, incluso superiores a un 20 %, de los presupuestos de mantenimiento, debido a la necesidad de mayores frecuencias de las tareas de limpieza y/o reparación de los sistemas de drenaje subterráneo; y sobre todo, por la aparición de efectos negativos sobre el comportamiento del revestimiento y del firme de la calzada, lo que puede ser menos admisible. En los túneles actuales, se viene observando que la aparición de estos depósitos de incrustación es independiente del sistema constructivo empleado.

La estrategia de mantenimiento habitual, por parte de los operadores, para mitigar este problema ha sido el empleo de las tecnologías de limpieza y desobstrucción, similares a las usadas en las redes de alcantarillado. Esta estrategia acaba por llevar asociadas tareas de reparación, en la medida que los conductos y colectores pueden llegar a ser dañados por las frecuentes operaciones de limpieza, o de acondicionamiento del sistema de drenaje, para adecuarlo al uso de los métodos de limpieza disponibles.

En el ámbito de las infraestructuras civiles, entre los estudios pioneros, se encuentran los promovidos por el operador de ferrocarriles Deutsche Bahn AG, en conjunción con el Instituto de Ingeniería y Gestión de la Construcción (Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich). La finalidad de este tipo de estudios se ha dirigido a establecer, tanto los factores que determinan este proceso, como la definición de los criterios para optimizar la estrategia de mantenimiento preventivo y correctivo. Al día de hoy, se han identificado los diferentes factores intervinientes en el proceso; y han establecido recomendaciones en relación al diseño de los sistemas de drenaje subterráneo para el caso de túneles de nueva construcción, y a la optimización de las tareas de mantenimiento en túneles existentes.

Las variables identificadas como condicionantes del proceso de calcificación han sido las siguientes: los materiales empleados en la construcción; la variación del pH del agua por lavado; la presencia de zonas con mezclas de aguas; la temperatura; la aireación del agua drenada; las condiciones de ventilación existentes y las condiciones de evaporación.

Respecto a optimizar los sistemas de mantenimiento, las conclusiones aconsejan la combinación de los procesos de limpieza física, con la aplicación de agentes para la prevención de la calcificación, procedentes de los procesos industriales. El objeto es ajustar la frecuencia de las operaciones físicas de mantenimiento para reducir su impacto económico, y sobre la integridad de los elementos de drenaje subterráneo. Las pruebas piloto realizadas en túneles, han considerado la selección de agentes desincrustantes de origen industrial, que combinen un adecuado funcionamiento en la inhibición y disolución de las incrustaciones carbonatadas, con una alta afinidad de absorción y elevada biodegradabilidad para no inducir efectos perjudiciales para el medio ambiente. Estas pruebas piloto han considerado el uso de compuestos en la forma de sales sódicas de ácido poliaspártico, como lo más eficaz a este respecto.

## **7. Origen de las anomalías del revestimiento y posibles actuaciones de mejora**

A la vista de los daños y deformaciones en el revestimiento, así como de las infiltraciones y humedades en paramentos y calzada de ambos túneles, asociadas al mal funcionamiento del sistema de drenaje por las obstrucciones ya descritos, se concluyó que el origen de los problemas estaba en: a) las presiones del agua freática, al actuar sobre los hastiales y, especialmente sobre la solera de ambos tubos, dando lugar a sollicitaciones y esfuerzos no considerados en el proyecto constructivo; y b) en un cierto grado, en la alteración y reblandecimiento de los niveles más arcillosos y margosos del terreno, causados también por el agua acumulada en el trasdós del revestimiento y en la base de la solera, proceso que da lugar a una disminución de la rigidez del terreno encajante.

Por ello ha sido necesario restituir y mejorar, tanto el sistema de captación del agua freática en el terreno adyacente a los túneles en esos tramos afectados, como su evacuación a través de los colectores, todo ello de forma continua y permanente, sin obstrucciones por los depósitos de sales carbonatadas. Lo primero se consigue con la perforación de unos taladros subhorizontales de drenaje, tipo californiano, en el arranque de solera y en hastiales, los cuales han de limpiarse y mantenerse periódicamente para eliminar los posibles depósitos y mantener su capacidad de captación; mientras que lo segundo requiere la construcción de nuevas arquetas de acceso a los colectores de desagüe, de modo que pueda realizarse la eliminación de las obstrucciones existentes, y sobre todo, el mantenimiento periódico que impida su formación en el futuro.

Por otra parte, y adicionalmente, en los tramos de túnel donde los daños y deformaciones del revestimiento y solera han sido más importantes, ha debido restituirse y mejorar la resistencia y rigidez transversal de estos últimos, a fin de compensar el posible deterioro del terreno adyacente. Esta última finalidad se logra con bulones subhorizontales de arriostamiento en los arranques de la solera, y en los hastiales, pretensados con un carga cercana a su capacidad nominal, a fin de obtener su entrada en servicio, con movimientos muy pequeños de convergencia horizontal en el revestimiento.

## **8. Simulación numérica**

Para comprobar el alcance de estas acciones negativas, y de las actuaciones de mejora, se ha llevado a cabo una modelización numérica, bidimensional, con elementos finitos.

El desarrollo de estos cálculos ha partido de un análisis retrospectivo (“back analysis”), que explica las convergencias medidas, tanto al final de la construcción (unos 5 mm en horizontal entre hastiales), como el aumento medido, posteriormente y hasta el inicio de las obras de emergencia, en el tramo más afectado del tubo A (más de 15 mm); después ha considerado la acción de las presiones de agua y del deterioro del terreno, de modo independiente para valorar su importancia relativa; y finalmente, se ha comprobado la eficiencia de las posibles actuaciones de drenaje, así como del refuerzo con bulones del revestimiento.

Se ha estudiado la sección tipo S.8, la cual corresponde al tramo más afectado por las patologías descritas en el tubo A (sentido Villaviciosa), cuyo sostenimiento se indica en la Fig. 15. Esta sección se excavó en un terreno de transición entre calizas y dolomías (formación J.1) y margas brechoides (formación J.1.1), con una cobertera de unos 179 m, y con el nivel freático por debajo de la solera (a más de 14 m), durante la construcción. Para el modelo numérico de cálculo, se ha empleado el código informático de elementos finitos PLAXIS 8.6, de la Universidad de Delf. Los cálculos se han realizado considerando las diferentes fases de construcción, pues el estado tenso-deformacional final depende de la historia de cargas de los elementos finitos. El procedimiento de exca-

vación hasta llegar a la situación bidimensional de equilibrio, se ha simulado dividiendo la tensión inicial en dos partes, con la primera aplicada antes de ejecutar el sostenimiento, y la segunda actuando sobre este último.

En las fases constructivas, se han efectuado iteraciones variando los parámetros geotécnicos del terreno envolvente, hasta conseguir una convergencia horizontal de 2 mm tras el avance, y de 5 mm después de completar la sección del túnel con su revestimiento. Con el análisis retrospectivo para el final de la construcción, los parámetros geotécnicos obtenidos para el terreno han sido 5000 Mpa de módulo de deformación, 500 kN/m<sup>2</sup> de cohesión y 39° de rozamiento interno (típicos de una roca media), resultando un coeficiente de seguridad de 2,5, un momento máximo en revestimiento de 24 kN·m/m, y una compresión máxima en solera de 160 kN/m.

En la situación de servicio se ha estudiado la acción resultante al ascender el nivel freático por encima de la solera, dando lugar a presiones y filtraciones de agua en el revestimiento y solera del túnel, y de modo independiente, el efecto de reblandecimiento y deterioro del terreno, que aumenta los empujes al reducirse los parámetros geomecánicos del mismo.

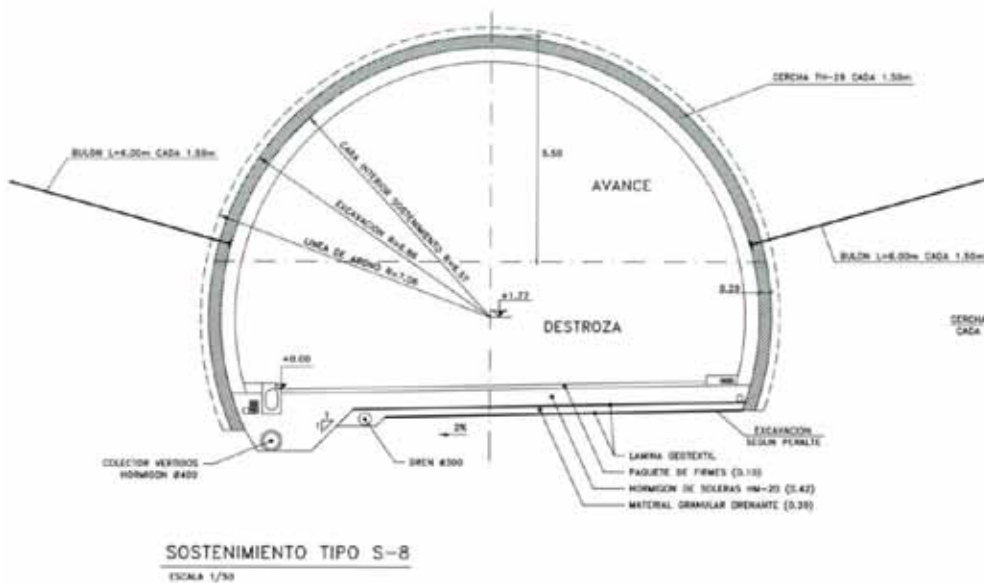


Fig. 15. Geometría y sostenimiento en la sección tipo S-8

En el análisis de influencia del nivel piezométrico, se han considerado ascensos del nivel freático de hasta 50 m sobre la solera, siendo el ascenso de unos 20 m al que corresponde un incremento de la convergencia horizontal en hastiales de 16 a 20 mm, en consonancia con los resultados de las medidas, antes del inicio de las actuaciones de emergencia. Con esta acción, probable al haberse producido surgencias de agua a presión por la solera y por la bóveda del revestimiento, el momento máximo en este último y la compresión sobre la solera, aumentan a 103 kN·m/m y 8.192 kN/m, mientras que el factor de seguridad baja a 1,19.

Por otra parte, la influencia del posible deterioro del terreno, para explicar aumentos de 12 a 16 mm en la convergencia horizontal de los hastiales, lleva a unos parámetros geomecánicos del terreno iguales a 400 Mpa de módulo de deformación, 1 kN/m<sup>2</sup> de cohesión y 31° de rozamiento interno, propios de una roca muy blanda o un suelo muy preconsolidado, lo que implicaría un grado de deterioro muy improbable. En este caso, el momento máximo en el revestimiento y la compresión máxima en la solera aumentan hasta 121 kN·m/m y 5.280 kN/m, resultando un factor de seguridad global de 1,21.

En consonancia con lo anterior, las actuaciones de mejora han consistido en secciones de drenes subhorizontales de

hasta 8,5 m de longitud con tres unidades en cada hastial, y bulones pretensados de hasta 10 m de longitud, con dos unidades en cada extremo de la solera y arranques del hastial (Fig. 16).

Para una altura de 20 m, caso pésimo más probable, los drenes y bulones producen una reducción de las presiones intersticiales, (Fig. 16) junto con una descarga del revestimiento, que incrementa el factor de seguridad hasta 1,36 (frente al 1,19 anterior), mientras que el momento flector máximo aumenta hasta 155 kN·m/m (frente a 103 kN·m/m), y la compresión máxima en solera baja hasta 5.510 kN/m (frente a 8.192 kN/m); es decir, esta última se reduce al 67 %. Por su parte, las convergencias horizontales en hastiales se reducen en 10 a 15 mm.

La otra situación tenida en cuenta ha sido el posible deterioro del terreno hasta los parámetros geomecánicos obtenidos anteriormente para explicar las convergencias horizontales posteriores a la construcción. En este caso, como es lógico, la mejora es menor, pues el factor de seguridad global es de 1,21 y los esfuerzos en el revestimiento son similares a los anteriores; mientras que la convergencia horizontal disminuye tan sólo en 1 a 2 mm.

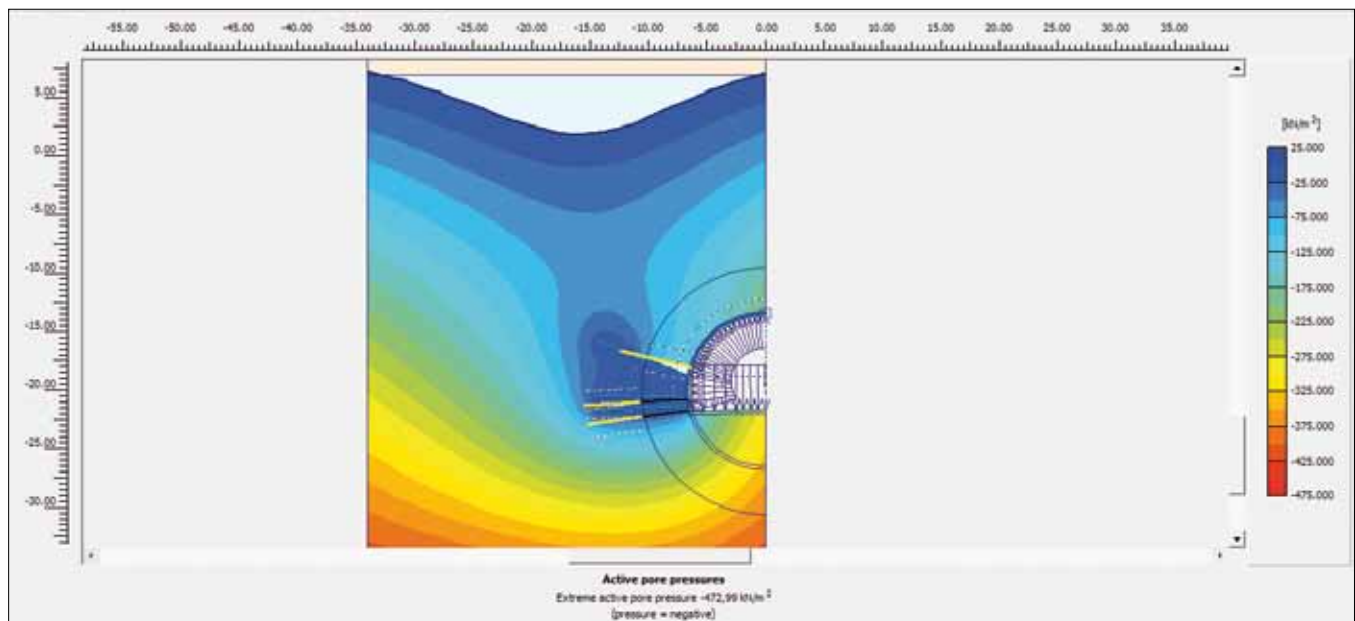


Fig. 16. Ejemplo de variación de la presión intersticial con el efecto de los drenes

Finalmente, se ha analizado también la adición de otros bulones verticales, arriostrando la solera frente al posible levantamiento. En la situación de ascenso del nivel freático, la reducción adicional en la convergencia es de 1 mm, la compresión en la solera baja a 3.850 kN/m, pero en cambio, el momento flector en el revestimiento sube hasta 161 kN·m/m. El factor de seguridad asciende hasta 1,49. En la situación de deterioro del terreno, la reducción en la convergencia es de unos 5 a 7 mm, el coeficiente de seguridad es de 1,33, y los esfuerzos en el revestimiento resultan de 190 kN·m/m para el momento flector, y 4.970 kN/m para la compresión en solera.

### 9. Actuaciones de mejora realizadas

#### 9.1. Mejora en Tubo A (Gijón-Villaviciosa)

En este tubo se han ejecutado secciones de drenes y bulones separadas del orden de 3 m. Cada sección consta de (Fig. 17): a) Tres (3) drenes de longitud hasta 8,5 m, situados en el lado entre túneles entre los PKs 363+173 y 363+591 (418 m); y b) Cuatro (4) bulones activos de longitud hasta 10 m, entre los PKs 363+400 y 363+556 (156 m), coincidiendo con la zona de fisuras en el pavimento. Como refuerzo en el PK 363+491 se ejecutó una sección de seis bulones, al existir una con mayor patología.

El drenaje del túnel se completó con la ejecución de drenes de longitud hasta 8,5 m, en el lado valle en las zonas donde se detectaron humedades entre el PK 363+307 y el 363+781 (474 m), situadas entre 0,5 y 1,5 m de altura.

#### 9.2. Mejora en Tubo B (Villaviciosa-Gijón)

En éste tubo, en los PKs coincidentes con aquellos en donde se ha detectado la presencia de fisuras longitudinales en el tubo A, se realizaron semisecciones de drenes (Fig. 18). En el lado entre túneles se han ejecutado semisecciones de tres drenes, cada una entre los PKs 363+435 y 363+612, al tresbolillo con los drenes ya ejecutados en el tubo A. Igualmente en el lado montaña, se han hecho secciones de tres drenes entre los PKs 363+295 y 363+620, separadas 3 m entre sí.

#### 9.3. Nuevas arquetas en los colectores

Respecto a las medidas destinadas a la mejora del sistema de drenaje del túnel, ha sido necesaria la ampliación del número de puntos de conexión del drenaje del túnel con el colector de filtraciones, que discurre bajo la calzada. Esta mejora de la conexión de los diferentes conductos de drenaje subterráneo, se ha logrado mediante la ejecución de arquetas a intervalos regulares (cada 85 m), y situadas

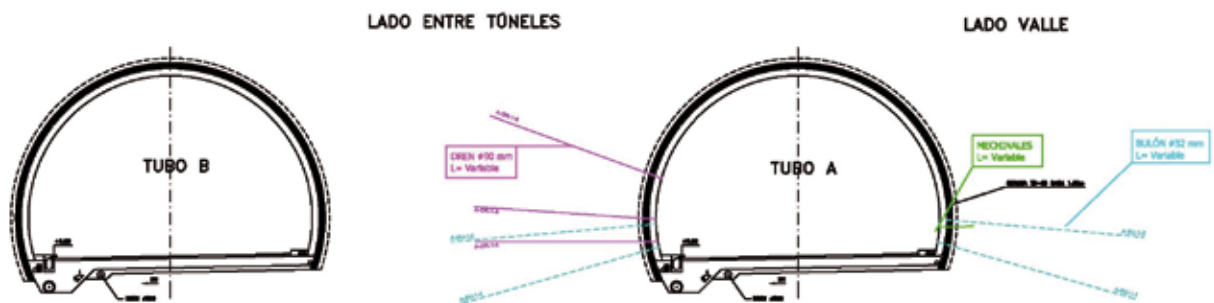


Fig. 17. Sección tipo en tubo A

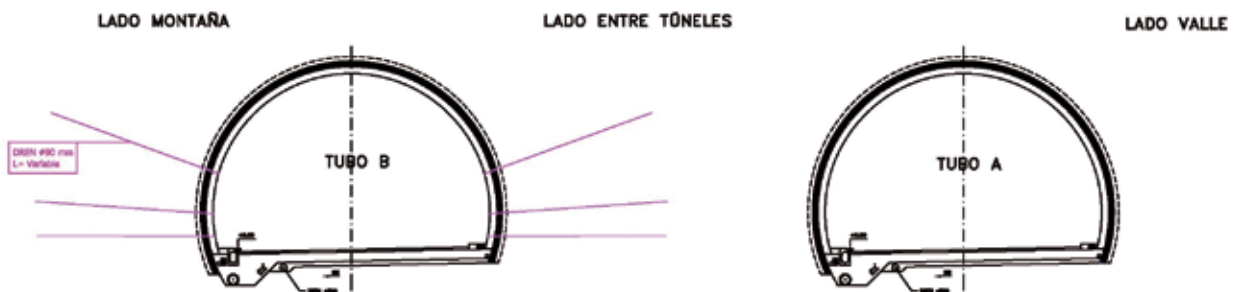


Fig. 18. Sección tipo en tubo B



coincidiendo con la tubería colectora citada. La distancia entre arquetas viene dada por la capacidad de alcance de los sistemas actuales de limpieza de las tuberías.

Estas arquetas se han dispuesto con tapas no ranuradas y dotadas de junta en el marco de apoyo de las mismas, de forma que se prevenga la entrada desde la calzada de líquidos y la circulación de aire a través de las bocas de hombre. En el túnel B, el colector de filtraciones está situado bajo el arcén del carril lento (Fig. 19). Esto permitió la colocación de una arqueta de sección cuadrada de 800 x 800 mm, justo encima del colector de filtraciones, de tal manera que toda la arqueta quedara dentro del arcén, sin invadir ningún carril; esta arqueta fue ejecutada en hormigón armado y tapa circular de fundición. En cuanto al tubo A, el colector de filtraciones está situado entre el arcén interior y el propio carril rápido; esta situación obligó a diseñar otro tipo de arqueta para evitar que la tapa de registro de la misma quedara en el carril rápido, con los consiguientes problemas para el tráfico rodado. Finalmente se decidió un diseño de planta rectangular y en hormigón armado, donde la tapa de registro se situaba en un extremo de la arqueta, de tal forma que se evita situarla en el carril rápido.

#### 9.4. Drenes californianos en hastiales

Previamente a la perforación de los drenes, se realizaron perforos para la detección de cerchas o armaduras existentes, embebidas en el revestimiento. Estas perforaciones fueron de pequeño diámetro (10 mm) y se realizaron con taladro manual.

La perforación para la colocación de los drenes, se realizó en un diámetro de 110 mm, necesario para poder introducir un tubo ranurado de PVC de diámetro 90 mm, protegido en toda su longitud con un geotextil que evita la filtración de material arcilloso y/o margoso. Una vez finalizada la perforación se procedió a colocar la tubería dren por tramos hasta conseguir la longitud requerida. Los 0,5 m más superficiales del dren son de tubo ciego, para evitar el afloramiento de sales calcáreas en el contacto dren-hastial. Desde el comienzo de la perforación de los drenes, se pudo apreciar la gran cantidad de agua que circulaba por detrás del revestimiento del túnel, y en algunos casos con cierta presión (Fig. 20).

Una vez ejecutados los drenes californianos, se procedió a conectarlos con el colector, mediante una red de recogida, que se realizó por medio de bajantes colectoras de los drenes de cada semisección, con tubería de PVC de 90



Fig. 19. Localización arqueta tubo B



Fig. 20. Aporte de agua a través de los drenes de los hastiales

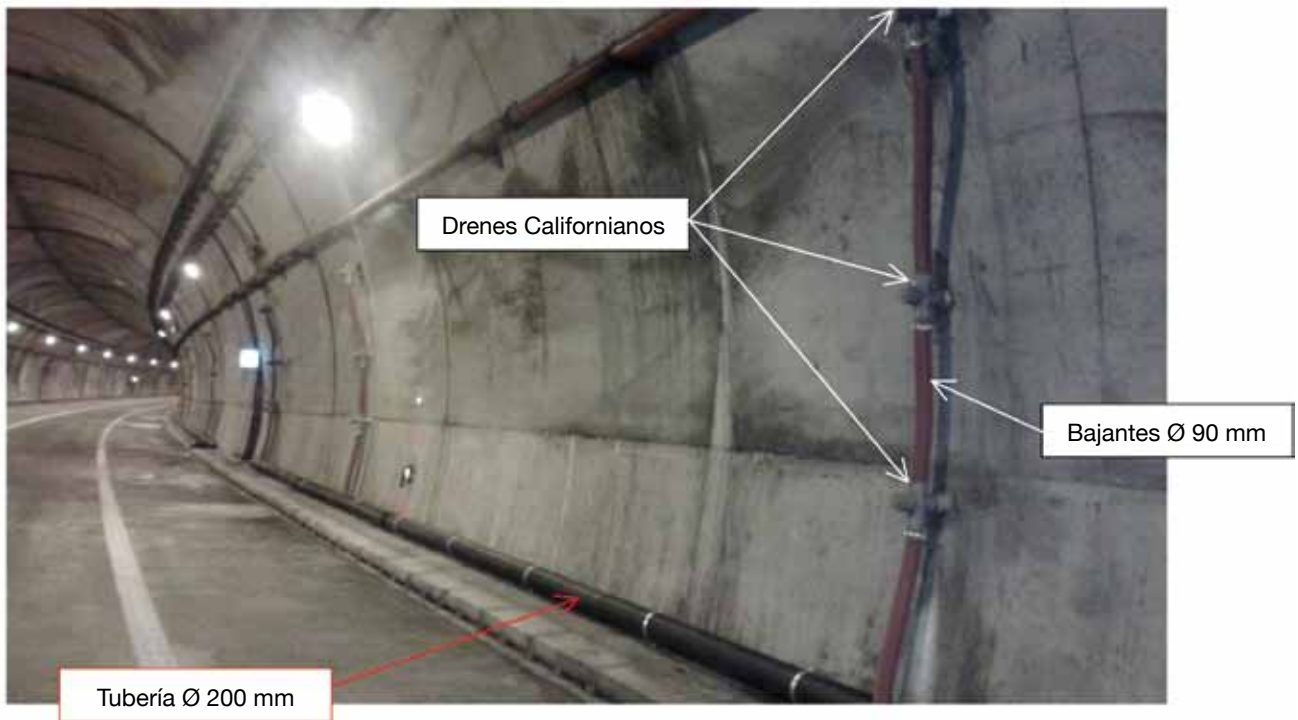


Fig. 21. Detalle de una sección de drenes



Fig. 22. Barra DYWI Drill R38-420.

mm, hasta otra tubería de PVC de 200 mm, que finalmente desagua en el colector (Fig. 21).

#### 9.5. Bulones en hastiales

La perforación se realizó con perforadoras trabajando a roto-percusión, con martillo en cabeza. En función del terreno perforado se decidió el tipo de bulón a emplear, bien autoperforantes o bien barra convencional. El diámetro del taladro ha de permitir el desarrollo de la resistencia efectiva del bulón, siendo recomendable 75 mm o superior.

Los bulones empleados fueron de barra GEWI Ø 32mm los convencionales y de barra DYWI Drill R38-420 los autoperforantes (Fig. 22). En ambos casos, se dispuso de una vaina lisa engrasada en los primeros metros de la barra, para conformar la zona de longitud libre del bulón. La placa de reparto fue cuadrada, de 20 cm de lado y 2 cm de espesor.

La operación de inyección de los bulones es de gran importancia en todos los bulones que se consideren como medio de retención permanente, y tiene por objeto mantener la efectividad del bulón; además impide la corrosión de la barra, evita la pérdida de tensión por deslizamiento del bulón, o por rotura del apoyo bajo la placa de reparto y protege la barra frente a posibles movimientos de bloques de roca. La lechada debe utilizarse inmediatamente después de ser efectuada la mezcla del cemento y agua; la relación agua-cemento en peso utilizada fue de 0,5, siendo el tipo de cemento 52,5 SR.

Cinco días después de la inyección se instalaron la placa, arandelas y la tuerca, y se procedió al tensado del bulón,

siguiendo el procedimiento, que incluía un ensayo de carga mediante fases incrementales. Este ensayo se realizó conforme a la Norma NLT-258/2000 “Ensayo de puesta en carga de un anclaje mediante fases incrementales para la determinación del desplazamiento por fluencia de la cabeza del anclaje”.

Una vez comprobado cada bulón, mediante este ensayo, se procedió a proteger su cabeza mediante un “capuchón” de PVC.

#### 10. Resultados de las mejoras

En el mismo momento que se comenzó la perforación del revestimiento, para la ejecución de los bulones y los drenes californianos, se produjo un aporte importante de agua a través de los taladros, que aparentemente procedía del contacto con el terreno envolvente (Fig. 20). Poco a poco y según se iba densificando el número de taladros en el revestimiento se observó, que el aporte de agua y la presión a la que afloraba, iban descendiendo. Al poco tiempo (3 a 4 días) de haber comenzado los trabajos de perforación en cada uno de los tubos, se pudo apreciar una disminución aún mayor del aporte de agua a través de los taladros, hasta que finalmente se estabilizaba en un caudal casi constante.

La evacuación de esta agua, acumulada en el trasdós del revestimiento, implicó una disminución, y posterior desaparición, de la infiltración de agua a través tanto del pavimento, primeramente, como más tarde por las fisuras por los hastiales.

Finalmente el tratamiento de drenaje ha conseguido redirigir la gran mayoría de los aportes de agua que filtraban hacia el túnel, conduciéndolos a través de la red de recogida de las aguas de los drenes, a los colectores de desagüe de cada túnel. Esto se ha manifestado en la práctica desaparición de las filtraciones y humedades de agua dentro de los dos tubos.

Se ha podido comprobar que desde el inicio de las actuaciones no solo ha cesado el cierre de la sección del revestimiento, sino que en algunos casos, se ha recuperado parte del cierre que se había producido en la sección, llegando a recuperar hasta 12 mm (Fig. 23) en la cuerda horizontal. En cuanto a las fisuras, se ha confirmado que desde el comienzo de las actuaciones no han sufrido cambios significativos.

En los caudales desaguados, como se ha citado, se observó un incremento del orden del 20 % en el túnel B y

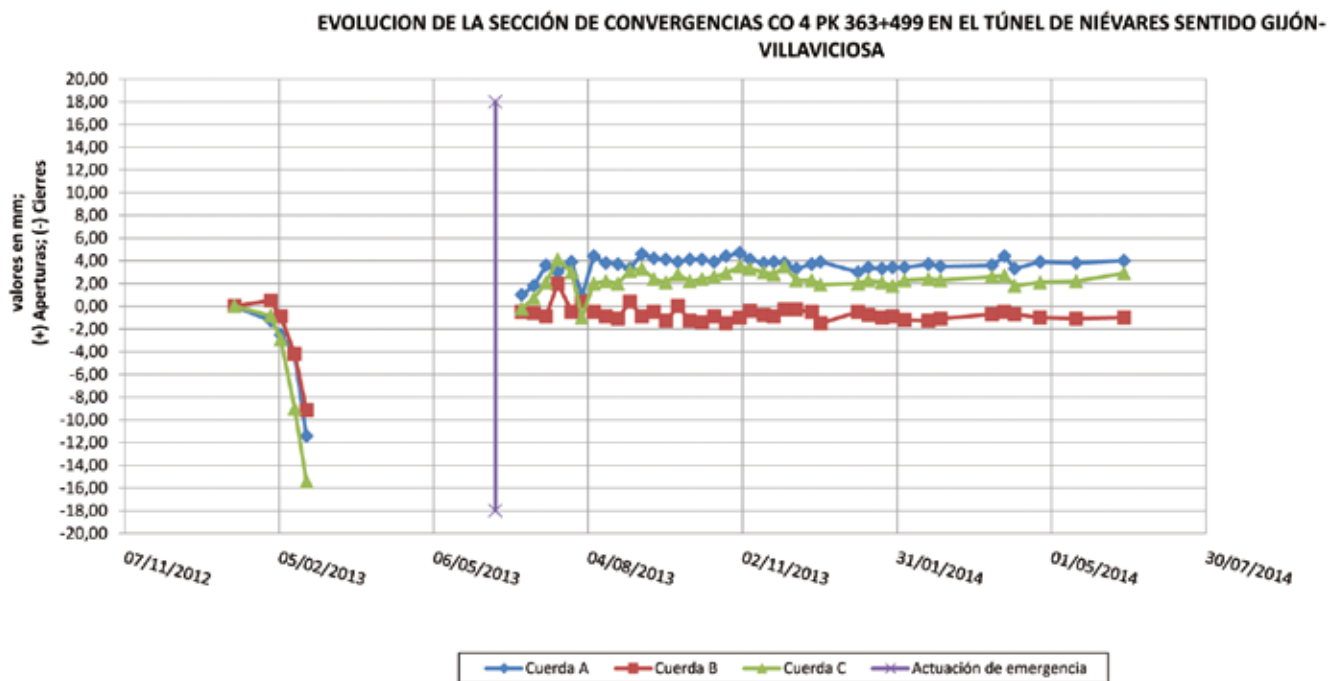


Fig. 23. Gráfico representativo de la evolución de las medidas de convergencias en el tramo más afectado del Tubo A (Sentido Villaviciosa)

del 30 % en el conjunto de ambos túneles, al final de las actuaciones de mejora del sistema de drenaje (Fig. 14); siendo el caudal evacuado del orden de 1,5 l/s en el Tubo A y 1,9 l/s en el Tubo B.

### 11. Mejoras del mantenimiento del sistema de drenaje

A la vista de los estudios realizados, caben las medidas conducentes a limitar, en lo posible, la aireación del agua drenada. A este respecto, además de adoptar tapas de cierre con hermeticidad en las arquetas de los colectores, se ha considerado de interés, evitar la entrada de aire, procedente de los colectores, a través de la boca de salida de los drenes subhorizontales de captación. Para ello está en desarrollo un ensayo experimental, en parte de los nuevos drenes de captación, consistente en el uso de un elemento de conexión, con un funcionamiento tipo sifón, de modo que al permanecer con carga del agua drenada en toda su sección, impida la entrada de aire en el interior de la tubería ranurada (Fig. 24). Los resultados de este ensayo experimental, al menos durante un año hidrológico completo, comparando la evolución de los depósitos salinos en estos drenes y en los restantes sin el dispositivo, permitirán llegar a conclusiones sobre la conveniencia de extender, en el futuro, esta conexión especial a todos los nuevos

drenes existentes, e incluso, a la salida de los colectores de recogida y evacuación en ambos túneles.

Adicionalmente, se ha iniciado el desarrollo experimental, de la mitigación del proceso de precipitación calcárea, mediante el empleo de un agente químico inhibidor de este último. En este caso, de acuerdo con las conclusiones obtenidas, del estudio especial realizado, se ha seleccionado al ácido poliaspártico como sustancia reductora del proceso de depósitos carbonatados.

Según las condiciones en los túneles, el método más adecuado para su empleo es en forma sólida, como pastillas que se distribuyen, a lo largo de cada Tubo, en los accesos al sistema de drenaje, como las arquetas de inspección y limpieza (Fig. 25). La sustancia reactiva componente de las tabletas es la polisuccinimida (Psi), un precursor en la formación del PAsp, que en contacto con el agua, se hidroliza generando el ácido poliaspártico. Este modo de disposición no requiere espacio en los túneles, para los equipos de almacenamiento y dosificación; y por otra parte, el consumo de la sustancia reactiva se autoregula a las condiciones de caudal y dureza, presentes en los diferentes puntos de su puesta en el sistema de drenaje,



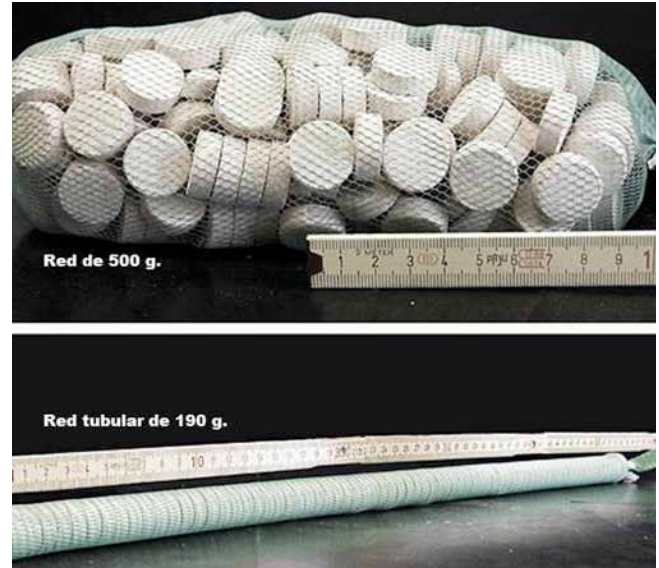
**Fig. 24. Dispositivo tipo sifón empleado, en el ensayo experimental en desarrollo para impedir la entrada de aire en los nuevos drenes subhorizontales de captación**

habida cuenta de que el proceso de liberación por hidrólisis, se relaciona con las condiciones de pH y caudal en las aguas drenadas. El desarrollo de este ensayo experimental, actualmente en marcha y con una duración no inferior al año hidrológico, ha requerido la construcción de depósitos especiales, para su puesta, en las arquetas seleccionadas de los colectores de ambos túneles, e implicará el seguimiento en toda la duración del ensayo, tanto de los resultados sobre la cuantía y propiedades físicas de los depósitos calcáreos, como de la evolución de los parámetros químicos más relevantes del agua drenada (pH, oxígeno disuelto, etc.), y del consumo del propio reactivo inhibidor.

## 12. Conclusiones

La naturaleza y morfología de las patologías existentes en ambos tubos, indican que su origen está en las presiones del agua actuando sobre el revestimiento y solera, menor grado en el deterioro de las propiedades geomecánicas del terreno envolvente, la cual puede haber dado lugar a sobreempujes no considerados en el proyecto constructivo.

El análisis de la influencia de esas dos acciones anteriores, mediante los cálculos con modelo numérico de elementos



**Fig. 25. Pastillas de ácido poliaspártico. Presentación en tabletas de polisuccinimida (PSI) con 10 % de ligante y 90 % de sustancia activa (producto Baypure® DSP 130)**

finitos, puede explicar el aumento de convergencias horizontales entre hastiales, medido después de la construcción y hasta el inicio de las actuaciones de emergencia.

En este sentido, unos 10 a 20 m de elevación del nivel piezométrico sobre la solera de los túneles, se considera el factor principal que ha causado las patologías observadas, ya que el deterioro del terreno, necesario para explicar las deformaciones medidas, implica una “transformación” del mismo desde una roca media a un suelo muy sobreconsolidado, circunstancia que se considera muy improbable.

En consecuencia, las actuaciones de mejora más importantes han sido las conducentes a restituir y conservar, tanto el sistema de captación del agua freática, realizando drenes subhorizontales, como su evacuación a través de los colectores, construyendo arquetas de inspección y limpieza de los depósitos de sales carbonatadas.

Además, en los tramos con daños y deformaciones más importantes en el revestimiento y solera, se han ejecutado bulones pretensados subhorizontales en los extremos de la solera y arranque de los hastiales, a fin de aumentar la resistencia y rigidez transversales. Con ello, el factor de se-

guridad global obtenido es suficiente, y no son necesarios otros bulones verticales adicionales en la solera.

Se ha establecido un programa de mantenimiento y limpieza en base a las experiencias obtenidas durante la reparación. Así mismo se ha iniciado una campaña experimental para estudiar los efectos de diversas medidas (aireación y/o aportación de ácido poliaspártico) a largo plazo, a fin de poder reducir los depósitos calcáreos en el drenaje.

### 13. Agradecimientos

Los autores quieren expresar su agradecimiento a la empresa Geocisa, ejecutora de los trabajos de refuerzo (especialmente a D. José M<sup>a</sup> Flores, jefe de las obras de reparación), a la empresa que tiene a su cargo el mantenimiento de los túneles (U.T.E. Api Movilidad), a Geofísica Consultores (que hizo las prospecciones con Geo-radar), y a D. Rafael Salado, ingeniero de Caminos de EIS-GUÍA Consultores, por la realización de los cálculos con el modelo numérico de comportamiento. **ROP**

### Referencias

- Dietzel, M., Kñammer, D., Rinder, T., Leis, A. et al. (2008). *Koraln Tunnel as a case for sinter formation in drainage systems - Precipitation mechanisms and retaliatory action*. Geomechanik und Tunnelbau, 1, 271-278.
- Expósito, M., (2011). Control e inspección de redes de saneamiento urbanas. Conferencia en La Gestión del Ciclo Integral del Agua, Baeza 7 y 8 de abril de 2011, 49 pp.
- Gasmich, T., Girmscheid, G. (2005), *Härtstabilisation reduziert instand-haltungskosten von Tunneln (I)*. Tunnel 5/2005, 38-45.
- Gasmich, T., Girmscheid, G. (2005), *Härtstabilisation reduziert instand-haltungskosten von Tunneln (Tiel II)*. Tunnel 6/2005, 20-34.
- Leismann, F., Leucker, R., (2009). *Application of life-cycle-cost models for the optimization of maintenance costs in tunnels*. Proceedings ITA/AITES World Tunnel Congress 2009, Budapest, 10 pp.



CONSTRUCCIÓN ENERGÍA MINERÍA

OSSA es la empresa líder en el sector de las obras subterráneas con más de 60 años de experiencia en el desarrollo de todo tipo de grandes proyectos de Construcción, Energía y Minería.



C/ Aragoneses, 2-A, Pta. 3ª, Pol. Ind. Alcobendas. 28108 Alcobendas (Madrid)  
T. +34 902 678 808 | T. +34 917 823 400 | [www.ossaint.com](http://www.ossaint.com)

OSSA,  
MÁS DE 60 AÑOS  
HACIENDO CAMINOS  
BAJO TIERRA

# Nuevo modelo Madrid para la estimación de asentamientos producidos en túneles ejecutados con tuneladoras EPB de gran diámetro



## Fernando Díez Rubio

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Departamento Geotecnia en Typsa.

Profesor de la Universidad Complutense de Madrid



## Carlos S. Oteo Mazo

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Catedrático de Ingeniería del Terreno

### Resumen

El presente artículo resume la tesis doctoral presentada por el primero de los autores en el año 2011 y dirigida por el segundo. La estimación de asentamientos en las diversas ampliaciones de la red de Metro de Madrid y otras obras singulares en la ciudad de Madrid se realizaba en una primera aproximación con los modelos existentes, principalmente con el modelo Madrid (Oteo et al, 1999). En general, se ha podido comprobar que los asentamientos medidos durante la ejecución de las obras son inferiores a los estimados. Por tal motivo y, disponiendo de los datos de la auscultación llevada a cabo durante la ejecución de la ampliación de la red de Metro de Madrid (periodo 2003-07, en la que se realizaron 41 km con tuneladora de los 83,5 km totales), se ha desarrollado un modelo empírico que complementa otro previo de 1999. El modelo relaciona el volumen de asentamientos (independiente del diámetro de la tuneladora) con el recubrimiento resistente relativo (espesor del sustrato terciario por encima de la clave del túnel dividido por el diámetro de la tuneladora). Para poder establecer dicho modelo, se ha llevado a cabo una metodología aplicada en diferentes fases (Fig. 1):

- Estimación del volumen de asentamientos con los modelos de cálculo habitualmente empleados y se compara con el volumen de asentamientos deducido con los datos de la instrumentación dispuesta.
- Tras un tratamiento estadístico de los datos, se establece una ley de variación basada en diversos criterios (por unidad geotécnica, presión de la cámara, etc.). Dicha ley se propone en dos tramos: logarítmico y constante, con un intervalo de variación.
- Se comprobó y validó con los datos disponibles de la instrumentación de la ampliación de la red de Metro de Madrid (periodo 2007-11, donde se han ejecutado 10 km de túnel con tuneladora).
- Por último, se establecen unas limitaciones al modelo y unas recomendaciones para minimizar las subsidencias producidas (peso del material excavado, aseguramiento de un gradiente de presiones en la cámara de la tuneladora, etc.).

### Palabras clave

Túnel, tuneladora en modo EPB, subsidencias, modelo empírico

### Abstract

*The article is a summary of the Doctoral Thesis presented by the first of the two authors in 2011 and directed by the latter. The estimation of settlement in the diverse extensions to the Madrid Metro network and other construction works in the city of Madrid was initially based on existing models and primarily the Madrid Model (Oteo et al, 1999). The settlement measured during the execution of these works was generally seen to be less than the estimated figures. For this reason an empirical model, supplementing an earlier model from 1999, has been developed on the basis of monitoring data obtained during the construction of the extension to the Madrid Metro (from 2003-2007 in which 41 km of the total 83.5 km extension were formed by TBMs). The model relates the volume of settlement (regardless of the diameter of the TBM) to the relative load-bearing surface cover (thickness of the tertiary substrata above the tunnel crown divided by the diameter of the TBM). A specific methodology applied to the different stages has been conducted in order to establish this model (Fig. 1):*

- *An estimate of the settlement volume was made using standard calculation models and compared with the settlement volume provided by available monitoring data.*
- *Following the statistical processing of the data, a law of variation has been established based on a series of criteria (geotechnical unit, chamber pressure, etc.). The law is proposed for both logarithmic and constant variance, with a variation interval.*
- *The model was checked and validated against data provided by monitoring equipment during the extension to the Madrid Metro network (2007-2011, in which 10 km of tunnel were built by TBM).*
- *The limitations of the model have been duly established and a series of recommendations provided to minimize subsidence (weight of excavated material, control of pressure gradient in the tunnel chamber, etc.).*

### Keywords

*Tunnel, EPB tunnel boring machine, subsidence, empirical model*

### 1. Introducción

En un intervalo de tiempo relativamente corto, se realizaron numerosas infraestructuras subterráneas, especialmente líneas de metro, lo que conlleva a una reordenación del terreno en superficie y un nuevo uso del subsuelo.

La ejecución de infraestructuras implica la existencia de ciertas incertidumbres, sobre todo, cuando el volumen de obra a ejecutar es elevado. Dichas incertidumbres hacen referencia al sistema constructivo empleado, al perfil del terreno (litología y propiedades geotécnicas), a la respuesta del terreno ante el nuevo estado generado por la excavación del túnel y al comportamiento de las diferentes infraestructuras o edificaciones afectadas. Existe también incertidumbre referente a la forma de prever dicha respuesta, cómo poderla cuantificar y a la necesidad de reducir o minimizar la afección producida.

Los métodos constructivos empleados en las diversas ampliaciones del Metro de Madrid han sido principalmente tres: ‘cut and cover’ (pantallas o pilotes), método tradicional de Madrid y tuneladora de presión de tierras. Son los dos primeros los que mayores incertidumbres pueden presentar en lo que hace referencia a la subsidencia generada por la excavación del túnel.

Los modelos existentes, fundamentalmente el modelo Madrid (Oteo et al, 1999) están basados en los datos de la ampliación de la red de Metro de Madrid hasta el momento de su desarrollo (1999), pero no tienen en cuenta las infraestructuras realizadas posteriormente, 1999-2007, con la ejecución de 86,3 km de túnel con tuneladora en modo EPB.

La metodología llevada a cabo para el establecimiento del nuevo modelo se resume en el esquema de la figura 1.

### 2. Breve geotécnica de los suelos de Madrid

Dentro de la provincia de Madrid se reconocen –además de los depósitos cuaternarios y rellenos antrópicos– cuatro grandes series sedimentarias o facies (las líneas de Metro se ubican en las tres primeras), cuya distribución geográfica y tipos de terrenos son (figura 2):

- Facies Madrid: arena de miga y tosco y sus variables intermedias.
- Facies de transición: peñuelas reblandecidas (arcillas marrones, verdes y grisáceas de moderadamente firmes a

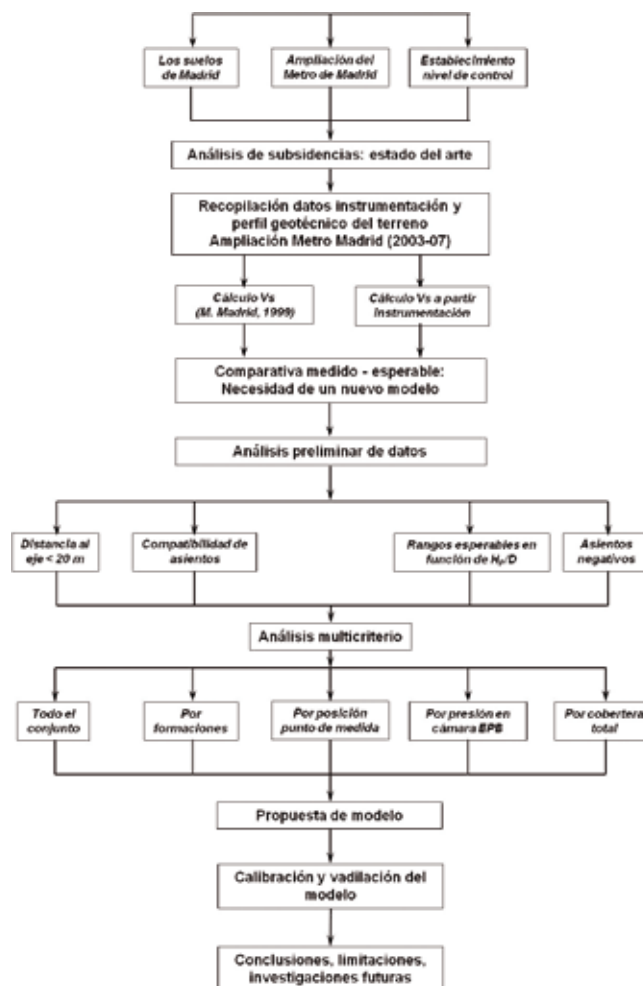


Fig. 1. Metodología aplicada para la implantación del modelo

firmes), peñuelas (arcillas carbonatadas marrones, verdes y grisáceas, duras), arenal y limos micáceos marrones y grisáceos y arcillas sepiolíticas blancas y rosáceas.

- Facies central: arcillas negras con yesos y yesos con aspecto masivo, cristalino y fibroso con niveles centimétricos de arcillas negras.
- Facies Guadalajara.

Es corriente encontrarse en el área de Madrid rellenos, constituidos en muchos casos por los mismos materiales detríticos y arcillosos citados diferenciándose de los mismos por su diferente compacidad.



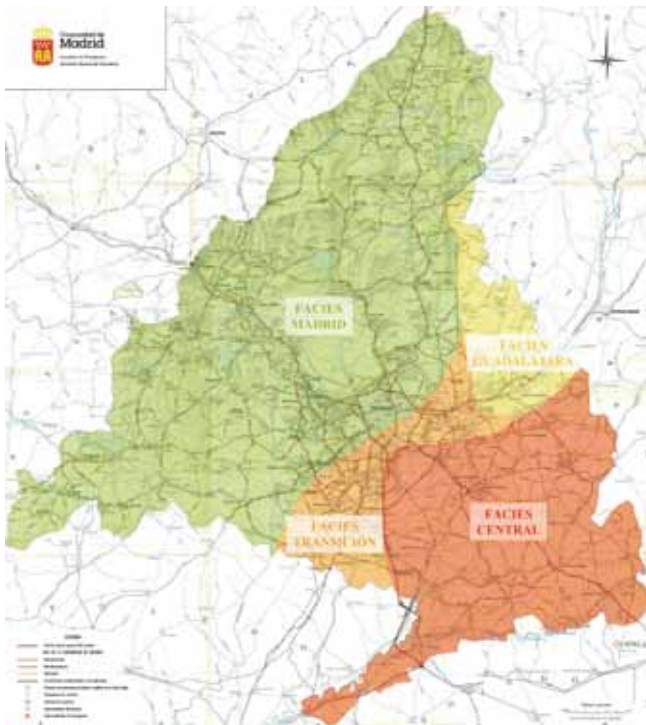


Fig. 2. Distribución geográfica de las facies en la provincia de Madrid

### 2.1. Propiedades geotécnicas

Las múltiples campañas geotécnicas llevadas a cabo y de la observación de los datos reales, se ha podido establecer unos parámetros diseño, recogidos en la tabla 1.

### 3. Las ampliaciones del Metro de Madrid

En la evolución de la longitud de la red de Metro de Madrid (figura 3) se observa un cambio de tendencia a partir del año 1995. Hasta dicho año, la media de ejecución anual era de unos 1,27 km/año. A partir de dicho año, con las ampliaciones de Metro de Madrid en los diversos periodos legislativos, (1995-1999, 1999-2003, 2003-2007 y 2007-2011) se pasa a una red de 330 km de extensión con 327 estaciones, aunque es en el intervalo 1995-2007 donde es mayor la ampliación, con una media de 16,4 km/año (triplicando prácticamente su extensión: de 110 a 319 km y de 120 a 318 estaciones).

El estado de la red de Metro de Madrid en el año 2003 era de 238 estaciones y 235 km de línea y al final del año 2011, de 327 estaciones y 330 km de línea.

Material	C' (KPa)	( $\phi$ )	Módulo deformación (MPa)		Módulo balasto (t/m <sup>3</sup> )
			Carga	Descarga	
Rellenos antrópicos	0,0	25 - 28	4 - 6	8-10	2.000
Aluviales	0 -10	27 - 30	7 - 15	8 - 20	5.000
Arenas cuaternarias	0 - 5	34		30 - 60	8.000
Arena de miga	5 - 10	33 - 38	50 -120	55 - 180	15.000
Arena Tosquiza	10 - 15	32 - 35	60 -150	80 - 250	15.000
Tosco arenoso	20 - 25	30 - 34	60 - 180	120 - 350	25.000
Tosco	30 - 40	28 - 32	100 - 225	150 - 550	30.000
Peñuelas verdes y grises	50 - 60	28		200	35.000
Peñuelas reblandecidas	0 -10	28		10	5.000
Yesos	70 - 100	28		400	60.000

Tabla 1. Principales parámetros geotécnicos de los suelos de Madrid (recopilación de varias publicaciones; Rodríguez Ortiz, 2000; Oteo, Rodríguez Ortiz y Mendaña, 2003; Oteo y Rodríguez Ortiz, 2008)

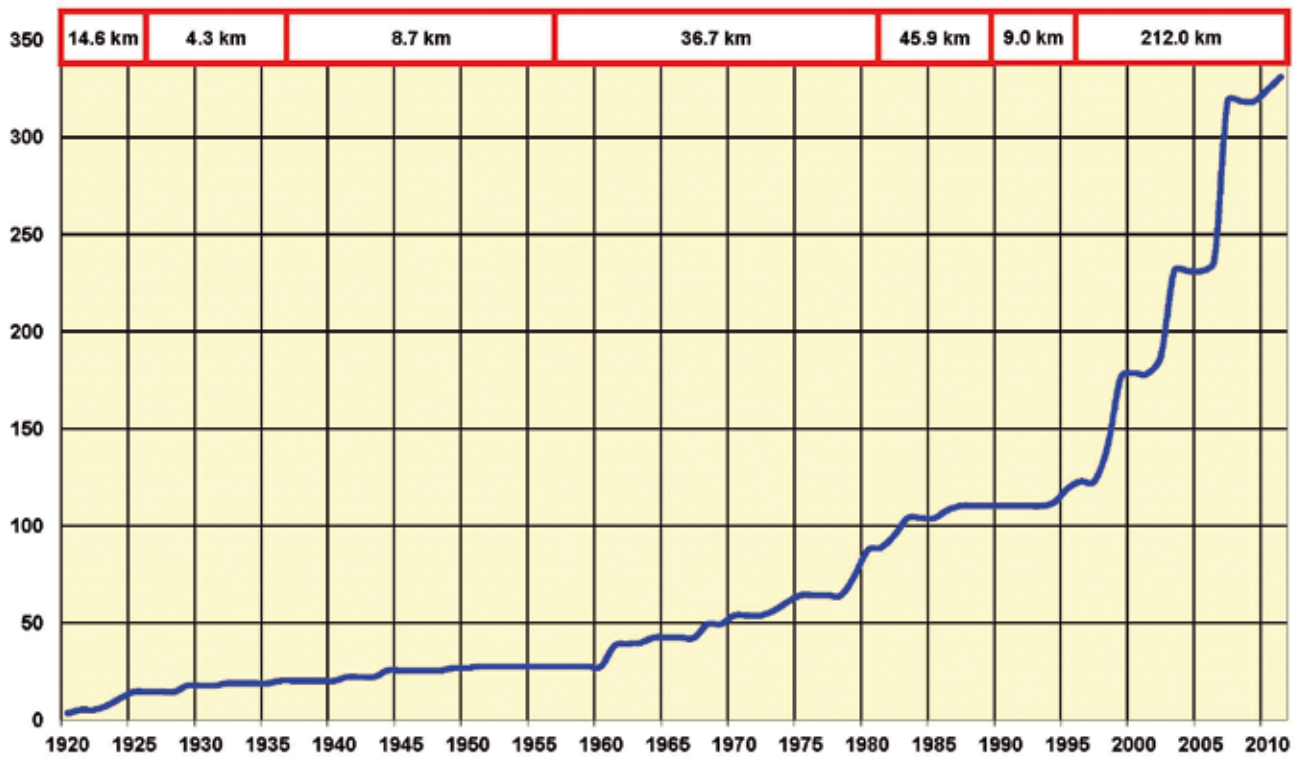


Fig. 3. Evolución de la longitud de la red de Metro de Madrid

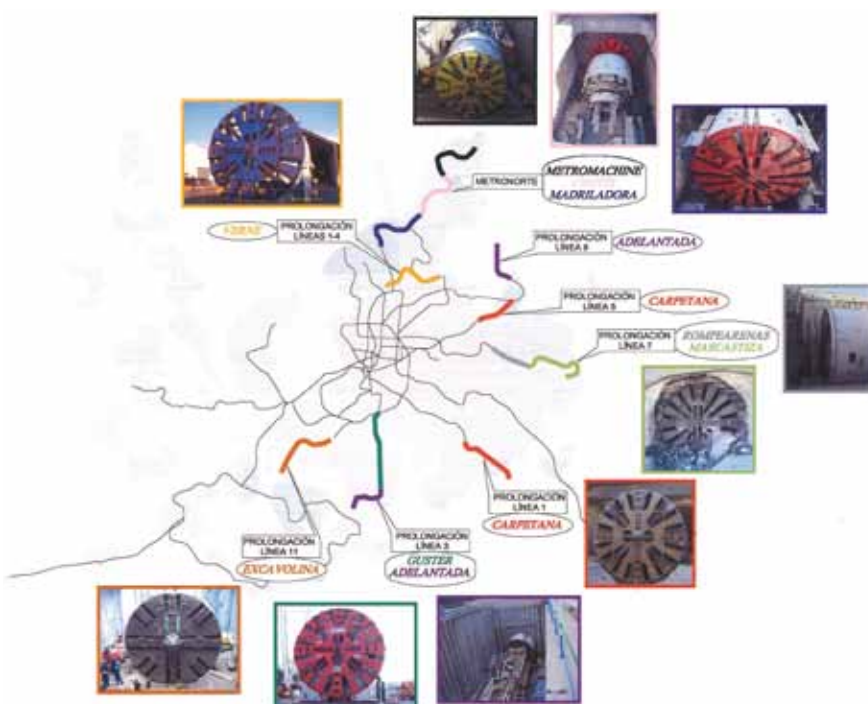


Fig. 4. Tuneladoras empleadas en la ampliación del Metro de Madrid 2003-2007

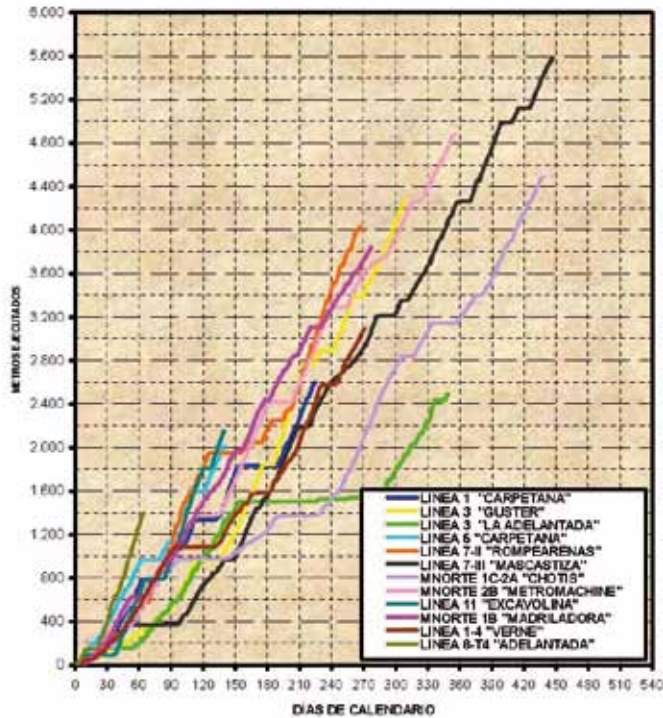


Fig. 5. Rendimientos de las tuneladoras utilizadas en la ampliación del Metro de Madrid 2003 – 2007

#### Ampliación 2003-2007

Durante este periodo se pusieron en servicio de 82,9 kilómetros de nueva red de Metro, de la cual 64,7 kilómetros eran subterráneos.

En este periodo se emplearon 10 tuneladoras EPB, nueve de ellas de vía doble y una de vía simple (figura 4).

Las principales dificultades que surgieron con estas tuneladoras durante la excavación estaban relacionadas con el terreno:

- En los terrenos detríticos, el mayor problema era el desgaste de las herramientas como consecuencia de la abrasividad, principalmente de la arena de miga.
- La problemática de los yesos, es su dureza excesiva para una máquina con herramientas de suelos blandos.

Los rendimientos acumulados a origen de las diferentes tuneladoras se adjuntan en la figura 5.

#### Ampliación 2007-2011

La ampliación de la red de Metro de Madrid en este periodo contemplaba cuatro actuaciones; en tres de ellas se utili-

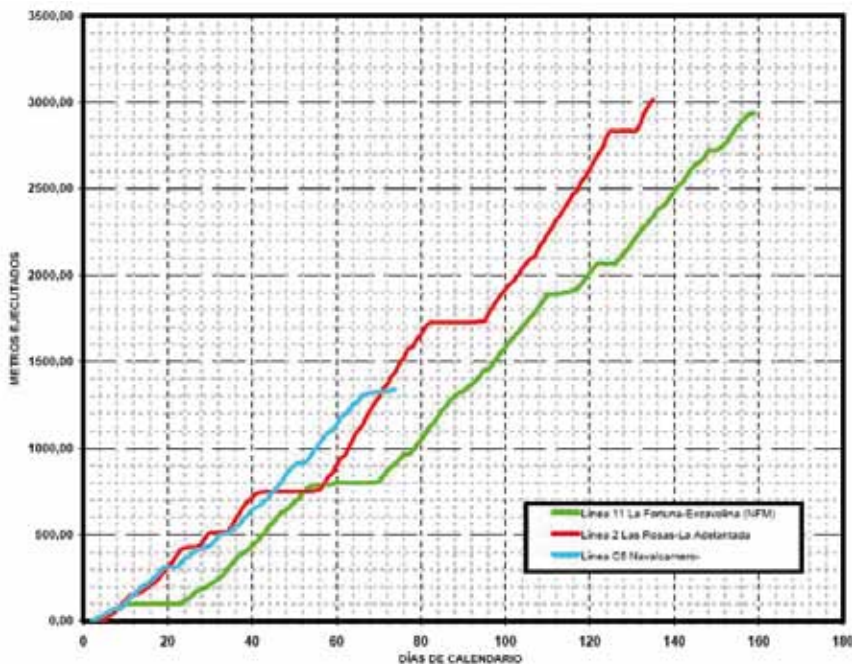


Fig. 6. Rendimientos de las tuneladoras utilizadas en la ampliación del Metro de Madrid 2007 – 2011

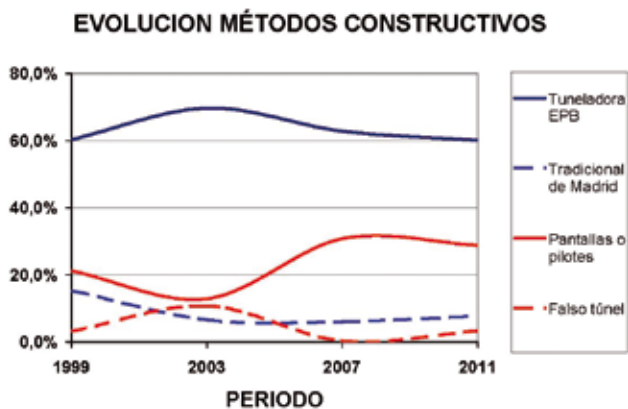


Fig. 7. Evolución de los métodos constructivos empleados desde 1995

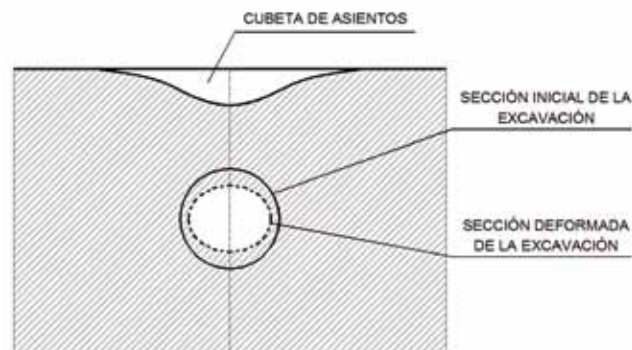


Fig. 8. Pérdida de sección y volumen de asientos

zó tuneladora trabajando en modo EPB, dos de 9,40 m de diámetro (Línea 2 y Línea 11) y la tercera (Línea Ferroviaria a Navalcarnero) de 10,40 m de diámetro.

Los rendimientos acumulados a origen son los indicados en la figura 6. El avance medio diario a origen varía entre los 17 a 23 metros/día (se contabilizan todos los días desde el inicio de la excavación, incluyendo los días de parada).

### 3.1. Métodos constructivos

Han sido varios los métodos constructivos empleados desde el origen entre los que podemos citar: Método Tradicional de Madrid, Nuevo Método Austriaco NATM, Método Alemán, precorte mecánico, tuneladoras EPB y el método 'cut and cover'.

Por diferentes circunstancias, relacionadas con la seguridad de los trabajadores en el interior del túnel y el requerimiento de un frente estable, se abandonaron desde el año 1995 el método austriaco y el precorte mecánico.

El empleo del resto de los métodos desde el año 1995 es el que se recoge en la figura 7, realizando con tuneladora un 60 %-70 % de la longitud total, unos 110 km.

## 4. Análisis de la subsidencia en túneles

La convergencia radial es debida a la sobreexcavación que se produce en el frente, la conicidad de la propia máquina y a la deformabilidad de su propia estructura.

La holgura radial o *gap*, para tuneladoras de 9,40 m de diámetro exterior, se puede considerar como la suma de una

conicidad radial (0,03 m), espesor de la chapa del escudo (0,07 m) y espesor de los cepillos (0,05 m). Dichos valores son para el radio.

El movimiento longitudinal se debe a fenómenos de compensación de presiones entre la presión total horizontal del terreno y la de la cámara de la tuneladora.

### 4.1. Pérdida de sección y pérdida de suelo

El volumen de suelo descomprimido que se introduce en la excavación original, expresado en términos de unidad de longitud del túnel, se denomina 'pérdida de sección',  $V_0$  (diferencia entre el área excavada y deformada) y se suele expresar como un porcentaje de la sección total excavada (A).

El reajuste tensional asociado a la pérdida de sección, dará lugar, en un plano a cota z, a un cuenco de subsidencia (cubeta de asientos, en la figura 8). El volumen comprendido entre la cubeta correspondiente a dicho plano y la superficie original sin deformar se denomina 'pérdida de suelo' o volumen de asientos,  $V_s(z)$ .

Oteo (1980) propone adoptar para suelos:  $V_s = 0,65$  a  $0,75 V_0$ .

### 4.2. Métodos para la estimación de la subsidencia

El movimiento de un punto en la superficie de un túnel se inicia, generalmente, varios metros antes de llegar el frente de excavación a la vertical de dicho punto. Dicho movimiento continúa, de forma que cuando el frente llega al punto de observación, se ha producido entre el 10 % y el 50 % del asiento máximo. Éste se alcanza con posterioridad a sobrepasar el frente la vertical de dicho punto.

La estimación teórica del asiento máximo y su evolución es complicada debido al gran número de variables que intervienen, acentuada por tratarse de un fenómeno tridimensional y dependiente del tiempo.

Los principales métodos que se emplean para la estimación de asientos pueden ser analíticos, semiempíricos y numéricos.

Se expone de forma breve la formulación utilizada en el trabajo llevado a cabo.

#### 4.3. Movimientos verticales en superficie

##### Ley de asientos

De acuerdo con Peck (1969), el asiento a una distancia  $x$  del eje del túnel,  $\delta(x)$ , se asimila a una campana de Gauss invertida, definida por dos parámetros: asiento máximo en el eje,  $\delta_{\text{máx}}$ , y la distancia al punto de inflexión desde el eje del túnel,  $i$ , de acuerdo a la expresión:

$$\delta(x) = \delta_{\text{máx}} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)$$

Ambos parámetros están relacionados con el volumen de asientos,  $V_s$ , por:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} \cdot i} \approx \frac{V_s}{2,5 \cdot i}$$

##### Asiento máximo

Oteo y Sagaseta (1981) proponen para el asiento máximo:

$$\delta_{\text{máx}} = \Psi (0,85 - \nu) \gamma D^2 / E$$

$E$ : módulo de deformación en descompresión;  $\nu$ : coeficiente de Poisson;  $\gamma$ : densidad aparente del terreno y  $\Psi$ , "factor de subsidencia", que depende del procedimiento constructivo, tipo de terreno, del sostenimiento, la velocidad de avance, etc.

##### Situación del punto de inflexión

Oteo y Sagaseta (1974) proponen la ley:

$$i/D = \eta (0,52 H/D - 0,21)$$

$D$  y  $H$ : diámetro del túnel y profundidad del eje,  $\eta$ : parámetro que tiene en cuenta el tipo de terreno, variando de 0,75 (cuaternario) a 1,25 (peñuelas y yesos).

##### Volumen de asientos

El volumen de asientos,  $V_s$  ( $\text{m}^3/\text{m}$ ), entendido como un porcentaje del área de excavación,  $A$ ,

$$V_s (\text{m}^3/\text{m}) = A (\text{m}^2) \cdot V_s (\%) / 100,$$

se estima a partir del modelo Madrid (Oteo et al., 1999), teniendo en cuenta el recubrimiento terciario relativo,  $(HP/D)$  a partir de un esquema (figura 9) del tipo:

- Nivel 1: capa superficial de rellenos y/o suelos cuaternarios flojos, con un módulo de deformación en descarga de 5 a 10 MPa.

- Nivel 2: niveles más rígidos del terciario, con un módulo en descarga variable de 50 MPa (arena de miga) a 225 MPa (tosco duro).

Teniendo en cuenta dicho recubrimiento de terreno resistente y la profundidad del eje del túnel, se estima el volumen de asientos a partir del ábaco de la figura 9.

Oteo (2001) observó que dicho volumen era superior al observado, proponiendo el coeficiente corrector de la tabla 2.

#### 4.4. Subsidiencias en profundidad

Para deducir la ley de asientos a una cota determinada ( $z$ ) a partir de la superficial se propone el procedimiento indicado en la figura 10.

### 5. Estimación del volumen de asientos: metodología

La estimación del volumen se realiza a partir de los modelos indicados y teniendo en cuenta la instrumentación colocada

Coficiente corrector	Hp/D	Hp/(Hp+Hr)
0,50	> 1,50	> 0,75
0.70	> 0,50	0,50-0,75
1.00	< 0,50	0,25-0,50

Tabla 2. Coeficiente corrector del volumen de asientos del modelo Madrid (Oteo, 2001)

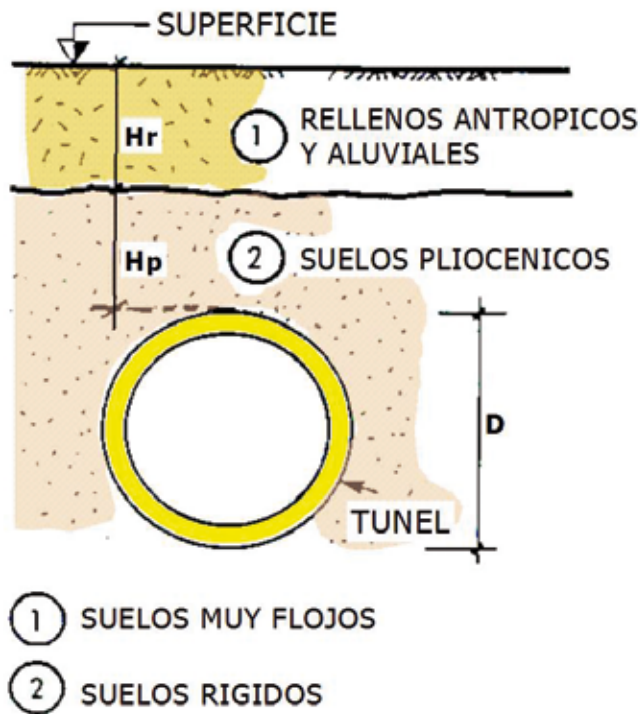


Fig. 9. Modelo Madrid (Oteo et al, 1999), perfil esquemático y ábaco

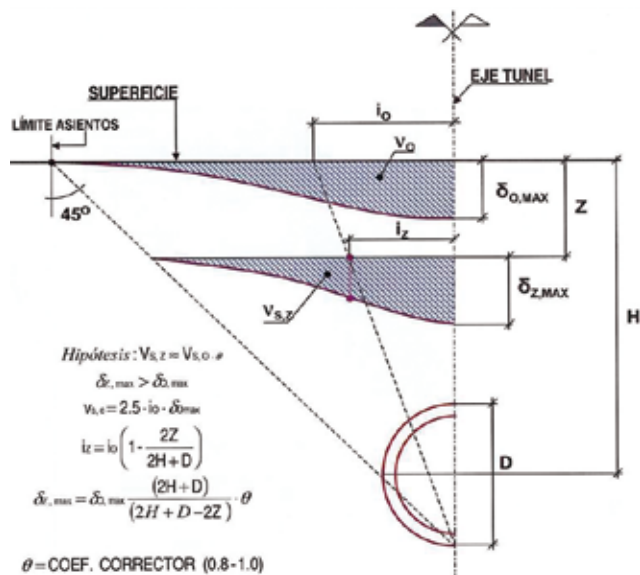
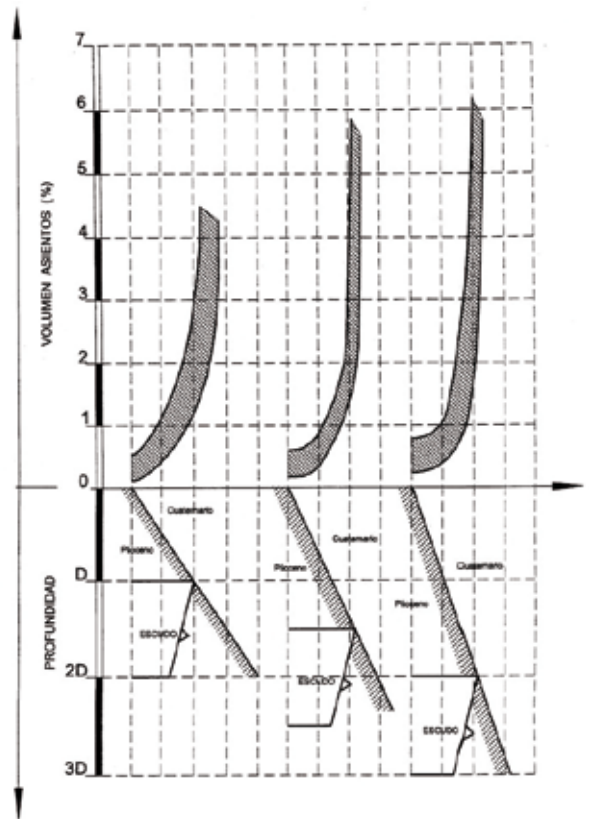


Fig. 10. Deducción de la ley de asientos a cota "z" (Oteo, 2003)

(hitos de nivelación o extensómetros de varillas). Los cálculos se realizaron en una hoja Excel:

- Introduciendo como datos: terreno sobre la clave del túnel (espesor y parámetros geotécnicos, tabla 3) y parámetros geométricos (D: diámetro de la excavación).

- Se obtiene:

- Espesores relativos adimensionales ( $H/D$  y  $H_p/D$ ) (espesores cuaternarios ( $H_c$ ) y pliocenos ( $H_p$ ) sobre clave del túnel) y recubrimientos totales y profundidad del eje.

- Situación del punto de inflexión "i" y del ancho de la cubeta de asientos.

- Cálculo del asiento en el eje y del volumen de asientos (asiento o volumen de asiento "estimado") a partir del perfil del terreno y de los parámetros geométricos, aplicando el método semiempírico clásico y el modelo Madrid):

TERRENO	$\gamma$	$\eta$	$\Psi$	E (Mpa)
RELLENO (R)	1,80	0,6	1,0	5
ALUVIAL (A)	2,00	0,6	1,0	10
ARENA DE MIGA (AM)	2,00	1,3	0,5	55
ARENA TOSQUIZA (AT)	2,05	1,3	0,5	80
TOSCO ARENOSO (TA)	2,08	1,3	0,5	120
TOSCO (T)	2,10	1,3	0,5	150
P ALTERADA (Pa)	2,00	1,30	0,5	30
PENUELA SANA (P)	2,05	1,60	0,4	200
PENUELA/SEPIOLITA (P <sub>s</sub> )	1,60	1,60	0,4	300
PENUELA/CALICHE (P <sub>c</sub> )	2,05	1,60	0,4	600
YESO ALTERADO (Y <sub>ma</sub> )	2,10	1,60	0,4	25
P CON YESOS (P <sub>v</sub> )	2,10	1,60	0,4	250
P REBLANDECIDA CON YESO (P <sub>ry</sub> )	2,00	1,3	0,5	25
ARCILLA CON YESOS (A <sub>v</sub> ) < 70%	2,10	1,6	0,4	250
YESOS CON ARCILLA (Ya) > 70%	2,30	1,6	0,4	400

Tabla 3. Parámetros geotécnicos utilizados

• Cálculo del asiento en el eje y del volumen de asientos partir de la instrumentación dispuesta (asiento o volumen de asiento “medido”):

- En los hitos de nivelación, a partir de la posición del punto de inflexión (i) y asiento del hito ( $\delta$ ) a una distancia (x) del eje se estima: el asiento máximo en el eje y el volumen de asientos en m<sup>3</sup>/m y en %.

- En los extensómetros de varillas, a partir de la posición del punto de inflexión (i) y medida del extensómetro  $\delta_{z,x}$  situado a una distancia x del eje y anclado a una profundidad z, se estima la posición del punto de inflexión a la profundidad z:  $i_z$ , el asiento máximo en el eje a esa profundidad  $\delta_{z,max}$ , el asiento máximo en superficie,  $\delta_{o,max}$  y el volumen de asientos en m<sup>3</sup>/m y en %.

## 6. Análisis previos

### 6.1. Instrumentación

En la ampliación de la red de Metro de Madrid, periodo 2003-07, en los tramos ejecutados con tuneladora se instalaron 4.422 dispositivos (3.791 HN y 631 Exv). No teniendo en cuenta la información de los dispositivos colocados en la zona en que se ha realizado tratamiento del terreno, tal cantidad se ve reducida a 3.016 instrumentos ‘disponibles’ (2.533 HN y 483 Exv).

Para obtener datos que pudieran considerarse como “posibles”, se aplicaron cuatro criterios:

- Eliminar los datos de los dispositivos situados a más de 20 m del eje del túnel.

- Eliminar aquellos datos que presentaban levantamientos o cuando el volumen de asientos resultante es prácticamente nulo.

- En secciones formadas por varios hitos o por varios extensómetros de varillas, cuando no hay compatibilidad de movimientos entre ellos.

Atendiendo a dichos criterios, se consideraron válidos, “instrumentos posibles”, 1.918 (1.505 HN y 413 Exv), lo que supone un 43 % de los instalados y un 64 % de los disponibles (tabla 4).

### 6.2. Análisis comparativo

Se realizó un análisis comparativo entre el volumen de asientos estimado y el medido, teniendo en cuenta: la envolvente máxima y mínima del modelo Madrid (1999); la influencia del espesor resistente relativo sobre la clave del túnel (HP/D) y la facies considerada (detrítica, yesífera o transición).

Las conclusiones obtenidas de dicha comparación se resumen en:

- En la mayoría de los casos el volumen de asientos medidos es inferior al mínimo de los estimados: un 74 % de los valores medidos es menor a la envolvente mínima del modelo Madrid y tan solo un 5 % es superior a la envolvente máxima.

- Cuanto mayor es el espesor resistente relativo, mayor es el porcentaje de casos menores al mínimo: para  $H_p/D < 2$ , en un 71 % de los casos se cumple que  $V_{s,medido} < V_{s,mínimo}$ . Tal proporción aumenta al 85 % cuando  $H_p/D > 2$ .

	Instrumentos						
	Instalados		Disponibles		Posibles		
	HN	Ext	HN	Ext	HN	Ext	Total
MN1B	298	75	207	65	157	56	213
MN1C-2A	543	69	465	60	240	43	283
MN2B	448	42	346	32	196	30	226
L8 a T-4	78	21	63	16	56	15	71
L1-4	171	42	135	33	82	31	113
L11	366	33	117	20	82	11	93
L5	197	40	157	38	111	34	145
L1	114	81	111	81	58	69	127
L7.3	709	83	388	45	186	38	224
L3.1	641	127	392	75	226	68	294
L3.2	226	18	152	18	111	18	129
<b>TOTAL</b>	<b>3791</b>	<b>631</b>	<b>2533</b>	<b>483</b>	<b>1505</b>	<b>413</b>	<b>1918</b>
	4422		3016		1918		

Tabla 4. Distribución por líneas de los instrumentos instalados, disponibles y posibles

- Por facies, los valores en las detríticas son muy similares a los comentados. Para la facies de transición, en un 43 % de valores medidos es inferior al mínimo de los estimados. En las yesíferas están en un término intermedio a los indicados.

- Se puede indicar que el modelo Madrid (1999) resulta conservador en el sentido en que los asientos estimados son superiores a los reales.

### 7. Análisis de los datos

La comparativa anterior indicaba que el volumen de asientos estimado a partir de las mediciones reales estaba influido por la naturaleza de la formación geotécnica y por el parámetro  $H_p/D$ . Además se pretendía analizar la influencia de otros factores como: posición del punto de medida respecto a la posición del punto de inflexión, presión en la cámara de la tuneladora y la cobertera total.

La metodología aplicada a la totalidad de los datos es la que se comenta en las líneas siguientes.

Se observó que la mayoría de los datos están en el intervalo de variación de  $H_p/D$  entre 0,5 y 2. Un volumen de asientos inferior al 0,2 % se presenta en el 67,3 % del total y por el contrario, tan solo un 2,8 % presentan un  $V_s > 1$  %. Realizando análisis similares, se adoptó como rango de variación de los datos el indicado en la tabla 5.

De los 1.918 datos posibles y, teniendo en cuenta los criterios de variación indicados, quedaron reducidos a 1.204 casos, distribuidos por formaciones y por  $H_p/D$  como se indica en la tabla 6.

$H_p/D$	$V_s$ (%)
< 0,50	0,50 – 2,00
0,50 – 1,00	0,20 – 2,00
1,00 – 1,50	0,10 – 0,60
> 1,50	< 0,20

Tabla 5. Variación de  $V_s$  con  $H_p/D$

Formación	Análisis ( $H_p/D$ )					
	Posibles			Reales		
	$H_p/D < 2$	$H_p/D > 2$	Total	$H_p/D < 2$	$H_p/D > 2$	Total
Detrítica	688	331	999	382	310	692
Transición	272	0	272	106		106
Yesífera	580	67	647	376	30	406
<b>Total</b>	<b>1520</b>	<b>398</b>	<b>1918</b>	<b>864</b>	<b>340</b>	<b>1204</b>

Tabla 6. Casos del volumen de asientos adoptados para el análisis

Se comprobó que el comportamiento de dichos datos era diferente según el recubrimiento resistente relativo fuese mayor o menor de 2, adoptándose leyes de variación diferentes:

- Para  $H_p/D < 2$ :  $V_s$  (%) decrece a medida que aumenta ( $H_p/D$ ) por lo que se adoptó una ley del tipo logarítmico.

- Para  $H_p/D > 2$ : la totalidad de los valores son inferiores al 0,2 %, adoptándose en este caso un valor medio.

Teniendo en cuenta dichas particularidades, para el conjunto de todos los datos se adoptó una ley del tipo:

- Para  $H_p/D < 1,89$ :  $V_s$  (%) = - 0,4296 Ln ( $H_p/D$ ) + 0,3432

- Para  $H_p/D > 1,89$ :  $V_s$  (%) = 0,07 ± 0,046

El valor de 1,89 se obtiene de igualar la ley logarítmica al valor constante.

Realizando un análisis similar a los diversos criterios dispuestos, se obtuvieron un total de 12 leyes, resumidas en la tabla 7 y representadas en la figura 11, junto con la envolvente máxima y mínima del modelo Madrid. En dicha tabla se indica:

- Criterio utilizado y muestra analizada (nombre y nº de casos).



Criterio	Muestra	n <sub>Total</sub>	Ley logarítmica				Constante			
			H <sub>p</sub> /D ≤	n <sub>i</sub>	Ecuación	R <sup>2</sup>	H <sub>p</sub> /D ≥	n <sub>2</sub>	Media	Des. St
Global	Todas	1204	1,89	864	V <sub>s</sub> = -0,4296 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,3432	0,5110	1,89	340	0,070	0,046
Por formaciones	Detriticas	692	1,83	382	V <sub>s</sub> = -0,4089 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,3160	0,4977	1,83	310	0,069	0,046
	Transición	106	2,00	106	V <sub>s</sub> = -0,3811 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,4264	0,3083	2,00		0,162	
	Yesíferas	406	1,89	376	V <sub>s</sub> = -0,3849 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,3262	0,4161	1,89	30	0,082	0,049
Por posición punto de medida	x < i/2	668	1,90	445	V <sub>s</sub> = -0,3587 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,3004	0,4871	1,90	223	0,071	0,046
	i/2 < x < 15	402	1,87	319	V <sub>s</sub> = -0,4280 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,3482	0,5126	1,87	83	0,080	0,045
	x > 15	133	1,83	99	V <sub>s</sub> = -0,6560 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,4727	0,6870	1,83	34	0,076	0,047
Por presión en cámara EPB	P <sub>EPB</sub> > 0,2γH	215	1,99	202	V <sub>s</sub> = -0,4314 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,3491	0,3578	1,99	13	0,052	0,032
	0,1γH < P <sub>EPB</sub> < 0,2γH	596	1,85	465	V <sub>s</sub> = -0,4417 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,3509	0,4798	1,85	131	0,080	0,048
	P <sub>EPB</sub> < 0,1γH	233	1,90	90	V <sub>s</sub> = -0,5545 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,4192	0,6112	1,90	143	0,063	0,042
Por recubrimiento total	H <sub>t</sub> /D < 2 (H <sub>p</sub> /D < 2)	897	1,89	557	V <sub>s</sub> = -0,4307 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,3450	0,4286	1,89	340	0,071	0,046
	H <sub>t</sub> /D > 2 (H <sub>p</sub> /D < 2)	647	1,89	307	V <sub>s</sub> = -0,3914 Ln(H <sub>p</sub> /D) + 0,3202	0,4538				

Tabla 7. Leyes de variación de V<sub>s,medido</sub> en función de H<sub>p</sub>/D según los criterios analizados

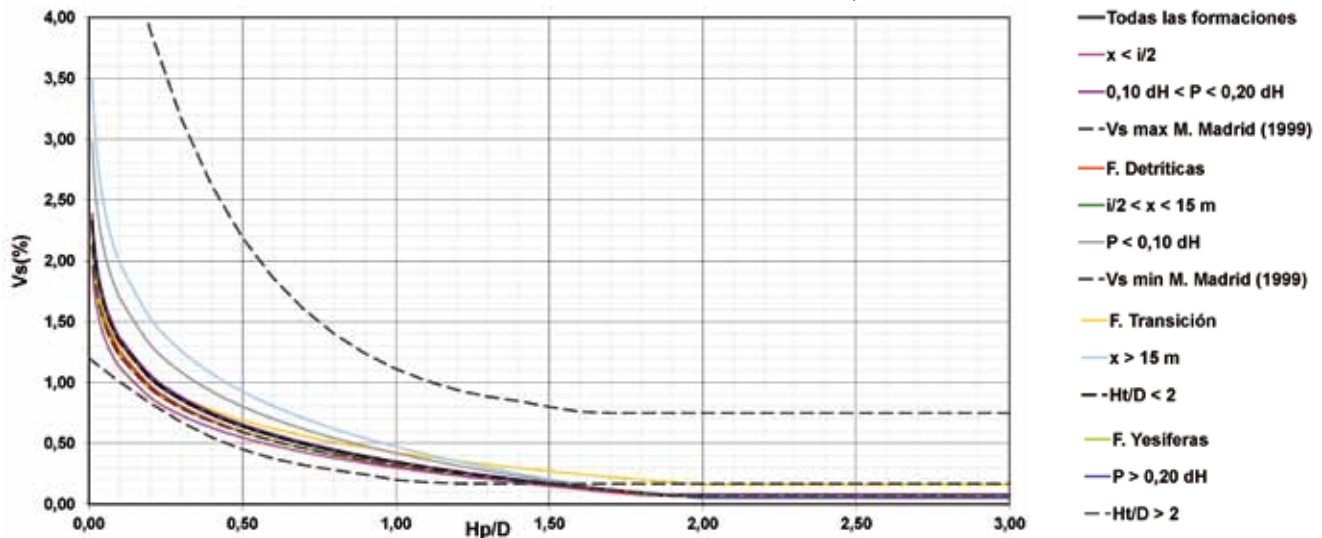


Fig. 11. Leyes de variación del V<sub>s,medido</sub> en función de H<sub>p</sub>/D en todos los criterios analizados

- Ley logarítmica, indicando el intervalo de aplicación (valor máximo de H<sub>p</sub>/D), número de datos considerados y ecuación con el coeficiente de regresión.

- Valor constante, indicando el intervalo de aplicación (valor de H<sub>p</sub>/D a partir del cual se aplica), número de datos considerados, valor medio y desviación estándar.

Del análisis anterior se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Todas las leyes son inferiores a la envolvente máxima del modelo Madrid (1999). Para H<sub>p</sub>/D > 1,5 todas las leyes son inferiores a la envolvente mínima.

- Todas presentan valores similares para H<sub>p</sub>/D > 1,90.

- De las once leyes obtenidas sin considerar la global, sólo en tres de ellas (formación de transición, posición del punto de medida a más de 15 m del eje del túnel y presión en la cámara inferior al 10 % de la vertical) el volumen de asientos es superior al obtenido para el conjunto de todos los valores.

### 8. Propuesta de modelo

Con lo anteriormente expuesto, no parece lógico diferenciar una ley para cada uno de los criterios aplicados sino adoptar una única ley, proponiendo (figura 12):

- Para H<sub>p</sub>/D < 1,90: V<sub>s</sub> (%) = - 0,4296 Ln (H<sub>p</sub>/D) + 0,3432

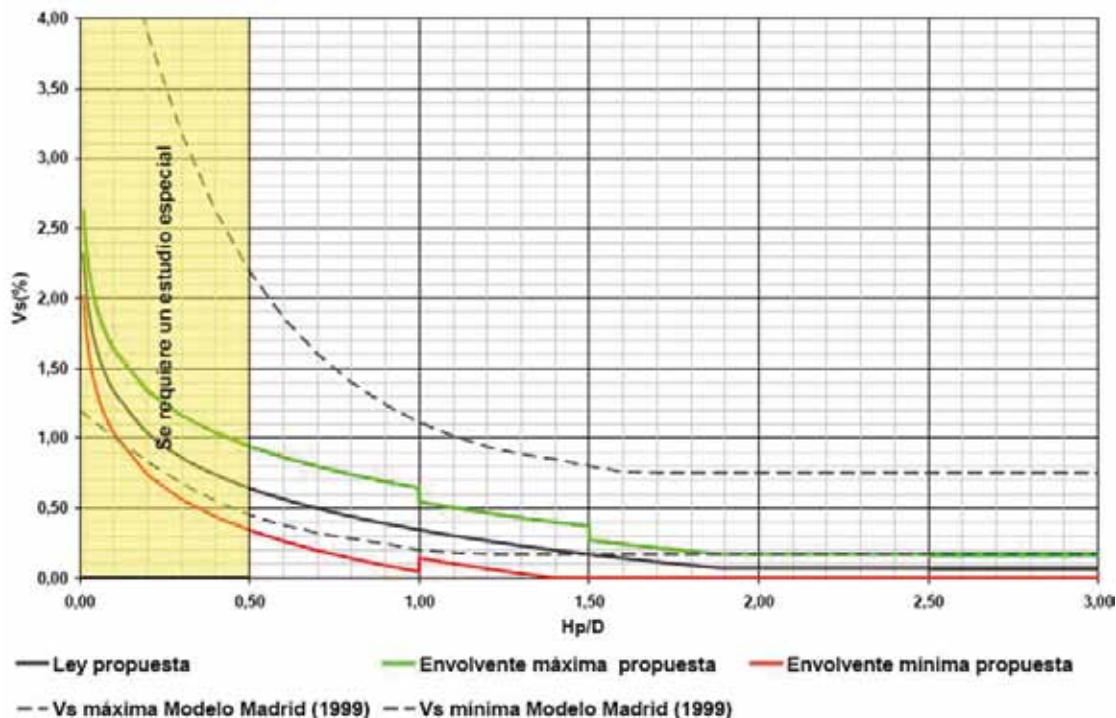


Fig. 12. Ley de variación del volumen de asientos en función de  $H_p/D$

- Para  $H_p/D > 1,90$ :  $V_s (%) = 0,10$

Con el intervalo de variación siguiente:

- Para  $H_p/D < 1,00$ :  $V_s (%) 0,30$

- Para  $1,00 < H_p/D < 1,50$ :  $V_s (%) 0,20$

- Para  $H_p/D > 1,50$ :  $V_s (%) 0,10$

Para  $H_p/D < 0,50$  se requiere un estudio especial.

### 9. Validación del modelo

Se pretendía analizar la ‘bondad’ del modelo propuesto con los asientos medidos en tres obras ejecutadas en la legislatura siguiente (2007-2011, Línea 2 y Línea 11 y Línea ferroviaria Móstoles-Navalcarnero).

Aplicando la misma metodología que para el establecimiento del modelo, de los 660 elementos disponibles se consideraron 366 datos ‘reales’ o válidos (tabla 8).

El volumen de asientos deducido de las medidas de los 366 instrumentos se representó junto a la ley deducida (figura 13),

constatando que en 112 casos (31 %) los valores medidos eran inferiores a la envolvente mínima propuesta, en 15 casos (4 %) eran superiores a la envolvente máxima y en el 65 % restante (239 casos) los valores estaban comprendidos entre la envolvente máxima y mínima.

Esto permite indicar:

- El modelo deducido es adecuado, aunque podría considerarse algo conservador, pues presenta valores inferiores a la envolvente mínima propuesta.

- No se obtienen valores superiores a la envolvente máxima cuando se lleva un control exhaustivo de la presión en la cámara, no del valor en clave, sino del gradiente de presiones (caso de Línea 2).

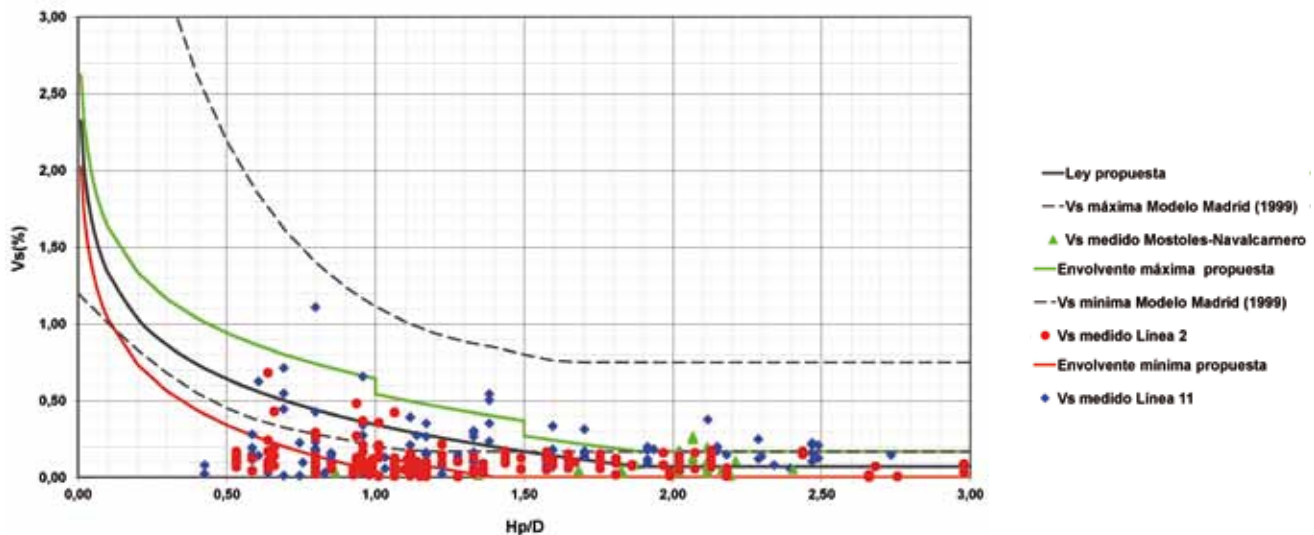
- Los valores medidos superiores a la envolvente máxima propuesta se debe a la presencia de rellenos importantes, aún con coberteras resistentes importantes (Línea 11).

### 10. Conclusiones, limitaciones e investigaciones futuras

Las principales conclusiones obtenidas del estudio llevado a cabo son:

	Instrumentos						
	Disponibles		Posibles		Reales		
	HN	Ext	HN	Ext	HN	Ext	Total
Mostoles- Navalcarnero	59	21	20	15	18	15	33
Línea 2 a Las Rosas	294	33	180	31	178	31	209
línea 11 a La Fortuna	211	42	113	35	91	33	124
<b>TOTAL</b>	564	96	313	81	287	79	366
	660		394		366		

**Tabla 8. Resumen  
 instrumentos utilizados  
 para la calibración del  
 modelo**



**Fig. 13. Validación del modelo: valores de  $V_s$  en las obras ejecutadas en periodo 2007-2011**

- El modelo Madrid (1999) resultaba conservador (la mayor parte del volumen de asientos obtenidos a partir de los datos de la instrumentación dispuesta era inferior al volumen de asientos deducido de dicha ley, para el caso de tuneladoras EPB).

- Se debe establecer un nuevo modelo.

- Dicho modelo se establece teniendo en cuenta la cubeta de asientos se asemeja a una campana invertida de Gauss, la posición del punto de inflexión se establece acorde a los modelos existentes (Oteo y Sagaset) y es un modelo en "campo libre".

- Dicho modelo permite comparar el recubrimiento terciario (resistente) relativo y el volumen de asientos (adimensional e independiente del diámetro).

- El modelo adoptado presenta un tramo logarítmico y otro constante, con un intervalo de variación (establecimiento de una envolvente máxima y mínima).

- Dicho modelo se ha validado y existe concordancia entre los valores estimados y los obtenidos a partir de la instrumentación dispuesta.

Las principales limitaciones que presenta el modelo son:

- Se establece para un túnel sin tener en cuenta la posibilidad de las subsidencias generadas por un túnel gemelo realizado en las proximidades.

- La validez del modelo se ha probado para  $H_p/D > 0,5$ .

- Se ha probado para los terrenos del área de Madrid: niveles terciarios resistentes (englobados todos ellos en una misma

categoría geotécnica) sobre los que se sitúan depósitos cuaternarios sin ninguna resistencia.

- La estimación del volumen de asientos debe tomarse como un valor orientativo.

La diferencia entre el modelo establecido en el año 1999 (hasta ese momento las tuneladoras de Madrid iban casi sin presión frontal) y el resultado de la tesis doctoral presentada se debe fundamentalmente a que se lleva un control mayor en los parámetros de excavación de la tuneladora. Por lo tanto, las investigaciones futuras se deben orientar al modo de limitar la subsidencia por la ejecución de una obra subterránea mediante tuneladora, proponiendo:

- Disponer un plan de avance de la tuneladora, que contemple aspectos tales como: perfil geotécnico del terreno, presión en clave en la cámara, peso de excavación esperable por avance, etc.

- Control de la presión en la cámara de tierras, disponiendo varias células a diferentes alturas en la cámara de presión, de forma que aseguren la existencia de un gradiente de presiones y que el grado de llenado de la cámara sea el máximo compatible con el funcionamiento deseado.

- Relleno adecuado del *gap*: durante el proceso de excavación, si se comprueba la inestabilidad del terreno excavado, mediante la utilización de bentonita inyectada a través del escudo o bien en el proceso de inyección del trasdós de las dovelas, asegurándose que el volumen inyectado es similar al teórico.

- Control del volumen (peso) excavado, indicando en cada anillo (teniendo en cuenta los próximos) su relación con el teórico, para conocer la posibilidad de sobreexcavación o la presencia de huecos y actuar en consecuencia.

- Tratamiento preventivo del terreno en las zonas en donde se prevea subsidencias elevadas. **ROP**

#### Referencias

- Arnáiz, M. (1993): "Sistemas constructivos en obras en ejecución para la ampliación del Metro de Madrid". La ampliación del Metro de Madrid. AETOS. Madrid.

- Attewell, P.B. y Yeates, J. (1984): "Tunnelling in soil" en el libro "Ground movements and their effects on structures". Surrey University Press.

- De la Fuente, P. y Oteo, C (1996): "Theoretical research on the subsidence originated by underground construction in urban areas".

- Díez Rubio, F. (2007): "Establecimiento del nivel de control de las actuaciones geotécnicas en las obras subterráneas urbanas". Trabajo de Suficiencia Investigadora del Doctorado. Universidad Politécnica de Madrid.

- Díez, F.: "Nuevo modelo Madrid para la estimación de asientos producidos en túneles con tuneladoras EPB de gran diámetro". Tesis Doctoral dirigida por el Prof. Oteo. Calificación: Sobresaliente Cum Laude. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. U.P. Madrid. Enero 2011.

- González, A. y Trabada, J. (2000): "Tramos VII, VIII y IX (Getafe) de Metrosur". ROP nº 3.405.

- Medina Rodríguez, L. (1999): "Estudio de los movimientos originados por la excavación de túneles con escudo de presión de tierras en los suelos tosquizos de Madrid". Tesis Doctoral. Universidad de La Coruña.

- Melis, M. (2007): "Underground excavations in soils and soft rocks. Insight in the case of Madrid". XIV ECSMFE. Madrid.

-Oteo, C y Sagasetta, C (1997): "Subsidencia producida por los túneles". Capítulo 20 del libro: "Manual de túneles y obras subterráneas". Editor Calor López Jimeno.

- Oteo, C (1980) "Subsidencia originada por la excavación de túneles". Capítulo en "Geotecnia y Cimientos III", dirigido por J.A. Jiménez Salas. Ed. Rueda. Madrid.

- Oteo, C. (2001): Trabajo de Investigación: "Prevención de daños inducidos por la excavación de túneles en estructuras próximas". Presentada en la U.P.M.

- Oteo, C. y Rodríguez Ortiz (1997): "Subsidencia y auscultación en los túneles del Metro de Madrid". ROP nº 3.369.

- Oteo, C., Arnáiz, M., Trabada, J. y Melis, M. (1999): "The Madrid Model: a semi-empirical method for subsidence estimating". World Tunnell Congres. Oslo.

- Peck, R.B. (1969): "Deep excavations and tunnelling in soft ground". 7th ICSMFE, Mexico.

- Rodríguez Ortiz, J.M. (1993): "Subsidencia y auscultación". La ampliación del Metro de Madrid. AETOS. Madrid.

- Rodríguez Ortiz, JM. (2007): "Ground deformations associated with urban tunnels". XIV ECSMFE. Madrid.

- Sagasetta, C. y Oteo, C. (1974a): "Análisis de la subsidencia originada por la excavación de túneles". 1er Simposio Nacional de Túneles. Madrid.

- Trabada, J., González, A.; Díaz, J.M., Herrera, M y Díez F. (2007): "Control y seguimiento geotécnico de los diversos planes de ampliación del Metro de Madrid". Capítulo 13. Ingeotúneles nº 12. Editor: Carlos López Jimeno.

# Los túneles de desvío de la presa de La Yesca (México)



**Manuel Romana Ruiz**

Catedrático emérito de Ingeniería del Terreno. Universidad Politécnica de Valencia

## Resumen

El complejo hidroeléctrico de La Yesca está en México sobre el río Santiago. La presa es de escollera con pantalla de hormigón (tipo CFRD) con 208 m de altura. La central subterránea tiene 750 Mw. Al comenzar a excavar, en 2008, los dos túneles de desvío (en herradura, 14m x 14m cada uno) se produjo un gran corrimiento de ladera (del orden de dos millones de m<sup>3</sup>) con velocidad de deformación de 5 mm/día. Se describe el corrimiento y las medidas de corrección tomadas. La presa se terminó en 2012 y embalsó a altura máxima en otoño de 2013.

## Palabras clave

Túneles, deslizamiento, presas CFRD, desvío, ignimbritas, riolitas

## Abstract

*The La Yesca hydroelectric plant is located on the Santiago River in Mexico. The concrete face rockfill dam (CFRD) is 208 m high. The 750 MW power station is underground. In 2008, when starting the excavation of the two river deviation tunnels (14mx14m. each one; horseshoe shape), there was a large landslide (around two million cubic meters) with a deformation velocity of 5 mm/day. The paper describes the landslide and the necessary correction measures taken to cope with it. The dam was completed in 2012; maximum reservoir height was reached by October 2013.*

## Keywords

*Tunnels, landslide, CFRD dams, deviation, ignimbrite, rhyolite*

## 1. Introducción

Casi al comienzo de la excavación de los túneles de desvío del río Santiago para la construcción de la presa de La Yesca en México se produjo un gran deslizamiento de ladera que puso en cuestión la viabilidad de todo el proyecto hidroeléctrico. Se describen las medidas necesarias para la corrección del deslizamiento sobre los túneles. Fue necesario introducir cambios en la posición de la presa para evitar que su plinto estribase sobre la parte movida de la ladera y medidas para controlar las presiones intersticiales bajo la cimentación, aguas arriba y aguas abajo del plano de estanqueidad de la presa, pero no se describen porque caen fuera del tema de este número monográfico de la ROP. El autor ha trabajado, desde al año 2008, (y aún trabaja actualmente) como asesor de construcción, y proyecto de detalle, de la presa y central, para la empresa constructora mexicana ICA, que ha construido toda la obra civil del complejo hidroeléctrico.

## 2. El complejo hidroeléctrico de la presa de La Yesca

La presa de La Yesca (oficialmente Proyecto Hidroeléctrico “Alfredo Elías Ayub”) está en México, en el río Grande de San-

tiago, que es el límite entre los estados de Jalisco y Nayarit y desemboca en Puerto Vallarta en el Océano Pacífico. El río Santiago dispone ya de un conjunto de presas para la generación hidroeléctrica (presas de Aguamilpa y El Cajón) construidas y operadas por el organismo estatal mexicano, Comisión Federal de Electricidad (CFE).

La presa de La Yesca es una presa de escollera con pantalla de hormigón (CFRD) de 208 m de altura (la segunda más alta del mundo), con una longitud en coronación de 628,7 m y un volumen de  $12 \times 10^6 \text{ m}^3$ . El embalse tiene una capacidad de  $1.392 \times 10^6 \text{ m}^3$ . Se construye para la generación de energía eléctrica en una central subterránea con dos turbinas tipo Francis de 375 MW cada una (producción de electricidad anual prevista: 1.210 GWh) suministradas y montadas por la empresa ucraniana Energoprojekt. Las dos tomas y la central subterránea están situadas en la margen derecha del río. El aliviadero tiene seis vanos, con compuertas radiales, para una avenida máxima prevista de  $15.915 \text{ m}^3/\text{s}$ , y está situado en la margen izquierda. También en la margen izquierda están situados los dos túneles de desvío

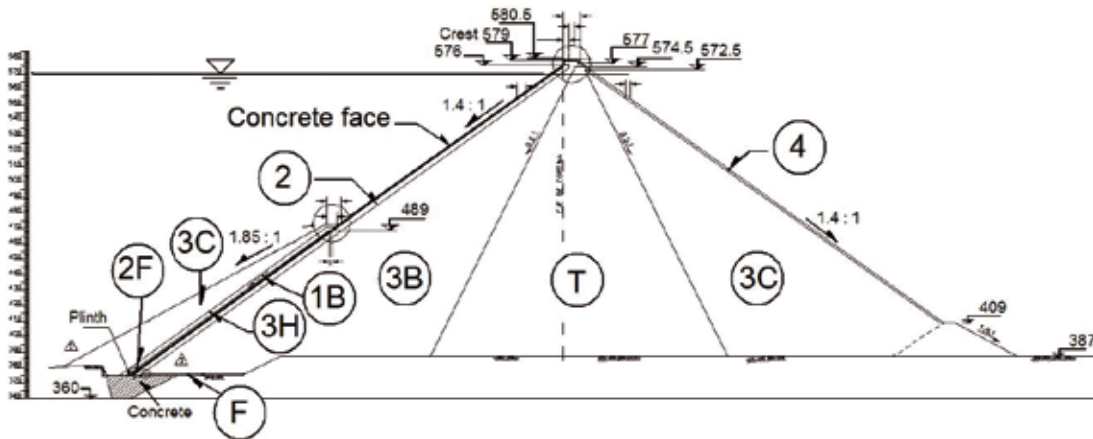


Fig. 1. Sección tipo (de altura máxima) de la presa de La Yesca (Aleman et al., 2011), con la nomenclatura habitual en las presas de pantalla de hormigón (CFRD Int. Soc., 2008)



Fig. 2. La presa de La Yesca en septiembre de 2013 (CNN)

y el desagüe de fondo. La figura 1 muestra la sección tipo de la presa.

El proyecto básico es de CFE (a través de su división GEIC) y ha sido dirigido por el ingeniero mexicano Humberto Marengo Mogollón, que dirigió también la construcción. Como asesores de CFE han trabajado el ingeniero suizo Giovanni Lombardi y varios ingenieros brasileños. El proyecto de detalle ha sido realizado en obra por ICA con la colaboración de la empresa colombiana Ingetec. El coste total de la obra supera los 1.100 millones de dólares.

La obra civil principal de la presa comenzó a primeros de 2008 y se terminó a primeros de 2013. Se empezó a producir electricidad a principios del verano de 2013 y el embalse se llenó

durante el año 2013, alcanzando la cota máxima de agua en diciembre de 2013. Algunos tratamientos del terreno están realizándose todavía en este año 2014 pero, en conjunto, se han cumplido los plazos programados. La figura 2 muestra la presa en septiembre de 2013.

### 3. El terreno

El terreno es volcánico, del periodo cenozoico, dentro de la llamada 'faja volcánica central mexicana', y está compuesto básicamente por una gran serie de coladas ignimbríticas y, en menor medida, dacíticas, riolíticas y riodacíticas. Hay intrusiones menores de basaltos y cantidades escasas de sedimentos fluviales entre algunas coladas y en el lecho del río. Aguas arriba de la presa aparece un pequeño dique-batolito de granito que cruza oblicuamente el valle y termina en el terreno situado entre

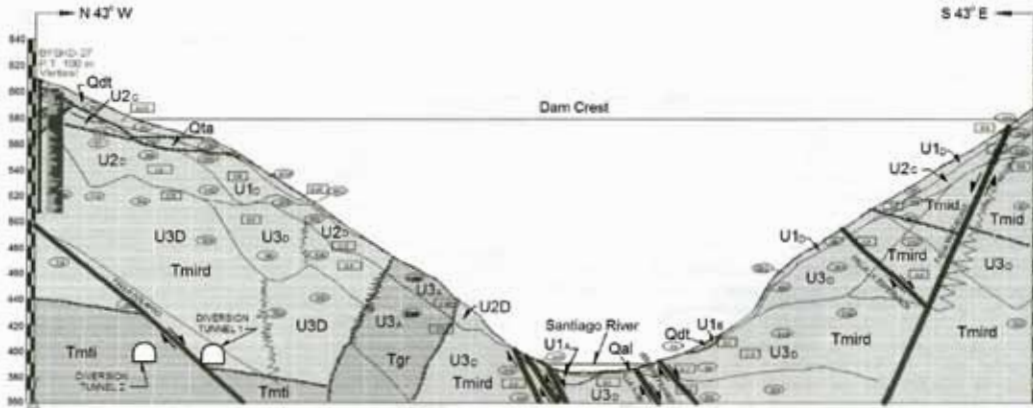


Fig. 3. Sección tipo geológica por el plinto de la presa (Alemán et al., 2011)

las embocaduras de los dos túneles de desvío. En el propio emplazamiento de la presa hay una gran caldera volcánica, que ha sido reexcavada por el río. Todo este conjunto, un poco caótico, está surcado por varias familias de fallas con diversos rumbos y buzamientos.

El material utilizado en la construcción de la presa es básicamente ignimbrítico y está ligeramente alterado, lo que ha favorecido su compactación (realizada por los sistemas habituales con adición de agua) por la creación de finos durante el proceso. Los asentamientos del cuerpo de presa han sido muy reducidos.

La cartografía geológica del emplazamiento es muy minuciosa y recoge con detalle todos los afloramientos en superficie, pero es de poca ayuda para prever las formaciones que se pudieran encontrar en profundidad, a pesar de que durante la fase de proyecto la CFE realizó numerosos sondeos, especialmente en la traza del plinto de la presa. La figura 3 reproduce la sección geológica por el plinto publicada por CFE en una comunicación donde aparecen también datos muy interesantes sobre los estudios y trabajos geotécnicos desarrollados por GEIC para el proyecto de la presa (Alemán et al., 2011).

Durante la construcción de la obra se detectaron algunos niveles artesianos en la parte baja de la margen izquierda, con agua a temperatura algo superior a la del ambiente. Actualmente, en 2014, la elevación de los niveles freáticos regionales ha hecho aflorar en las galerías de la margen izquierda caudales más importantes, y a temperaturas próximas a los 70°, de aguas de origen geotérmico no determinado.

#### 4. Los túneles de desvío y el deslizamiento

Los dos túneles de desvío tienen una sección en herradura con dimensiones en la embocadura de 14 m x

14 m cada uno. El caudal máximo de los dos túneles es 5.738 m<sup>3</sup>/s, con una velocidad de 16,4 m/s. Las obras de desvío (ataguía y túneles) pueden evacuar una avenida de 7.578 m<sup>3</sup>/s. La figura 4 muestra el interior de uno de los túneles.

Los métodos constructivos de los túneles de desvío y de los túneles auxiliares de la caverna hidroeléctrica se insertan en la tradición americana: en México se ha utilizado poco el Nuevo Método Austriaco y sólo recientemente y para túneles de carretera, de menores dimensiones y con sección convencional. En <http://www.youtube.com/watch?v=jc8EzNIVGq4> puede descargarse un documental de diez minutos de duración sobre la construcción de los túneles en La Yesca.

La obra se inició a primeros de 2008. El emboquille de los túneles de desvío requirió una importante excavación en la ladera, muy empinada en esa zona. A primeros de junio, tres meses después de comenzar la excavación de los túneles, se produjo bruscamente un deslizamiento plano en la margen izquierda, siguiendo una falla rellena con milonito volcánico. No existían trazas de agua en la ladera: el nivel freático natural estaba a la cota del río, lo que fue confirmado mediante la instalación de una serie de piezómetros dentro del cuerpo del deslizamiento. Pero la situación cambiaría drásticamente tras la construcción de la presa con niveles freáticos regionales altos.

El volumen deslizado no se conoce con seguridad, a pesar de una amplia campaña de instrumentación en la ladera (tanto en superficie como en profundidad) y en el interior de los túneles, pero se estima que es del orden de 2 a 2,5 por millones de m<sup>3</sup>. Las figuras 5 y 6 presentan dos vistas diferentes de las trazas del deslizamiento en la ladera.



Fig. 4. Interior y boca de uno de los túneles



Fig. 5. Vista frontal de los túneles y esquema del deslizamiento



Fig. 6. Vista lateral de la ladera con el esquema del deslizamiento

La falla afloraba en el frente del túnel (figura 7) y en la ladera de forma que fue instrumentada con rapidez y facilidad. No había trazas de agua. Los desplazamientos iniciales fueron muy rápidos, con velocidades de hasta 4-5 mm (figura 8). Las tres gráficas corresponden a las tres componentes del movimiento. Se han realizado numerosos análisis geotécnicos del deslizamiento: en dos dimensiones con directrices circulares o simplificadas a dos grandes cuñas; en tres dimensiones con el método de Bishop extendido o con directrices complejas, y cálculo por

elementos finitos (figura 9). Las muestras del milonito de falla eran limosas, con plasticidad muy reducida. Los ensayos de corte realizados con las muestras secas en diversos laboratorios dieron ángulos de rozamiento entre 12° y 16°, valores que coincidían grosso modo con los resultados de los diversos análisis retrospectivos. Pero la falta de conocimiento exacto del desarrollo en profundidad de la superficie del deslizamiento resultó un fuerte *handicap* para una definición precisa del coeficiente de seguridad, de forma que el parámetro de control





Fig. 7. Afloramiento de la falla en el frente del túnel

adoptado fue la velocidad de deformación en el afloramiento de la superficie de deslizamiento.

El deslizamiento afectó seriamente a los dos túneles, produciéndoles roturas por torsión en el sostenimiento-revestimiento, que tuvo que ser fuertemente reforzado. No había muchas posibilidades de actuación en un deslizamiento “seco” de esta magnitud, que amenazaba seriamente la viabilidad de la obra, si se quería construir la presa en plazo. La corrección del deslizamiento se realizó descargando pesos en su parte superior mediante una serie de excavaciones sucesivas de la cabeza del deslizamiento, en la ladera sobre los túneles, con un volumen total de 700.000 m<sup>3</sup> de roca sobre la traza de los túneles (obra comenzada en junio de 2008 y terminada en septiembre del año 2009) y aumentando la resistencia en

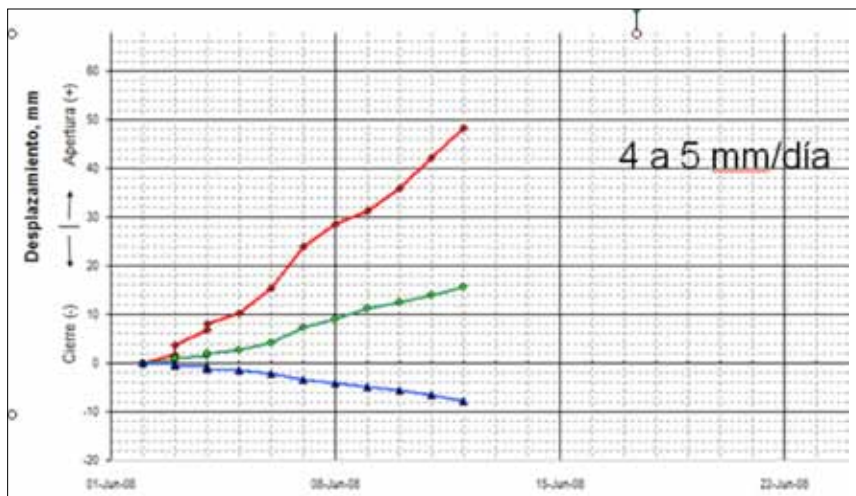


Fig. 8. Velocidad inicial de desplazamiento del deslizamiento.

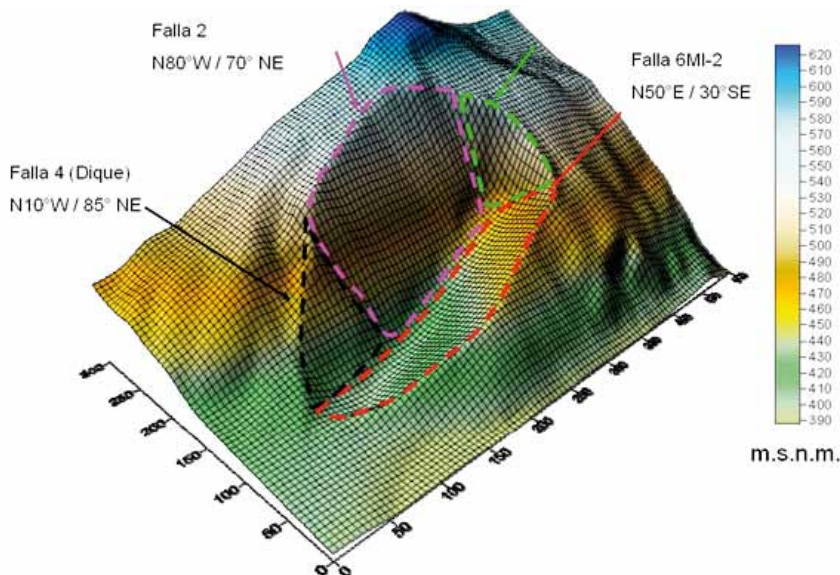


Fig. 9. Modelo del deslizamiento para el cálculo por elementos finitos

la base del deslizamiento mediante la construcción de dos falsos túneles que prolongaron la embocadura hacia aguas arriba (y de un monolito de hormigón sobre los falsos túneles). La figura 10 muestra el esquema de las excavaciones sucesivas. La figura 11 muestra el estado final de la ladera, con las excavaciones superiores y el monolito de hormigón en la base del deslizamiento.

La velocidad del deslizamiento disminuyó rápidamente mientras se realizaban las obras de corrección (figura 12). Puede verse que la medida más efectiva para ralentizar el movimiento fue la primera etapa de excavación (la velocidad disminuyó un orden de magnitud en un mes, de 12 cm/mes a valores del orden de 1 cm/mes), pero la estabilización requirió más excavaciones y la construcción del monolito de hormigón en su base. Este comportamiento es frecuente en deslizamientos de estas dimensiones donde el posible efecto estabilizador de los anclajes es muy reducido, lo que ha sido comprobado en muchos casos.

Los túneles se terminaron de excavar con un revestimiento ‘pesado’ de hormigón y cerchas metálicas. El desvío de río

por los túneles, vital para el cumplimiento de los plazos de obra, se realizó el 12 de abril de 2009, casi seis meses antes de la terminación de las obras de corrección del deslizamiento, pero cuando se habían alcanzado velocidades de deformación reducidas en la ladera. El desvío del río funcionó hasta finales del año 2012, cuando la capacidad de regulación de la presa en construcción fue suficiente para controlar las avenidas. Cuando se volvieron a examinar los túneles en seco se comprobó que no habían sufrido daños durante su etapa de servicio. Se construyeron ‘taponos’ de hormigón fuertemente armados para que sirvieran de ‘llaves’ en la zona en que atraviesan la superficie de deslizamiento. También se añadió una gran lumbrera vertical de hormigón con el mismo fin.

El deslizamiento puede considerarse estabilizado, a la vista del satisfactorio comportamiento (ampliamente instrumentado) de la presa y de la ladera durante el llenado de la presa. La abundante instrumentación no señala desplazamientos de importancia durante las primeras fases de embalse y desembalse parcial. Las filtraciones en las galerías de la margen izquierda son reducidas para lo que es habitual en este tipo de presas CFRD de gran altura. **ROP**

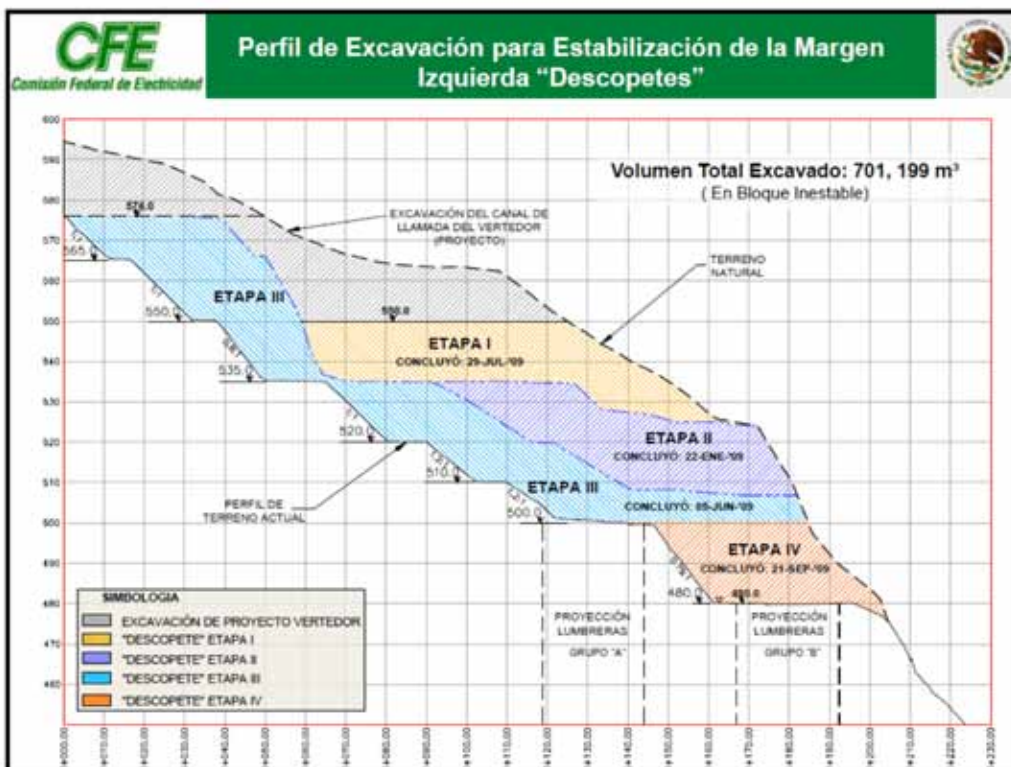


Fig. 10. Esquema de las excavaciones de descarga en la parte superior del deslizamiento ("descopetes" en la terminología mexicana), según CFE



Fig. 11. Vista de la ladera con las sucesivas excavaciones en su parte superior y el monolito de hormigón en la base del deslizamiento

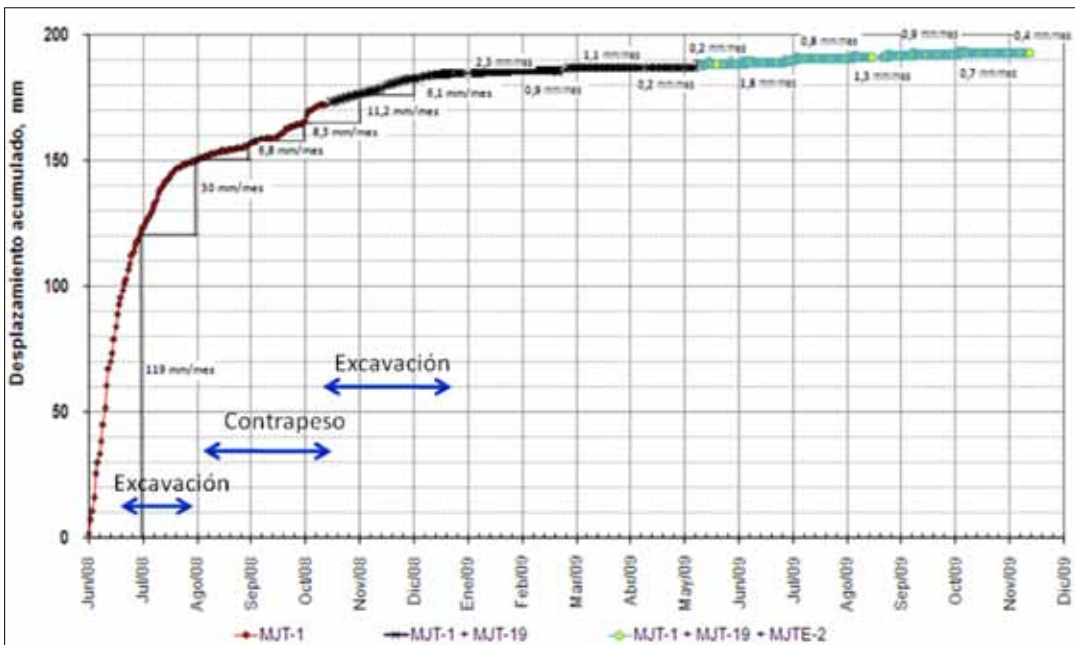
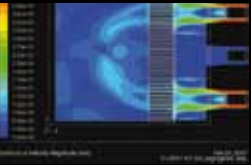


Fig. 12. Variación de la velocidad de deformación del corrimiento de junio de 2008 a diciembre de 2009

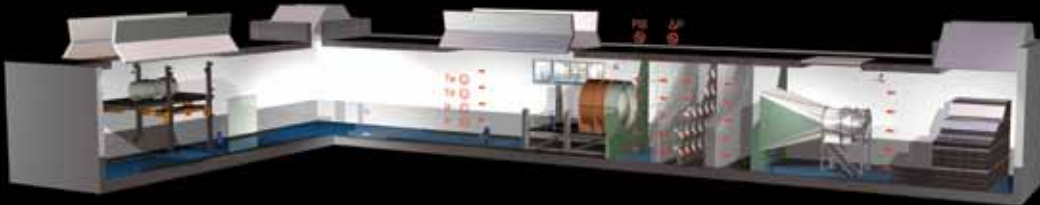
**Referencias**

- Alemán, J.D. , Pantoja, A. & Villegas S. (2011) "Geotechnical studies and design of La Yesca dam". Pan-Am CGS Geotechnical conference.  
 - CFRD International Society (2008) "Guidelines for design high concrete face rockfill dams (Draft)" [http://www.vncold.vn/Modules/CMS/Upload/13/Science/CFRDGuideEw\\_21\\_10\\_08/CFRDGuide\\_1.pdf](http://www.vncold.vn/Modules/CMS/Upload/13/Science/CFRDGuideEw_21_10_08/CFRDGuide_1.pdf).

- Marengo Mogollón, H. (2011) "Proyecto Hidroeléctrico La Yesca". Túneles en México. Aula Paymacotas. Departamento de Ingeniería y Cartografía del Terreno. Universidad Politécnica de Cataluña <https://www.etcg.upc.edu/docencia/aula-paymacotas/tunels-a-mexico/ponencias/marengo1.pdf>.  
 - Romana Ruiz, M. (2008 a 2014) "Informes sobre la construcción del Proyecto hidroeléctrico La Yesca". No publicados.



All you need is



"The biggest certified test tunnel in the world"

## The result of our experience

Over 45 years of experience, a high degree of technological competence and highly qualified staff endorse our work which is among the most valued and acknowledged in our sector.

[zitrón@zitrón.com](mailto:zitrón@zitrón.com)  
[www.zitrón.com](http://www.zitrón.com)

# Diseño sísmico de túneles



## Susana P. López García

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

DEA en Ingeniería del Terreno, UPM.

Departamento de Geotecnia y Obras Subterráneas de AECOM (España)

### Resumen

El presente artículo recopila las consideraciones generales a tener en cuenta en el diseño sísmico de túneles, el cual difiere del diseño de estructuras situadas en superficie, al encontrarse confinados por el terreno circundante. Se analizan los efectos que un sismo puede inducir en un túnel, principalmente los asociados al movimiento y vibraciones del terreno, de los cuales se exponen diferentes metodologías de análisis en función de los datos disponibles de la acción sísmica, del escenario o evento sísmico de diseño y de las herramientas de cálculo.

### Palabras clave

Túnel, pseudo-estático, dinámico, sísmico, deformación de corte

### Abstract

*A compilation of general considerations with regard to seismic tunnel design are presented in this article, which design differs for structures located above-ground due to be constrained by surrounding medium. The effects that a seismic may cause on a tunnel are analyzed, particularly those associated with ground displacements and deformations. The varying methodologies and analysis to be used which is dependent on the available information of seismic hazard to the site, design criteria or level of seismic event and calculation tools are discussed.*

### Keywords

*Tunnel, pseudo-static, dynamic, shear deformation, seismic*

## 1. Introducción

La consideración de los efectos sísmicos en el diseño de túneles no es práctica habitual en los proyectos realizados en España, principalmente debido a los niveles de sismicidad, inferiores a 0,20 g en la mayor parte del territorio español (NCSE-02), y a que los efectos sísmicos en estructuras subterráneas son menores que en estructuras en superficie.

El incremento de diseño de túneles en proyectos internacionales, producido en los últimos años, en zonas de elevada sismicidad, ha llevado asociado una adaptación a nuevas metodologías de cálculo y diseño.

## 2. Consideraciones generales en el diseño sísmico de túneles

El diseño sísmico de estructuras situadas en superficie y estructuras subterráneas difiere en que las primeras cuando reciben el movimiento del terreno muestran una respuesta determinada por fuerzas de inercia y sus des-

plazamientos pueden resultar significativamente diferentes de los impuestos por el terreno. Los métodos de diseño generalmente aplican pseudofuerzas estáticas que se aproximan a las fuerzas dinámicas inducidas.

Por el contrario, las estructuras subterráneas están confinadas por el suelo circundante en el que son excavadas y, por tanto, es improbable que sus desplazamientos difieran apreciablemente de los ocurridos en el terreno. Los métodos de cálculo están basados en movimientos y deformaciones del terreno y de la estructura (Wang, 1993).

### 2.1. Efectos sísmicos en túneles

Los efectos sísmicos en estructuras subterráneas se pueden clasificar en dos categorías (Dowding & Rozen, 1978), siendo generalmente mayores los daños producidos por la primera.

- Fallo del terreno: licuefacción de suelos, deslizamientos, caída de bloques de roca, ruptura de fallas, movimientos tectónicos...

Los posibles efectos de la licuefacción del terreno en los túneles son incrementos de las presiones en el sostenimiento, flotación o hundimiento del túnel y desplazamientos laterales.

No es recomendable, en general, diseñar la estructura para resistir las deformaciones debidas al fallo del terreno, siendo más adecuado realizar tratamientos del terreno para que no se produzca el fallo durante el sismo o bien evitar los suelos susceptibles de licuar.

Los deslizamientos suelen estar asociados a zonas donde la profundidad del túnel es reducida y a zonas de emboquilles.

En el caso de fallas activas, cuando resulte inevitable atravesarlas con el trazado del túnel, lo recomendable es hacer un diseño flexible que permita el movimiento de la falla, limite el daño y facilite la reparación rápida de la estructura (Bobet, 2012).

- Movimiento y vibraciones del terreno: la propagación de las ondas sísmicas a través de la corteza terrestre produce deformaciones y movimientos en el terreno que son transmitidas a las estructuras subterráneas pudiendo producir tanto fracturas y rotura del sostenimiento del túnel como la reducción de la resistencia del terreno situado en el entorno del túnel, aumentando las presiones sobre el sostenimiento.

Los efectos sísmicos en túneles debidos al movimiento del terreno dependen de diversos factores, pudiéndose considerar los siguientes criterios generales:

- Son menores en túneles excavados en roca que en suelos.
- Son menores cuanto más profundo es el túnel.
- Son mayores en zonas de falla y terrenos de mala calidad geotécnica.

**2.2. Daños en túneles según la aceleración sísmica**

Diversos autores han llevado a cabo una recopilación de datos referentes a los daños producidos en túneles reales tras ser afectados por sismos.

Dowding y Rozen (1978) relacionaron la aceleración sísmica generada por el terremoto, con los daños producidos por el

mismo. La intensidad de daño se clasificó en tres niveles: clase A, clase B y clase C (tabla 1), y se dedujo que para aceleraciones sísmicas menores a 0,20 g, no se espera que los terremotos produzcan afecciones significativas en los túneles.

Power et al. (1998) realizaron una nueva clasificación de los niveles de daño, estableciendo cuatro niveles:

- Ningún daño.
- Daño ligero. Pequeñas fracturas y desprendimientos en el sostenimiento.
- Daño moderado. Fracturas y desprendimientos mayores.
- Daño elevado. Total o parcial colapso del túnel.

Aceleración máxima del terreno en superficie a (g)	Clase	Clasificación de los daños (L = longitud de fracturas y W = anchura de fracturas)
< 0,2	A	Daño ligero. L < 5 m W > 3mm No afección a la funcionalidad, no necesaria rehabilitación, no cortes en el servicio
0,2 - 0,5	B	Daño moderado. L < 5 m W > 3 mm. Desplazamientos diferenciales debido a las fracturas. Afección a la funcionalidad, cortes en el servicio hasta la completa rehabilitación
> 0,5	C	Daño severo. Deslizamientos de terreno y licuefacción, Colapso estructural del túnel. Corte del servicio sin posibilidad de rehabilitación

**Tabla 1. Relación entre las aceleraciones sísmicas registradas y los daños de los terremotos (Dowding & Rozen, 1978)**

En la figura 1 se recogen las relaciones entre los daños producidos en túneles por el movimiento y vibraciones del terreno y la aceleración sísmica, en función del tipo de sostenimiento instalado en el túnel, no observándose daños en los túneles para cualquier tipo de sostenimiento

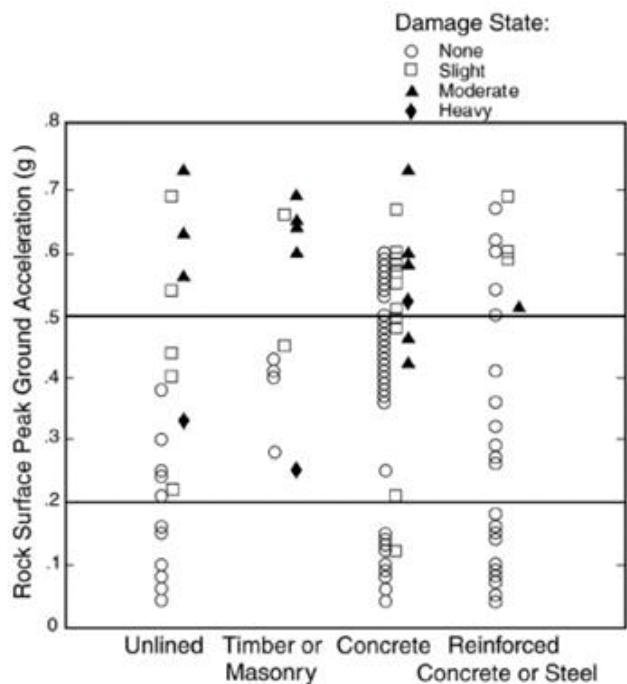


Fig. 1. Observaciones empíricas de daños inducidos en túneles subterráneos en función de la aceleración sísmica (Power et al., 1998)

para aceleraciones menores o iguales de 0,20 g, coincidente con el criterio de Dowding y Rozen (1978).

### 2.3. Normativas. Periodo de retorno de diseño

El diseño sismorresistente de un túnel se basa en dotar a la estructura de la capacidad resistente para soportar un determinado nivel de movimiento sísmico sufriendo daños que no excedan un nivel admisible predefinido.

La tendencia actual a nivel mundial en el diseño de túneles es la consideración de dos escenarios de cálculo (Hashash, 2001):

- ODE (*Operating Design Earthquake*): sismo esperado al menos una vez durante la vida útil de la estructura la cual debe continuar en servicio durante y después del sismo, experimentando poco o ningún daño y con deformaciones elásticas.

- MDE (*Maximum Design Earthquake*): sismo máximo que puede ser experimentado en el emplazamiento de la estructura, la cual debe mantener su capacidad estructural durante y después del sismo sin colapsar.

La definición de los escenarios de cálculo está asociada con probabilidades de excedencia durante la vida útil de la estructura o periodos de retorno. El sismo ODE es un evento asociado con una probabilidad de excedencia entre el 40 % y 50 % mientras que el sismo MDE está asociado con un 3 %-5 %.

En las diferentes normativas de diseño sismorresistente, es práctica habitual definir dos escenarios de cálculo asociados a dos periodos de retorno, siendo los más habituales 100 años para el sismo ODE y 475 para el sismo máximo MDE (tabla 2).

Aunque no hay normativas específicas que establezcan el periodo de retorno para cada escenario en túneles, como puede haber en puentes o edificación, actualmente la tendencia general es el empleo de 100 años para el escenario ODE y 2.500 años en escenario MDE (FHWA-NHI-10-034, 2009). No obstante, la definición de los escenarios de cálculo depende de la historia sísmológica del emplazamiento y debería basarse en un estudio de la peligrosidad sísmica.

Normativa/ Manual	Periodo de retorno [años] (probabilidad de excedencia %-en X años)	
	Sismo ODE	Sismo MDE
Eurocódigo 8 (1998)	95 (10 % - 10)	475 (10 % - 50)
NCSE-02 (2008)		500
NCSP-07 (2008)	100	500
AASHTO (2012)		1.000 (7 % - 75)
FHWA-NHI-10-034 (2009)	108 (50 % - 75)	2.500 (2-3 % - 50-75)

Tabla 2. Periodos de retorno asociados a cada sismo de diseño conforme a diferentes normativas

### 3. Respuesta del túnel a las deformaciones sísmicas

Las ondas sísmicas que se propagan en un medio continuo pueden producir tres tipos de deformaciones en un túnel (Owen & Scholl, 1981) (figura 2):

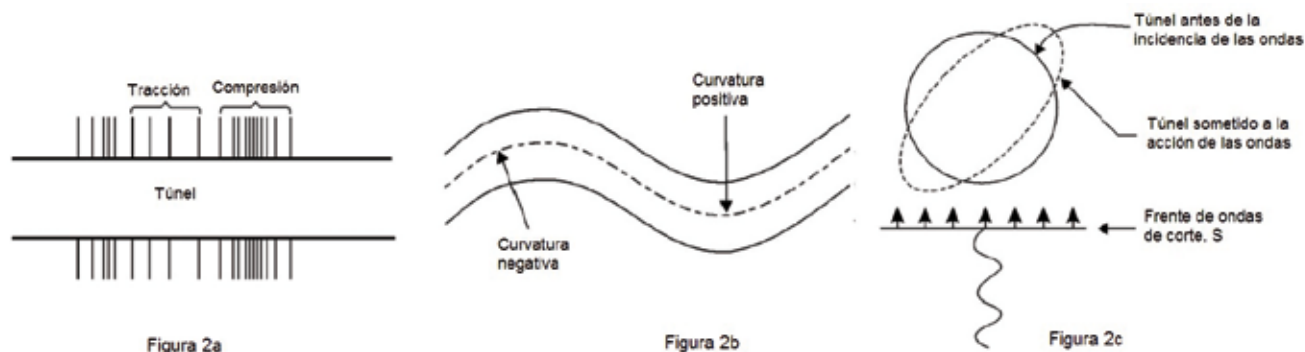


Fig. 2. Tipos de deformaciones producidas en un túnel por la propagación de las ondas sísmicas (Owen & Scholl, 1981)

- Deformaciones de compresión y extensión tanto longitudinal como transversal debidas a las ondas P que viajan bien paralelas al eje del túnel o bien perpendicularmente (figura 2a).

- Deformaciones de flexión y cortante longitudinal debidas a las ondas S que viajan a lo largo del eje del túnel o perpendicularmente (figura 2b).

- Ovalización o deformación transversal. Esta deformación es debida a las ondas S que viajan perpendicularmente al eje del túnel (figura 2c). Estas deformaciones, en términos generales, son las más críticas (Wang, 1993).

**4. Métodos de cálculo**

Los procedimientos de evaluación de la respuesta del túnel ante una acción sísmica pueden estar basados en métodos analíticos simplificados o en modelos numéricos más sofisticados, dependiendo de las condiciones del subsuelo, los datos disponibles de la acción sísmica, las herramientas de cálculo, el nivel de sismicidad...

**4.1. Parámetros sísmicos de diseño**

Una vez establecidos los escenarios sísmicos de diseño ODE y MDE, es necesario determinar las aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terreno asociados a cada uno de ellos.

El dato sísmico de referencia más habitual y el que se suele disponer, bien de normativas o bien de análisis de

peligro sísmico, es el valor de la aceleración máxima esperada en un determinado emplazamiento y asociada a un periodo de retorno.

En el caso de estructuras subterráneas, el daño sísmico se correlaciona mejor con la velocidad y desplazamientos de las partículas que con la aceleración y se debe tener en cuenta que estos valores disminuyen con la profundidad (tabla 3).

Profundidad del túnel (m)	Ratio entre valor en superficie y a la profundidad del túnel
≤ 6	1,0
6 - 15	0,9
15 - 30	0,8
≥ 30	0,7

Tabla 3. Atenuación del movimiento sísmico con la profundidad

A partir del valor de la aceleración se puede obtener la velocidad y desplazamientos máximos mediante relaciones como la incluida en la tabla 4 o bien mediante un análisis de la respuesta del terreno con un modelo de 1 grado de libertad con programas de cálculo como EERA<sup>1</sup> y SHAKE<sup>2</sup> o con programas de cálculo numérico de aplicación geotécnica como GTS NX (MIDAS) y QUAKE/W (GEOSLOPE).



Magnitud (Mw)	Ratio entre la velocidad máxima (cm/s) y la aceleración máxima del terreno (g)		
	Distancia de la fuente al emplazamiento (km)		
	0 - 20	20 - 50	50 - 100
Roca			
6,5	66	76	86
7,5	97	109	97
8,5	127	140	152
Suelo rígido			
6,5	94	102	109
7,5	140	127	155
8,5	180	188	193
Suelo blando			
6,5	140	132	142
7,5	208	165	201
8,5	269	244	251

Velocidad de las ondas de corte (Cs):  
 Roca  $\geq 759$  m/s  
 Suelo rígido 200 – 750 m/s  
 Suelo blando  $< 200$  m/s  
 Los ratios para suelos blandos son menos exactos

**Tabla 4. Ratios entre la velocidad y la aceleración máxima del terreno (Power et al., 1996)**

Otra forma habitual de expresar los parámetros de diseño del movimiento del terreno es a través del espectro de respuesta de la aceleración.

Aunque el espectro de respuesta es una herramienta útil que permite obtener parámetros como la velocidad máxima del terreno o acelerogramas compatibles para análisis dinámicos, se debe tener en cuenta que su aplicación es más apropiada para evaluar el efecto de las fuerzas de inercia en estructuras situadas en superficie que en túneles donde los efectos sísmicos dependen principalmente de las deformaciones y desplazamientos, no permitiendo tampoco llevar a cabo un cálculo no lineal en el cual se produzcan plastificaciones o fisuraciones localizadas bajo la acción de la carga dinámica.

En estos casos, se debe recurrir a análisis mediante acelerogramas combinado con un análisis de respuesta local (St.

John & Zahrah, 1987). Los acelerogramas pueden ser reales o artificiales.

#### 4.2. Métodos pseudoestáticos

Este tipo de métodos están basados en la aplicación de una aceleración o de deformación impuesta a la estructura, despreciando las fuerzas de inercia. Las solicitaciones sísmicas se simulan como esfuerzos o deformaciones estáticas aplicados al suelo, lejos de la estructura.

Los métodos pseudoestáticos aplicados al cálculo sísmico de túneles son una buena aproximación y producen errores aceptables cuando se cumplen las siguientes condiciones (Monsees y Merritt, 1988).

- El túnel se encuentra lejos del epicentro, donde las frecuencias de las vibraciones del terreno se encuentran típicamente dentro del rango 0,1 a 10 hertzios.

- Cuando la longitud de onda de las velocidades máximas es al menos ocho veces mayor que el ancho del túnel, pudiendo despreciarse la amplificación dinámica de las ondas.

- $\lambda > 8 \cdot D$       D=díámetro del túnel
- $\lambda = Cs \cdot T$       Cs=velocidad ondas de corte  
T=periodo de la onda

En caso contrario, sería necesario recurrir a análisis dinámicos mediante métodos numéricos.

#### 4.2.1. Cálculos analíticos

Los métodos de cálculo analíticos son métodos simplificados basados en la consideración de un terreno homogéneo, elástico, isótropo e indefinido y un túnel circular, proporcionando resultados realistas en suelos muy rígidos o rocas y con deformaciones sísmicas pequeñas.

Existen diversas soluciones analíticas para el cálculo de las deformaciones y esfuerzos producidos en un túnel por la acción sísmica, tanto en su sección transversal, Wang (1993), Penzien (2000) y Bobet (2010), como en dirección longitudinal (tabla 5), obteniendo resultados similares en todas ellas, exceptuando la formulación dada por Penzien que subestima los esfuerzos axiales en el sostenimiento, incluso por debajo del cálculo numérico.

El método de campo libre<sup>3</sup> o 'free-field' resulta recomendable cuando la rigidez del túnel es similar a la del terreno,

Wave Type	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature	
P-Wave	$\epsilon_l = \frac{V_p}{c_p} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_p}{c_p} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_p}{c_p} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_p}{c_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$	
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_p}{c_p}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_p}{c_p}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_p}{2c_p}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho_m} = 0.385 \frac{a_p}{c_p^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$	
S-Wave	$\epsilon_l = \frac{V_s}{c_s} \sin \phi \cos \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_s}{c_s} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_s}{c_s} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_s}{c_s^2} \cos^3 \phi$	
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_s}{2c_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_s}{2c_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_s}{c_s}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_s}{c_s^2}$ for $\phi = 0^\circ$	
Rayleigh wave	Compressional component	$\epsilon_l = \frac{V_{RP}}{c_R} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_{RP}}{c_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{c_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{c_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
		$\epsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{c_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{c_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2c_R}$ for $\phi = 45^\circ$	$K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{c_R^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
Rayleigh wave	Shear component	$\epsilon_n = \frac{V_{RS}}{c_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RS}}{c_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{c_R^2} \cos^2 \phi$	
		$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{c_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{c_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{c_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$	

Tabla 5. Deformaciones longitudinales y curvaturas en campo libre debido a la propagación de las ondas sísmicas (St. John & Zahrah, 1987)

ya que si la estructura es más rígida que el terreno circundante, el diseño puede ser demasiado conservador, resultando deformaciones mayores de las que realmente experimentaría. Si por el contrario la estructura es muy flexible, las deformaciones pueden llegar a ser mayores que las calculadas con el método de campo libre.

4.2.2. Modelos numéricos

La realización de un análisis pseudo-estático mediante métodos de cálculo numérico tiene aplicación tanto para el diseño sísmico del túnel bajo el escenario ODE como, dependiendo del programa de cálculo empleado, también para el escenario MDE, donde se requiere que la estructura presente zonas de rotura dúctil controladas (rótulas plásticas<sup>4</sup>).

La acción sísmica puede ser introducida en el cálculo pseudo-estático mediante la aplicación de la deformación de corte máxima ( $v_{max}$ ) que las ondas sísmicas producen en el terreno, en los bordes de la malla del modelo numérico (figura 3) analizando el efecto de ovalización de la sección transversal y permitiendo considerar la interacción suelo-estructura.

La evaluación de la respuesta del túnel en dirección longitudinal mediante métodos numéricos, generalmente es necesaria en zonas donde se produzcan cambios de rigidez, como en interfases suelo/roca, cruces con galerías o estaciones... mediante modelos en tres dimensiones.

4.3. Métodos dinámicos

La característica esencial que diferencia los métodos dinámicos de un cálculo pseudo-estático, además de requerir un esfuerzo computacional mayor, es la existencia de fuerzas de inercia, que modifican los esfuerzos y el propio movimiento de la estructura.

En el caso de túneles, el cálculo sísmico mediante métodos pseudo-estáticos puede proporcionar resultados razonables debido a que la inercia del túnel es pequeña comparada con la del terreno que la rodea, pudiendo requerirse la aplicación de métodos dinámicos en zonas concretas donde los efectos de las fuerzas de inercia puedan ser considerables o en situaciones como las definidas anteriormente.

## 5. Resumen y conclusiones

Los túneles son estructuras que al encontrarse confinadas por el suelo circundante son generalmente menos susceptibles de sufrir daños por la acción sísmica que estructuras situadas en superficie.

Aunque los efectos sísmicos más dañinos en túneles son los debidos al fallo del terreno, estos normalmente se producen de manera localizada, a diferencia de los movimientos o vibraciones del terreno que actúan sobre toda la estructura y cuyos efectos pueden empezar a producir daños en túneles, de manera general, a partir de valores de la aceleración máxima del orden de 0,20 g.

La tendencia actual en el cálculo sísmico de túneles es el empleo de dos escenarios de diseño, uno con una probabilidad de ocurrencia mayor con el cual se realiza el diseño estructural del túnel, y otro con una probabilidad menor con el cual se realiza una comprobación de no colapso en términos de ductilidad.

La elección del método de cálculo sísmico más adecuado en un túnel dependerá del nivel de sismicidad, datos disponibles de la acción sísmica, del tipo de terreno y complejidad del sistema terreno-estructura. **ROP**

### Notas

- (1) EERA, Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis, Memphis University, 2000)
- (2) SHAKE, Berkeley University.
- (3) El término campo libre o "free field" hace referencia a las deformaciones producidas en el terreno debido a la propagación de las ondas sísmicas en ausencia de la estructura.
- (4) Zona de un elemento estructural donde la armadura a tracción ha plastificado y donde puede disiparse energía mediante deformación plástica de la misma.



Expertos en construcción especializada de **puentes y viaductos, sistemas de microtunelación y tablestacado**

Más de **70** años de experiencia

NUEVA SEDE  
**Bilbao** (Ortuella)  
MANTENIMIENTO E I+D DE  
MICROTUNEL

Nuestro compromiso  
**I+D+i, Seguridad y Medioambiente**



PUENTES Y VIADUCTOS



MICROTÚNELES



TABLESTACAS

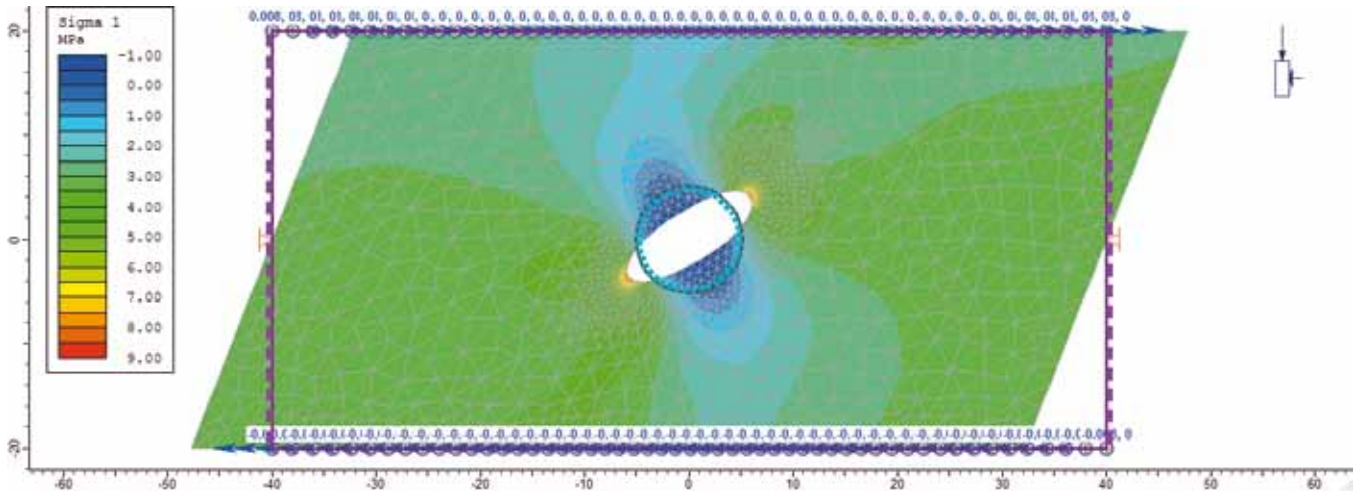


Figura 3. Cálculo numérico pseudo-estático mediante aplicación de deformación de corte, (Phase2, Rocscience)

**Referencias**

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. (2012). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Bobet, A. (2012). Comportamiento sísmico de túneles. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 12(1) 75.
- Bobet, A. (2010). *Drained and undrained response of deep tunnels subj cted to far-field shear loading. Tunnelling and Underground Space Technology* 25, 21-31.
- Dowding, C., & Rozen, A. (1978). *Damage to Rock Tunnels for Earthquake Shaking. Journal of Geotechnical Engineering Division. American Society of Civil Engineers.* Vol 104 , 178-179.
- Eurocódigo 8: Disposiciones para el Proyecto de Estructuras Sismorresistentes. EN 1998-1. (1998).
- FHWA-NHI-10-034. (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.*
- Hashash, Y. (2001). *Seismic Design and Analysis of Underground Structures. Tunnelling and Underground Space Technology*, 16, 247-293.
- Monsees, J., & Merritt, J. (1988). *Seismic modeling and design of underground structures. Proceedings of the Sixth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, (págs. 1.833-1.842). Innsbruck.
- Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación (NCSE-02). (2008). Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
- Norma de Construcción Sismorresistente. Puentes (NCSP-07). (2008). Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
- Owen, G. N., & Scholl, R. E. (1981). *Earthquake Engineering of Large Underground Structures. Federal Highway Administration, FHWA/RD-80/195.*
- Penzien, J. (2000). *Seismically induced racking of tunnel linings. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dynamics*, 29 , 683-691.
- Power, M., Rosidi, D., & Kaneshiro, J. (1998). *Seismic vulnerability of tunnels and underground structures revisited. Proceedings of North American Tunneling '98*, 243-250.
- St. John, C., & Zahrah, T. (1987). *Aseismic design of Underground Structures. Tunneling and Undergorund Space Technology* , Vol. 2, 165-197.
- Wang, J. (1993). *Seismic Design of Tunnels. A Simple State-of-the-Art Design Approach. New York: Parsons Brinckerhoff Inc.*

# Estabilidad del frente de excavación de un túnel en terrenos heterogéneos: aplicación al caso de Madrid



## Salvador Senent Domínguez

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno. Laboratorio de Geotécnia. Universidad Politécnica de Madrid



## Rafael Jiménez Rodríguez

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Profesor Titular de Ingeniería del Terreno, ETSICCP. Universidad Politécnica de Madrid

### Resumen

Los mecanismos de rotura del frente de un túnel en un terreno heterogéneo (debido, por ejemplo, a la estratificación), así como los procedimientos para el cálculo de las correspondientes presiones críticas, no son bien conocidos. En este artículo se presenta un modelo para el análisis de la estabilidad del frente en estas situaciones. El modelo se aplica al caso concreto de un perfil con terreno estratificado (rellenos flojos-sedimentos pliocenos) característico de la ampliación de la Red de Metro de Madrid, contrastando sus resultados con las experiencias publicadas en relación al comportamiento durante la ejecución de las obras.

### Palabras clave

Frente de excavación, presión de colapso, mecanismo de rotura, terreno estratificado, rotura parcial, Metro de Madrid

### Abstract

*Failure mechanisms for the tunnel face in a heterogeneous ground (due to, for example, stratification), and the methodologies to compute the collapse pressures, are not well-known. In this article we extend a recent rotational face collapse mechanism to analyze the stability of the tunnel face in these situations. The mechanism is applied to a two-layered ground (soft deposits-pliocene sediments) typical of the extensions of the Metro Madrid system, comparing its results with the published experiences of behaviour during construction.*

### Keywords

*Tunnel face, collapse pressure, failure mechanism, layered ground, partial collapse, Metro de Madrid*

## 1. Introducción

Uno de los problemas que atrae gran atención dentro del proyecto y la construcción de túneles es la estabilidad del frente de excavación. Se trata de un aspecto singular durante el proceso constructivo que ha originado serios accidentes en muchas ocasiones. Surge el problema, entonces, de determinar la presión que evita el colapso del frente, conocida habitualmente como presión crítica o presión de colapso. Son muchos los autores que han tratado de analizar este problema, ya sea a partir de experiencias reales o mediante planteamientos teóricos, ensayos de laboratorio o modelizaciones numéricas. Un excelente resumen bibliográfico de este tema se puede encontrar en el libro del Prof. Melis [1] indicado en las referencias.

Un caso particular se presenta cuando el frente de excavación es heterogéneo, existiendo dos o más tipos de terreno con características resistentes diferentes. Esto

ha ocurrido, por ejemplo, durante las ampliaciones de la Red de Metro de Madrid, donde un esquema de trabajo habitual consistió en la excavación en el estrato plioceno bajo rellenos antrópicos. Son pocos los autores que se han adentrado en este problema. Uno de los primeros fue Broere [2], el cual extendió el modelo de Horn [3] a suelos multicapa. Otra metodología para considerar la heterogeneidad del terreno consiste en utilizar el método de las fajas, habitualmente empleado para la estabilidad de taludes, el cual permite individualizar el cálculo de las fuerzas actuantes en función de las propiedades del material (ver, por ejemplo, [4] y [5]).

En este artículo se presenta un mecanismo de rotura tridimensional para el cálculo de la presión crítica del frente de excavación de un túnel. Nuestra metodología permite considerar no sólo la heterogeneidad del frente, sino también la posibilidad de su rotura parcial. Para validar el mecanismo se comparan

sus resultados con una serie de modelizaciones numéricas y, finalmente, se contrasta con las experiencias publicadas sobre las obras de ampliación de la Red de Metro de Madrid.

## 2. Mecanismo de rotura para el cálculo de la presión de colapso en frentes heterogéneos

### 2.1. Encuadre teórico: análisis límite

El mecanismo propuesto es una solución de contorno superior en el marco del análisis límite. Esta teoría permite acotar, superior e inferiormente, la carga última en un amplio número de problemas geotécnicos. Para desarrollar una solución de contorno superior se debe proponer un mecanismo de rotura del problema estudiado. A partir de dicho mecanismo, se obtiene la carga última comparando la energía aplicada sobre el sistema debida a las cargas actuantes, como el peso propio o las sobrecargas, con la energía disipada a lo largo de la superficie de rotura.

El análisis límite supone un comportamiento asociado del material. Es decir, asume que el ángulo de dilatancia del material es igual a su ángulo de rozamiento. Esta hipótesis, sin embargo, no representa necesariamente el comportamiento real de los geomateriales, donde, en general, el ángulo de dilatancia es menor que el ángulo de rozamiento. Como no es posible sortear esta hipótesis de trabajo, se debe evaluar su validez en el problema estudiado.

La primera solución para el problema de la estabilidad del frente de un túnel mediante soluciones de contorno superior proviene de Leca y Dormieux en 1990 [6], quienes propusieron tres mecanismos de rotura formados por conos de revolución. Su principal limitación venía dada porque asumían una rotura incompleta del frente, en forma de elipse inscrita en la sección, fruto de la intersección de uno de los conos con el plano que contiene al frente. Aunque posteriormente se propusieron diferentes mecanismos de rotura, esta limitación no se superó hasta los mecanismos de rotura, traslacional y rotacional, generados punto a punto propuestos por Mollon et al. en 2010 [7] y 2011 [8] respectivamente, así como por la generalización del segundo para su aplicación en materiales con un criterio de rotura no lineal [9], que es la solución que extendemos en este trabajo para su aplicación en terrenos heterogéneos.

### 2.2. Generación del mecanismo

A continuación, se comenta brevemente cómo se construye el mecanismo de rotura propuesto para el frente de excavación. El mecanismo está formado por un único bloque que sufre

un movimiento rotacional alrededor de un eje perpendicular al plano de simetría vertical del túnel, siendo los contornos del mecanismo en este plano aproximadamente espirales logarítmicas.

Para construir el mecanismo, primero se debe discretizar el perímetro del frente en un conjunto de  $n_\theta$  puntos  $A_j$  y  $A'_j$ , con  $j$  variando entre 1 y  $n_\theta/2$  (ver Fig. 1a). Asimismo, se define un haz de planos que contiene al eje de rotación del mecanismo. La primera parte del haz, denominada 'Sección 1', corresponde a los planos que intersecan al frente de excavación, de tal manera que cada plano contiene dos de los puntos definidos anteriormente. En la segunda parte del haz, 'Sección 2', cada plano rota un ángulo  $\delta_\beta$  con el anterior. De esta forma, el mecanismo de rotura queda discretizado por dos parámetros,  $n_\theta$  y  $\delta_\beta$ , siendo mayor la precisión de la solución cuanto mayor es el número de puntos en el perímetro del frente y menor el ángulo entre cada dos planos.

Apoyándonos en esta discretización, es posible construir el contorno del mecanismo de rotura punto a punto. Para ello, Fig. 1b, tomando dos puntos pertenecientes al plano  $\Pi_j$  ( $P_{i,j}$  y  $P_{i+1,j}$ ), se puede determinar un nuevo punto en el plano  $\Pi_{j+1}$  ( $P_{i,j+1}$ ), de tal forma que la superficie definida por los tres puntos cumpla la condición de flujo asociado, es decir, que el vector velocidad local forme un ángulo con la superficie de rotura igual al ángulo de rozamiento local. De este modo, partiendo de los puntos contenidos en el perímetro del frente, se puede definir la totalidad de la superficie del mecanismo de rotura mediante el conjunto de caras triangulares  $F_{i,j}$ . La figura 2 muestra un ejemplo de la superficie de rotura finalmente obtenida mediante este procedimiento (para más detalles, véanse [8] y [9]).

Una vez que se ha definido completamente el contorno del mecanismo se calcula la presión de colapso igualando la energía aplicada al sistema a la energía disipada por el mismo. Puesto que la presión de colapso obtenida corresponde a una determinada posición del eje de rotación del mecanismo, el cual queda definido por las variables  $\beta_E$  y  $r_E$  (ver figura 1a), es necesario maximizar la presión en relación a estos dos parámetros para obtener la mejor solución de contorno superior.

La generalización del mecanismo realizada por los autores [9] permite su empleo en terrenos heterogéneos, donde las propiedades resistentes a lo largo de la superficie de rotura no son constantes. En el presente trabajo se considera un

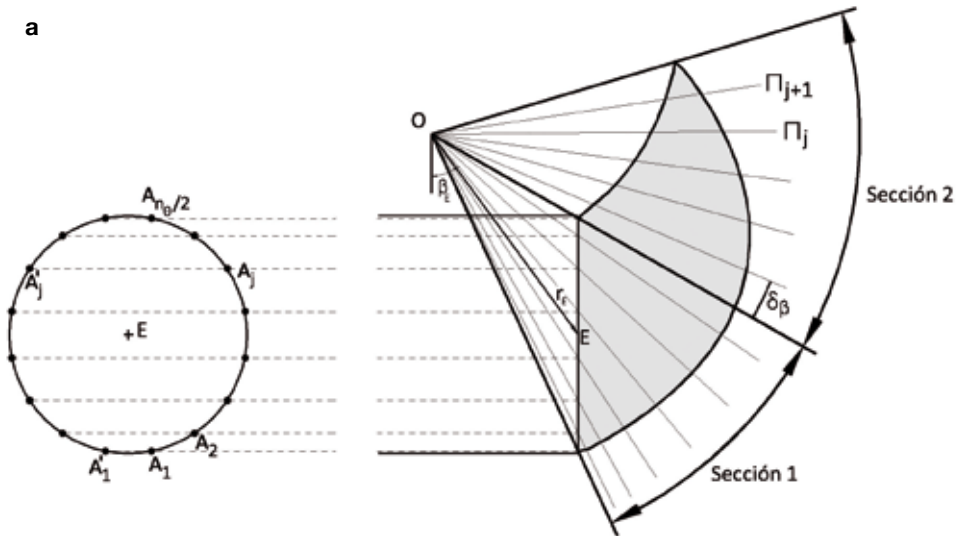


Fig. 1. Generación del mecanismo de rotura punto a punto: a) discretización del mecanismo; b) principio de la generación punto a punto

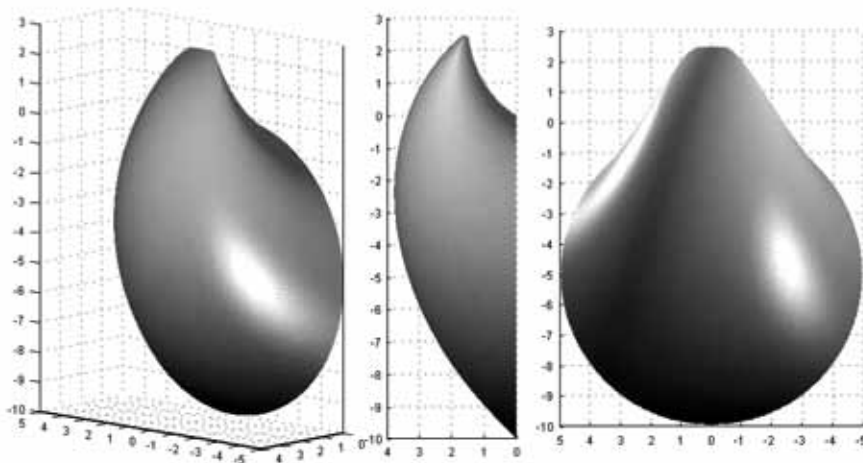
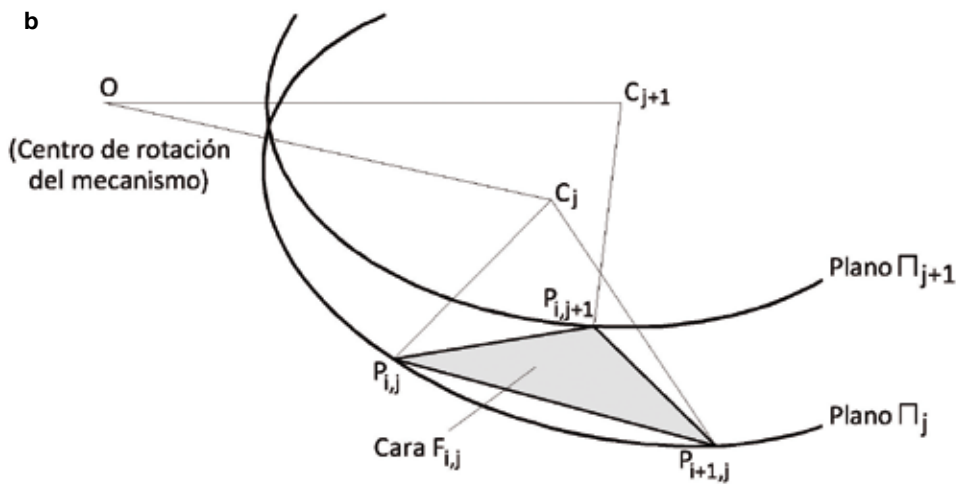


Fig. 2. Ejemplo del mecanismo de rotura propuesto

túnel excavado entre dos estratos horizontales, en el que el material superior es menos resistente. Ésta es la situación de los túneles de la ampliación de la Red de Metro de Madrid, que analizaremos más adelante.

No obstante, la presencia de un material con peores propiedades puede provocar una rotura parcial del frente, en la que únicamente colapsa el estrato más débil. En este caso, en vez de colocar los  $n_0$  puntos en el perímetro del túnel, se deben situar a lo largo del contorno del estrato superior. Una vez hecho esto, se puede seguir el mismo proceso para la generación del mecanismo descrito anteriormente. De esta forma, la rotura más desfavorable será aquella que determine una presión de colapso mayor.

### 3. Validación del mecanismo

Para analizar la bondad del mecanismo de rotura, se han comparado sus resultados con una modelización numérica con el programa de diferencias finitas FLAC<sup>3D</sup> [10]. Los aspectos que se han contrastado son:

- El valor de la presión de colapso.
- La forma de la superficie de rotura.

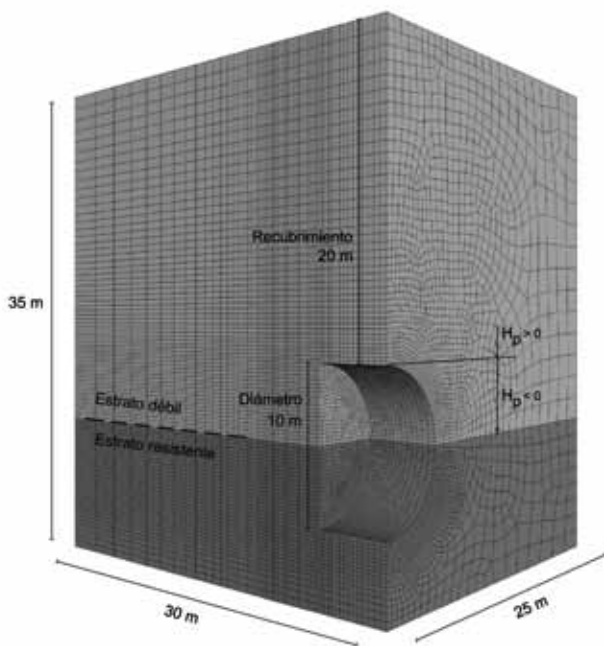


Fig. 3. Modelo empleado en FLAC<sup>3D</sup>

En la figura 3 se muestra el modelo empleado en la simulación numérica. El túnel tiene un diámetro de 10 m y un recubrimiento sobre clave de 20 m. Para reducir el tamaño del modelo se ha aprovechado la simetría del problema, modelizando únicamente la mitad del túnel. Las dimensiones totales del modelo son 25x30x35 m. El número total de elementos es de 163.260, de los cuales 819 se sitúan en el frente. Se ha diseñado la malla reduciendo el tamaño del elemento en las zonas con mayores gradientes de tensiones.

Para calcular la presión de colapso en FLAC<sup>3D</sup> se ha seguido el método de la bisección. A partir de dos valores de presión para los que se sabe que el frente es estable e inestable, se calcula el modelo con la presión intermedia. Si resulta estable, se reemplaza la presión superior por la presión de cálculo (y la inferior si es inestable), repitiendo este bucle hasta alcanzar la precisión requerida. En [9] se incluye una descripción más extensa de este procedimiento. Su principal inconveniente es que exige calcular varias veces el modelo, incrementándose notablemente el tiempo de cálculo. Ello resalta el interés de disponer de herramientas analíticas más sencillas, como el mecanismo de rotura propuesto, para el cálculo de la presión de colapso.

En la tabla 1 se enumeran los casos de cálculo empleados para validar el mecanismo. Los cuatro primeros corresponden a un frente homogéneo con unas propiedades constantes para todo el material. En los demás casos se han supuesto dos estratos, situando el contacto en el punto medio de la sección del túnel. En el caso 5 se han considerado unas propiedades idénticas en los dos estratos y a partir de ahí se ha ido aumentando progresivamente la cohesión del estrato inferior. El objetivo era incrementar la diferencia entre las características resistentes de ambos estratos para hacer que la rotura parcial fuera crítica.

Tanto en la tabla 1 como en la figura 4 se muestran los valores de la presión de colapso obtenidos con el mecanismo de rotura y con la modelización numérica. La buena concordancia que existe entre los resultados de ambos métodos valida el mecanismo propuesto. Analizando la figura 4 se pueden destacar los siguientes aspectos:

- En los cuatro primeros casos el frente es homogéneo, aumentándose progresivamente la resistencia del material. Esto provoca, como era de esperar, que la presión de colapso se reduzca, de aproximadamente 40 kPa para



Caso	Propiedades							Presión de colapso (kPa)	
	Estrato resistente			Relleno				Análisis Límite	FLAC <sup>3D</sup>
	c (kPa)	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$H_p/D$ (Fig. 3)		
1	0	25	20	-	-	-	-1	39,51	37,8
2	0	30	20	-	-	-	-1	29,34	27,0
3	10	25	20	-	-	-	-1	18,24	16,5
4	10	30	20	-	-	-	-1	12,14	9,9
5	0	30	20	0	30	20	-0.5	29,34	27,0
6	5	30	20	0	30	20	-0.5	25,40	23,3
7	10	30	20	0	30	20	-0.5	21,57	19,8
8	15	30	20	0	30	20	-0.5	17,85	17,3
9	20	30	20	0	30	20	-0.5	15,80	16,2
10	25	30	20	0	30	20	-0.5	15,80	16,0
11	30	30	20	0	30	20	-0.5	15,80	16,0
12	35	30	20	0	30	20	-0.5	15,80	16,0

Tabla 1. Casos de cálculo empleados para validar el mecanismo

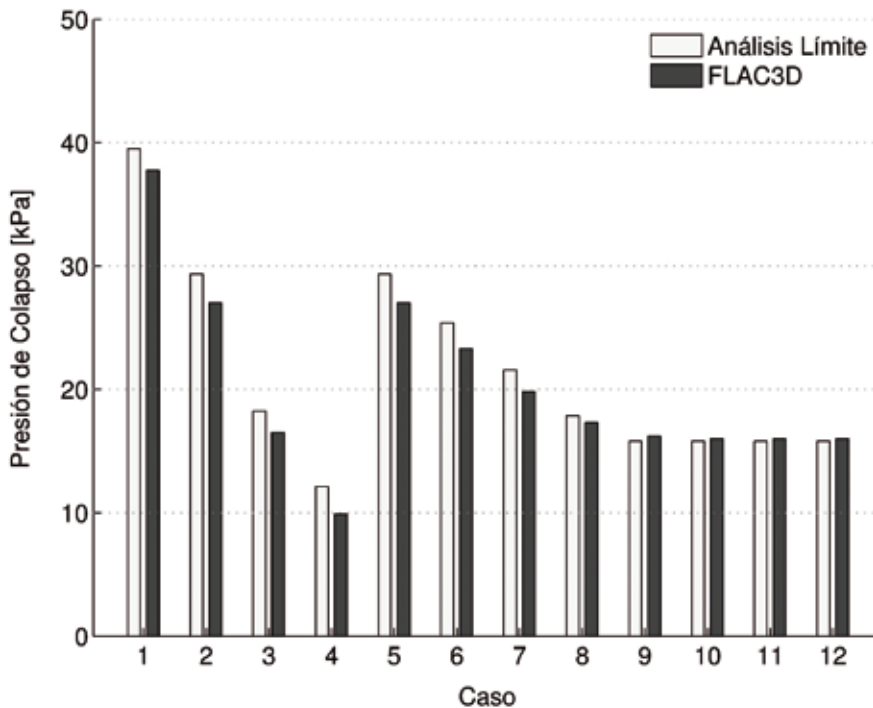


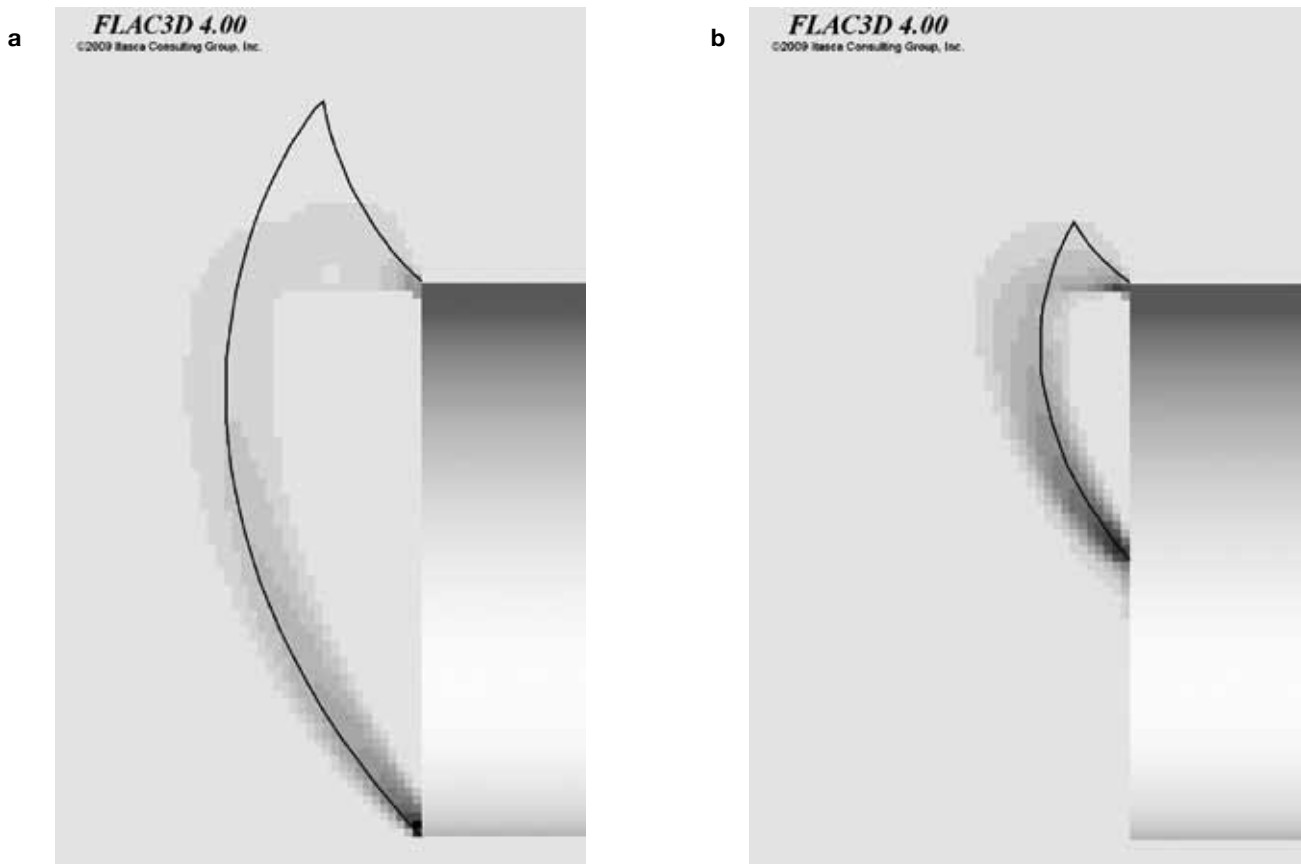
Fig. 4. Comparación de las presiones de colapso obtenidas mediante la modelización numérica y mediante el mecanismo propuesto

$\phi=25$  y  $c=0$  kPa, hasta aproximadamente 10 kPa para  $\phi=30$  y  $c=10$  kPa, produciéndose siempre una rotura global del frente.

- En los demás casos se repite la reducción de la presión de colapso según se incrementa la resistencia del estrato inferior. Sin embargo, a diferencia de antes, la presión se estabiliza en un valor próximo a 16 kPa. Esto se debe a que, a partir del caso 9, se produce una rotura parcial del frente, colapsando únicamente la parte superior de la sección. Este hecho se refleja tanto en la modelización numérica como en el mecanismo de rotura propuesto, lo cual refleja la capacidad de éste para determinar qué tipo de rotura, global o parcial, resulta más desfavorable.
- Cuando se produce una rotura global del frente, el mecanismo propuesto determina una presión de colapso

ligeramente superior a la del modelo numérico. Ello se explica por la finura de la malla empleada en el modelo numérico. Como ya han mostrado otros autores [11], la presión de colapso calculada aumenta al reducir el tamaño del elemento debido a que la superficie de rotura se concentra en un espesor menor. Los resultados presentados corresponden a una malla de 0.25 m; al reducir la malla del caso 1 a 0,15 m, la presión de colapso aumenta desde 37,8 kPa a 38,3 kPa, siendo por tanto más próxima a los 39,5 kPa dados por el mecanismo de rotura.

- Cuando ocurre una rotura parcial, las predicciones del mecanismo son ligeramente inferiores a las de la modelización numérica. Tomando en consideración el punto anterior, si se disminuyese la finura de la malla la diferencia sería algo mayor. Esto parece deberse a que hemos supuesto una rotura parcial que moviliza todo el estrato



**Fig. 5. Comparación de los mecanismos de rotura obtenidos mediante la modelización numérica y mediante el mecanismo propuesto: a) Caso 1 (estrato único:  $c=0$  kPa y  $\phi=25^\circ$ ); b) Caso 9 (estrato inferior:  $c=20$  kPa y  $\phi=30^\circ$ , estrato superior  $c=0$  kPa y  $\phi=30^\circ$ )**

superior, mientras que, según se aprecia en las modelizaciones numéricas realizadas, el mecanismo de rotura parcial presenta una transición entre el contacto entre estratos y el perímetro de la excavación.

El otro aspecto contemplado para validar nuestra metodología es la geometría de rotura. En el mecanismo propuesto la superficie de rotura se obtiene a partir de las caras  $F_{ij}$  que forman su contorno, mientras que, en la modelización numérica, el mecanismo se visualiza mediante la distribución de las deformaciones por cortante. En la figura 5 hemos incluido dos ejemplos de los casos estudiados, correspondientes a una rotura global (Fig. 5a) y a una rotura parcial (Fig. 5b). Se puede apreciar la buena concordancia entre ambas geometrías de rotura, la cual se acentúa al emplear un modelo numérico con una malla más fina.

Conviene resaltar que la metodología propuesta mediante el análisis límite es significativamente más eficiente desde el punto de vista computacional. Así, el tiempo requerido para calcular el mecanismo (implementado en MATLAB) en un Intel Xeon CPU W3520 2.67-GHz PC no supera los 10 minutos, mientras que se necesita al menos un día para una simulación numérica con FLAC<sup>3D</sup>, pudiendo ser necesarios tiempos de cálculo muy superiores si se emplea una malla más fina para predecir con precisión la superficie de rotura.

A pesar de los buenos resultados mostrados en las figuras 4 y 5, consideramos necesario indicar las limitaciones del modelo. En primer lugar, al tratarse de una solución de contorno superior en el marco del análisis límite, el mecanismo propuesto sólo aporta información relativa a la presión de colapso del frente. Por lo tanto, no suministra ninguna información sobre deformaciones (por ejemplo, subsidencias y su efecto en las edificaciones en superficie), las cuales pueden ser de gran interés en túneles ejecutados en zonas urbanas. A este respecto se puede citar el trabajo del Prof. Simic [12] en el que analiza el efecto de las subsidencias debidas a la excavación del túnel sobre las edificaciones en superficie, describiendo un método para la estimación del daño en las estructuras y contrastándolo con casos reales. En consecuencia, la metodología presentada aquí debe usarse dentro de un contexto más amplio. Y en segundo lugar, como ya se ha indicado, el análisis límite asume un comportamiento asociado del material, lo cual puede no corresponderse con la realidad. Aunque los estudios realizados hasta ahora,

véase por ejemplo [9], han mostrado un limitado efecto de esta hipótesis en el valor de la presión crítica, es necesario investigar más en esta cuestión.

#### 4. Aplicación del mecanismo al caso de Madrid

Las sucesivas ampliaciones de la Red de Metro de Madrid constituyen un caso muy conocido en nuestro país de excavación de túneles, que se encuentra además bastante bien documentado. En este trabajo hemos tomado como referencia varias publicaciones realizadas a raíz de la ampliación 1999-2003. El objetivo de este apartado no es realizar un análisis retrospectivo completo, sino mostrar la aplicabilidad de nuestro modelo y cómo puede emplearse para analizar la estabilidad del frente en condiciones heterogéneas.

De manera muy sencilla, siguiendo la exposición hecha por Oteo et al. [13], se distinguen los siguientes tipos geotécnicos afectados por las obras:

- Rellenos antrópicos.
- Sedimentos aluviales.
- Sedimentos del plioceno.
- Sedimentos arcillosos denominados localmente peñuelas.

Son varios los trabajos donde se hace una descripción detallada de la geología afectada por la ampliación del Metro de Madrid. Como ejemplo, y por su interés al analizar la problemática de la estabilidad del frente, destacan las tesis doctorales de Arnáiz [14] y Díez [15].

A raíz de las experiencias habidas en la zona de Alcorcón, se estableció el criterio de estabilidad que se muestra en la figura 6 (tomada de Oteo et al. [13]; también se encuentra en Arnáiz y Melis [16] y en las tesis referenciadas). Esta figura permite anticipar problemas de estabilidad en el frente en función del espesor de terreno resistente sobre la clave del túnel ( $H_p$ ) y del porcentaje de finos del material.

El porcentaje de finos se ha empleado habitualmente para clasificar los sedimentos del plioceno (diferenciando entre arena de miga, arena tosquizada, tosca arenosa y tosca), por lo que es posible ligar el contenido de finos con las propiedades resistentes del material. Aunque se propuso

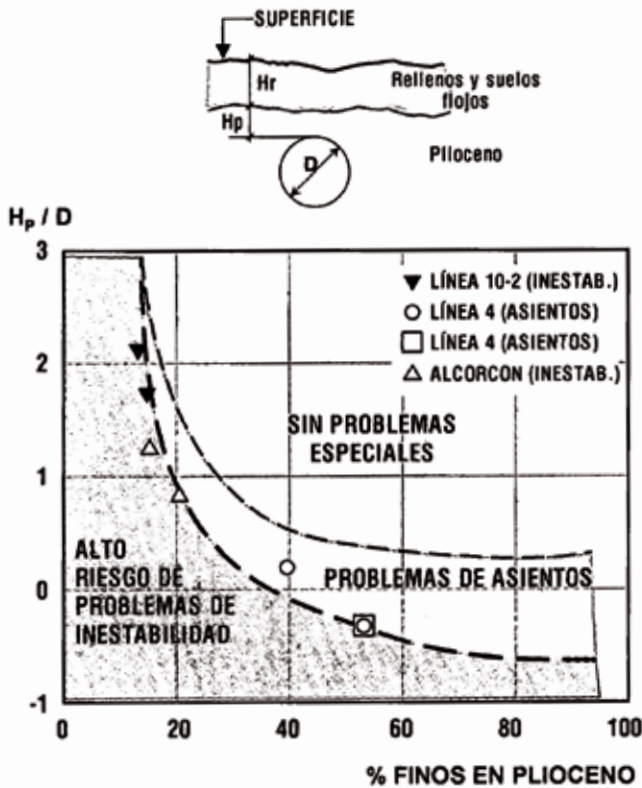


Fig. 6. Criterio de estabilidad para túneles excavados con tuneladoras tipo E.P.B. en Madrid, tomada de [13]

originariamente para el diseño de pantallas, hemos empleado la relación aproximada entre el porcentaje de finos y las propiedades cohesión y rozamiento interno que se muestra en la figura 5 de Oteo et al. [13], que se reproduce aquí como Fig. 7.

Pretendemos, entonces, utilizar el mecanismo propuesto para intentar reproducir, en líneas generales, el criterio de estabilidad de la figura 6. Puesto que el mecanismo de rotura calcula la presión de colapso (y en caso de que sea estable resulta un valor negativo), se puede definir el límite de estabilidad como la condición de que la presión crítica sea cero. El procedimiento seguido ha sido calcular, para cada espesor de terreno resistente sobre la clave del túnel, el valor del porcentaje de finos que representa la condición límite de estabilidad.

Para ello hemos considerado un túnel de 10 m de diámetro (ligeramente superior a los diámetros de excavación de algunas de las tuneladoras empleadas, como La Paloma

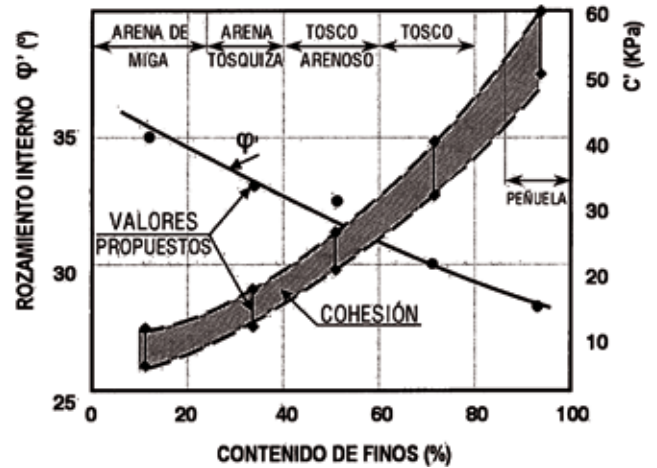


Fig. 7. Relación entre el contenido de finos y las propiedades resistentes de los sedimentos pliocenos, tomada de [13]

o La Almudena con 9,4 m) y unas propiedades constantes para el relleno ( $\phi=25$ ,  $c=10$  kPa y  $\gamma=1,8$  t/m<sup>3</sup>). Para cada porcentaje del contenido de finos se obtienen las propiedades cohesión y fricción del estrato resistente de la figura 7, que son las que se introducen en el modelo (junto con un peso específico  $\gamma=2,0$  t/m<sup>3</sup>). La figura 7 define, para cada porcentaje de finos, un intervalo de cohesión. En nuestro modelo hemos considerado el valor mínimo en los 10 m más superficiales del estrato resistente y el valor máximo en el resto.

Finalmente, partiendo de un intervalo de finos 0 %-100 %, hemos aplicado el método de la bisección. Así, si el modelo resulta estable (presión crítica negativa) se reduce el contenido de finos y si es inestable (presión crítica positiva) se aumenta, repitiendo el proceso hasta obtener una presión igual a cero.

En la figura 8 se muestra el resultado de este análisis. Como se puede observar, la forma general de la curva obtenida con nuestro mecanismo de rotura (curva “Análisis Límite”) coincide con el “Criterio de estabilidad” de Oteo et al. [13], pudiéndose distinguir en ella los siguientes tramos:

- Tramo 1. La pendiente vertical revela que la estabilidad es independiente de la posición del contacto entre estratos, siendo función, únicamente, de las propiedades del estrato resistente. Esto se debe a que el mecanismo no

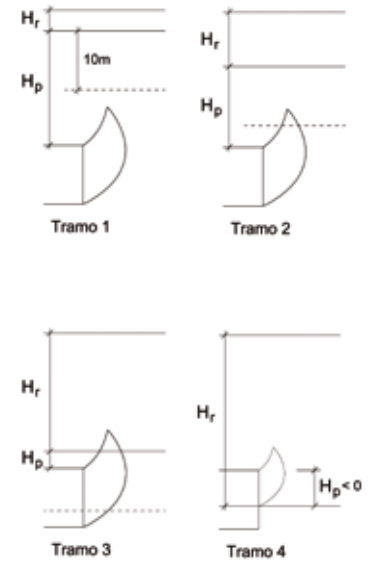
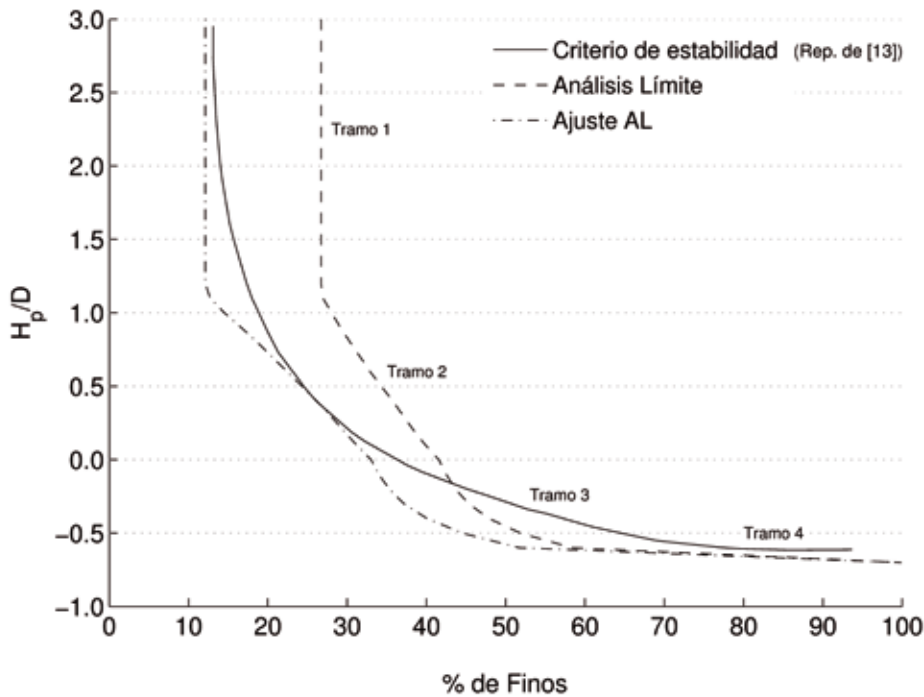


Fig. 8. Ajuste del criterio de estabilidad mediante el mecanismo de rotura propuesto

alcanza el material débil (y tampoco los 10 m más superficiales del estrato resistente donde la cohesión es menor).

- Tramo 2. Al reducirse el recubrimiento  $H_p$ , el mecanismo de rotura sí alcanza la zona superior del estrato resistente, con lo que se ve afectado por la cohesión más baja considerada en los 10 m más superficiales de este estrato.
- Tramo 3. Al descender aún más el contacto entre los dos estratos, el mecanismo de rotura alcanza el estrato débil de ‘rellenos y suelos flojos’, con la consiguiente reducción de la estabilidad del frente.
- Tramo 4. La pendiente horizontal muestra que la estabilidad es independiente de porcentaje de finos, o lo que es lo mismo, de las propiedades del estrato resistente. Esto ocurre cuando el contacto entre estratos se sitúa un poco por debajo del eje del túnel ( $H_p \approx -0,6D$ ), ya que en estos casos se produce una rotura parcial que sólo afecta al estrato débil.

Existe una cierta diferencia entre el criterio de estabilidad de Oteo et al. [13] y nuestro análisis en el primer tramo de la curva (pendiente vertical). Ello podría deberse a la seguridad inherente que a menudo incorporan este tipo de criterios, así como a las distintas geometrías o parámetros resistentes considerados. Sin embargo, la tendencia general sí es similar y, por ejemplo, podrían variarse los parámetros resistentes para mejorar el ajuste. Así, hemos analizado cuánto habría que modificar las propiedades en el modelo para reducir esta diferencia, resultando que basta incrementar ligeramente la cohesión del estrato resistente (aumentando en 3,3 kPa los valores de la figura 7) para obtener un mejor ajuste (curva ‘Ajuste AL’). Se podría haber obtenido un resultado incluso mejor modificando las propiedades del relleno y la variación de la cohesión en el estrato resistente, si bien se ha decidido no realizar dicho ajuste pormenorizado ya que el objetivo era, como indicábamos, mostrar la utilidad del mecanismo propuesto para analizar frentes heterogéneos.

## 5. Conclusiones

En esta contribución se presenta un mecanismo de rotura para el cálculo, en el contexto del análisis límite, de la presión de colapso del frente de un túnel en terrenos heterogéneos, el cual permite analizar la posibilidad de su rotura parcial. El mecanismo se valida mediante una modelización numérica con el programa de diferencias finitas FLAC<sup>3D</sup>, siendo los resultados muy similares tanto en el valor de la presión de colapso como en la geometría de la superficie de rotura. El nuevo mecanismo se ha aplicado al caso concreto de los túneles de la ampliación de la Red de Metro de Madrid (1999-2003), habiéndose obtenido un

ajuste aceptable entre las predicciones del mecanismo de rotura y las experiencias empíricas publicadas sobre el comportamiento real de las obras.

## Agradecimientos

Queremos mostrar aquí nuestro agradecimiento a la Fundación José Entrecanales Ibarra, una de cuyas Becas Doctorales posibilita la labor investigadora de Salvador Senent, así como al Ministerio de Economía y Competitividad, el cual ha financiado parcialmente esta investigación mediante el proyecto BIA2012-34326. **ROP**

## Referencias

- [1] Melis, M. Apuntes de introducción al proyecto y construcción de túneles y metros en suelos y rocas blandas o muy rotas. La construcción del Metro de Madrid y la M-30. Ingeniería de Ferrocarriles, Metros y Túneles, 2012.
- [2] Broere, W. *Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils. Tunnels and Metropolises*, 1998, 215-218.
- [3] Horn, N. *Horizontaler erddruck auf senkrechte abschlussflächen von tunnelröhren. Landeskonferenz der ungarischen tiefbauindustrie*. Deutsche Überarbeitung durch STUVA, Düsseldorf, 1961, 7-16.
- [4] Melis, M. El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas. *Rev de Obras Púb* 2004; 151(3450):33-64.
- [5] Simic, D. Túneladoras de frente cerrado: presiones del frente y asientos inducidos. Jornada Técnica: Túneles con EPB. Simulación y Control de la Tuneladora. Barcelona, 21 de mayo de 2009.
- [6] Leca, E., Dormieux, L. *Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material*. *Géotechnique* 1990; 40:581-606.
- [7] Mollon, G., Dias, D., Soubra, A.H. *Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield*. *J Geotech Geoenviron* 2010; 136:215-29.
- [8] Mollon, G., Dias, D., Soubra, A.H. *Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield*. *Int J Numer Anal Methods Geomech* 2011; 35:1363-88.
- [9] Senent, S., Mollon, G., Jimenez, R. *Tunnel face stability in heavily fractured rock masses that follow the Hoek-Brown failure criterion*. *Int J Rock Mech Min Sci* 2013; 60:440-451.
- [10] Itasca Consulting Group. *FLAC3D 4.0 manual*. Houston, 2009.
- [11] Mollon, G., Phoon, K.K., Dias, D., Soubra, A.H. *Validation of a new 2D failure mechanism for the stability analysis of a pressurized tunnel face in a spatially varying sand*. *J Eng Mech* 2011; 137:8-21.
- [12] Simic, D. Efectos de interacción en el estudio del impacto de las subsidencias sobre las edificaciones. *Revista de Obras Públicas*. 2010; 157(3511): 53-70.
- [13] Oteo, C., Rodríguez, J.M., Mendaña, F. Sobre los sistemas y parámetros geotécnicos de diseño en la ampliación del metro de Madrid. *Rev de Obras Púb* 2003, 150(3429):49-67.
- [14] Arnáiz, M. Sobre la inestabilidad de terrenos arenosos en túneles de Madrid perforados con tuneladora. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, 2003.
- [15] Díez, F. Nuevo modelo Madrid para la estimación de asientos producidos en túneles con tuneladoras EPB de gran diámetro. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, 2010.
- [16] Arnáiz, M., Melis, M. Problemas de inestabilidad en terrenos arenosos en la ampliación del Metro de Madrid. *Rev de Obras Púb* 2003, 150(3429):21-33.

# Operación de tuneladoras de frente cerrado: influencia de las presiones del frente en los asentamientos inducidos



## Davor Simic Sureda

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Jefe de Área de Geotecnia de Ferrovial-Agroman.

Profesor asociado Universidad Politécnica de Madrid

### Resumen

Un aspecto relevante de la operación de las tuneladoras de frente cerrado es el control de la presión del frente con el fin de minimizar las afecciones en el terreno circundante debidas a los movimientos. Los modelos disponibles en la bibliografía, basados en la aplicación de la teoría de la plasticidad y ensayos en centrífuga, para correlacionar los asentamientos en superficie con la estabilidad del frente del túnel resultan muy limitados por cuanto no estudian adecuadamente el mecanismo de rotura del frente, siendo sólo aplicables para terrenos homogéneos de comportamiento cohesivo, sin componente friccional de la resistencia. Con este motivo, se ha puesto en marcha un proyecto de investigación descrito en este artículo con el fin de elaborar una herramienta adecuada para estimar la influencia de la presión del frente de la tuneladora en las subsidencias del terreno. Para ello se modeliza el comportamiento del frente mediante las formulaciones de equilibrio límite, habituales en otros campos de la geotecnia, que tienen la ventaja de su relativa sencillez de aplicación. Ello permite además introducir en el análisis la heterogeneidad del perfil geotécnico, la existencia de un nivel freático o la presencia de suelos granulares. Finalmente, se comparan los resultados obtenidos con modelos numéricos tridimensionales y con datos de la instrumentación de túneles reales.

### Palabras clave

Túneles, presión de tierras, estabilidad frente, asentamientos, pérdida de suelo

### Abstract

*A relevant aspect of the operation of closed-face tunnelling machines is the control of the pressure at the face in order to minimise the effects in the surrounding soil due to the movement. The models available in literature, based on the application of the theory of plasticity and centrifugal testing, to correlate the settlement at the surface with the stability at the tunnel face are very restrictive as they do not provide any adequate study of the mechanism of failure at the face, and are only applicable to homogeneous cohesive soils without frictional resistance. For this reason a research project was carried out to prepare a suitable tool to estimate the influence of the pressure at the face of the TBM in soil subsidence. This entailed the modelling of the behaviour of the face by standard limit equilibrium formulas used in other areas of geotechnology, that offer the advantage of relative ease of application. This also allows the introduction in the analysis of the heterogeneity of the geotechnical profile, the presence of a phreatic level or the presence of granular soils. The results obtained by these means were finally compared with three-dimensional numerical models and with the instrument recordings of real tunnels.*

### Keywords

*Tunnels, earth pressure, face stability, settlement, loss of soil*

## 1. Túneles excavados con tuneladora: mecanismos de producción de asentamientos

De un modo general, la fuente de los movimientos del terreno durante la construcción del túnel con tuneladora puede ser atribuida a varios mecanismos diferenciados entre sí, tal como se esquematiza en la figura 1 (en la página siguiente):

- Deformación del terreno por delante del frente debido a la relajación tensional producida por la excavación.
- Convergencia de la superficie excavada: dado el sobrecorte inducido por la rueda de corte, la pared de la excavación se deformará radialmente viendo coartada su deformación por la rigidez de la coraza del escudo.

- Compresibilidad del revestimiento: bajo este nombre genérico se incluyen las holguras inevitables para la puesta en carga del revestimiento, tales como corona circular parcialmente inyectada que queda entre la falda del escudo y el trasdós del anillo de dovelas, así como las deformaciones de puesta en carga del revestimiento.

- Deformaciones diferidas: fundamentalmente obedecen al proceso de consolidación de las sobrepresiones intersticiales generadas durante la construcción, de forma que los correspondientes cambios de las tensiones efectivas del terreno dan lugar a deformaciones en el terreno.

Hay que destacar que cuando se analizan los asientos de una determinada sección instrumentada, estas componentes de la pérdida de terreno están actuando simultáneamente desde distintas secciones a lo largo del túnel en ejecución. Por otra parte, de acuerdo con las conclusiones publicadas por Mair y Taylor (1997), las tuneladoras de frente confinado (de presión de tierras o presión de lodos) con adecuado control de la cámara de confinamiento (acondicionamiento del escombro y presiones) consiguen reducir los asientos correspondientes a la primera componente citada. En esta ponencia se analizan los mecanismos tensodeformacionales que relacionan la presión del frente y las subsidencias imputables a la primera componente.

## 2. Subsidiencias producidas por la excavación de un túnel

De una manera convencional la curva de asientos se define mediante la siguiente expresión (Peck, 1969):

$$S_v = S_{vmax} \exp \frac{-y^2}{2 i^2}$$

donde:

- $S_v$ : asiento bajo la abcisa.
- $S_{vmax}$ : asiento máximo, coincidente con la vertical de la clave del túnel.
- $i$ : abcisa del punto de inflexión de la curva de Gauss.

De las propiedades geométricas de la curva de Gauss resulta fácil expresar el asiento máximo  $S_{vmax}$  en función del volumen  $V_s$  de la cubeta de asientos por metro lineal de túnel

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v(y) dy = \sqrt{2 \pi} \cdot i \cdot S_{vmax}$$

La curva de asientos queda totalmente definida mediante los parámetros  $V_s$  e  $i$ .

Por otro lado, se define la variable adimensional  $V_L$  (pérdida de terreno) como la disminución de volumen de la cavidad

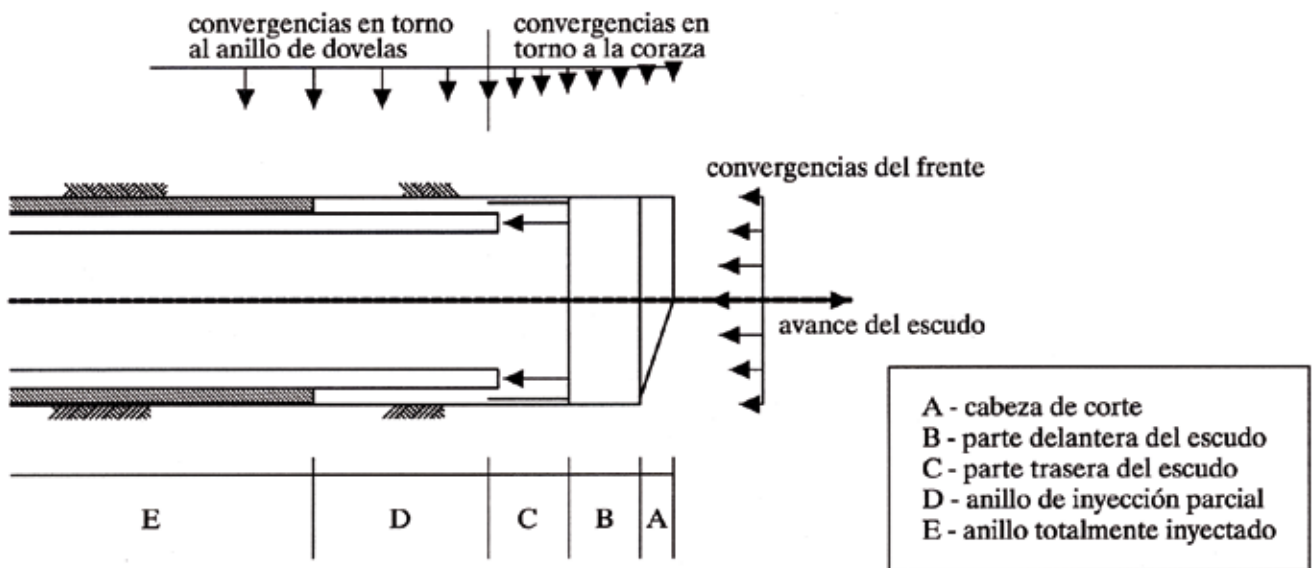


Fig. 1. Mecanismos de generación de asientos en un túnel con TBM



del túnel por unidad de longitud. Para un túnel circular podrá expresarse como:

$$V_L = \frac{\int u(\theta) a \cdot d}{\pi a^2}$$

siendo:

- $u(\theta)$ : deformación radial.
- $a$ : radio del túnel.

### 3. Influencia de las presiones de confinamiento en el volumen de cubeta $V_s$

#### 3.1. Introducción

Se suele aceptar que, para túneles excavados en arcillas, en condiciones sin drenaje, los desplazamientos del terreno se producen en condiciones de volumen constante por lo que se establece que el volumen de la cubeta de asientos es prácticamente igual a la disminución de volumen de la cavidad, es decir  $V_L = V_s$ . Sin embargo, cuando la excavación tiene lugar en condiciones de variación de volumen (por ejemplo, terrenos granulares o condiciones drenadas)  $V_s$  suele ser menor que  $V_L$  por el fenómeno de la dilatancia, tal como se ha puesto de manifiesto en las medidas realizadas por Cording y Hansmire (1975) a partir de medidas reales en el Metro de Washington.

Sin embargo, no se tienen en cuenta los efectos tridimensionales ni el proceso constructivo del túnel en lo que se refiere a la interacción compleja que tiene lugar entre la deformación del terreno, el confinamiento del frente y la colocación del revestimiento. Para tener en cuenta estos efectos Peck (1969) propuso afectar mediante un factor comprendido entre 0,6 y 0,7 los valores de  $V_L$  si bien ello resulta insuficiente tal como puso de manifiesto el estudio realizado por Sagaseta y Oteo (1974) mediante elementos finitos bidimensionales, del que se deducen unos factores de proporcionalidad entre  $V_s$  y  $V_L$  variables en función del módulo de Poisson y diferentes de los recomendados por Peck (1969).

Diversos autores han estudiado la influencia que sobre la pérdida de terreno  $V_L$  tiene la estabilidad del frente (Clough y Schmidt, 1981, Attewell, Yeates y Selby, 1986, Uriel y Sagaseta, 1989). Dado que se ha visto que la construcción del túnel es un fenómeno básicamente tridimensio-

nal mientras que los parámetros  $V_L$  y  $V_s$  se definen, en principio, para una sección transversal del túnel y, por lo tanto, en condiciones bidimensionales, resulta conveniente utilizar el concepto de estabilidad del frente para relacionar  $V_L$  con la resistencia del terreno y el proceso constructivo del túnel.

#### 3.2. Modelos basados en la teoría de la plasticidad

##### 3.2.1. El caso del túnel profundo

A partir del criterio desarrollado por Broms y Bennermark (1967), se define el factor de carga  $N$  (véase la figura 2) mediante la expresión:

$$N = \frac{P_o - P_i}{C_u}$$

siendo:

- $P_o$ : tensión total sobre un plano horizontal a cota del eje del túnel.
- $P_i$ : contrapresión de estabilización.
- $C_u$ : resistencia al corte sin drenaje del terreno.

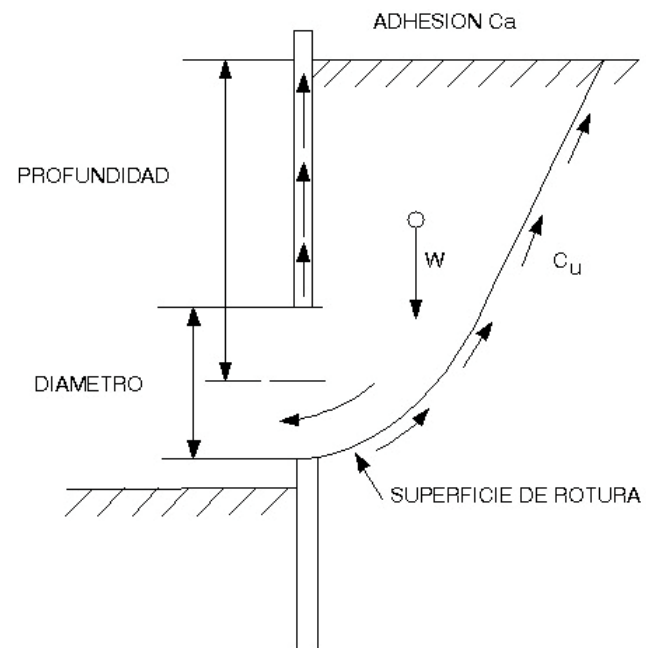


Fig. 2. Criterio de rotura del frente. Broms y Bennermark (1967)

Basándose en ensayos de laboratorio y observaciones de casos reales, Broms y Bennermark (1967) establecieron que el factor de carga  $N_c$  crítico para la rotura del frente resulta  $N_c = 6$ .

En algunos casos tales como la ejecución del túnel mediante tuneladora de frente confinado es posible determinar con cierta precisión el factor de carga ya que existen unos dispositivos de medida de presión en la cámara de confinamiento del frente. La figura 3 muestra las conclusiones del análisis retrospectivo de los asentamientos medidos con una tuneladora de presión de tierras a gran profundidad en las arcillas miocenas de Lisboa (Simic, 2003), superpuesta con el rango recomendado por Clough y Schmidt (1981) para índices de rigidez comprendidos entre 150 y 500. Puesto que el terreno excavado consistió en arcillas duras bajo el nivel freático y los asentamientos fueron medidos inmediatamente después del paso de la tuneladora por las secciones instrumentadas se ha considerado que el volumen de asentamientos  $V_s$  es igual al volumen de pérdida de terreno  $V_L$  por no haber deformaciones volumétricas. Los valores de  $P_1$  para la determinación del factor de carga fueron obtenidas como la media de las lecturas de las cuatro células de presión total dispuestas en la cámara de la tuneladora. Puede verse que, de modo general, existe una tendencia de las formulaciones elasto-plásticas a sobreestimar la pérdida de terreno.

En conclusión, hay que señalar que estas formulaciones resultan claramente insuficientes ya que requieren que:

- a) El túnel se encuentre a profundidad suficientemente grande para depreciar la variación de tensiones entre la clave y la solera.
- b) El estado inicial de tensiones en el terreno antes de excavar el túnel sea el correspondiente a  $K_0 = 1$ , es decir igualdad de tensiones horizontales y verticales.
- c) El terreno siga una ley constitutiva tensodeformacional elástica perfectamente plástica.

La simplificación introducida por las hipótesis a) y b) hace que este análisis no resulte aplicable a los túneles próximos a la superficie, que sin embargo, son los que más interesan a efectos del estudio de subsidencias.

3.2.2. El caso del túnel próximo a la superficie

En este caso se utiliza el concepto de factor de carga crítico introducido por Davis, Gunn, Mair y Seneviratne (1980), determinando  $N_c$  en función de  $C$  (el recubrimiento sobre clave),  $D$  (el diámetro),  $\gamma$  (la densidad del terreno) y  $C_u$  (la resistencia al corte sin drenaje).

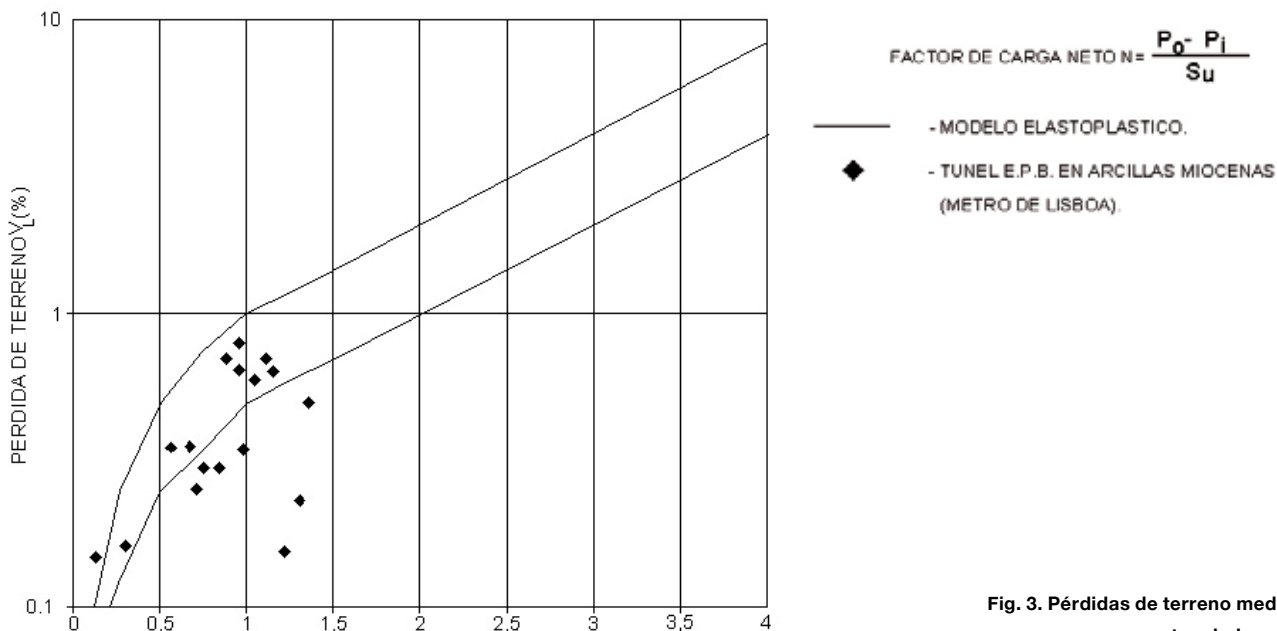


Fig. 3. Pérdidas de terreno medidas con tuneladora EPB

Mair (1989) completó estos resultados con el análisis retrospectivo de algunas roturas en casos reales, proponiendo la figura 4 para la determinación del factor de carga crítico  $N_c$ .

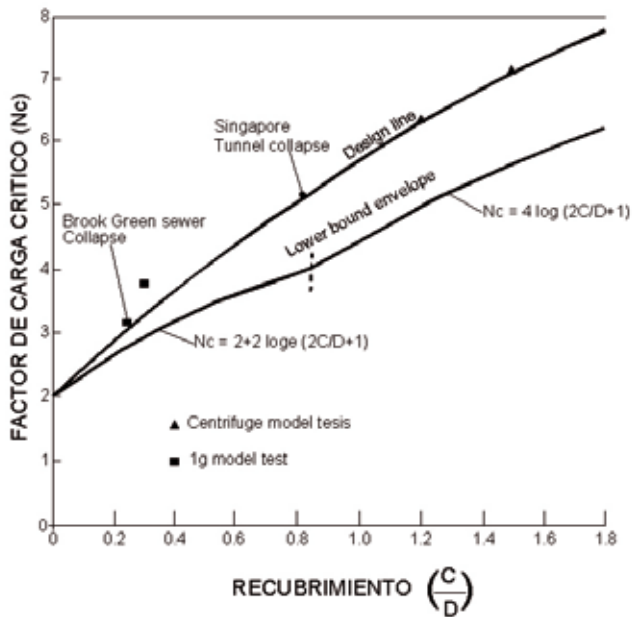


Fig. 4. Factor de estabilidad crítico ajustado con casos reales. Mair (1989)

Estas soluciones resultan de interés para la estimación de la pérdida de terreno  $V_L$  ya que Mair, Gunn y O' Reilly (1981) y Mair (1989) establecen en base a ensayos en centrífuga y análisis de elementos finitos que existe una correlación entre  $V_L$  y  $N/N_c$ , siendo  $N$  el factor de carga del frente del túnel y  $N_c$  el factor de carga crítico que produce la rotura (véase figura 5).

En este caso, el factor  $N/N_c$  que figura en abcisas es el cociente entre el factor de carga  $N = P_o - P_i / C_u$  y el factor  $N_c$  aquel para el que se produce el colapso del túnel (obtenido de la figura 4).

No obstante hay que señalar que las conclusiones obtenidas por Augarde, Lyamin y Sloan (2003) mediante análisis por elementos finitos bidimensionales en deformación plana parecen sugerir que el factor de estabilidad crítico  $N_c$  podría depender del mecanismo de colapso, el cual no se puede

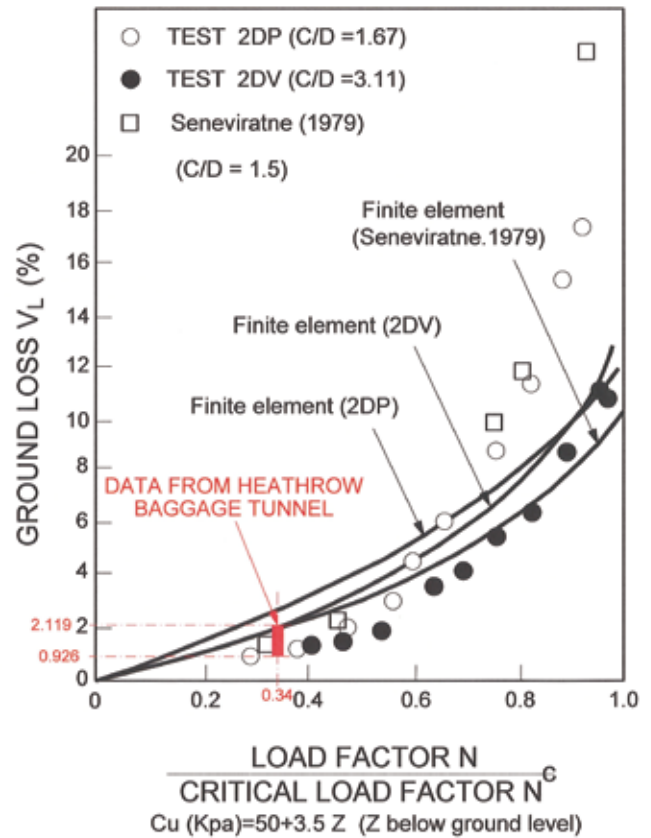


Fig. 5. Pérdida de terreno en función del factor de estabilidad. Mair 1989

determinar de antemano. Estas limitaciones hacen relevante la búsqueda de herramientas de análisis del mecanismo de rotura del frente.

### 3.2. Estudio del mecanismo de rotura del frente

Los mecanismos de rotura del frente de una tuneladora presurizada han sido objeto de estudio desde los años 70 del pasado siglo en paralelo al desarrollo de las primeras tuneladoras de presión de lodos. En general, estos métodos consideran diferentes geometrías de superficies de deslizamiento como se muestra en la figura 6 (Mohkam,1991), a las que aplican las ecuaciones de equilibrio análogas a las que se utilizan en los problemas de estabilidad de taludes.

En la figura 6 también se muestra el esquema propuesto por el Prof. Muruyama para construir la superficie de deslizamiento como espiral logarítmica cuya tangente en la base del túnel forma un ángulo de  $45 + \varphi / 2$ .

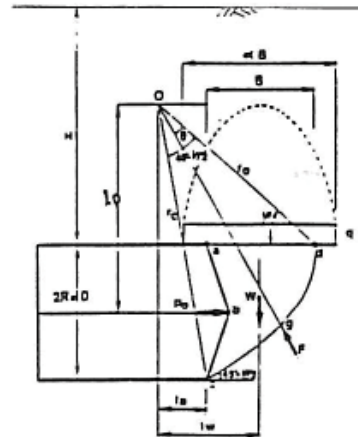
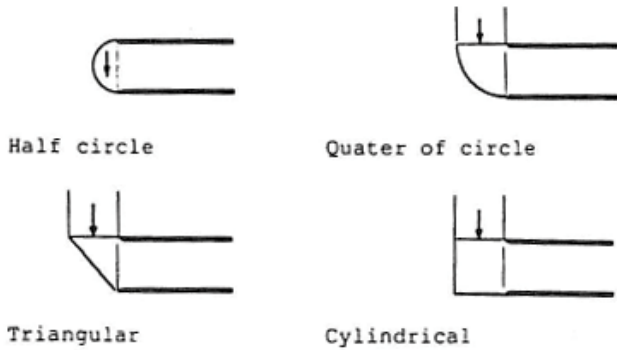


Fig. 6. Superficies de deslizamiento del frente. Mohkam (1991)

Basándose en esta cinemática de la rotura del frente Simic (2007) propuso una formulación tomada del método de las fajas tradicionalmente utilizado para la estabilidad de taludes. En este método se determina el coeficiente de seguridad frente a la rotura del frente suponiendo líneas de rotura circulares que pasan por la contrabóveda.

Se realiza un cálculo plano, considerándose los cálculos para una faja de un metro de anchura. El proceso de cálculo es similar al desarrollado para el cálculo de la estabilidad de taludes, con la salvedad de considerar la acción del terreno ( $E_T$ ) y, en su caso, la existencia de una presión en el frente ( $\sigma_i$ ) (Fig. 7).

Para ello se divide la zona de colapso en fajas verticales y establecemos el equilibrio en cada faja (Fig. 7) utilizando el método de Janbu.

Por Coulomb podemos escribir:

$$S = \frac{c \Delta l + tg \phi N}{F}$$

Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales tenemos:

$$W = N \cos \alpha + S \operatorname{sen} \alpha$$

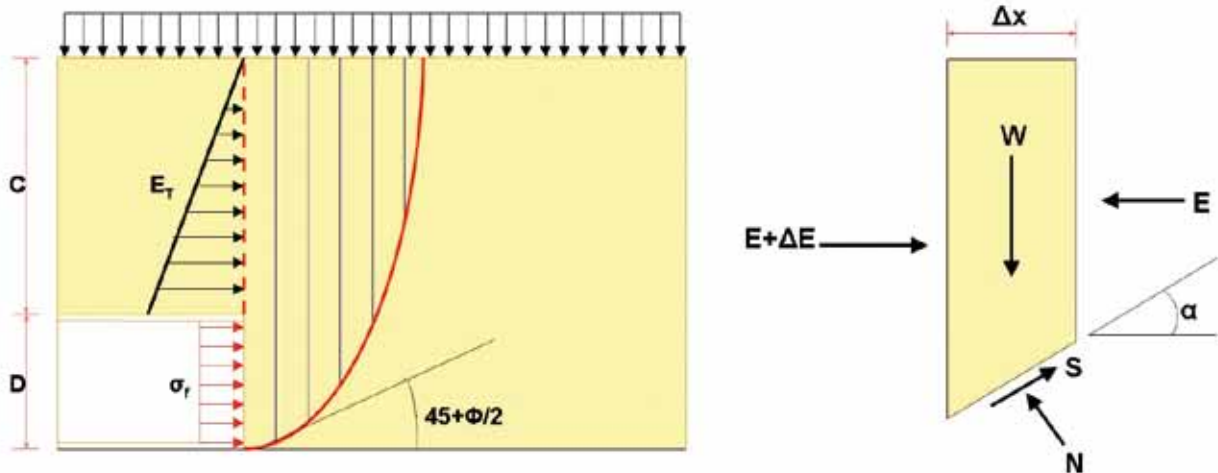


Fig. 7. Modelización de la estabilidad del frente mediante el método de las fajas

Eliminando N, tenemos:

$$S = \frac{c \Delta x + tg \phi W}{\cos \alpha (F + tg \alpha tg \phi)}$$

Estableciendo el equilibrio de fuerzas paralelas a la base de la faja tenemos:

$$W \operatorname{sen} \alpha = \Delta E \cos \alpha + S$$

Por definición:

$$E_j = \sum_{i=1}^{j-1} \Delta E_i \quad E_n = E_F$$

De las expresiones anteriores nos queda:

$$\sum W tg \alpha = E_F + \sum \frac{S}{\cos \alpha}$$

Despejando F nos queda:

$$F = \frac{\sum \frac{c \Delta x + tg \phi W}{\cos^2 \alpha \left[ 1 + \frac{tg \alpha tg \phi}{F} \right]}}{\sum W tg \alpha - E_F}$$

La ecuación anterior, implícita en F, nos resuelve el problema mediante un proceso iterativo. Se ha decidido prescindir del término  $\Delta T$ , o sea del rozamiento entre las fajas, por considerar que su valor es despreciable frente a los valores de E, N y S.

Dado que el túnel, a diferencia del talud, tiene un carácter marcadamente tridimensional existen en la bibliografía distintas propuestas para tener en cuenta este efecto, tal como se muestra en la figura 8 tomada de Mohkam (1991).

Para su modelización se supone que el volumen de suelo movilizado está limitado por una superficie generada por desplazamiento y giro de la curva de deslizamiento circular, tal como se recoge en la figura 9. Se supone que el volumen que desliza está formado por una franja central y dos cuñas laterales limitadas por una superficie formada por el deslizamiento de curvas circulares o espirales (en la franja central), y por el giro de las mismas (cuñas laterales).

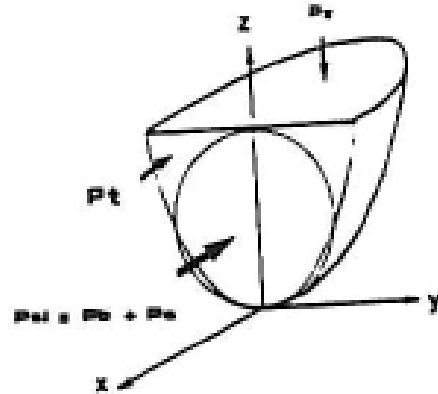


Fig. 8. Mecanismo tridimensional de rotura del frente. Mohkam (1991)

Las acciones actuantes sobre una faja de ancho unidad son las representadas en la figura 9. Para la determinación del coeficiente de seguridad se establecen de forma similar al caso de 2-D, las siguientes ecuaciones:

Por Coulomb podemos escribir:

$$T = \frac{c \Delta l + tg \phi N}{F}$$

Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales tenemos:

$$W = N \cos \alpha + T \operatorname{sen} \alpha$$

Despejando N, tenemos:

$$N = \frac{W - T \operatorname{sen} \alpha}{\cos \alpha}$$

Y sustituyendo:

$$T = \frac{c \Delta x + W tg \phi}{\cos \alpha [F + tg \alpha tg \phi]}$$

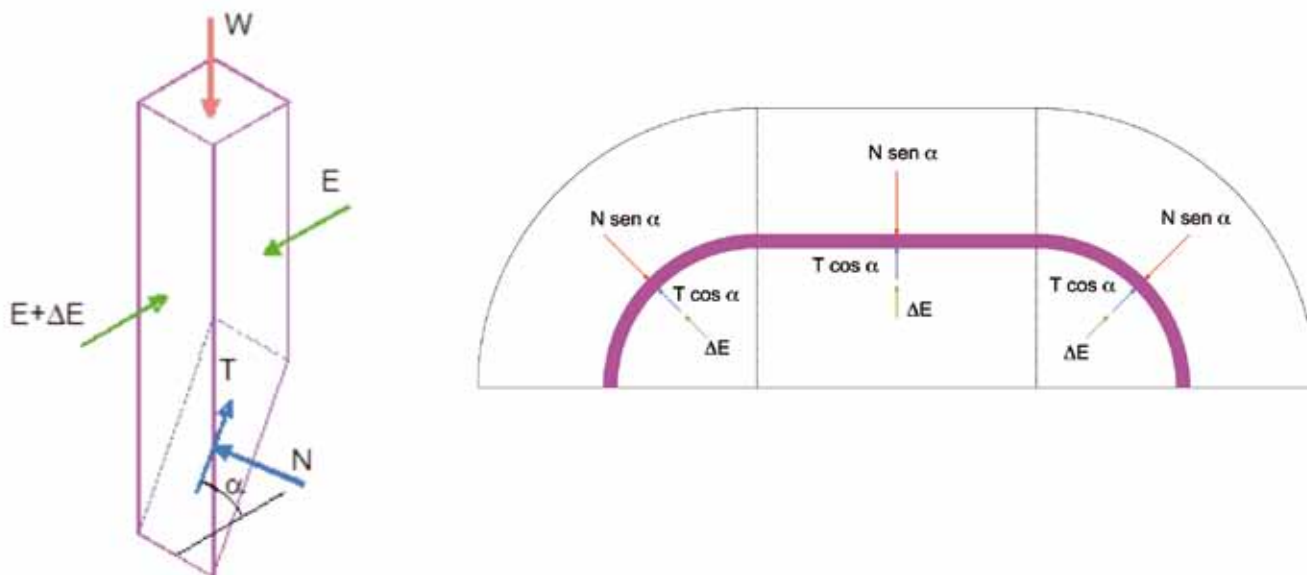


Fig. 9. Aplicación del método de las fajas en el caso tridimensional

Por otro lado, la acción del terreno en el plano vertical del frente del túnel puede considerarse tanto como un empuje activo como al reposo según la hipótesis que se adopte.

De acuerdo con esto, si establecemos el equilibrio de todas las fajas actuantes sobre el plano horizontal y en la dirección del eje del túnel, tenemos:

$$\int \Delta E_i \cos \beta = \int (N \operatorname{sen} \alpha - T \cos \alpha) \cos \beta$$

Siendo  $\beta$  en ángulo formado por la normal a la faja con el eje del túnel.

Por equilibrio global podemos establecer que:

$$\sum \int \Delta E_i \cos \beta = \text{Empuje del terreno}$$

El problema se resuelve de forma iterativa utilizando las ecuaciones con la condición de equilibrio global.

Con el fin de calibrar la aplicabilidad del método se ha llevado a cabo un proyecto de investigación utilizando los datos de diversas tuneladoras EPB en terrenos blandos a medios, correspondientes a tramos de reciente construcción por Ferrovial Agroman.

#### 4. Modelo numérico tridimensional del efecto de la presión de confinamiento en las subsidencias

En primer lugar, se ha determinado la correspondencia entre el asiento en superficie y el coeficiente de seguridad del frente del túnel mediante una simulación numérica tridimensional de la construcción de un túnel con tuneladora EPB.

En este apartado se describen cálculos realizados, que han permitido evaluar la relación existente entre la presión en el frente de excavación de la tuneladora y el volumen de asientos en superficie que produce el paso de la misma en un caso de terrenos blandos.

Los cálculos se realizan mediante un modelo de diferencias finitas tridimensional implementado a través del programa comercial FLAC3D, de Itasca.

En la tabla siguiente se recoge el perfil del terreno y los valores de los parámetros que definen su comportamiento.

Profundidad	$\gamma_{ap}$ (t/m <sup>3</sup> )	$c'$ (t/m <sup>2</sup> )	$\varphi$ (°)	E (Mpa)	Cc/Cs
0 a 3,95 m	2,05	0	25	2	-
3,95 a 13,95 m	2	0,5	30	17	-
13,95 a 19,95 m	2,05	0,5	30	-	0,17/0,02
> 19,95 m	2	0,75	25	-	0,17/0,015

Se adopta una posición del nivel freático a 5,7 m de profundidad.

El modelo elegido es una representación del entorno de túnel hasta la superficie de forma paralelepédica, que aprovecha la simetría espacial existente. En este caso el modelo consta de unos 46.400 elementos, y sus medidas son de 105x100x38 m. El diámetro de excavación es de 9,4 m. La construcción secuencial se simula en avances de 1 m de longitud, una vez pasada la zona inicial necesaria para eliminar los efectos del borde  $Y=0$ . Se ha introducido en el modelo la influencia de la conicidad del escudo, la presencia del sostenimiento de dovelas y el efecto de sobrecorte de las cuchillas de corte en cabeza, que deja libre un espacio denominado *gap* que se rellena de mortero. En la figura 8 se recoge el aspecto general del modelo, una vez atravesada la longitud suficiente para conocer la cubeta alejada del frente, que es el estado final de cada cálculo realizado, y que consta de unas 70 fases de cálculo intermedias.

Se ha modelizado tanto el sobrecorte producido por la cabeza de corte como el mortero de inyección, para el que se tiene en cuenta la ley de endurecimiento estándar en función del tiempo, relacionado en este caso con la distancia al frente de ataque mediante la velocidad media de avance de la máquina. Además resulta necesario introducir una presión en el frente de la excavación que regirá finalmente, en ausencia de variaciones en el resto de parámetros, el análisis de sensibilidad realizado para el que se obtienen distintas cubetas de asiento –a distancia infinita del frente de excavación– en función de dicha presión en el frente.

Para cada paso de avance es necesario realizar un cálculo independiente hasta la estabilización de las variables que rigen el proceso de cálculo en diferencias finitas, que son básicamente unos parámetros internos del programa que permiten conocer la generación de una solución tensodeformacional estable cuasiestática.

Se han analizado seis situaciones distintas, cada una de ellas con una distinta presión en cabeza de la tuneladora.

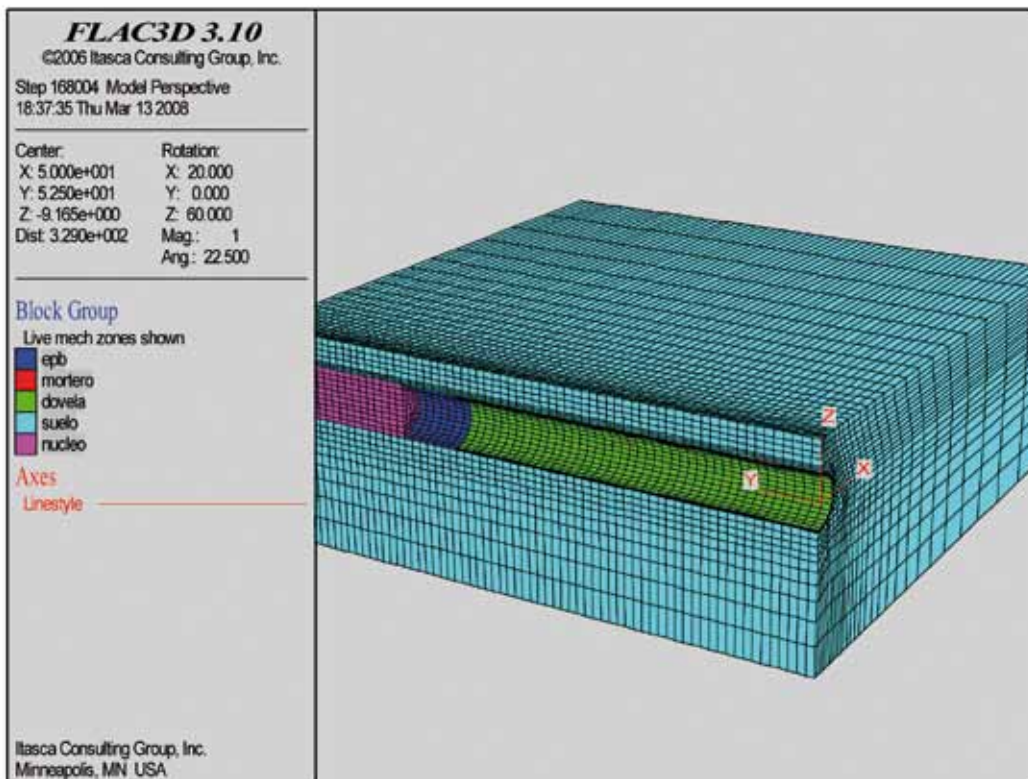


Fig. 10. Modelo 3D de excavación mediante EPB

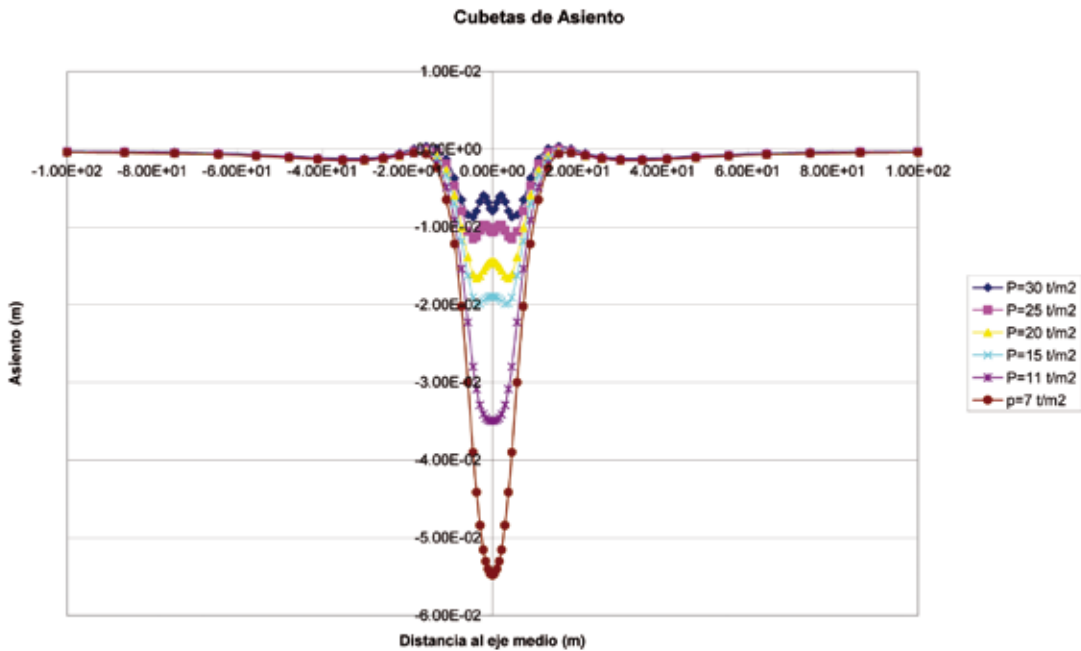


Fig. 11. Cubetas de asiento alejadas del frente para distintas presiones

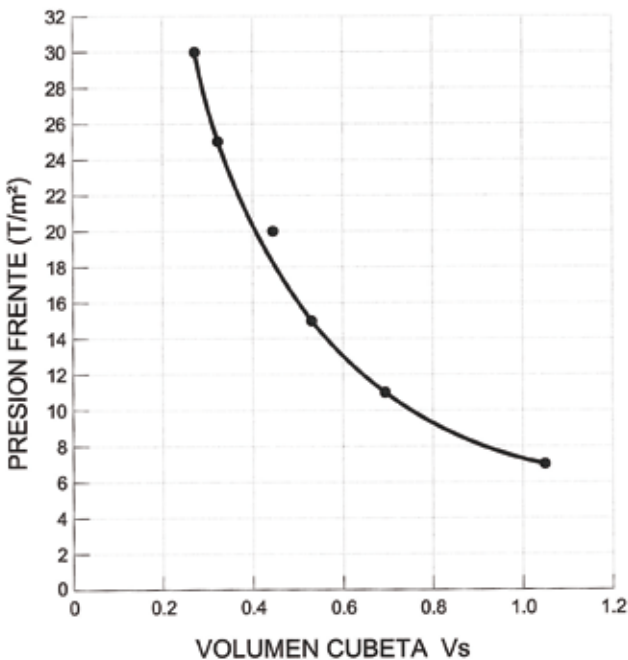


Fig. 12. Modelo FLAC 3D. Variación de la pérdida de terreno con la presión del frente

Los resultados de los seis cálculos realizados se recogen en la figura 11, en la que se superpone la cubeta de asientos en superficie obtenida mediante la modelización numérica para un plano situado a suficiente distancia del frente del túnel como para asimilarlo a distancia infinita.

Se ha realizado un ajuste de la cubeta de asientos obtenida siguiendo el método propuesto por Peck (1969) para obtener el parámetro de la pérdida de suelo en cada caso. Los resultados obtenidos se resumen en la figura 12.

**5. Correlación entre la pérdida de terreno y el coeficiente de seguridad de estabilidad del frente**

En este apartado se recogen los resultados de la interpretación de cubetas de subsidencias medidas en distintas obras de túneles ejecutadas con tuneladora EPB. Las obras analizadas cubren un amplio rango de comportamiento geotécnico del suelo (gravas, arenas y arcillas), diámetro de la máquina (9 m, 12 m y 14 m) y profundidades del túnel.

La figura 13 muestra las correlaciones obtenidas para cada tipo de túnel entre el coeficiente de seguridad de la estabilidad del frente y la pérdida de terreno. Puede verse, como cabía esperar, que las distintas curvas muestran una reducción de la pérdida de suelo al aumentar el coeficiente de seguridad del frente. También se ha superpuesto la co-



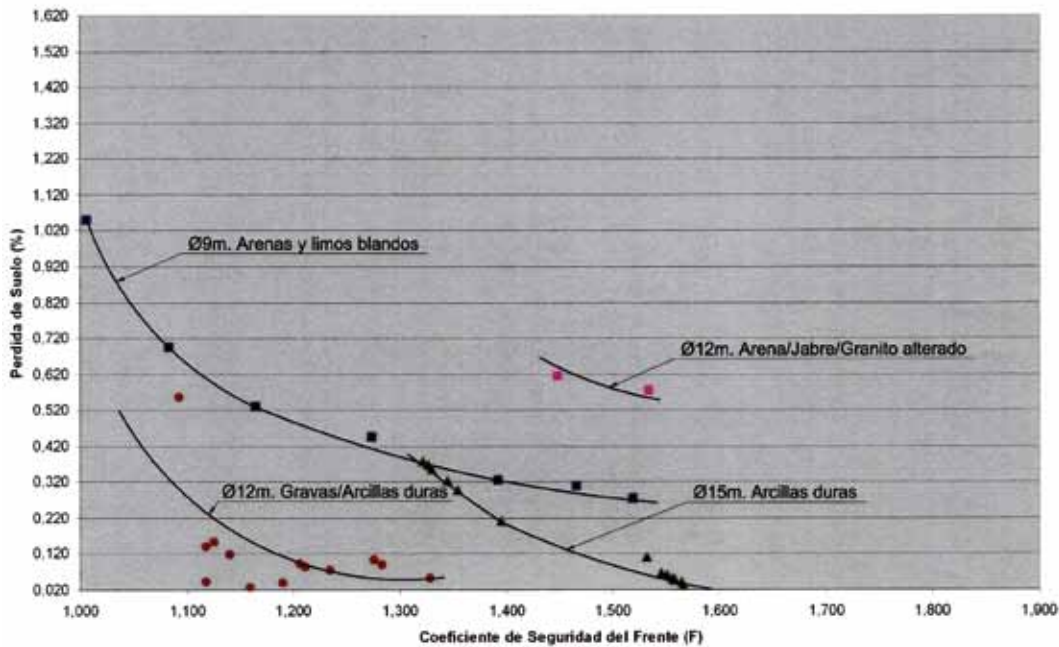


Fig. 13. Pérdida de terreno de cubetas de asiento medidas en casos reales, en función del coeficiente de seguridad del frente y las características del túnel

respondencia obtenida del modelo numérico descrito en el apartado anterior, y que ajusta muy bien con los datos de la instrumentación del túnel, que se había simulado en el modelo. Los datos correspondientes a los túneles excavados en arcillas duras y margas yesíferas ponen de manifiesto menores asientos y una reducción más fuerte de la pérdida de suelo con el factor de seguridad del frente respecto de los datos del túnel excavado en suelos blandos. Finalmente, los datos del túnel excavado en jabres acusa probablemente los problemas inherentes a la heterogeneidad suelo/roca que se traducen en mayores asientos a los que correspondería por el coeficiente de seguridad.

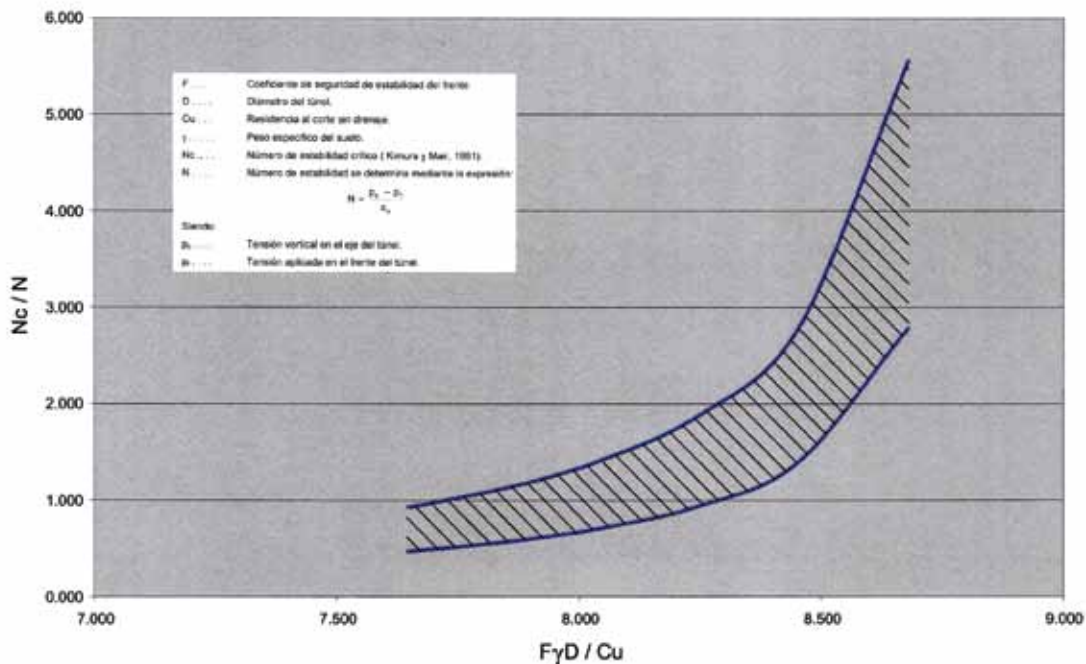
## 6. Conclusiones

Un aspecto relevante de la operación de las tuneladoras de frente cerrado es el control de la presión del frente con el fin de minimizar las afecciones en el terreno circundante debidas a los movimientos. Los modelos disponibles en la bibliografía, basados en modelos de teoría de plasticidad y ensayos en centrífuga resultan muy limitados por cuanto son sólo aplicables para terrenos homogéneos de comportamiento cohesivo, sin componente friccional de la resistencia. Ello exigía la adopción de simplificaciones groseras para su utilización en los casos reales en los que, tanto la heterogeneidad como la presencia de suelos granulares con resistencia friccional, hacía poco representativos sus resultados.

En este artículo se ha descrito un proyecto de investigación sobre la aplicabilidad de los métodos numéricos de las fajas para evaluar el coeficiente de seguridad de la estabilidad del frente en lugar del tradicional factor de estabilidad, que sólo era aplicable en suelos cohesivos, como herramienta para estimar la influencia de la presión del frente de la tuneladora en las subsidencias del terreno. Ello permite introducir en el análisis la heterogeneidad del perfil geotécnico, la existencia de un nivel freático o la presencia de suelos granulares.

En una primera aplicación de este procedimiento se han mostrado en este artículo las correlaciones entre la pérdida de suelo (que mide el volumen de la cubeta de asientos) y el coeficiente de seguridad de la estabilidad del frente obtenidas tanto mediante simulaciones numéricas como de la interpretación de los resultados de la instrumentación de túneles reales.

Aunque todavía queda un camino que recorrer en la aplicación del procedimiento en diferentes configuraciones de túneles y terrenos, los resultados obtenidos hasta la fecha son prometedores. En este sentido cabe esperar una buena correlación entre el coeficiente de seguridad de estabilidad del frente (F) y el factor de estabilidad tradicional  $N_c / N$ , tal como se muestra en la figura 14 para un caso de túnel en terreno puramente cohesivo. **ROP**



**Fig. 14. Correlación entre el factor de estabilidad  $N_c/N$  y el coeficiente de seguridad por el método de las fajas  $F$  en un túnel en terreno cohesionado**

**Referencias**

- Augarde, CER., Lyamin, A.V., Sloan, S.W. (2003). "Stability of an undrained plane strain heading revisited". Computers and Geotechnics 30. Elsevier, pp. 419-430.

Broms, B., Bennermark, H. (1967). "Stability of clay at vertical openings. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division", ASCE, No. 93, pp. 71-94.

- Clough, C.W., Schmidt, B. (1981). "Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. Soft clay engineering". Elsevier, pp. 569-634. Amsterdam.

- Davis, E.H., Gunn, M.J., Mair, R.J., Seneviratne, H.N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. Geotechnique, vol.30, No.4, pp 397-419.

- Mair, R.J. (1989). "Discussion Leader's report on session 9: selection of design parameters for underground construction". Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 5, pp. 2891-2893. Rio de Janeiro.

- Mair, R.J., Gunn, M.J., O'Reilly, M.P. (1982). "Ground movements around shallow tunnels in soft clay". Tunnels and Tunnelling, June 1982. London.

- Mohkam, M. (1991). Combining proper confinement pressure and adequate slurry for passing beneath existing structures securely with slurry shield-case study. Proc. RETC.

- Oteo, C.S., Sagaseta, C. (1996). "Some Spanish experiences on measurement and evaluation of ground displacements around urban tunnels. Proc Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground". Mair, R.J. y Taylor, R.N. (eds.). Balkema, pp. 731-736.

- Peck, R.B. (1969). "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th. Int. Conf. on soil Mech. and Found. Eng. Mexico.

- Simic, D. (2003). Subsidiencias debidas a la excavación de galerías en los terrenos de la Baixa lisboeta mediante tuneladora y nuevo método austriaco. Jornadas Hispano-Lusas sobre obras subterráneas y primera conferencia internacional Jiménez Salas. Cedex, pp. 279-286. Madrid.

- Simic, F.D., Gittoes, G. (1996). "Ground behaviour and potential damage to buildings caused by the construction of a large diameter tunnel for the Lisbon Metro. Proc. Int. Symp. on Geotechnical aspects of underground construction in soft ground". Mair, R.J. y Taylor, R.N. (eds.) Balkema. Rotterdam. Pp. 745-752.

- Simic, D. (2007). "Conventional tunnelling face stability". Panel de la Sesión 3. Proc. XIV ECSMGE. Madrid.

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

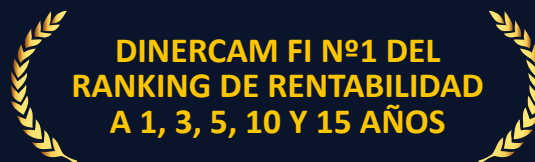




**Los Fondos de Inversión Foncam FI y Dinercam FI de nuevo en lo más alto gracias a la confianza y apoyo de nuestros clientes que siempre han mostrado.**



Foncam FI (Nº REG. CNMV 659), el Fondo de Renta Fija de Gestifonsa más galardonado, recibe 5 estrellas de Morningstar, la categoría más alta que concede la firma de calificación y que sólo 7 Fondos españoles más han recibido este curso 2013. Morningstar es un proveedor líder de análisis independiente para la inversión, una fuente reconocida de información exhaustiva a través de una amplia gama de disciplinas de inversión que opera en 27 países.



Dinercam FI (Nº REG. CNMV 3449), el Fondo monetario de Gestifonsa, se encuentra en el número 1 del ranking de rentabilidad a 1, 3, 5, 10 y 15 años, según Informe de Inverco primer semestre de 2013.

Disclaimer: IMPORTANTE: para invertir en estos productos es necesario tener conocimientos y experiencia en los Mercados conforme a la Normativa MiFID. Existe riesgo de pérdida de capital invertido. Rentabilidades pasadas no aseguran rentabilidades futuras. Las cifras y datos contenidos en este anuncio no constituyen recomendación de compra o venta de una inversión y tienen estricto contenido publicitario. Los Fondos de Inversión disponen de un folleto informativo y documento con los datos fundamentales para el inversor (DFI) que pueden consultarse en las oficinas de GESTIFONSA SGIC, S.A.U., Nº Registro Administrativo CNMV-123, C/ Almagro 8 planta 5ª, 28010 Madrid, en la página web de la Entidad ([www.gestifonsa.es](http://www.gestifonsa.es)) y en la página web de la Comisión Nacional del Mercado de Valores ([www.cnmv.es](http://www.cnmv.es)). La Entidad Depositaria de los Fondos de Inversión es Banco Caminos S.A., Entidad de Crédito registrada en el Banco de España con el código de Entidad 0234.