



La Revista de los  
Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos

3568 SEPTIEMBRE 2015

REVISTA DE  
OBRAS PÚBLICAS

# ROP



Número  
monográfico  
en colaboración  
con AETOS

Diseño innovador en el metro ligero de Ottawa  
por Humberto Ferrer Menguina, Enrique Fernández  
González y Alejandro Sanz Garrote

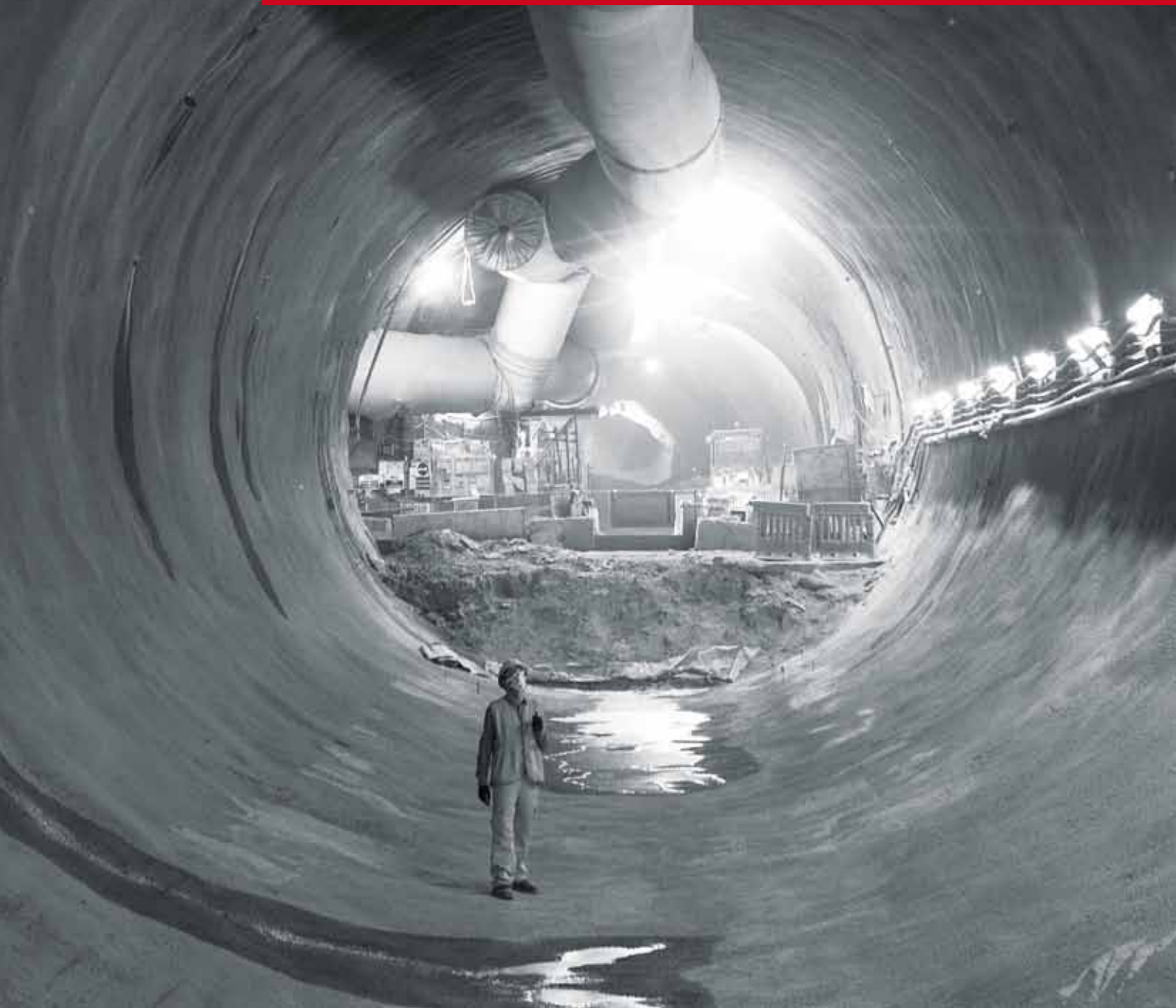
Construcción de túneles profundos para aprovechamientos  
hidráulicos. Central hidroeléctrica Cheves (Perú)  
por Marcos Sancho Moreno, María Boisán González,  
Santiago Veyrat Marqués y José Miguel Galera Fernández

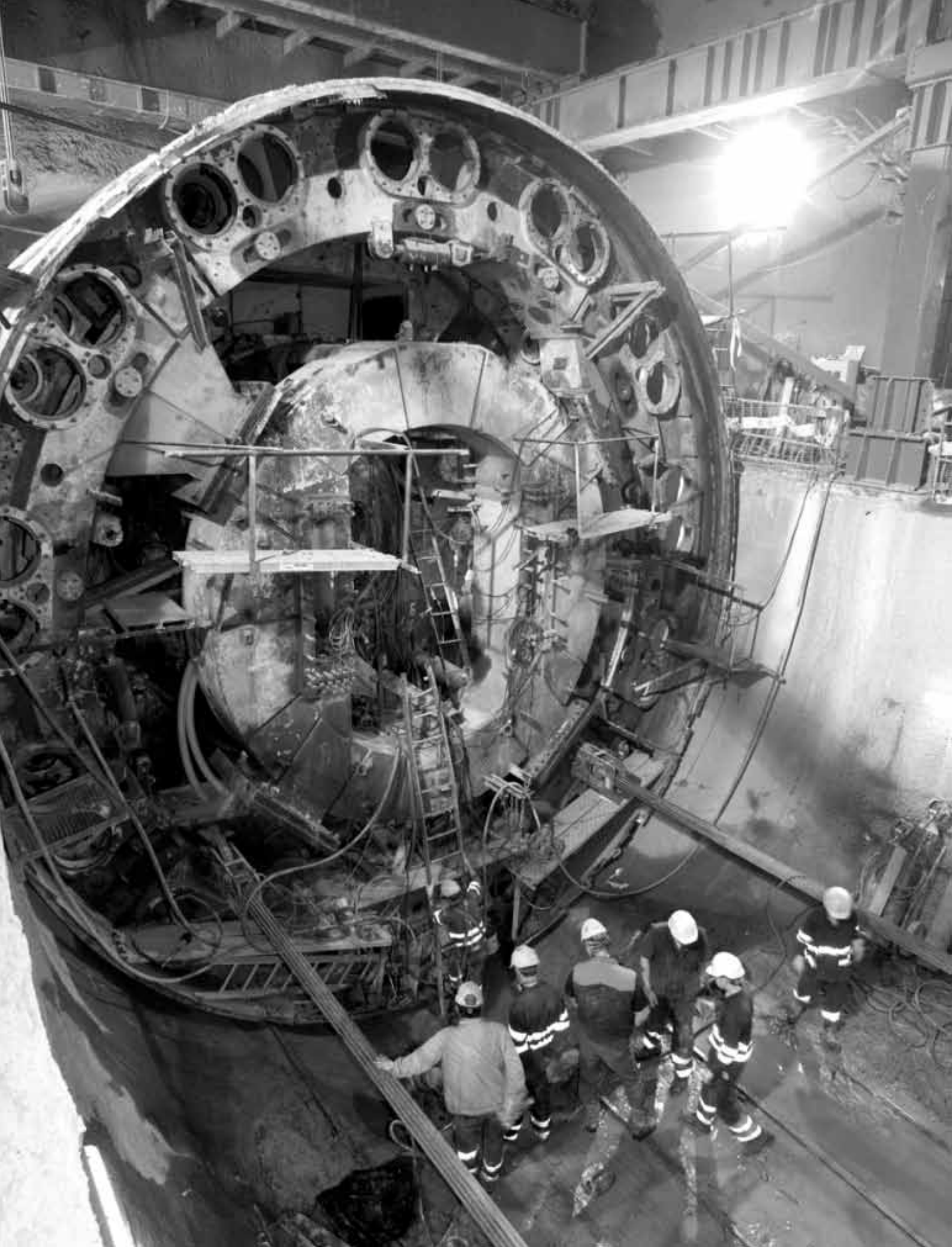
#### MONOGRÁFICO TÚNELES

*Settlement control: assuming the challenge of  
underground construction in London*

El control de asentamientos: asumiendo el reto de la  
construcción subterránea en Londres

por Davor Simic







Nuestro presidente, Manuel Arnáiz Ronda, me invita a escribir este editorial y con mucho gusto lo hago.

La Revista de Obras Públicas vuelve a presentar un Monográfico sobre Túneles y Obras Subterráneas. Éste es el número siete y, como en los seis precedentes, sus artículos rebosan calidad científica y técnica. Calidad, la que ha permitido a la ingeniería española tener presencia en numerosos países que, enfrentándose a grandes planes de inversiones en infraestructuras, valoran muy positivamente todo aquello que nuestros profesionales les pueden aportar. En la actualidad, es muy frecuente encontrarlos realizando su actividad por medio mundo. Allí dónde están son queridos y respetados. Esto es algo que nos debe llenar de orgullo y animarnos a seguir trabajando para que nuestra ingeniería siga mejorando día tras día.

La Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas ha tenido siempre muy presente la aportación que desde ella se puede hacer a la ingeniería española. Con la muy valiosa colaboración de asociaciones profesionales, empresas, universidades, etc. en todo momento, AETOS ha tratado de impulsar la investigación, desarrollo y defensa del mundo del túnel y la infraestructura subterránea.

Para ello, y contando con los mejores especialistas españoles en estas materias, AETOS lleva diez años desarrollando e impartiendo un Máster sobre Túneles y Obras Subterráneas que es por todos conocido. En los últimos meses y consecuentemente con el reconocimiento que ha tenido por parte de los alumnos que por él han pasado, muchos de ellos venidos de Latinoamérica, nos pusimos en contacto con las correspondientes asociaciones hermanas y otras organizaciones profesionales de Colombia, Perú y Panamá con el objetivo de desarrollar un máster común.

Las conversaciones dieron resultado y en el pasado mes de julio, junto al secretario general del Colegio de Ingenieros de Caminos, José Javier Díez Roncero, hemos tenido la satisfacción de firmar acuerdos de colaboración para la puesta en marcha del Máster *online*, con la Asociación Colombiana de Túneles, el Instituto Minero de Perú y la Ciudad del Saber de Panamá. A estas organizaciones se suman las distintas universidades colombianas, peruanas y panameñas que han ofrecido su apoyo y participación. No hay que olvidar que la UNED de España es un socio destacado para el desarrollo de estas clases.

Estos países, Colombia y Perú en particular, se enfrentan a grandes obras, su geografía es complicada y los retos geotécnicos que se les presentan hacen todavía más atractiva la labor del ingeniero. No hay que olvidar la imponente cordillera andina que los recorre de norte a sur y que la mayoría de las infraestructuras deben atravesar. Nosotros también aprenderemos mucho de ellos. Nos han recibido con muchas muestras de cariño y nuestra obligación es darles lo mejor que tenemos y no decepcionarles. Seguro que esto va a ser así y que nuestra ingeniería, sin olvidarnos de nuestras industrias y empresas, van a tener por delante un campo de actuación enorme.

La Revista de Obras Públicas, al presentar este monográfico, presta un magnífico apoyo a la divulgación de estas especialidades y, al igual que lo hace con otras, siempre está al servicio de los ingenieros para trasladar a sus lectores el conocimiento de la obra pública española y el trabajo de sus ingenieros. Una prueba de ello son los artículos que ustedes tienen en sus manos. Sin duda, les serán de una gran utilidad.

**Avelino J. Acero Díaz**  
**Vicepresidente de AETOS**

# SUMARIO

La revista decana de la  
prensa española no diaria

**Director**  
Antonio Papell

**Redactoras Jefe**  
Paula Muñoz  
Diana Prieto

**Fotografía**  
Juan Carlos Gárgoles

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

**Imprime**  
Gráficas 82

**Depósito legal**  
M-156-1958

**ISSN**  
0034-8619

**ISSN electrónico**  
1695-4408

**ROP en internet**  
<http://ropdigital.ciccp.es>

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

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

## PRESENTACIÓN

### TÚNELES

- 
- 7 **Avances en la predicción analítica de daños en edificios producidos por la tunelación**  
Carles Camós y Climent Molins
- 
- 19 **Diseño innovador en el metro ligero de Ottawa**  
Humberto Ferrer Menduina, Enrique Fernández González y Alejandro Sanz Garrote
- 
- 33 **Ampliación de la línea 9 del metro de Madrid a Mirasierra**  
Beatriz Osuna Garrido, Fernando Díez Rubio y Pablo Ferrer Lucíañez
- 
- 43 **Comprobación de secciones de sostenimiento y cuantificación de la incertidumbre en cálculos de elementos finitos por medio del método de estimación puntual**  
Juan Luis Hita María y Juan Herrera Hebert



**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

---

**65 La selección del método constructivo en hincas.  
Comparación con los túneles de dovelas de  
mediano diámetro**

Juan José Hoyo Rodríguez y Manuel G. Romana

---

**79 Construcción de túneles profundos para  
aprovechamientos hidráulicos. Central hidroeléctrica  
Cheves (Perú)**

Marcos Sancho Moreno, María Boisán González,  
Santiago Veyrat Marqués y José Miguel Galera Fernández

---

**97 *Settlement control: assuming the challenge of  
underground construction in London***

El control de asentamientos: asumiendo el reto de la construcción  
subterránea en Londres  
Davor Simic

**Foto de portada**

Farringdon Platform Tunnel  
(Londres, Reino Unido)

**Foto de interior de portada**  
Cortesía de ADIF



# 2016

enero-octubre

[www.aetos.es](http://www.aetos.es)

# XI Máster en Túneles y Obras Subterráneas

MODALIDAD PRESENCIAL  
Y ON LINE  
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](mailto:master@aetos.es)

Organizado por

Con el reconocimiento 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



# Avances en la predicción analítica de daños en edificios producidos por la tunelación



**Carles Camós**

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Deutsche Bahn Netz AG



**Climent Molins**

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Universitat Politècnica de Catalunya

## Resumen

La perforación de túneles urbanos conlleva la generación de asentamientos diferenciales del terreno que pueden dañar las edificaciones situadas en área de influencia de la excavación. La predicción de dichos daños suele realizarse mediante la aplicación del método de la viga equivalente de Burland y Wroth en 2D, es decir, asumiendo edificios perpendiculares al eje del túnel y perfiles Gaussianos de asiento del terreno generados en su base. No obstante, para otras alineaciones deben utilizarse aproximaciones debido a la inexistencia de expresiones analíticas que permitan abordar estos casos. Los autores han obtenido una nueva ecuación para el cálculo de la deformación horizontal del terreno. Dicha ecuación permite la aplicación del método de la viga equivalente en 3D para edificios ubicados en cualquier posición con respecto al eje del túnel. Además, el método permite tener en cuenta la posición del frente de excavación y, en consecuencia, el efecto del perfil longitudinal de asentamientos, aumentando así el realismo del campo de desplazamientos del terreno. El método se aplica a un caso real de edificios afectados por la excavación del túnel de la L9 de Metro en Barcelona mediante EPB (*Earth Pressure Balance*). Esta aplicación permite observar diferencias sustanciales en la predicción de daños según la alineación del edificio. Los resultados se comparan posteriormente con los obtenidos mediante el método tradicional y con el levantamiento de daños.

## Palabras clave

Tunelación, asentamientos, daños en edificios, viga equivalente, alineación, 3D, predicción analítica

## Abstract

*Tunnel excavation entails the generation of ground settlements, which can endanger the adjacent buildings. The prediction of damages is usually performed with the equivalent beam method from Burland and Wroth in 2D by assuming perpendicular buildings to the tunnel axis and Gaussian settlement profiles generated in their base. However, approximations must be done for other building alignments due to the inexistence of analytical expressions that deal with these cases. The authors have developed a new equation for the determination of the horizontal ground strain. This equation allows applying the equivalent beam method in 3D for buildings placed in whichever position with respect to the tunnel axis. Moreover, the method allows considering the modeling of the tunnel advance and hence, the effect of the longitudinal settlement profile. The method is applied to a real group of buildings affected by the construction of the L9 Metro line tunnel in Barcelona by means of EPB (*Earth Pressure Balance*). The application of the novel method reveals significant variations of the estimated damage depending on the building alignment. The results are further compared with the application of the classical method and the damage survey.*

## Keywords

*Tunneling, settlements, building damage, equivalent beam, alignment, 3D, analytical prediction*

## 1. Introducción

El diseño de túneles requiere la predicción de los posibles daños en edificios adyacentes producidos por los asentamientos del terreno derivados de la tunelación. Las predicciones preliminares se llevan a cabo actualmente mediante el conocido método de la viga equivalente (Burland y Wroth, 1974; Boscardin y Cording, 1989). Este método modela las paredes de los edificios mediante vigas elásticas lineales

sin peso sujetas a una deflexión impuesta en su base. La deformación resultante en la viga es debida a la propia deflexión de la misma y a la deformación horizontal de la superficie del terreno. La distribución de dicha deformación depende del modo de deformación que resulta ser una combinación de flexión y cortante. Por ello, las predicciones se realizan considerando dos modos extremos de deformación, flexión pura y cortante puro, para determinar

cuál es el crítico. Las máximas deformaciones de tracción en la viga debidas a flexión pura ( $\epsilon_{br}$ ) y a cortante puro ( $\epsilon_{dr}$ ) pueden determinarse con las siguientes expresiones derivadas de la teoría de vigas elásticas lineales:

$$\epsilon_{br} = (\epsilon_{bmax} + \epsilon_h) \tag{1}$$

$$\epsilon_{dr} = \epsilon_h \left( 1 - \frac{E}{4G} \right) + \sqrt{\frac{\epsilon_h^2 \left( \frac{E}{G} \right)^2}{16} + \epsilon_{dmax}^2} \tag{2}$$

donde  $E/G$  es la relación entre los módulos elástico y de cortante del material,  $\epsilon_{bmax}$  y  $\epsilon_{dmax}$  son las deformaciones máximas debidas a la deflexión de la viga en los modos de flexión y cortante puros (ver apartado 3) y  $\epsilon_h$  es el valor de la deformación horizontal del terreno en la base del edificio que depende de la forma del campo de asientos y de la posición de la pared (figura 1). Esta posición viene definida por la proximidad y la alineación con respecto al eje del túnel. La máxima tensión de tracción  $\epsilon_{max}$  corresponde al máximo valor entre  $\epsilon_{br}$  y  $\epsilon_{dr}$  en la viga. Posteriormente, el

valor de  $\epsilon_{max}$  es comparado con umbrales  $\epsilon_{lim}$  que definen diferentes categorías de daño según la severidad de la afección y el daño típico asociado (tabla 1, Burland (1977)).

La determinación de  $\epsilon_{max}$  representa un problema tridimensional que depende de (a) la naturaleza del terreno, (b) la geometría del edificio, (c) la geometría del túnel, (d) la posición del edificio con respecto al eje del túnel, (e) la posición del frente de excavación y (f) el método constructivo. Sin embargo, el modelo de la viga equivalente se aplica en 2D, es decir, asumiendo paredes perpendiculares o longitudinales al eje del túnel y perfiles Gaussianos de asiento del terreno generados en su base. Los datos recogidos en casos reales de construcción de túneles demuestran que el perfil transversal (dirección  $x$ ) de asientos  $S$  puede aproximarse con una función de distribución de probabilidad Gaussiana (Peck, 1969). En la dirección longitudinal (dirección  $y$ ) puede utilizarse en cambio una función de distribución acumulada (Attewell & Woodman, 1982). Ambos perfiles se muestran en la figura 1.

Categoría de daño	Grado de afección	Descripción del daño	Deformación de tracción $\epsilon_{max}$ (%)	$\epsilon_{lim}$ (%)
0	Inapreciables	Fisuras casi imperceptibles (<0,1 mm)	0-0,050	0,050
1	Muy ligeros	Grietas finas fácilmente reparables (<1 mm)	0,050-0,075	0,075
2	Ligeros	Grietas que se pueden rellenar sin problemas (<5 mm)	0,075-0,150	0,150
3	Moderados	La reparación de las grietas requiere trabajos importantes (<5 a 15 mm)	0,150-0,300	0,300
4	Severos	Intensas reparaciones en los paredes (15 a 25 mm)	> 0,300	-
5	Muy severos	Reconstrucción parcial o total del edificios. (> 25 mm)	-	-

Tabla 1. Clasificación del daño (Burland et al., 1977)



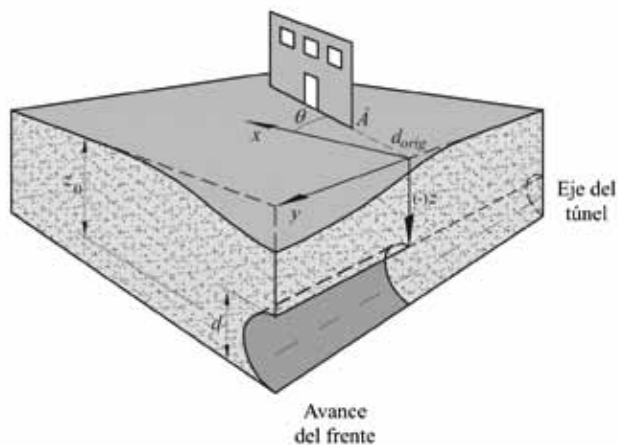


Fig. 1. Campo de asientos generado durante el avance del frente y parámetros descriptivos

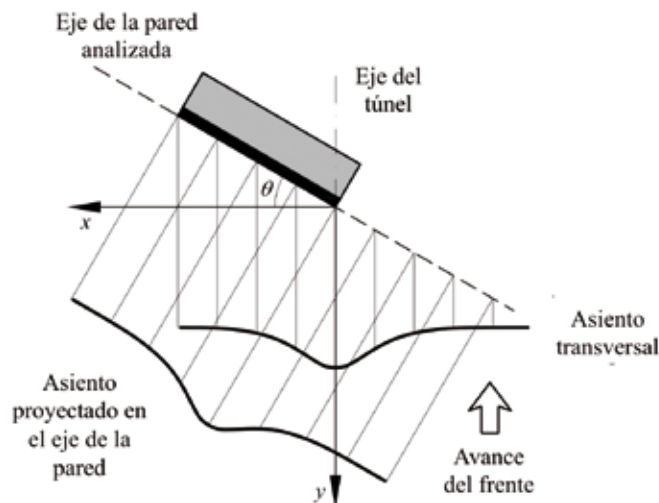


Fig. 2. Proyección del perfil de asientos en caso de edificios no perpendiculares al eje del túnel (Kappen, 2012)

Los desplazamientos horizontales del terreno en las direcciones transversal  $U_x(x)$  y longitudinal  $U_y(y)$  vienen dados por las expresiones de O'Reilly & New (1982) (ver sección 2), donde se asume que las partículas del terreno tienden a desplazarse en dirección al eje del túnel. La deformación horizontal del terreno  $\epsilon_h$  en las direcciones transversal  $\epsilon_{h,xx}(x)$  y longitudinal  $\epsilon_{h,yy}(y)$  viene dada directamente por derivación del campo de desplazamientos horizontales  $U_x(x)$  y  $U_y(y)$ :

$$\epsilon_{h,xx}(x) = \frac{dU_x(x)}{dx} \quad (3)$$

$$\epsilon_{h,yy}(y) = \frac{dU_y(y)}{dy} \quad (4)$$

Los edificios alineados transversal y longitudinalmente con respecto al eje del túnel son estadísticamente representativos, ya que muchos siguen las trazas de calles y avenidas. No obstante, existe una gran cantidad de edificios alineados arbitrariamente con el eje del túnel, especialmente cuando la tunelación se lleva a cabo mediante tuneladoras TBM (Tunnel Boring Machine). La predicción de daños en dichos casos se aborda con la proyección del perfil transversal o longitudinal de asientos (el más próximo) a lo largo del eje de la pared analizada, tal y como se representa en la figura 2 (Kappen, 2012). Sin

embargo, este método puede conllevar una alta inexactitud en la determinación de  $\epsilon_h$  en situaciones alejadas de estos dos casos y con ello, una sensible desviación en las predicciones de daños.

Como solución al problema, los modelos de Peck (1969), Attewell & Woodman (1982) y O'Reilly & New (1982) pueden extenderse en 3D para obtener las ecuaciones del campo de asientos,  $S(x,y,z)$  y de los desplazamientos horizontales en las direcciones transversal y longitudinal,  $U_x(x,y,z)$  y  $U_y(x,y,z)$ . Por derivación pueden también obtenerse las deformaciones horizontales del terreno,  $\epsilon_{h,xx}(x,y,z)$  y  $\epsilon_{h,yy}(x,y,z)$ . No obstante, para alineaciones intermedias deben utilizarse aproximaciones debido a la inexistencia de expresiones analíticas que permitan abordar estos casos.

En el presente artículo se muestran los avances aportados por los autores con el desarrollo de una nueva ecuación para el cálculo de la deformación horizontal del terreno. Dicha ecuación permite la aplicación del método de la viga equivalente en 3D para edificios ubicados en cualquier posición con respecto al eje del túnel. Además, el método permite tener en cuenta la posición del frente de excavación y en consecuencia, el efecto del perfil longitudinal de asientos con respecto a la traza del túnel, aumentando así el realismo del campo de asientos considerado. El método se aplica a un caso real de edificios afectados por la excavación del túnel de la L9 de Metro en Barcelona

mediante EPB (Earth Pressure Balance). La aplicación permite observar diferencias en la predicción según la alineación del edificio. Los resultados se comparan con los obtenidos mediante el método tradicional y con el levantamiento de daños.

**2. Ecuación para la determinación de la deformación horizontal del terreno  $\epsilon_h$  en 3D**

*Parámetros descriptivos de la posición de una pared de un edificio*

En la figura 3 se representa el avance del frente de un túnel hacia a un edificio con una pared de longitud  $l_{build}$  (nótese que los parámetros descriptivos se mantienen en inglés por coherencia con las publicaciones de Camós (2015) y Camós y Molins, (2015)). El eje  $y$  corresponde al eje longitudinal del túnel, mientras que el  $x$  representa la intersección del plano perpendicular al eje del túnel y la superficie del terreno. El origen de coordenadas se sitúa en la intersección entre los ejes  $x$  e  $y$ . Por este motivo, el sistema se refiere a una pared particular y debe modificarse en caso de analizar otras paredes del mismo edificio.

El frente de excavación se sitúa en la coordenada  $y_s$  y avanza en dirección  $y = -\infty$ , siguiendo el criterio propuesto por Attewell et al. (1986).  $y_f$  representa la coordenada del portal del túnel, y generalmente se considera ubicado a  $y = +\infty$ .

La pared se encuentra alineada con un ángulo  $\theta$  con respecto al eje  $x$ . Las alineaciones en sentido anti-horario se consideran positivas ( $\theta > 0$ ). La distancia entre el punto  $\hat{A}$  de referencia de la pared y el origen de coordenadas se designa como  $d_{orig}$ . Por conveniencia, esta distancia puede ser también negativa.

Con este sistema es posible describir todas las posiciones de la pared en un rango de  $\theta = [-90^\circ, +90^\circ]$  y  $d_{orig} = (-\infty, +\infty)$ . El caso de paredes paralelas al eje del túnel puede también abordarse con una ligera variación del método (ver Camós, (2015)).

*Descripción del campo Gaussiano de asientos del terreno en 3D*

El asiento del terreno en [mm] en un punto descrito por la coordenadas  $x, y, z$  en [m] puede determinarse mediante la siguiente expresión (Peck, 1969; Attewell & Woodman, 1982; O'Reilly & New, 1982):

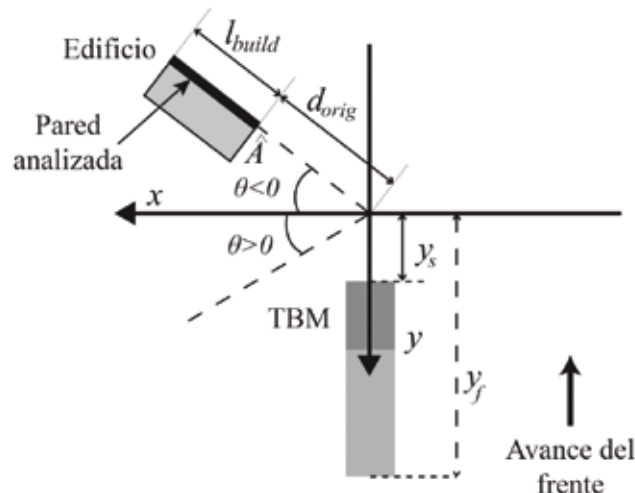


Fig. 3. Parámetros descriptivos de la posición del frente del túnel y de la pared del edificio

$$S = -1000 \cdot S_{max} \cdot \exp \left[ -\frac{x^2}{2 \cdot K_x^2 \cdot (z_0 - z)^2} \right] \cdot \left[ \Phi \left( \frac{y - (y_s + y_0)}{K_y \cdot (z_0 - z)} \right) - \Phi \left( \frac{y - y_f}{K_y \cdot (z_0 - z)} \right) \right] \quad (5)$$

donde  $S_{max}$  es el máximo valor absoluto de asiento generado en puntos alejados del frente de excavación, donde la deformación del terreno esté ya completada. Puede calcularse mediante:

$$S_{max} = \frac{V_L \cdot \pi \cdot d^2}{\sqrt{2\pi} \cdot K_x \cdot (z_0 - z) \cdot 4} \quad (6)$$

$d$  y  $z_0$  representan el diámetro y la profundidad del eje del túnel en [m], respectivamente, con  $z$  y  $z_0$  positivos en profundidad.  $\Phi(\cdot)$  es la función de distribución acumulada normal estándar. Nótese que el término de  $\Phi(\cdot)$  que contiene  $y_f$  se reduce a 0 si  $y_f = +\infty$ .  $V_L$  es la pérdida volumétrica unitaria del terreno,  $K_x$  y  $K_y$  son parámetros de forma adimensionales que describen las curvas Gaussianas de asiento en las direcciones transversal y longitudinal respectivamente.  $K_x$  y  $K_y$  dependen del tipo del terreno: valores altos indican perfiles anchos y llanos, mientras que valores bajos conllevan perfiles estrechos y apuntados. El producto de  $K_x \cdot z_0$  y  $K_y \cdot z_0$  determina la posición respecto

el origen de los puntos de inflexión  $i_x = i_y = i$  de los perfiles. Un nuevo parámetro  $y_0$  fue introducido en la ecuación original para modelar el desplazamiento del perfil longitudinal de asientos con respecto a la posición del frente de excavación, especialmente en casos de terrenos blandos (Nomoto et al. 1995, Fagnoli et al. 2013, Camós, 2015):

$$y_0 = -\Phi^{-1}(\delta) \cdot K_y \cdot z_0 \quad (7)$$

donde  $\delta$  es la relación entre el asiento en superficie en la posición del frente de excavación y el asiento máximo  $S_{max}$  a distancia infinita del frente:

$$\delta = \frac{|S(x = z = 0, y = y_s)|}{|S(x = z = 0, y = +\infty)|} = \frac{|S(x = z = 0, y = y_s)|}{S_{max}} \quad (8)$$

El caso típico corresponde a  $\delta = 0,5$  y  $y_0 = 0$ .

Nótese que los asientos  $S$  en la ecuación (5) resultan negativos a lo largo del eje  $z$ , aunque el valor de  $S_{max}$  es positivo. Es importante mantener este convenio de signos para la correcta aplicación posterior de las ecuaciones relacionadas con los desplazamientos horizontales y la deformación del terreno. Sin embargo, cuando se citen o

analicen valores de asiento a lo largo del artículo, estos serán expresados en términos absolutos.

#### Desplazamiento horizontal del terreno

El desplazamiento horizontal del terreno en [mm] en la dirección transversal ( $U_x$ ) y longitudinal ( $U_y$ ) con respecto al eje del túnel en un punto con coordenadas  $x, y, z$  en [m] viene dado por las siguientes expresiones (O'Reilly & New, 1982):

$$U_x = \frac{x}{z_0 - z} \cdot S \quad (9)$$

$$U_y = 1000 \cdot \frac{V_L \cdot d^2}{8 \cdot (z_0 - z)} \cdot \left[ \exp\left(\frac{-(y - (y_s + y_0))^2 - x^2}{2 \cdot K_y^2 \cdot (z_0 - z)^2}\right) - \exp\left(\frac{-(y - (y_f))^2 - x^2}{2 \cdot K_y^2 \cdot (z_0 - z)^2}\right) \right] \quad (10)$$

donde  $S$  puede determinarse con la ecuación (5).

#### Deformación horizontal del terreno

La deformación horizontal unitaria en las direcciones transversal ( $\varepsilon_{h,xx}$ ) y longitudinal ( $\varepsilon_{h,yy}$ ) puede calcularse por derivación directa del campo de desplazamientos horizontales:

$$\varepsilon_{h,xx} = \frac{\partial U_x}{\partial x} = \frac{S}{z_0 - z} \cdot \left( 1 - \left( \frac{x^2}{K_x^2 \cdot (z_0 - z)^2} \right) \right) \quad (11)$$

$$\varepsilon_{h,yy} = \frac{\partial U_y}{\partial y} = \frac{V_L \cdot d^2}{8 \cdot (z_0 - z)} \cdot \left[ \left( \frac{-2y + 2(y_s + y_0)}{2 \cdot K_y^2 \cdot (z_0 - z)^2} \right) \cdot \exp\left(\frac{-(y - (y_s + y_0))^2 - x^2}{2 \cdot K_y^2 \cdot (z_0 - z)^2}\right) - \left( \frac{-2y + 2(y_f)}{2 \cdot K_y^2 \cdot (z_0 - z)^2} \right) \cdot \exp\left(\frac{-(y - (y_f))^2 - x^2}{2 \cdot K_y^2 \cdot (z_0 - z)^2}\right) \right] \quad (12)$$

No obstante, la resultante de  $\varepsilon_h$  a lo largo de una determinada alineación de pared  $\theta$  en un rango  $(-90^\circ, 0^\circ) \cup (0^\circ, 90^\circ)$  no viene dada directamente por las ecuaciones (11) y (12). Aplicando un cambio de base al tensor infinitesimal de deformación puede hallarse dicha resultante  $\hat{\varepsilon}_{h,\hat{x}\hat{x}}$  en la dirección  $\hat{x}$  coincidente con la dirección descrita por  $\theta$  (Camós, 2015):

$$\varepsilon_h \equiv \hat{\varepsilon}_{h,\hat{x}\hat{x}} = \cos^2 \theta \cdot \varepsilon_{h,xx} + \sin^2 \theta \cdot \varepsilon_{h,yy} + 2 \cdot \cos \theta \sin \theta \cdot \varepsilon_{h,xy} \quad (13)$$

Nótese que si la pared es perpendicular al eje del túnel (i.e.  $\theta = 0^\circ$ ), la ecuación (13) se reduce a  $\varepsilon_h = \varepsilon_{h,xx}$ , mientras que si la pared está alineada con el eje del túnel (i.e.  $\theta = \pm 90^\circ$ ), la ecuación (13) se reduce a  $\varepsilon_h = \varepsilon_{h,yy}$ . Por definición del tensor infinitesimal de deformación, el término  $\varepsilon_{h,xy}$  viene dado por:

$$\varepsilon_{h,xy} = \varepsilon_{h,yx} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) \quad (14)$$

Las expresiones de  $\frac{\partial U_x}{\partial y}$  y  $\frac{\partial U_y}{\partial x}$  de la ecuación (14) pueden determinarse mediante la derivación de las ecuaciones (9) y (10) (véase Camós (2015) para el desarrollo completo):

$$\begin{aligned} \frac{\partial U_x}{\partial y} &= \frac{x}{z_0 - z} \cdot (-S_{max}) \cdot \left( \exp \left( -\frac{x^2}{2 \cdot K_x^2 \cdot (z_0 - z)^2} \right) \right) \cdot \\ &\cdot \left( \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(y - (y_s + y_0))^2}{2 \cdot K_y \cdot (z_0 - z)}} \cdot \left( \frac{1}{K_y \cdot (z_0 - z)} \right) - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(y - y_f)^2}{2 \cdot K_y \cdot (z_0 - z)}} \cdot \left( \frac{1}{K_y \cdot (z_0 - z)} \right) \right) \end{aligned} \quad (15)$$

Y,

$$\begin{aligned} \frac{\partial U_y}{\partial x} &= \frac{V_L \cdot d^2}{8 \cdot (z_0 - z)} \cdot \\ &\cdot \frac{(-2x)}{2 \cdot K_y^2 \cdot (z_0 - z)^2} \left[ \exp \left( \frac{-(y - (y_s + y_0))^2 - x^2}{2 \cdot K_y^2 \cdot (z_0 - z)^2} \right) - \exp \left( \frac{-(y - (y_f))^2 - x^2}{2 \cdot K_y^2 \cdot (z_0 - z)^2} \right) \right] \end{aligned} \quad (16)$$

La naturaleza de la deformación horizontal del terreno  $\varepsilon_h$  (compresión o tracción) viene definida por la curvatura o concavidad del perfil de asientos y tiene implicaciones en la predicción de daños.

En las zonas de deflexión de arrufo (*sagging*) (ver figura 4) se generan deformaciones de compresión ( $\varepsilon_h < 0$ ) y en consecuencia, una contribución favorable a la reducción del daño, aunque a menudo suele despreciarse. En las zonas de deflexión de quebranto (*hogging*) las deformaciones generadas son de tracción ( $\varepsilon_h > 0$ ) y por ello tienden a incrementar el daño en el edificio (Burland, 2008).

En el resto del artículo se utilizarán los nombres ingleses de dichos modos de deflexión debido a su uso generalizado.

### 3. Aplicación del método de la viga equivalente en 3D

Las máximas deformaciones de tracción en la viga debidas a flexión pura ( $\varepsilon_{br}$ ) y cortante puro ( $\varepsilon_{dr}$ ) –ecuaciones (1) y (2)– requieren del cálculo de las máximas deformaciones debidas a la deflexión de la viga en flexión pura,  $\varepsilon_{bmax}$ , y cortante puro,  $\varepsilon_{dmax}$ , dadas por las expresiones de Burland y Wroth (1974):



**FUNDACIÓN  
CAMINOS**

**FUNDACIÓN  
CAMINOS**

**FUNDACIÓN  
CAMINOS**

**FUNDACIÓN  
CAMINOS**

**FUNDACIÓN  
CAMINOS**

# La fuerza de los ingenieros de Caminos

El Think Tank que proyecta la profesión en la sociedad

**FUNDACIÓN CAMINOS**



**FUNDACIÓN  
CAMINOS**

**FUNDACIÓN  
CAMINOS**

**FUNDACIÓN  
CAMINOS**

**FUNDACIÓN  
CAMINOS**

**FUNDACIÓN  
CAMINOS**

$$\epsilon_{bmax} = \frac{\frac{\Delta}{l}}{\left(\frac{l}{12t} + \frac{3I}{2alH} \frac{E}{G}\right)} \tag{17}$$

$$\epsilon_{dmax} = \frac{\frac{\Delta}{l}}{\left(1 + \frac{HI^2}{18I} \frac{G}{E}\right)} \tag{18}$$

donde  $H$  es la altura de la viga,  $I$  es la inercia por unidad de longitud en profundidad de la pared (equivalente a  $H^3/12$ ),  $t$  es la altura de la fibra neutra y a la altura de la fibra donde se determina la deformación deseada. Por ejemplo, en caso de deflexión de sagging, la fibra neutra se considera a media altura de la pared ( $t = H/2$ ). En caso de deflexión de hogging, la fibra neutra se considera ubicada en la fibra superior ( $t = H$ ). Las deformaciones se calculan en la posición más crítica de la fibra neutra, por ello  $a = t$  en ambos casos.

$\Delta/l$  son los respectivos ratios de deflexión máximos en cada zona:  $l$  es la distancia horizontal entre dos puntos de referencia y  $\Delta$  es la deflexión relativa entre esos dos puntos.  $\Delta$  viene dada en cada punto por la diferencia entre el perfil de asientos y una línea recta conectando los asientos en los extremos del edificio y en los puntos de inflexión (figura 4). Sin embargo, en casos de edificios muy largos, este criterio puede conllevar sobreestimaciones de

$\Delta$ , especialmente en las zonas de hogging. Para ello, en Mair et al. (1996) se propuso delimitar el área de influencia del túnel a aquellas zonas donde el asiento fuera  $|S| \geq 1$  mm y consecuentemente, determinar las deflexiones  $\Delta$  y la deformación  $\epsilon_h$  teniendo en cuenta sólo la parte del edificio situada dentro de dicha área.

El cálculo de las ecuaciones (1)-(2) y (17)-(18) se realiza separadamente en las zonas de sagging y hogging y se determina el caso crítico (Mair et al., 1996). Dado que el campo 3D de asientos se describe mediante curvas Gaussianas, el número de puntos de inflexión a lo largo de una pared del edificio será 0, 1 o 2, dependiendo de su longitud  $l_{build}$ , de la distancia del punto de referencia  $\hat{A}$  al origen de coordenadas y de la alineación  $\theta$ . Por eso, la longitud  $l_{build}$  puede dividirse en tres partes:  $l_{hog1}$ ,  $l_{hog2}$  y  $l_{sag}$  (figura 4), dando así lugar a tres ratios de deflexión diferentes:  $\Delta_{hog1}/l_{hog1}$ ,  $\Delta_{hog2}/l_{hog2}$  y  $\Delta_{sag}/l_{sag}$ . El valor de  $\epsilon_h$  en las ecuaciones (1)-(2) también se determina separadamente según la zona de deflexión.

En consecuencia, el daño en la pared se determina con el máximo valor de deformación  $\epsilon_{max}$  entre:

$$\epsilon_{max} = \max [\epsilon_{br}^{sag}, \epsilon_{dr}^{sag}, \epsilon_{br}^{hog,1}, \epsilon_{dr}^{hog,1}, \epsilon_{br}^{hog,2}, \epsilon_{dr}^{hog,2}] \tag{19}$$

donde  $\epsilon_{br}^{sag}$ ,  $\epsilon_{br}^{hog,1}$  y  $\epsilon_{br}^{hog,2}$  se obtienen mediante la ecuación (17) y  $\epsilon_{dr}^{sag}$ ,  $\epsilon_{dr}^{hog,1}$  y  $\epsilon_{dr}^{hog,2}$  mediante ecuación (18).

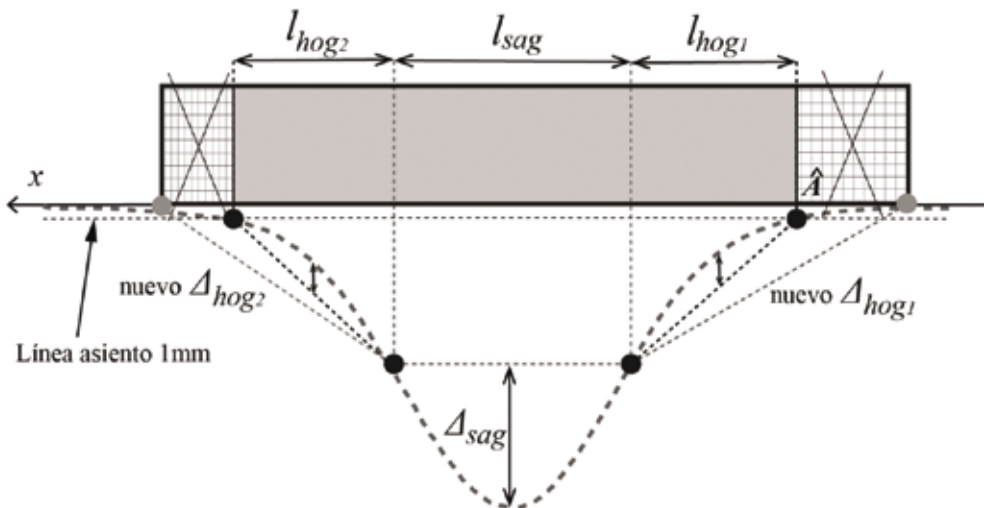


Fig. 4. Parámetros relevantes del método de la viga equivalente

El valor de  $\varepsilon_{max}$  es posteriormente comparado con umbrales los  $\varepsilon_{lim}$  de la tabla 1.

#### 4. Aplicación del método de la viga equivalente en 3D a un caso real

##### Predicción de los daños

A continuación, se muestra la aplicación del método presentado a un grupo de edificaciones afectado por la construcción del túnel de la línea L9 del Metro de Barcelona. Los edificios, ubicados en el barrio del Bon Pastor, representan una tipología común de finales de los años 1920. El análisis se lleva a cabo en la fachada de un grupo de seis casas situadas en la calle Sanet. La selección de dichos edificios se justifica por su proximidad al eje del túnel y por la elevada subsidencia acaecida durante la excavación, en parte debida a la relativa baja profundidad del túnel (23 m al eje del túnel), su gran diámetro (12 m) y la poca capacidad portante del terreno. El asiento máximo encima del eje del túnel fue de 41 mm, incrementándose hasta 54 mm durante los meses posteriores al paso de la tuneladora a causa de la consolidación del terreno.

El terreno en la zona de estudio es claramente sedimentario y presenta una gran variedad de arenas, gravas y bloques en matriz arenosa, debido a la proximidad del río Besòs. Para este tipo de terreno se asume un valor del parámetro de forma del asiento  $K$  igual a 0,3 (Burland, 2008). Los valores típicos de la pérdida de volumen del terreno en excavaciones mediante TBM-EPB (*Earth Pressure Balance*) suelen asumirse entre 0,3 % y 0,6 % con valores máximos del 1,0 % (Gatti y Cassani, 2007). En suelos granulares como el presente, los valores pueden ser ligeramente superiores, especialmente cuando la excavación discurre por debajo del nivel freático. Por este motivo se considera una pérdida del 0,7 %.

La fachada tiene una longitud de  $l_{build} = 46$  m y está alineada  $\theta = +26^\circ$  con respecto al eje del túnel. La altura de la fachada es  $H = 3$  m y con ello la inercia por unidad de longitud es  $I = 2,25m^4/m$ . Se asume una relación  $E/G = 2,5$  típica para estructuras elásticas lineales, isotropas, homogéneas y con valores de Poisson entre 0,2 y 0,3 (Devriendt, 2003).

En las figuras 5 y 6 se representan los valores de  $\varepsilon_{max}$  para diferentes posiciones del frente de excavación desde  $y_s = +90$  m hasta  $y_s = -30$  m y para varias alineaciones  $\theta$  de

la fachada. Puede observarse una notable variabilidad en la predicción del daño  $\theta$  según la alineación considerada. El daño predicho para la alineación real ( $\theta = +26^\circ$ ) es  $\varepsilon_{max} = 0,160$  %. La mayor afección se daría para el caso transversal ( $\theta = 0^\circ$ ), mientras que para el caso  $\theta = +60^\circ$ ,  $\varepsilon_{max}$  se reduciría un 70 % ( $\varepsilon_{max} = 0,053$  %) con respecto al caso transversal. Es especialmente interesante ver la diferencia del daño predicho entre los casos  $\theta = +60^\circ$  y  $\theta = -60^\circ$ , siendo éste último mucho más desfavorable, con incremento de  $\varepsilon_{max}$  del 130 %. Así, las posibles estimaciones de los daños según la alineación variarían entre las categorías 1 y 3 de la clasificación de la tabla 1.

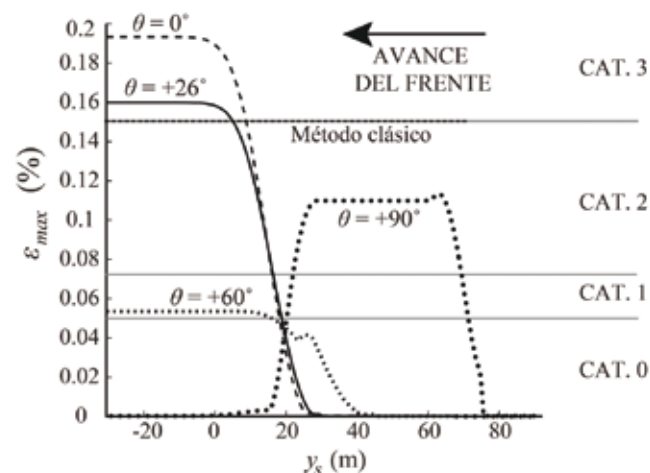


Fig. 5. Evolución de  $\varepsilon_{max}$  según la posición de la tuneladora  $y_s$  y la alineación  $\theta$  de la fachada para  $\theta = 0^\circ, 26^\circ, 60^\circ$  y  $90^\circ$

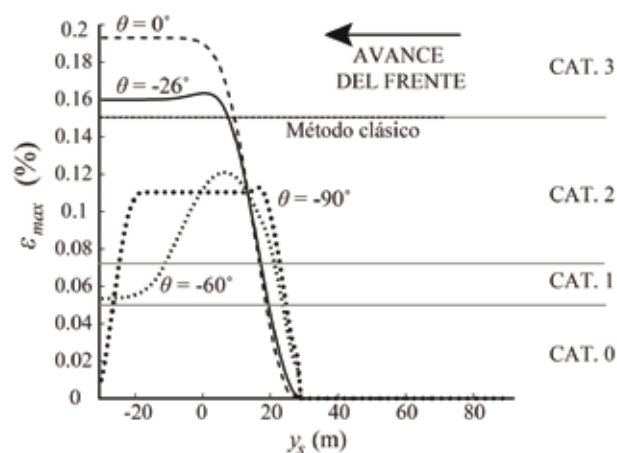


Fig. 6. Evolución de  $\varepsilon_{max}$  según la posición de la tuneladora  $y_s$  y la orientación  $\theta$  de la fachada para  $\theta = 0^\circ, 26^\circ, 60^\circ$  y  $90^\circ$



Fig. 7. Proyección del perfil de asientos transversal al túnel (sección A-A') en el plano de la fachada (sección B-B')

*Comparación de resultados con la predicción del método clásico y con el levantamiento de daños*

Como se ha mencionado en la Sección 1, la predicción de daños en casos de edificios no transversales al eje del túnel se aborda con la proyección del perfil de asientos a lo largo del eje de la pared analizada. En la figura 7 puede verse dicha proyección (por ejemplo entre los puntos a y b), así como la posición de la fachada (sección B-B'), el eje del túnel (traza discontinua) y las líneas que unen los puntos con igual valor de asiento generado, siendo éstas paralelas al eje del túnel.

Asumiendo un radio de curvatura grande de la traza, puede proyectarse el perfil de asientos transversal en el plano de la fachada mediante la siguiente expresión:

$$S = S_{max} \cdot \exp\left(-\frac{m^2}{2i^2}\right) \tag{20}$$

Donde:

$$m = \frac{x}{\cos\theta} \tag{21}$$

En la figura 7 y la tabla 2 se muestra la comparación de resultados obtenida con el nuevo método analítico 3D y el

		$\epsilon_{h,mean}$	$\epsilon_{bmax}$	$\epsilon_{dmax}$	$\epsilon_{br}$	$\epsilon_{dr}$	Categoría estimada de daños
<b>Método analítico 3D</b>	<i>Sagging</i>	0,000 % (*)	(+) 0,071 %	(+) 0,017 %	(+) 0,071 %	(+) 0,017 %	Muy ligeros (CAT. 1)
	<i>Hogging</i>	(+) 0,050 %	(+) 0,110%	(+) 0,008 %	(+) 0,160 %	(+) 0,051 %	Moderados (CAT. 3)
<b>Método tradicional</b>	<i>Sagging</i>	0,000 % (*)	(+) 0,075 %	(+) 0,019 %	(+) 0,075 %	(+) 0,019 %	Muy ligeros (CAT. 1)
	<i>Hogging</i>	(+) 0,052 %	(+) 0,103 %	(+) 0,005 %	(+) 0,150 %	(+) 0,047 %	Moderados (CAT. 3)

Tabla 2. Comparación de resultados entre el método analítico 3D y el método clásico (\*se desprecia la contribución de la deformación horizontal del terreno en las zonas de sagging)





**Fig. 8. Fisuras generadas en la fachada de las casas más próximas al eje del túnel**

método clásico de proyección. La diferencia en el valor de  $\varepsilon_{max}$  en ambos casos es de sólo un 7 %, con una categoría estimada de daños ‘moderada’ (categoría 3). Esta baja diferencia en la predicción de  $\varepsilon_{max}$  se debe a la proximidad del caso analizado ( $\theta = +26^\circ$ ) al caso transversal. No obstante, las estimaciones de los daños a partir de valores de  $\theta > +30^\circ$  podrían ser sensiblemente distintas.

El levantamiento de daños disponible muestra la aparición de varias fisuras iniciadas en los ángulos de ventanas y puertas y que se prolongan hasta la marquesina de la fachada (figura 8). La apertura de fisuras podría estimarse entre 1 y 3 mm, clasificándose como ‘daños ligeros’ (categoría 2). Así pues, las predicciones obtenidas tanto con el método 3D como con el método clásico serían conservadoras.

#### *Importancia del área de influencia del túnel*

Una predicción más realista de los daños se obtuvo en Camós y Molins (2014) también con el método clásico, proyectando el perfil de asientos y considerando los mismos valores de los parámetros descriptivos, siendo pero la categoría estimada ‘daños ligeros’ (categoría 2). La razón de dicha diferencia se explica en el cálculo de las deflexiones, ya que para ello se consideró la longitud total del edificio, es decir, no se aplicó el criterio de Mair et al. (1996) que descarta las partes del edificio sujetas a asientos inferiores a 1 mm.

Para el cálculo de la deformación horizontal del terreno  $\varepsilon_h$  en cambio sólo se consideró la parte más crítica de la fachada, descartando así una longitud de 20 m de pared y evitando una subestimación de  $\varepsilon_h$  que condujera a predicciones irrealistas de los daños. Este hecho refleja la importancia de la definición del área de influencia del túnel. En el caso analizado adquiere una especial relevancia debido a la larga longitud de pared ( $l_{build} = 46$  m) y al perfil apuntado de asientos generado ( $K = 0,3$ ). Esto provoca una concentración de desplazamientos verticales de la fachada en su parte más próxima al túnel y deja la otra parte sometida a asientos prácticamente nulos. Por eso, el cálculo de las deflexiones  $\Delta$  y de la deformación  $\varepsilon_h$  puede presentar diferencias substanciales según la longitud de edificio considerada, la cual debe siempre escogerse bajo criterio ingenieril.

#### **Conclusiones**

En el presente artículo se ha presentado el desarrollo de una nueva ecuación para el cálculo de la deformación horizontal del terreno que permite la aplicación del método de la viga equivalente de Burland y Wroth en 3D para edificios ubicados en cualquier posición con respecto al eje del túnel.

El método presentado se ha aplicado a un caso real de edificios afectados por la excavación del túnel de la L9 de Metro en Barcelona. La daños estimados han resultado ser

‘moderados’, lo que corresponde a una categoría 3 según la clasificación de Burland. En el artículo se muestra cómo el valor estimado de la máxima deformación de tracción en la pared considerada puede variar notoriamente según su alineación con respecto del eje del túnel, con reducciones de hasta el 70 %. El caso más desfavorable corresponde a la pared alineada transversalmente con respecto al eje del túnel.

Los resultados obtenidos se han comparado con el método clásico de predicción, donde se aplica la proyección del perfil transversal de asientos a lo largo del eje de la pared analizada (desviada en este caso 26°). Debido a la semejanza del caso analizado al caso transversal, la diferencia en el valor predicho de la máxima deformación de tracción en la pared es de tan sólo un 7 %. A su vez, se demuestra como dicha diferencia podría ser notoriamente superior para alineaciones de pared alejadas del caso transversal.

Las estimaciones de ambos métodos han resultado ser conservadoras con respecto a los daños reales, ya que el levantamiento de daños sugiere su clasificación como ‘ligeros’ (correspondientes a la categoría 2 en la escala de Burland). En ese sentido, el presente estudio enfatiza

la importancia de la definición del área de influencia del túnel. Ésta define la longitud de edificio a considerar para el cálculo de las deflexiones y de la deformación horizontal del terreno. Debido a la larga longitud de pared y al apuntado perfil de asientos del caso estudiado, dicha definición ha resultado ser especialmente determinante.

### Agradecimientos

Los autores agradecen el soporte del Ministerio de Economía y Competitividad (MINECO) y del Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER) en el desarrollo de este trabajo dentro del marco del proyecto SUBTIS (“*Study of the Sensitivity of Urban Tunnels to Tunneling Induced Settlements*” – BIA-2009-13233) y la beca predoctoral FPI – BES-2010-030132. **ROP**

### Referencias

- Attewell, P. B. y Woodman, J. P. (1982) *Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil*. *Ground Engineering*, 15 (7), 13-22 & 36.
- Attewell, P.B., Yeates, J. y Selby, A.R. (1986) *Soil movements induced by tunneling and their effects on pipelines and structures*. Blackie Academic & Professional, Glasgow .
- Boscardin, M.D. y Cording, E.J. (1989) *Building response to excavation-induced settlement*. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE , 115(1), 1-21.
- Burland, J.B. (2008) *The assessment of the risk of damage to buildings due to tunnelling and excavations*. Jornada Técnica Payma Cotas: Movimiento de edificios inducidos por excavaciones. pp. 3.
- Burland, J.B., Broms, B. y De Mello, V.F.B. (1977) *Behaviour of foundations and structures*. *Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Eng.*, 2, 495-546.
- Burland, J.B. y Wroth, C.P., (1974). *Settlement of buildings and associated damage*. London: Pentech Press.
- Camós, C., Molins, C. y Arnau, O. (2014). *A case study of damage on masonry buildings produced by tunneling induced settlements*. *International Journal of Architectural Heritage*, 8, 602-625.
- Camós, C. y Molins, C. (2015). *3D Analytical Prediction of Building Damage Produced by Tunneling Subsidence*. Enviado a *Tunnelling and Underground Space Technology Journal*.
- Camós, C. (2015). *Sensitivity of Urban Tunnels to Tunneling Induced Settlements*. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. (Enlace: <http://hdl.handle.net/10803/287981>).
- Fargnoli, V., Boldini, D., Amorosi, A. (2013). *TBM tunnelling-induced settlements in coarse-grained soils: The case of the new Milan underground line 5*. *Tunnelling and Underground Space Technology* 38: 336–347.
- Kappen, J.M.J. (2012). *Three-dimensional numerical analysis of tunnelling induced damage: the influence of masonry building geometry and location*. Master Thesis, Delft University of Technology (The Netherlands).
- Nomoto, T., Mori, H., Matsumoto, M., 1995. *Overview on ground movements during shield tunnelling – a survey on Japanese shield tunnelling*. In: *Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Balkema, pp. 345–35.
- O'Reilly, M. P. y New, M. 1982. *Settlements above tunnels in the United Kingdom—Their magnitude and prediction*. In *Proceedings of Tunnelling '82*. London, UK: Institution of Mining and Metallurgy, 173–181.
- Peck, R.B. (1969) *Deep excavations and tunneling in soft ground*. SOA Report, 7th Int. Conf. SM&FE.

# Diseño innovador en el metro ligero de Ottawa



**Humberto Ferrer Mendiola**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

*Deputy project director* Ottawa LRT Constructors



**Enrique Fernández González**

Ingeniero de Minas

Dirección Técnica de Dragados. Jefe del Servicio de Obras Subterráneas



**Alejandro Sanz Garrote**

Ingeniero Industrial y Civil

Dirección Técnica de Dragados. Servicio de Obras Subterráneas

**Resumen**

En la actualidad, las diferentes técnicas disponibles para la excavación de túneles proporcionan herramientas suficientes a los ingenieros para diseñar y ejecutar infraestructuras complejas en subterráneo minimizando el impacto al entorno. Para el proyecto del metro ligero de Ottawa, que incluye el diseño y construcción 2,5 km de túneles y tres estaciones ejecutadas en caverna, la ciudad eligió la opción de excavación en mina a lo largo del centro de la ciudad. El artículo describe el enfoque y las soluciones empleadas en este proyecto.

**Palabras clave**

Tirantes, estaciones someras, rozadoras

**Abstract**

*Mined tunnels provide the tools to deliver complex underground infrastructures while minimizing the disturbance to the surroundings. For Confederation Line, Ottawa's Light Rail Transit project which includes 2.5 km of running tunnel and three cavern stations, the city choose the mined option through the downtown core. The paper gives the conceptual approach and solutions of this megaproject.*

**Keywords**

*Tension ties, shallow stations, roadheaders*

**1. Introducción**

La población mundial ha alcanzado la cifra de 7.200 millones de habitantes en el 2014, siendo una tendencia creciente la aglomeración en grandes urbes donde los problemas de desplazamiento y la dotación de servicios a dichas ciudades se acrecientan de modo exponencial.

Así, Tokio, con sus 32 millones de habitantes, o Seúl y Ciudad de México, con más de 20 millones, figuran a la cabeza de las mega aglomeraciones. Del mismo modo, existen actualmente 22 ciudades con una población que se encuentra entre los 10 y los 20 millones y en otras 34 urbes los habitantes van de 5 a 10 millones. La cifra se dispara si se tienen en cuenta aquellas ciudades de más de un millón de habitantes. Por tanto, podemos verificar que existen en nuestro planeta un número considerable de ciudades, más o menos desarrolladas, y en las que las necesidades de servicios urbanos de todo tipo son una prioridad para las autoridades locales.

De cómo se planifiquen, diseñen, ejecuten y operen esos servicios dependerá o tendrá influencia en la calidad de

vida de sus habitantes. Las soluciones en superficie causan enormes trastornos durante la construcción y presentan limitaciones obvias en su expansión, mientras que las soluciones aéreas suelen crear una barrera estética y urbana, que provoca una reducción en el valor de las propiedades que encuentra a su paso. Por ello, el lector estará de acuerdo que, las soluciones subterráneas proporcionan innumerables ventajas para dar respuesta a este problema, siendo a su vez, mínimos los inconvenientes que plantean.

En el presente artículo se pretende exponer dichas ventajas, sin ocultar los inconvenientes, de modo que sirvan de reflexión para futuros proyectos, cada vez más internacionales, en los que participamos los ingenieros hispanos.

El hilo conductor será el proyecto de concesión del nuevo ferrocarril ligero de la ciudad de Ottawa, capital de Canadá, que con una longitud de 12,5 km, transcurre entre Tunney's Pasture y Blair, mayoritariamente en superficie pero recurriendo a la solución subterránea cuando se atraviesa el corazón financiero, histórico y turístico de la ciudad (ver figura 1).



Fig. 1. Ottawa LRT Fase 1. Sección en túnel indicada en trazo grueso

Este proyecto proporcionará un ahorro, según las propias autoridades, de 38.000 toneladas de gases de efecto invernadero hasta el año 2031, 10 millones de litros de combustible por año y 5.600 toneladas de sal, anualmente, como protección de las calles ante las inclemencias invernales.

En palabras de los responsables de la ciudad de Ottawa, el proyecto permitirá crear una ciudad medioambiental, social, económica y culturalmente sostenible y ser un lugar deseable para vivir, trabajar o visitar.

## 2. Túnel de línea

El trazado de la nueva línea de tren ligero transcurre bajo tierra a lo largo de 2.530 m y donde se ubican las estaciones de Lyon (oeste), Parliament (este) y Rideau. Al tratarse de un contrato de concesión, éste incluye tanto el diseño de la nueva infraestructura como su construcción y futuro mantenimiento. Por ello, los pliegos del concurso exigían que esta zona del centro de la ciudad fuera soterrada pero sin especificar el método constructivo, quedando éste a decisión del diseñador.

Estaríamos por tanto ante la tesitura de seleccionar el método constructivo más adecuado teniendo en cuenta todos los condicionantes, directos e indirectos, que determinan cuál de ellos o que combinación de métodos resulta la óptima para la empresa constructora, para la concesionaria y en definitiva para la ciudad.

Así, el túnel de línea se elegiría entre su excavación convencional o con tuneladora al tiempo que se podría optar por la opción monotubo de doble vía o bitubo de simple vía. Del mismo modo las estaciones se podrían ejecutar por medio de excavación en caverna o con el sistema de excavación a cielo abierto con losa superior de cierre. Obviamente no se plantea la ejecución del túnel de línea en trinchera al transcurrir éste por las calles más transitadas de la ciudad.

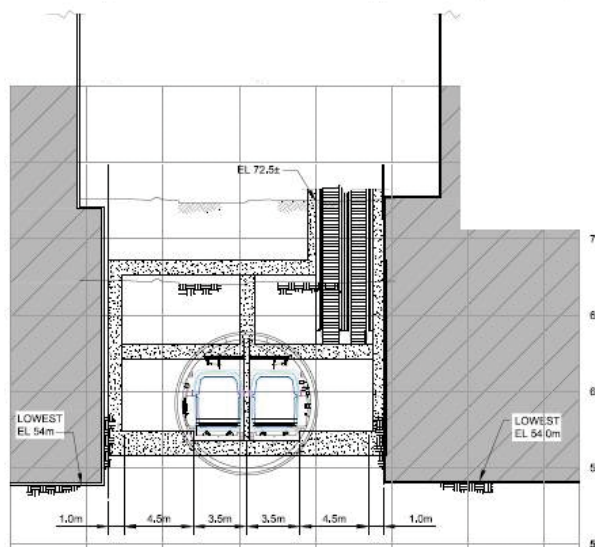


Fig. 2. Estación en 'cut & cover' y túnel con TBM

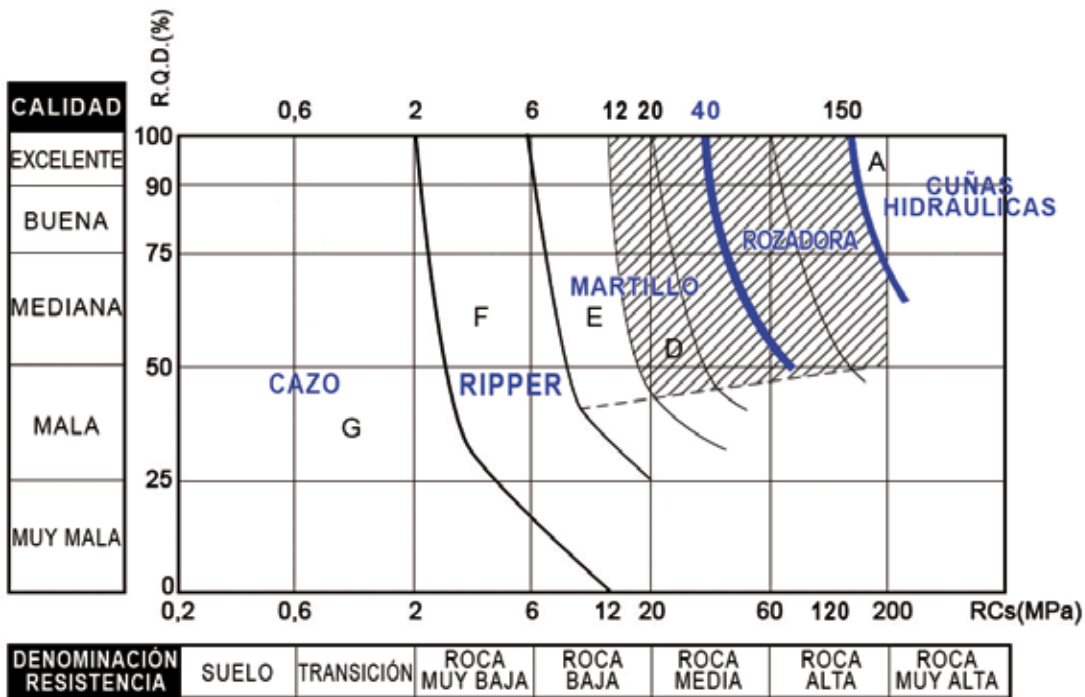


Fig. 3. Método de excavación en función del terreno

Otro condicionante, en este caso geométrico, se haya en el hecho de existir una serie de edificios a lo largo de Queen Street cuyos sótanos alcanzan la cota del túnel. Dado que esta calle tiene un ancho de apenas 20 metros, la solución bitubo estaría condicionada por este hecho y en doble medida, por un lado el pilar entre túneles sería limitado y podría requerir de refuerzos puntuales y por otro lado, al construir los edificios, durante la excavación de los sótanos se emplearon anclajes temporales de sostenimiento de los muros que interceptarían la sección de los túneles. La figura 2 muestra un esquema de la opción de estación en trinchera y túnel monotubo con TBM, con las paredes de la estación junto a los sótanos existentes.

Es bien sabido que uno de los condicionantes más importantes a la hora de seleccionar el método es la geología que encontraremos a lo largo del trazado. El subsuelo de Ottawa está conformado por roca caliza intercalada con pizarras correspondiente a las formaciones Lindsay y Verulam. Su resistencia a compresión simple oscila entre 50 y 90 MPa y con RQD de 30 a 90. Por encima de este lecho sedimentario y con espesores métricos, se encuentran los típicos depósitos glaciales compuestos principalmente por limos y arcillas.

Este hecho nos permite escoger el sistema constructivo entre un rango más amplio de posibilidades que si el trazado transcurriera por suelos con poca o nula cohesión y bajo el nivel freático donde las tuneladoras de presión presentan sensibles ventajas frente al resto de los métodos.

Dado que se trata de túneles urbanos, el pliego presentaba restricciones al empleo de explosivos lo que obliga a minimizar su empleo. Tendríamos pues las opciones de excavación convencional con máquinas rozadoras ya que estaríamos en su ámbito de aplicación más adecuado o bien la ejecución con tuneladora de roca. La figura 3 relaciona el método de excavación con las características geotécnicas del macizo realizada por el Profesor Manuel Romana en los años 90 y actualizada en 2012 por el autor, teniendo en cuenta los avances en maquinaria a lo largo de estos años.

Como particularidad, la zona donde se ubica la estación Rideau, se encuentra un paleocauce profundo relleno de arenas y arcillas con niveles interconectados y de gran permeabilidad. Este tramo, de unos 110 metros de longitud (50 m de túnel de línea y 60 m de estación) condiciona la selección de la tuneladora y la orientaría hacia una EPB

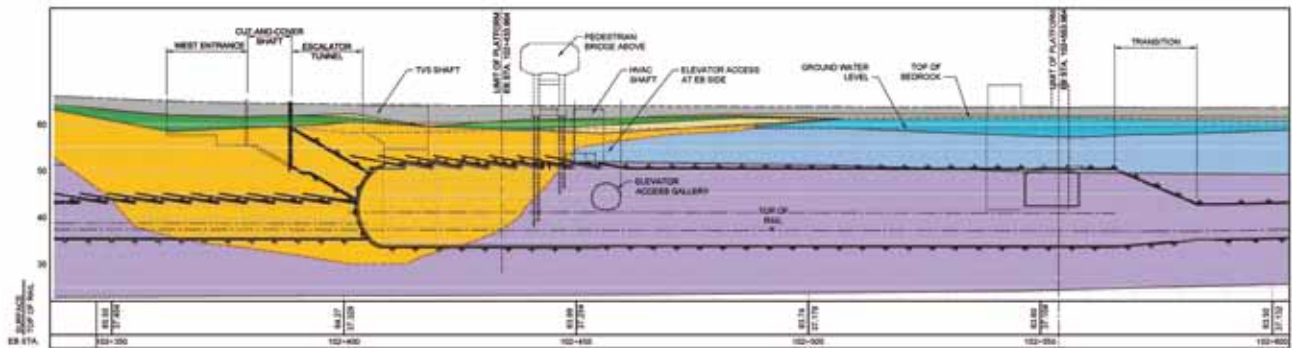


Fig. 4. Perfil geológico en la Estación Rideau. Paleocauce indicado en amarillo

con cabeza mixta que excavara en presión bajo el paleocauce y en abierto en el resto del trazado

De acuerdo con los condicionantes hasta ahora descritos decidimos limitar las soluciones constructivas del túnel de línea a un monotubo de doble vía, con evacuación a través de las estaciones. El túnel se podría excavar por medios mecánicos convencionales con rozadora en calizas y con retroexcavadora en el paleocauce, o con tuneladora EPB con cabeza mixta.

Las informaciones recibidas acerca de los anclajes ejecutados durante la excavación de los solares de los edificios colindantes eran escasas y no validadas, (activos o pasivos, longitud, densidad etc.) por lo que el riesgo de que una tuneladora los interceptara durante la excavación era muy elevada pudiendo ocasionar daños a la estructura del edificio y a la propia TBM. Por ello, la opción de excavación en mina con rozadora se presentaba como la más conveniente.

### 3. Diseño de estaciones

Una de las especificaciones del cliente exigía el mantener los accesos a todos los edificios a lo largo del trazado de tanto durante la construcción como en fase definitiva. Esto obliga a, caso de optar por la solución de trinchera (*'cut & cover'*), realizar la excavación bajo losa, sea esta temporal o permanente. La foto 1 muestra la construcción de una de las estaciones de la Canada Line en Vancouver, donde se aprecia la restricción que ocasiona en los accesos a los edificios cuando no se ejecuta de inicio dicha losa.

Se iniciaría el proceso ejecutando la losa superior con un pozo de acceso donde ubicar la rozadora, pozo a ejecutar



Foto 1. Estación en Canada Line (Vancouver)

con cuñas hidráulicas (sin explosivos). La secuencia de vaciado bajo losa se realizaría por niveles. Esta solución presenta dos inconvenientes, el primero el gran volumen de roca a excavar que resulta costoso y el segundo la necesidad de reubicar los servicios afectados por las estaciones. El volumen es significativamente mayor que en la solución en caverna y los medios a emplear en la excavación serían similares.

Estos servicios afectados son propiedad de diversas compañías públicas y privadas (gas, agua, electricidad, telefonía, desagüe, correos, servicios secretos) y, en algunos casos, incluso desconocidos. Todas estas empresas utilizan las conducciones como medio de distribución y funcionamiento de sus productos. Por tanto, el hecho de tener que retirar un tramo del mismo y reemplazarlo por otro nuevo va



Fig. 5. Redes de servicios en Parliament

a suponer un trastorno en su negocio, por lo que intentará demorar dicho cambio lo más posible. Adicionalmente, no es sencilla la coordinación de estas interferencias para que sean reemplazadas de forma simultánea y así todos hemos visto como las aceras de nuestras calles son levantadas una y otra vez para realizar reparaciones y sustituciones de los más diversos servicios.

En el caso de Ottawa, se identificaron 19 compañías cuyos servicios se verían afectados por la excavación de las estaciones si se optase por una solución en trinchera. La figura 5 refleja las redes de servicios que se encuentran en la ubicación de la estación Parliament, en el cruce de Queen St y O'Conner St.

Si bien es cierto que cabría la posibilidad de no reubicar estos servicios, esta alternativa conlleva el mantenimiento de los mismos, suspendidos de la losa superior para su posterior adecuación a la finalización de los trabajos. Esta opción implica por tanto un riesgo de dañar los servicios durante la construcción, además de afectar a los rendimientos de los trabajos a realizar en las proximidades de los mismos.

Todo esto conlleva que la ejecución de nuestra infraestructura por el procedimiento de 'cut & cover' se demore en el tiempo transfiriendo la ejecución cada vez más hacia el final de nuestro plazo de ejecución, poniendo en riesgo su conclusión de acuerdo a las fechas contratadas. Adicionalmente, lo que presenta mayor riesgo es que los acuerdos y autorizaciones para sustituir los servicios así como la propia sustitución, estarán en manos de terceras personas y entidades que, en la mayoría de los casos no están interesadas en nuestra infraestructura y tan solo la ven como una molestia para su negocio.

La obtención de permisos, proyectos de reubicación, aprobaciones y ejecución de estos cambios se estimaron en un mínimo de dos años, lo que reducía drásticamente el periodo de construcción de las estaciones ya de por sí lentas al tratarse de excavación en roca. No se debe de olvidar que, al tratarse de una concesión, cualquier reducción de plazo permite anticipar el retorno de la inversión.

A esta dificultad podemos añadir el riesgo de aparición de restos arqueológicos y de valor histórico que claramente supondrían una paralización parcial o total de los trabajos.

Analizada esta problemática de reubicación de servicios, la alternativa de ejecución en caverna es obligada, cuando menos su análisis y valoración. Considerando que, una vez más, la geología es el condicionante más importante a la hora de elegir el método constructivo de las estaciones, dado que éstas se encuentran en su mayor parte en terrenos calizos, su excavación debería plantearse con equipos de fragmentación o rozado tipo martillo hidráulico pesado o rozadoras.

Teniendo en cuenta las características geotécnicas de resistencia de estos materiales el rendimiento obtenido por los martillos no sería muy alto, con el agravante del ruido y vibraciones ocasionados durante el proceso de excavación. Obviando el empleo de explosivos, las rozadoras se manifiestan por tanto como el método más adecuado.

Habida cuenta que la ejecución del túnel de línea se plantea con rozadoras pesadas como la manera más ventajosa, cabe plantearse a su vez la ejecución de las estaciones en caverna utilizando los mismos equipos.

### 3.1 Secuencia constructiva de las estaciones Lyon y Parliament

La solución de ejecutar las estaciones en caverna minimiza enormemente el problema de reubicación de servicios y

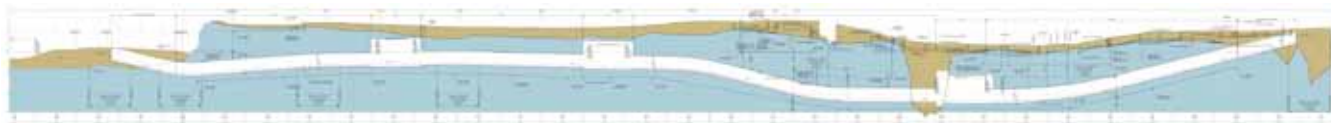


Fig. 6. Corte longitudinal del tramo subterráneo. Calizas representadas en azul

permite tener el control de los trabajos en todo momento. En el apartado de coste social veremos otras ventajas que también presentan. La figura 6 muestra el corte longitudinal esquemático del trazado con la ubicación de las estaciones dentro del macizo calizo.

El reto que plantea esta solución es el de construir dichas cavernas de estación sin afectar a los edificios colindantes dado que, como se indicó anteriormente, la calle tiene un ancho de 20 m, los edificios tienen sótanos que alcanzan, en ocasiones, el nivel de andenes de la estación y éstas requieren un ancho mínimo de 18 m.

Para ello, el proyecto constructivo está basado en un innovador concepto de excavación por fases buscando que la redistribución de esfuerzos generada en el terreno al realizar la excavación no transfiera cargas a la estructura de los edificios colindantes, sino que estas cargas sean soportadas íntegramente por el sostenimiento de la propia estación. Se ha limitado en todo momento la profundidad a la que se ubican las estaciones por motivos de explotación (ver figura 7).

En los casos en los que los sótanos no alcanzan estas cotas o sencillamente no existen, se emplea un sistema de excavación más sencillo, contando por tanto con dos secuencias de trabajo distintas en función de la presencia o no de este condicionante.

La ventaja del método secuencial de excavación estriba en la posibilidad de transferir las cargas generadas al excavar del modo más conveniente a nuestros fines bien sea a través del propio terreno circundante o bien a través del sostenimiento de la nueva estructura. En este caso, parece obvio que una excavación tradicional en avance y destroza nos transmitiría todos los esfuerzos a los pilares de los edificios con el consiguiente riesgo de colapso de los mismos al no estar calculados para estos esfuerzos. El diseñador, Dr. Sauer and Partners, resolvió esta dificultad mediante la secuencia constructiva que se muestra a continuación:

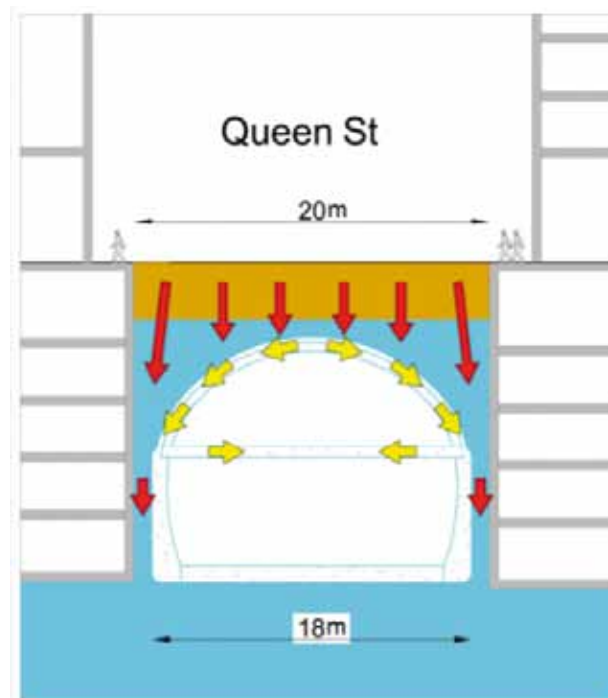


Fig. 7. Restricciones geométricas en Queen St. Control de transmisión de cargas horizontales mediante tirantes

- 1) Excavación de galerías laterales inferiores y su sostenimiento provisional.
- 2) Ejecución de impermeabilización y revestimiento definitivo en hastiales exteriores. Perforación de tirantes.
- 3) Colocación de tirantes conectados al revestimiento inferior y relleno de galerías inferiores con hormigón aligerado previa protección del revestimiento.
- 4) Excavación de las galerías laterales superiores y su sostenimiento provisional.
- 5) Excavación del pilar central en fase de avance y cierre del sostenimiento de la bóveda.



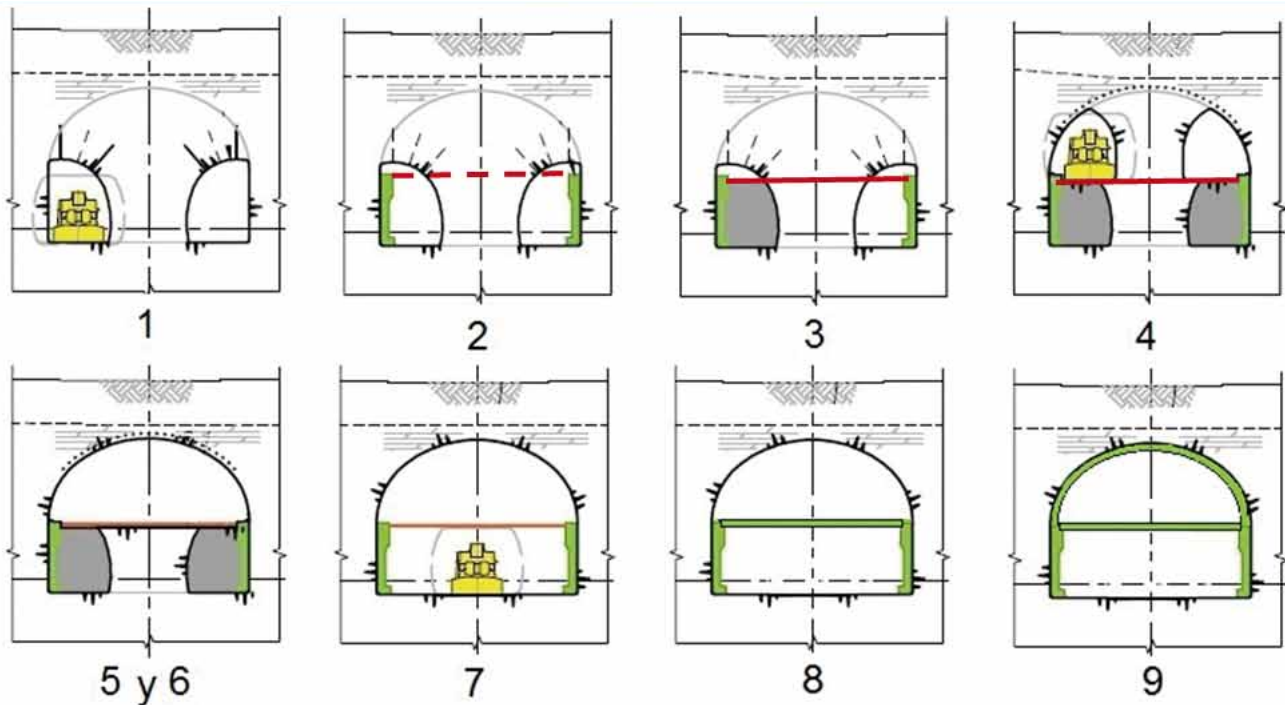


Fig. 8. Fases de excavación Lyon y Parliament

6) Monitorización y ajuste de los tirantes de contención, absorbiendo la componente horizontal de los esfuerzos transmitidos por el arco.

7) Excavación de la destroza por fases bajo los tirantes, incluyendo el relleno.

8) Ejecución de losa intermedia armada permanente a nivel de tirantes.

9) Impermeabilización y revestimiento armado de la bóveda.

De este modo se consigue distribuir las cargas entre las paredes del revestimiento y el pilar central de roca hasta la colocación de los tirantes que son los que pasan a absorber dichos esfuerzos al excavar el pilar central. Estos tirantes, trabajando a tracción, soportan los esfuerzos del arco de forma que toda la carga del terreno sobre la estación se descompone en dos fuerzas, una vertical soportada por el revestimiento de hastiales previamente construidos y una horizontal soportada por dichos tirantes. Finalmente la losa de vestíbulo absorbe las cargas

de forma permanente. La figura 8 muestra las fases de excavación de la caverna de estación.

En los tramos de estación donde no se presenta esta limitación ocasionada por los sótanos, las fases de excavación se realizan de forma habitual con galería piloto central en fase de avance, ampliación lateral hasta excavar totalmente la bóveda, para posteriormente excavar la destroza así mismo por fases. Posteriormente se ejecuta el revestimiento definitivo, labor para la que se recurre a los mismos encofrados empleados en el caso anterior.

### 3.2 Secuencia constructiva de la estación Rideau

La particular ubicación de la estación Rideau, parcialmente localizada en el paleocauce, obliga a plantear una geometría propia de las excavaciones en suelos, ovoide, en dicho paleocauce y en consecuencia ovoide en el resto de la estación excavada en calizas por continuidad de la propia estación.

En esta estación se aplican los recursos de que dispone el método secuencial, conocidos como la caja de herramientas y que se enumeran a continuación:

+ desarrollo sostenible

# Más que agua

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

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



**AQVALOGY**  
Where Water Lives

SOLUCIONES INTEGRADAS  
DEL AGUA PARA UN  
DESARROLLO SOSTENIBLE



Fotos 2 y 3. Ejecución de galerías inferiores, impermeabilización y perforación de orificios para tirantes

Fotos 4 y 5. Tirantes conectados al revestimiento y relleno de galería inferior (arriba). Excavación de galerías laterales superiores (abajo)

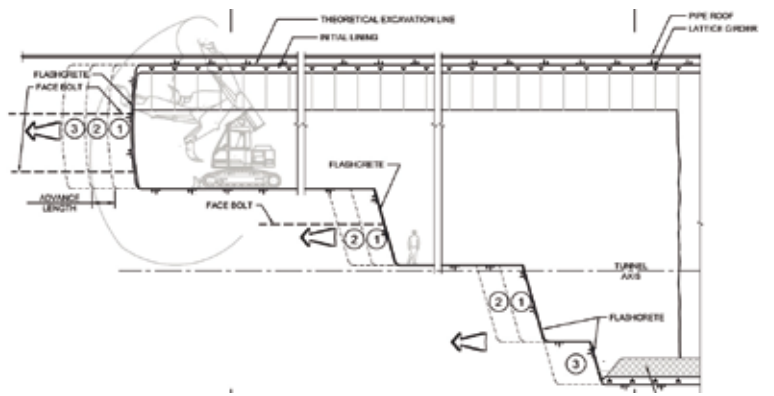
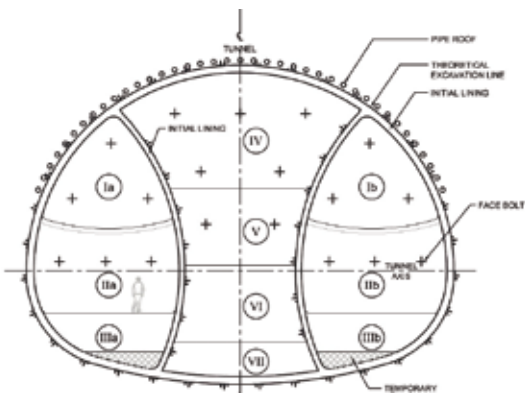


Fig. 9. Fases de excavación en suelos en Rideau

- Drenaje del frente para reducir la carga de agua.
- Micropilotes en bóveda.
- Bulones de fibra en el frente.
- Sellado de hormigón proyectado en el frente.
- Excavación por fases mediante galerías laterales.
- Sostenimiento con hormigón proyectado y cerchas de celosía.
- Cierre de la contrabóveda en una distancia inferior a 1,5 diámetros.

En la zona caliza se varían las fases del arco superior y destroza, dejando ambas en dos semi fases, a fin de simplificar su ejecución pero siempre adaptados a la geometría ovoide requerida en la zona de suelos.

### 3.3 Planificación de los trabajos

Con objeto de garantizar el plazo previsto por la concesionaria y al mismo tiempo minimizar el impacto en superficie se ha optado por excavar el túnel y las estaciones con tres equipos independientes (ver figura 10).

- Equipo 1 (azul): desde el portal oeste excava los 425 m del túnel de línea hasta alcanzar la estación Lyon, la propia estación así como otros 160 m hasta conectar con el equipo 2.

- Equipo 2 (verde): desde el pozo intermedio, se excavan 30 m en dirección oeste que sirven como culatón de maniobras y acopio de escombros de los 230 m de túnel de línea hacia el este y hasta alcanzar la estación Parliament. Al igual que el equipo 1, este equipo 2 se ocupa también de la propia estación para posteriormente continuar con el túnel de línea al encuentro del equipo 3 y hasta llegar al paleocauce. En total 630 m.

- Equipo 3 (rojo): desde el portal este excava los 635 m del túnel de línea hasta alcanzar la estación Rideau, la propia estación así como los 50 m en suelos del paleocauce, del túnel de línea.

Los portales este y oeste se han planteado en rampa lo que facilita la entrada de equipos y extracción de escombros. Al mismo tiempo, dichas rampas, adaptadas, formarán parte del trazado final de la infraestructura que pasa a ser en superficie a partir de dichos puntos. Dadas las temperaturas extremas que se alcanzan en invierno, en esta zona ha sido necesario instalar sistemas de calefac-

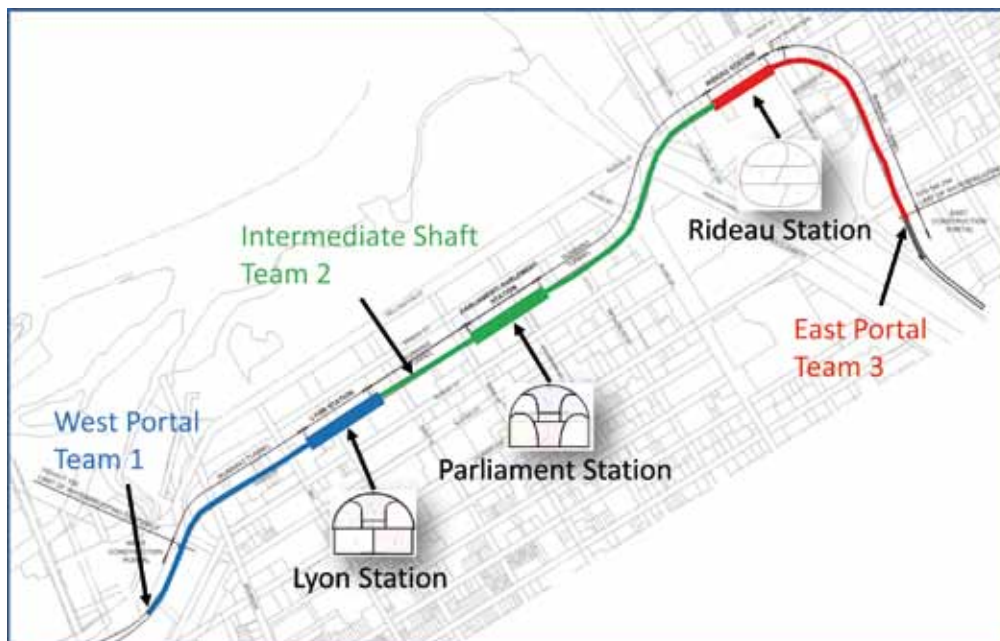


Fig. 10. Secuencia constructiva



Fotos 6 y 7. Pozo intermedio

ción y protección contra heladas a fin de dar continuidad a los trabajos durante todo el año.

El pozo de ataque intermedio se encuentra ubicado en un parking localizado en la confluencia de Queen St y Kent St. Presenta sección rectangular de 15 m x 23 m y una profundidad de 17 m (ver fotos 6 y 7). La elección del método constructivo para trabajar desde este pozo, con rozadoras, permite el trabajo las 24 horas del día sin sobrepasar los límites de ruidos prescritos y sin influencia en el tráfico local al minimizar la entrada y salida de vehículos a este lugar.

Los equipos de excavación están compuestos por rozadoras pesadas modelo Sandvik MT 720 de 135 ton y pala cargadora de bajo perfil Scooptram modelo CAT R1600G.

#### 4. Coste social

Las infraestructuras subterráneas realizadas en zonas urbanas presentan grandes ventajas en su conjunto frente a sus alternativas a cielo abierto. Es por ello que las entidades que planifican las nuevas redes de servicios en las ciudades o analizan la manera de mejorar las existentes, deben de tener en cuenta el llamado coste social. El coste



Foto 8. Equipos de excavación y desescombro

de construcción es tan solo una parte del coste final para el usuario ya que gran parte de esas infraestructuras se financian a través de los impuestos de los ciudadanos.

Durante la construcción, en caso de seleccionar una solución a cielo abierto, se debe de evaluar el coste social de:

- Gestión del tráfico.
- Reubicación de servicios.
- Pérdidas de los negocios de la zona.
- Valor de la propiedad.
- Molestias a los viandantes.

La interrupción o corte de vías de circulación para construir la nueva infraestructura repercute en costes tales como mayor tiempo de recorrido diario, mayor consumo de combustible, mayor emisión de gases nocivos, mayor riesgo de accidente, etc.

La reubicación de servicios, si bien supone un coste que suele estar incluido en el de las propias obras, no deja de ser un sobrecoste frente a la solución subterránea y que suele repercutir en el plazo total de construcción. Al tratarse de empresas públicas o privadas no relacionadas con el desarrollo de la nueva infraestructura, sus intereses se contraponen a los de ésta. Por ello, se genera una incertidumbre en el plazo de ejecución de estas reubicaciones, quedando la constructora en muchas ocasiones sin el control de los trabajos y a expensas de la buena voluntad en la gestión de las compañías afectadas.

La experiencia nos dice que, en aquellas ciudades donde se han realizado este tipo de actuaciones a cielo abierto, han supuesto una pérdida de negocio para los locales establecidos en la zona llegando al cierre en un número no despreciable de casos al recurrir los peatones, potenciales clientes, a circular por vías alternativas a fin de evitar las molestias ocasionadas por las obras. Incluso manteniendo accesos temporales a todos los establecimientos, portales o garajes, estos son poco confortables para el usuario.

Si, además, se opta por una solución de trazado aéreo o en trinchera sin losa de cobertura, se presenta una pérdida significativa del valor de las propiedades que se encuen-

tran a lo largo del trazado. Así, una vivienda que reduce su precio de venta repercute negativamente en los ingresos del propietario y en la recaudación de impuestos por parte de las autoridades locales.

Por último, las obras en superficie ocasionan verdaderas barreras de movilidad que causan trastornos a los ciudadanos en sus desplazamientos a pie que acompañados por los ruidos y suciedad que generan van en detrimento de la calidad de vida de los mismos. Además, los trabajos en superficie suelen estar limitados en horario, normalmente prohibidos durante la noche y los días festivos, lo que repercute en el plazo de construcción.

Todos estos inconvenientes se evitarían en gran medida en el caso de optar por la solución de excavación en mina, independientemente de la tecnología empleada. Actualmente se dispone del conocimiento para afrontar cualquier tipo de terreno con éxito. Asimismo, permite comenzar con la ejecución de los trabajos tras la adjudicación de los mismos y reduce el riesgo de incumplimiento de plazos dado que se dispone del control y conocimiento para su realización.

Desde el punto de vista de la Administración, la solución subterránea presenta el atractivo de disminuir el coste social frente a la alternativa en superficie por los motivos enumerados anteriormente. Las ingenierías deben de tener estos factores en cuenta, pues deben de ofrecer a sus clientes la solución que globalmente represente el menor coste para los ciudadanos. El contratista debe de analizar los costes constructivos de ambas soluciones pues dependerá de los procedimientos utilizados en cada caso, profundidad, dimensiones y características geotécnicas del terreno, aparte de las restricciones particulares a tener en cuenta para llegar a la conclusión correcta.

La ingeniería de túneles dispone de la tecnología para realizar las infraestructuras subterráneas y debemos apostar por ello. La discretización de los trabajos en diferentes contratos independientes va en contra de la reducción del coste social ya que en cada contrato, el adjudicatario va a centrar su interés en obtener el máximo beneficio del mismo sin considerar la visión global que proporcionaría el máximo beneficio a los ciudadanos. Los contratos PPP (*Public Private Partnership*) van encaminados en este sentido de proporcionar las soluciones más adecuadas en cada caso, minimizando el coste social.



Fotos 9 y 10. Excavación de cavernas en avance y destroza en zonas no sensibles (izda.) y mediante sistema de control de cargas mediante tirantes en zonas sensibles (dcha.)

Lo que ya es un hecho en numerosas urbes, transfiriendo las infraestructuras al subsuelo como forma de mejorar la calidad de vida de sus ciudadanos, debemos también aplicarlo a su construcción, no siendo una molestia durante este tiempo ya que se pueden causar trastornos irremediables y que la nueva construcción no compense el daño provocado durante su ejecución.

## 5. Conclusiones

Las técnicas de excavación de túneles son múltiples y variadas. La geología del terreno a excavar es determinante a la hora de elegir el método constructivo, pero no es el único factor a tener en cuenta. Por el contrario, existen numerosos factores que influyen a la hora de seleccionar el mejor de entre los posibles métodos. De estos factores que están directamente relacionados con la propia ejecución, algunos pueden ser restrictivos y condicionar el método. Como hemos visto a lo largo del presente capítulo, estos pueden ser la reubicación de servicios, el mantenimiento de accesos, reordenación del tráfico o limitaciones en horario de trabajo por ruidos y vibraciones.

La excavación en mina, por métodos convencionales o con tuneladoras minimizan estos impactos negativos que afectan al coste social del proyecto haciendo éste atractivo a los ojos de los ciudadanos y de las autoridades, al minimizar las molestias y no influir negativamente en la gestión de sus propios negocios o en el valor de sus propiedades.

Por ello, los responsables de desarrollar las nuevas infraestructuras urbanas deben de tener en cuenta este

coste social de forma global para, de este modo, permitir el desarrollo sostenible y mejorar la calidad de vida de sus ciudadanos. De nada sirve construir infraestructuras que mejoren el funcionamiento diario de una ciudad si en el camino se ha perjudicado, a veces de forma permanente e indefinida, a los ciudadanos que viven o realizan su actividad comercial en el entorno de la misma.

Los contratos tipo PPP (*Public Private Partnership*) deben de ir encaminados en este sentido y es una herramienta que permite desarrollar las ideas más innovadoras al contratista y al diseñador de las nuevas infraestructuras sin perjudicar a los ciudadanos durante su construcción.

En general, los contratos de diseño y construcción deben de contemplarlo igualmente ya que serán acogidos con agrado por parte de las autoridades sin suponer, en la mayoría de los casos, un mayor coste económico y por supuesto con menor coste social. **ROP**

## Referencias

- Fernández, E. "Los mitos en los túneles. Una revisión de las prácticas actuales". Ingeotúneles Vol.20 Cap.1 Editor E.T.S.I. Minas U.P.M. Madrid, 2013.
- Fernández, E. Laubbichler, J. "The invisible SEM. Flexible tunneling method in urban areas". Tunneling Association of Canada TAC Proceedings Montreal 2012



# Ampliación de la línea 9 del Metro de Madrid a Mirasierra

## Paso bajo unos colectores en servicio durante la ejecución del túnel



**Beatriz Osuna Garrido**

Arquitecta.  
Directora de obra. D. G. de Infraestructuras de la Consejería de Infraestructuras, Transportes y Vivienda de la CAM



**Fernando Díez Rubio**

Doctor ingeniero de Caminos.  
Asesor geotécnico de la USAC de la D. G. de Infraestructuras. Departamento de Geotecnia, Typsa



**Pablo Ferrer Luciáñez**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Jefe de la Asistencia Técnica a la Dirección de Obra. Curva Ingenieros

### Resumen

En este artículo se detallan las soluciones adoptadas (aplicación de diferentes tratamientos del terreno, instalación de instrumentación necesaria para la auscultación y correcciones en el propio sistema constructivo) para la ejecución de un nuevo tramo de túnel, correspondiente a la prolongación de la línea 9 del Metro, mediante el sistema tradicional de Madrid, que debe atravesar un suelo poco cohesionado en el que discurren, además, dos grandes colectores de aguas residuales.

### Palabras clave

Túnel, tratamiento previo del terreno, instrumentación, control

### Abstract

*This article details adopted solutions (application of different ground treatment, installation of necessary instrumentation for the auscultation and corrections in the constructive system) for the execution of a new section of tunnel, by the Madrid traditional system, that must cross a low cohesive ground, coinciding with two great residual water collectors.*

### Keywords

*Tunnel, previous ground treatment, instrumentation and control*

## 1. Introducción

La prolongación de la línea 9 del Metro de Madrid por el norte, se ha realizado desde la estación de Herrera Oria y tiene por objeto dotar de este medio de transporte al barrio de Mirasierra, así como establecer una conexión intermodal entre el Metro y Cercanías, mediante la generación de un intercambiador constituido por la estación 2 (Paco de Lucía) y la nueva estación de Cercanías que ADIF ha previsto, para las líneas C-3, C-7 Y C-8, en las proximidades de la calle Costa Brava (figura 1).

La ejecución se ha llevado a cabo en dos fases, en la primera de ellas desde la estación de Herrera Oria hasta la estación de Mirasierra, ubicadas bajo las cocheras de El Sacedal y la segunda desde esta estación hasta el final de la línea en la Estación Paco de Lucía.

La actuación consiste en la prolongación del actual trazado de la Línea 9 de Metro de Madrid por el norte, a partir de

su estación final Herrera Oria, hasta el barrio de Mirasierra, mediante la construcción de un túnel de 1.900 m de longitud, dos nuevas estaciones y un fondo de saco para su explotación.

En marzo de 2011 se puso en servicio la primera fase del nuevo tramo, incorporando la actual Estación de Mirasierra a la red de explotación de Metro. En dicha fase se incluyó un tramo de 546 m de túnel nuevo, ejecutado mediante el método tradicional de Madrid.

En marzo de 2015 se ha puesto en servicio la segunda fase: estación de Paco de Lucía, ubicada en las proximidades de la calle Casta Brava y el tramo de túnel entre ambas estaciones, ejecutado por el mismo sistema constructivo, con una longitud de 1.330 m, a los que se suma el fondo de saco para maniobras a partir de la mencionada estación, con una longitud de otros 200 m (figura 2).



Fig. 1. Planta de la ampliación de la línea 9 hasta la estación de Paco de Lucía (estación 2)

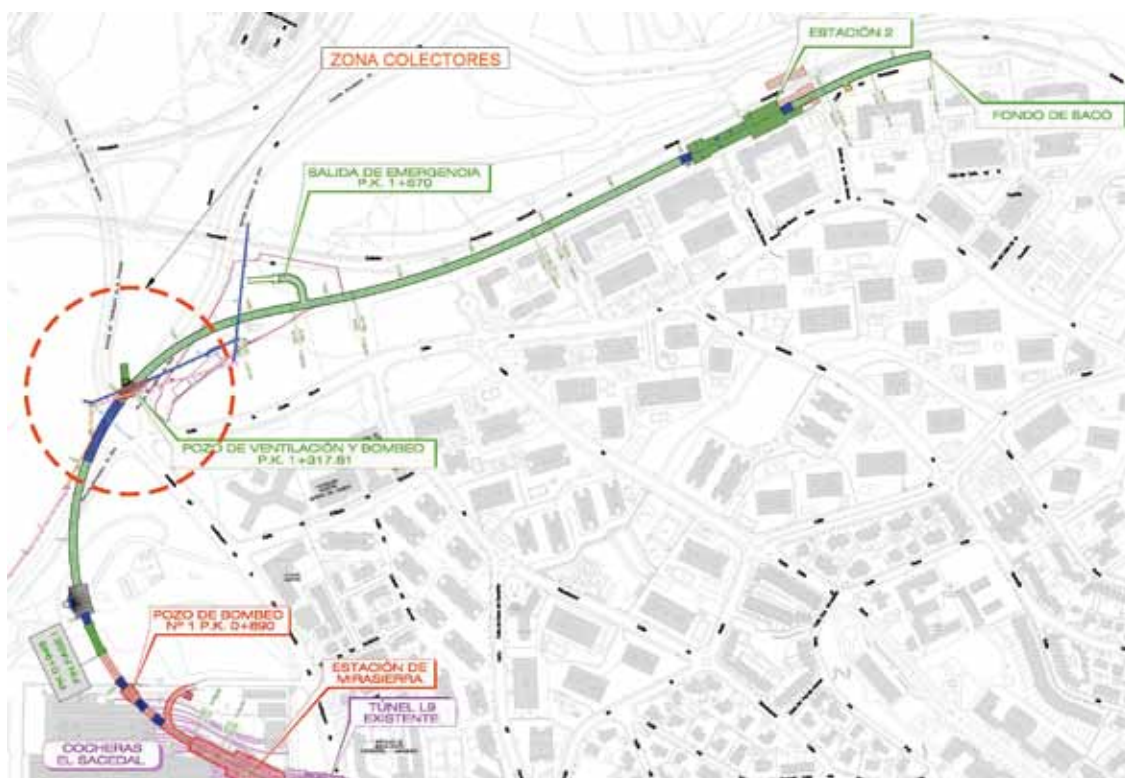


Fig. 2. Planta de la fase 2 entre las estaciones de Mirasierra y Paco de Lucía



Fig. 3. Perfil longitudinal geotécnico

## 2. Problema suscitado

En el tramo entre estaciones el túnel discurre en su mayor parte, bajo zonas verdes de creación relativamente reciente. Tanto los parques que atraviesa la traza como las calzadas, calle Monasterio de Silos y glorieta Pradera del Sacedal, se encuentran asentadas sobre antiguos vertederos formados por rellenos en los que predominan las arenas de miga típicas de la zona, sin compactar, junto a residuos de origen antrópico. Bajo este estrato superficial ya aparecen las alternancias de arena de miga y tosquiza bien consolidadas y con la cohesión suficiente para el procedimiento de ejecución previsto.

Pese a que el trazado diseñado, en su perfil longitudinal, profundiza con la pendiente máxima permitida para la explotación

de los trenes de Metro de Madrid, hay varias zonas en que la sección del Túnel atraviesa esta capa de rellenos, con una potencia próxima a los 20 m (figura 3).

Entre los puntos kilométricos 1+200 y 1+400 del trazado en planta, que corresponde en superficie con los mencionados viales de la rotonda de la Pradera del Sacedal y la calle de Monasterio de Silos, el Canal de Isabel II cuenta con dos colectores de gran sección que discurren muy próximos a la bóveda del túnel. Uno de los colectores (el del norte, figura 4) es cilíndrico con 2,5 m de diámetro y el otro es ovoide, con una altura libre de 1,70 m. Ambos cuentan, en el tramo de afección, con revestimiento de hormigón.

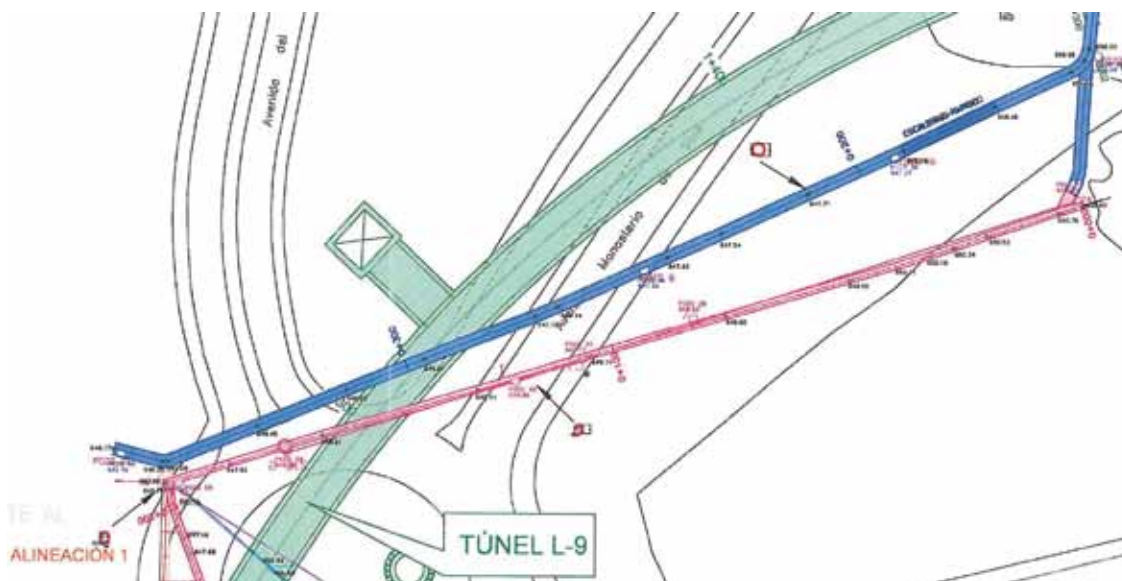


Fig. 4. Planta con trazado del túnel y los colectores

Los colectores se mantienen, en perfil, muy próximo al túnel de Metro, durante el tramo mencionado, a una distancia entre uno y dos metros por encima del túnel. El ovoide llega incluso a cortarlo en la zona de la bóveda de forma que, durante la excavación de la misma, aparecerá por la zona de conexión de ésta con un hastial e irá cruzando el avance en sucesivos anillos hasta salir por el hastial opuesto.

La existencia de estos colectores, sumada a los inconvenientes que ya hemos comentado en relación a las condiciones geotécnicas del subsuelo atravesado, provocaban un alto grado de incertidumbre en cuanto a la posibilidad de excavar y sostener el túnel sin aplicar determinadas medidas antes, durante y posteriormente a la construcción del mismo.

Se pueden establecer dos situaciones diferentes en función de la posición de los colectores respecto al túnel:

1. El colector, en este caso el ovoide, es coincidente con la propia sección del túnel (figura 5). Obviamente, la única solución

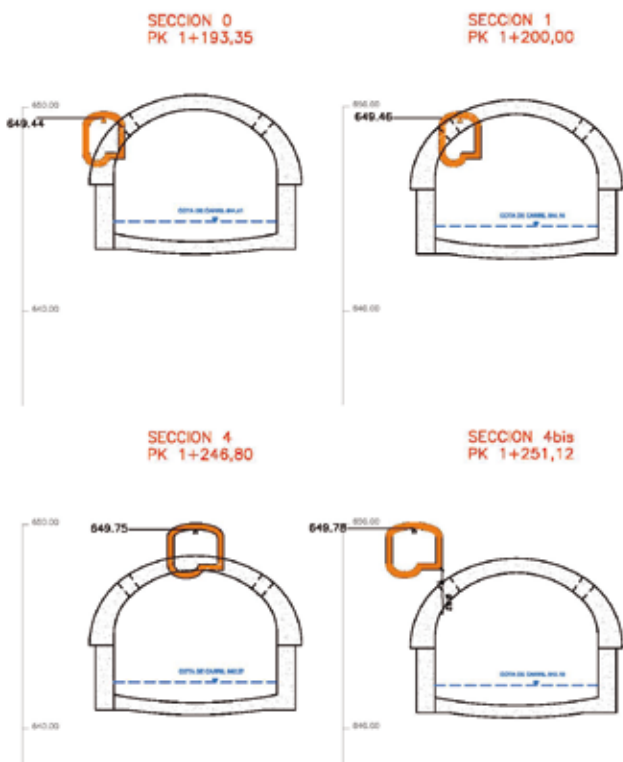


Fig. 5. Sección transversal con interferencia colector-túnel

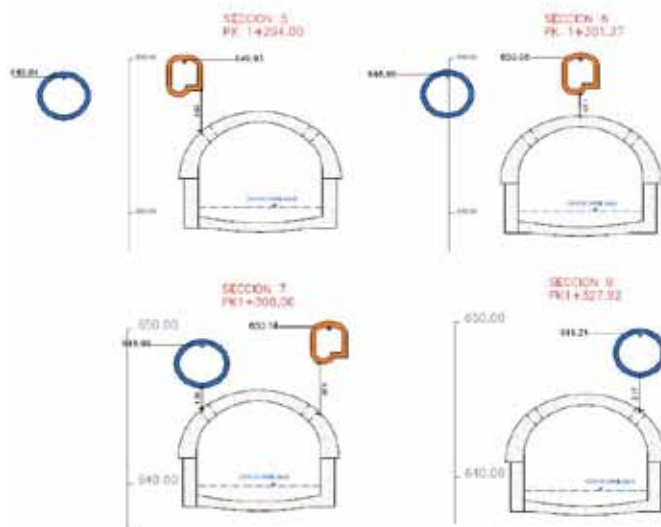


Fig. 6. Sección transversal túnel-colectores sin interferencia

posible en este caso consiste en efectuar el desvío del colector creando un tramo nuevo que sirva de “by pass” al mismo.

Conjuntamente a esta solución se deben analizar las consecuencias de efectuar la excavación del avance del túnel encontrando el colector, ya sin uso, en la bóveda.

De esta forma se podrán establecer los elementos que han de disponerse para conseguir eliminar los riesgos que esta excavación conlleva.

2. Los colectores se encuentran sobre el futuro túnel, a una distancia que oscila entre uno y dos metros de éste (figura 6). Hay que destacar en este caso que durante los años que llevan en servicio los colectores se pueden haber producido pérdidas de agua por sus juntas, provocando la aparición zonas reblandecidas de terreno bajo la solera de éstos. Teniendo en cuenta que ambos conductos están construidos en el estrato más superficial, de rellenos antrópicos, es necesario estudiar alguna forma de consolidar esta zona sobre la que se asientan los colectores y en la que se debe ejecutar la bóveda del túnel.

### 3. Soluciones adoptadas

Hace referencia a la segunda situación de las comentadas anteriormente. Antes de enumerar las medidas aplicadas para resolver el problema surgido hay que destacar que, como se aprecia en la figura 4, en la proximidad de ambos cruces, el proyecto prevé la construcción de un pozo de ventilación y bombeo que, ejecutado con anterioridad al paso del túnel,

puede ser aprovechado para proporcionar desde él algún tipo de tratamiento.

### 3.1. Auscultación

La primera medida emprendida para poder tener información de cuáles iban a ser los movimientos sufridos por las infraestructuras próximas fue la de analizar cuál ha de ser la instrumentación precisa para obtener la auscultación necesaria.

Para las calzadas ya se preveía en el plan de auscultación una serie de hitos de nivelación cada 50 m así como una sección de hitos profundos, colocados antes del cruce bajo los viales, que dan información sobre los asentamientos generados a diferentes profundidades.

En los colectores se dispone de una línea de electroniveles (figura 7) con lectura continua y remota, evitando de este modo la necesidad de acceder con aquéllos en servicio, lo que supondría un importante inconveniente, tanto por los permisos necesarios que ha de conceder el Canal de Isabel II, como por las malas condiciones de higiene y penosidad que ello implica. En el colector circular (colector A) se dispusieron 21 unidades de 3 m cada una, con una longitud total de 63 m y en el ovoide (colector B) fueron 16 unidades, con una longitud total de 48 m.

En cualquier caso, se colocaron en la zona de cruce, en el interior de ambos colectores, dispositivos (regletas y clavos de nivelación) como comprobación de la lectura proporcionada por los electroniveles. La frecuencia de lectura, por medios manuales, de los instrumentos dispuestos en el interior fue amplia, con el objeto de no tener que realizar entradas de forma continuada, por los riesgos e inconvenientes señalados.

### 3.2. Protección interior de colectores

Uno de los efectos que se pretende evitar es que la posibilidad de generar asentamientos diferenciales a lo largo de los tubos provoque la creación de resaltos en su solera, impidiendo su correcto funcionamiento. En ambos casos, se ha de disponer en los colectores algún elemento que les confiera rigidez en su sentido longitudinal, para que puedan funcionar como vigas.

La solución adoptada (figura 8) consistió en adosar cuatro perfiles UPN conectados con el revestimiento de hormigón de los colectores mediante anclajes de seguridad tipo HSL-3M.

### 3.3. Tratamiento del terreno

#### 3.3.1. Inyecciones desde los colectores

Uno de los problemas que se pueden presentar al excavar la bóveda del túnel nuevo en la zona próxima a la solera de los colectores, es la posible presencia de zonas de terreno reblan-

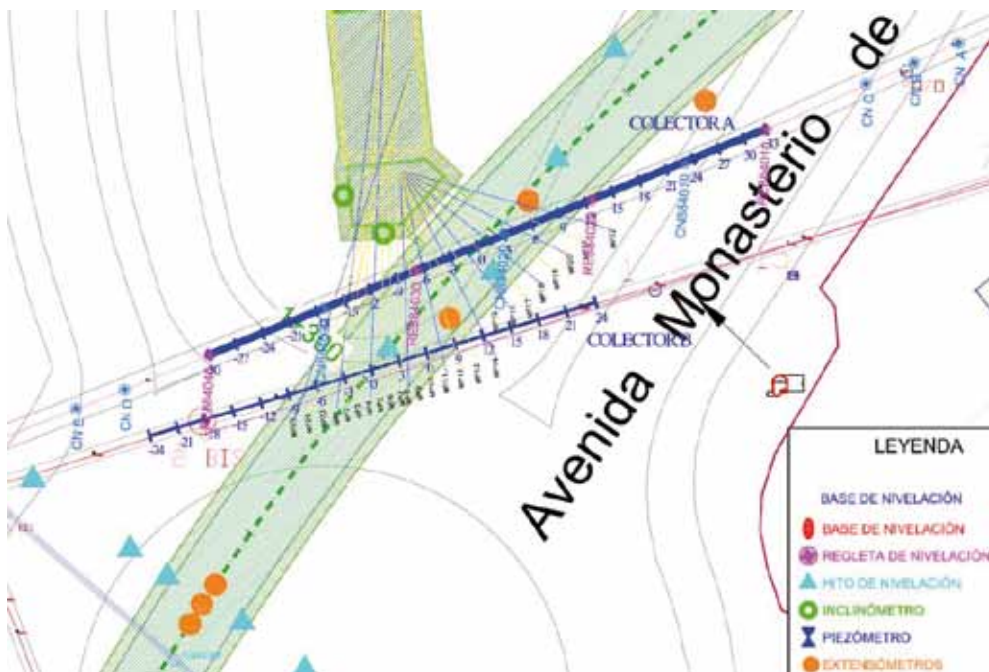


Fig. 7. Planta de la instrumentación dispuesta

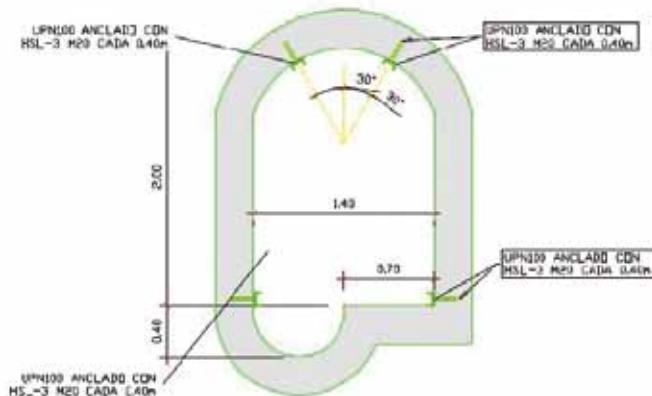
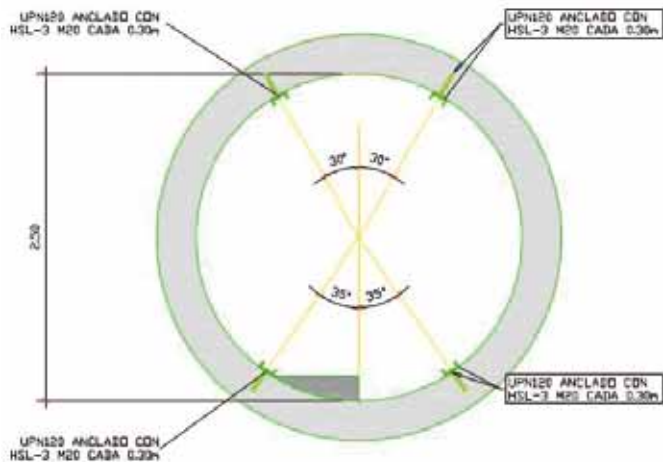


Fig. 8. Refuerzo interior de los colectores

decido, debido a las pérdidas ocasionadas, que se sumaría a unas características geotécnicas desfavorables, por tratarse de rellenos.

Ante tal eventualidad se diseñaron una serie de inyecciones (figura 9), a efectuar desde el interior de los colectores, en orden a consolidar y mejorar el terreno bajo ellos, que puede estar afectado por las pérdidas de agua y en el que se ejecute la parte superior del nuevo anillo para el túnel.

En la propia solera del saneamiento se efectúan grupos de 2 o 3 taladros de forma alternativa (aproximadamente cada 1,50 m) introduciendo un tubo de acero mediante el que se procede a la inyección, con una presión de 1,5 bares, de una lechada de agua/cemento con proporción 1/1, que debe ser ajustada durante el tratamiento en función de la admisión. La perforación es de 40 mm de diámetro y el tubo para la inyección, que se realiza en retirada para tratar toda la zona desde su extremo 1,5 m, y el propio colector, es de 32 mm.

En principio se marca un volumen máximo por taladro de 200 l, que será incrementando en una segunda pasada con una lechada más densa si se alcanza dicha admisión sin que la presión se incremente. La longitud de tratamiento en el colector circular es de 43,80 m y en el ovoide de 28,90 m con un número inicial previsto de 95 taladros en total.

### 3.3.2. Tratamiento desde el pozo de bombeo

En las proximidades de la zona de cruce de los colectores y el túnel, se ha ejecutado un pozo de ventilación y bombeo para la futura explotación del túnel de Metro. Dicho pozo se realizó

mediante pilotes de 1,20 m de diámetro y su profundidad, con objeto de poder instalar la cubeta de acumulación y las bombas para la evacuación del agua del túnel, es mayor que la propia contrabóveda del nuevo túnel.

Desde el pozo es posible realizar un tratamiento con micropilotes, casi horizontal, desde un punto del pozo de forma que consiga salvar tanto los colectores en su parte inferior, como la bóveda del túnel, sin tocar su límite superior. De esta forma, se propuso y ejecutó un paraguas de micropilotes (figura 10) cuya principal misión era generar una barrera entre el nuevo

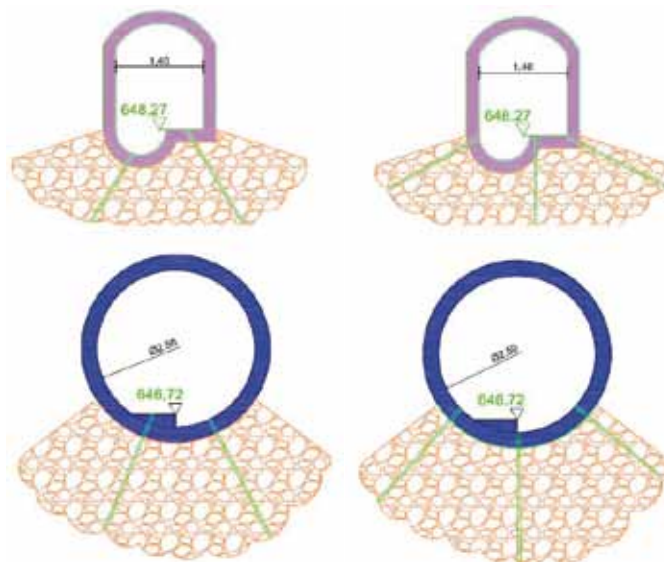


Fig. 9. Sección tipo de tratamiento colectores desde el interior

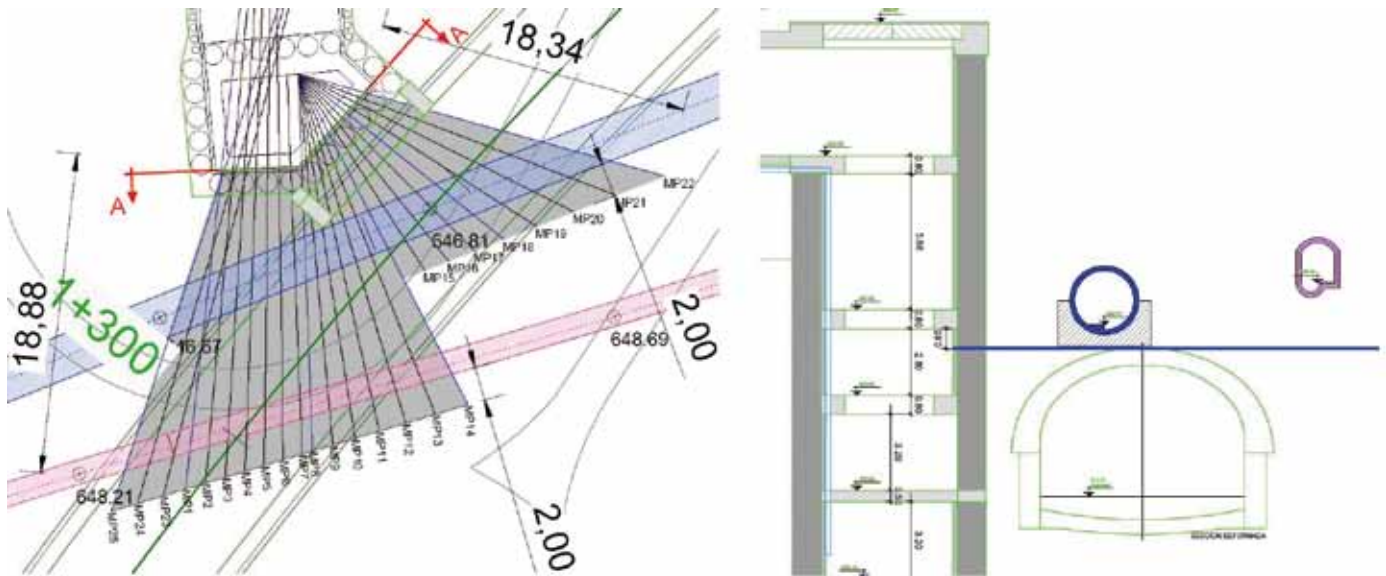


Fig. 10. Planta y sección tipo del paraguas de micropilotes

túnel y los colectores con objeto de cortar la cubeta de asientos provocada por la excavación del primero.

Las perforaciones efectuadas desde los paramentos del pozo son de 160 mm de diámetro y la armadura de los micropilotes está constituida por tubos de acero de 114 mm de diámetro con un espesor de 9 mm, teniendo la lechada de cemento para el relleno de la perforación una relación agua/cemento de 1/1,75. Teniendo en cuenta que el terreno que se ha de atravesar puede contar con una carga importante de agua por pérdidas en los colectores y además no cuenta con la suficiente cohesión para garantizar el retorno por el hueco que debe quedar exteriormente al tubo, se dispusieron obturadores separados cada 0,5 m, de forma que la inyección se pueda aplicar a través de ellos y se garantice la distribución de la lechada de cemento a lo largo de todo el taladro (inyección selectiva).

Además y gracias a la existencia de estos manguitos en los tubos, en caso de detectar movimientos importantes en los electroniveles dispuestos en el saneamiento, se podría efectuar una reinyección puntual de compensación de asientos.

El número total de micropilotes es de 25 y su longitud máxima de 22 m.

### 3.3.3. Sondeos de comprobación

Durante la ejecución del túnel se realizó un control continuo y sistemático de los movimientos, mediante los elementos de

auscultación instalados. Uno de los elementos que mejor y más completa información proporciona es la agrupación de hitos profundos, situados a distintas profundidades y en secciones estratégicas, como pueden ser las anteriores a un cruce importante con alguna infraestructura existente.

Antes de entrar en la zona donde coinciden los colectores y la calzada de la calle Monasterio de Silos, se dispuso de una de estas secciones (P.K. 1+484), en las que se podía controlar cuáles eran los movimientos generados por la excavación del túnel en su trasdós (-19,5 m), en las proximidades de los colectores (-7 m) y bajo la plataforma de la calzada (-12,5 m).

Se comprobó que, coincidiendo prácticamente con la llegada del avance del túnel a esta sección, se producía un asiento del terreno en todas las profundidades. Curiosamente el descenso fue superior, llegó a los 70 mm, en el extensómetro más superficial, mientras que en los dos más profundos, que mostraban el comportamiento en trasdós de bóveda y bajo los colectores, el movimiento registrado fue de 40 mm. Esta circunstancia corroboraba la hipótesis de que el material era mucho más cohesivo en los estratos más profundos que en las zonas próximas a superficie, conformadas por los mencionados rellenos antrópicos, hasta tal punto de que los movimientos aumentaban al ir ascendiendo en la sección.

Durante la ejecución de la bóveda no se produjo ninguna sobreexcavación y el terreno se comportó con las suficientes

características para poder llevar a cabo los trabajos de excavación y sostenimiento primario, sin incidencias reseñables.

Ante la posibilidad de que la excavación del túnel estuviera generando huecos importantes en el terreno y sobre todo, los produjera bajo la plataforma de la calzada a cruzar, se planteó una compañía de taladros verticales con el fin de detectar la aparición de pequeños huecos. Estos sondeos se efectuaron tanto en los tramos bajo zona verde como bajo la calle Monasterio de Silos, efectuando los correspondientes cortes de tráfico nocturnos, sin que se detectara ninguna oquedad de consideración. El relleno, mediante mortero de cemento fluido, constató que los volúmenes aportados eran los que correspondían a las dimensiones teóricas del taladro.

#### 4. Incidencias durante la ejecución

##### 4.1. Tratamiento desde colectores

El tratamiento desde la solera del colector circular se planteó comenzando con la inyección de los anillos de cada extremo, con objeto de conseguir un cierto efecto tapón. Tras comprobar que con la lechada 1/1 (agua/cemento en peso) se consumieron los 200 l previstos en cada taladro, sin que se apreciase un incremento de presión, se procedió a modificar la densidad de la misma. Tras varias operaciones con una mezcla que alcanzó la relación 1/1,75, se consiguió cerrar al llegar a una presión superior a los 2 bares en ambos extremos. Para continuar el tratamiento se adoptó una lechada 1/1,5 para el resto de las secciones, interrumpiéndose casi todas ellas al llegar a la presión prefijada, durante la segunda fase de inyecciones.

Durante la ejecución de los taladros se detectó que, bajo la solera de hormigón del colector, durante la construcción se había dispuesto una capa de grava que actuaba como lecho para la tubería.

Para el ovoide se procedió de igual forma con la diferencia de que, partiendo igualmente de la misma densidad de lechada (1/1,5) se fueron interrumpiendo todas las inyecciones durante la primera pasada con unos volúmenes algo inferiores a los 200 l.

##### 4.2. Tratamiento desde pozo de ventilación

El paraguas de micropilotes efectuado desde el pozo de ventilación y bombeo se inició con los taladros de 160 mm de diámetro. Al concluir el primero de ellos se procedió a la instalación del tubo correspondiente que, como indicamos anteriormente, contaba con un diámetro de 140 mm. Pese a que estas opera-

ciones son inmediatas, la poca cohesión del suelo atravesado hizo imposible la introducción del tubo-manguito.

Al volver a taladrar ya se dispuso el correspondiente revestimiento para mantener las tierras, que debió ser metálica para ir clavándola a medida que avanzaba la perforación. Una vez concluido el taladro, ya sostenido, se comprobó que la introducción de los tubos de diámetro 114 era prácticamente imposible, ya que el espesor de la vaina necesaria, limitaba mucho el hueco disponible.

Tras sopesar la alternativa de incrementar el diámetro de la perforación, se decidió reducir el diámetro de los tubos-manguitos hasta los 90 mm, manteniendo su espesor de 9 mm, lo que no reduciría excesivamente la resistencia sin necesidad de abrir un hueco mayor.

##### 4.3. Ejecución del túnel

Todas las actuaciones comentadas hasta el momento tenían por objeto poder ejecutar el nuevo túnel en las condiciones necesarias para garantizar la seguridad tanto de la propia excavación y sostenimiento de la bóveda como de las infraestructuras existentes: colectores y la calzada.

Previamente a la entrada del avance en el tramo más delicado, se diseñó un procedimiento que englobara todas las medidas que se debían aplicar durante la construcción del túnel y que diferían de alguna manera de la sistemática general que se viene adoptando en este método constructivo. Se pueden resumir en:

- Los avances a partir de la entrada en el tramo se reducen a 1,25 m, con lo que se adelanta el sostenimiento y la excavación se reduce al mitad.

- La distancia entre el último anillo hormigonado y el batache más cercano será de 9 anillos cortos. Con esta medida se pretende aproximar lo más posible el cierre de la sección, permitiendo así que pueda trabajar la sección completa así poder realizar la inyección de contacto en el trasdós.

- La inyección de contacto del revestimiento del túnel se efectuará como máximo a 8 anillos cortos por detrás del último anillo hormigonado. Para poder llevar a cabo esta medida sin que la lechada corra hacia el frente, impidiendo el trabajo en éste, se ha de aplicar una inyección de resinas acuarreactivas que forme un tape en forma de espuma sólida. Esta barrera se dispone en la junta del quinto anillo hormigonado de forma que, una vez materializada, la inyección de lechada de cemento debe



rellenar sólo los 3 anillos siguientes al del taladro y ascender hacia el inicio del túnel.

Las fases en que se realizó el paso bajo los colectores han sido (figura 11):

- Ejecución de la galería de conexión entre los colectores (bypass 2, con la misma sección que el ovoide) y se ejecutan los metros que faltaban entre ambos colectores (bypass 1)
- Desvío del caudal del colector de 2,5 m de diámetro a la galería por bypass 1 dejando el colector en seco. Ejecución de tratamientos en el interior del colector: inyecciones y refuerzo interior.
- Desvío del agua de la galería al colector por el bypass 2, dejando la galería seca. Ejecución de inyecciones y refuerzo interior en la galería.
- Paso del frente del túnel bajo el colector circular, para ello, previamente se ha desviado el caudal a la galería por bypass 1.
- Paso del frente bajo la galería, desviando previamente el agua por el bypass 2.
- Reposición del colector y galería a su estado original, eliminando refuerzo interior y sellado de todas las juntas.

- Reposición de los caudales por el colector y la galería, condenando las galerías de conexión realizadas (bypass 1 y 2).

##### 5. Resultado de la auscultación

Como ya se ha indicado, tanto en el colector como en la galería se dispusieron electroniveles, de seguimiento continuo, y una serie de clavos de nivelación y regletas, para su comprobación mediante topografía convencional.

Los resultados en el colector (de 2,5 m de diámetro) y en la galería (ovoide de 1,7 x 1,40 m) es el que se muestra en las figuras 12 y 13 respectivamente.

Se puede apreciar que la información suministrada de forma instantánea por los electroniveles y la comprobación mediante topografía convencional era muy similar. En el colector norte (tubería de 2,5 m de diámetro) el máximo asiento fue de 16 mm, con una distorsión equivalente de 1/1.300; en el ovoide (galería sur) el asiento máximo fue de 30 mm, con una distorsión equivalente de 1/600.

En ninguno de los dos se observó, una vez ejecutado el túnel, ninguna junta abierta, aunque, por medida cautelar se decidió, como ya se ha comentado, sellar todas las juntas de ambos colectores.

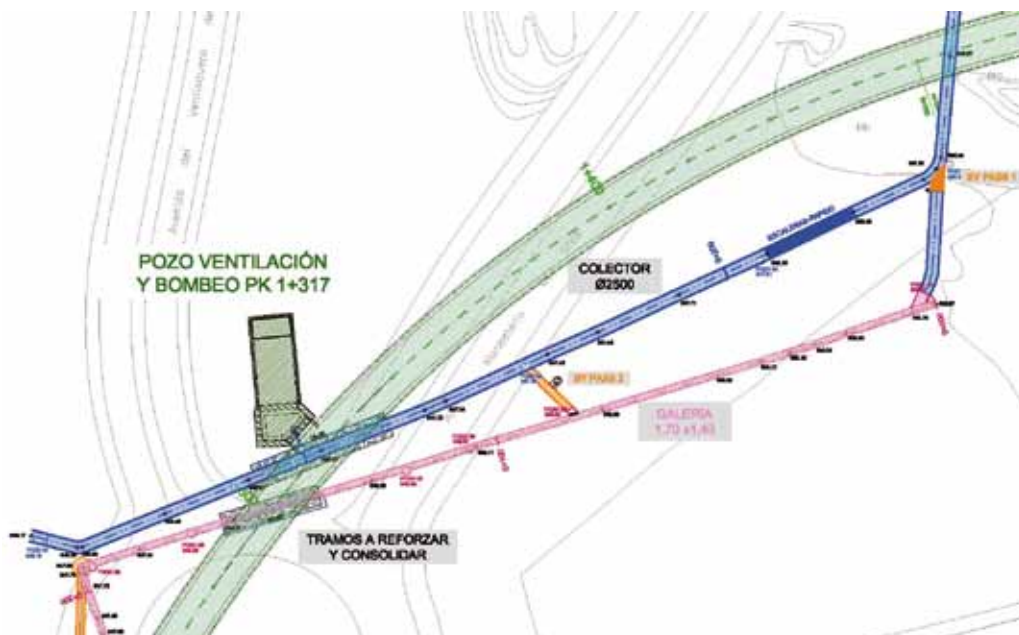


Fig. 11. Fases de ejecución y bypass entre colectores

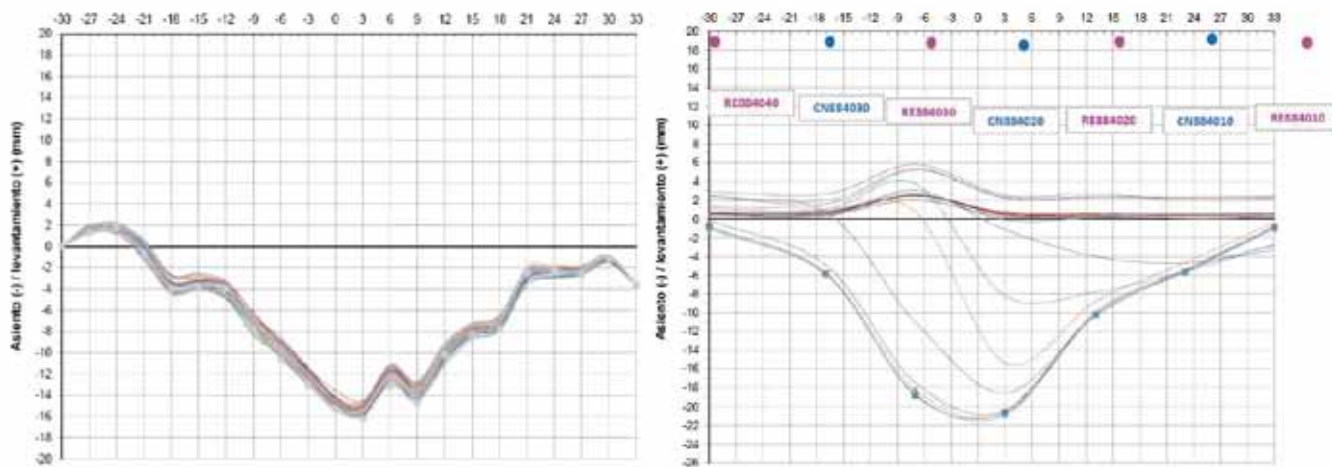


Fig. 12. Resultado de la instrumentación dispuesta en el colector: electroniveles (izda.) y topografía convencional (dcha.)

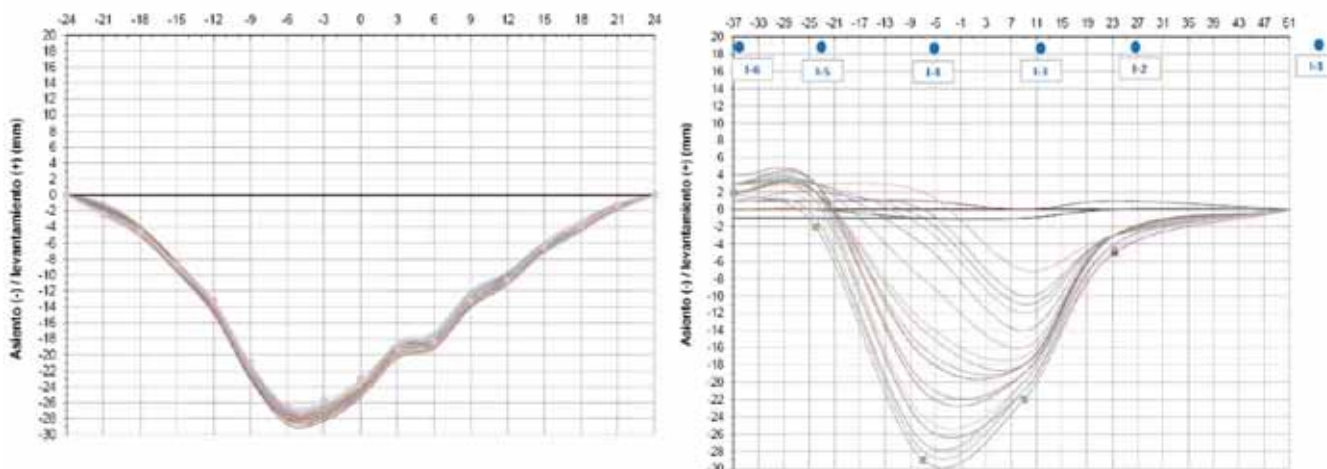


Fig. 13. Resultado de la instrumentación dispuesta en la galería: electroniveles (izda.) y topografía convencional (dcha.)

## 6. Conclusiones

Para poder resolver los importantes condicionantes que imponían tanto los colectores y viales que discurren próximos a la traza como las características geotécnicas del suelo atravesado, hay que destacar la ayuda imprescindible que suponen las técnicas de tratamiento del terreno. Aplicadas estas soluciones, tanto aisladas como en combinación, han permitido a los técnicos responsables de estas obras subterráneas diseñar y ajustar las medidas necesarias para finalizar la construcción del nuevo túnel de forma satisfactoria, sin afectar a las infraestructuras existentes.

## 7. Agradecimientos

Los autores quieren agradecer la colaboración prestada al director general de Infraestructuras: Raimundo Herraiz, al subdirector general de Obras: Manuel Ruiz de Velasco y a Oscar Miranzo, de la Dirección de Obra. Asimismo, al personal técnico de la UTE formada por Ferrovial y Sacyr, a sus diferentes gerentes: Joaquín Torres, Fernando Evangelio y Maximiliano Eisenberg y a los responsables de la obra: José Luis Lovera, Julián Pérez y Jaime Soria. A las empresas encargadas del tratamiento de los colectores: SITE y Geocisa y a la responsable de la empresa de auscultación, Empírica, Aurora Vázquez. **ROP**

# Comprobación de secciones de sostenimiento y cuantificación de la incertidumbre en cálculos de elementos finitos por medio del método de estimación puntual



**Juan Luis Hita María**

Ph.D. MSc Mining Engineer. Departamento de Geotecnia y Túneles. SENER



**Juan Herrera Herbert**

Universidad Politécnica de Madrid

## Resumen

Es un hecho conocido que un mismo factor de seguridad puede corresponder a varias probabilidades de fallo diferentes. De este modo, para evitar la existencia de diseños aparentemente seguros pero que esconden una gran incertidumbre, se hace necesario cuantificar la variabilidad de los resultados de los cálculos de comprobación de sostenimientos. En el presente artículo se propone una metodología sencilla basada en la aplicación del método de estimación puntual al cálculo de elementos finitos y al análisis pormenorizado de sus resultados.

## Palabras clave

Cálculo, sostenimientos, estimación puntual

## Abstract

*It is a well-known fact that the same safety factor may correspond to several different failure possibilities. In this way and in order to avoid the presence of apparently safe designs that may harbour great uncertainties, it is necessary to quantify the variability of the results of support verification calculations. The present article proposes a simple method based on the application of the point estimation method to finite element calculation and the detailed analysis of the results.*

## Keywords

*Calculation, support, point estimation*

## 1. Introducción

En la geotecnia en general –y en las obras subterráneas en particular–, la incertidumbre juega un papel fundamental. Este factor de desconocimiento tanto del medio donde se debe desarrollar la obra como de otros factores intrínsecos a la misma, induce riesgos asociados tanto al diseño inicial como a la toma de decisiones durante la construcción.

Por ello, este desconocimiento obligará al geotécnico a tener en cuenta las diferentes problemáticas que puedan presentarse así como las posibles consecuencias de cada una de ellas en el diseño ingenieril, siempre partiendo de los datos disponibles provenientes de la investigación geotécnica realizada y de los condicionantes impuestos al diseño.

Según proponen Baecher (1972) y Einstein (1994), las principales fuentes de incertidumbre son las siguientes:

- Incertidumbres debidas a la variabilidad espacial, que resultan inherentes al terreno.
- Incertidumbres debidas a los errores de medida (en campo, laboratorio, errores sistemáticos, errores humanos, etc.).
- Incertidumbres debidas al modelo de cálculo (modelización del comportamiento de los materiales, etc.).

De esta manera, durante el desarrollo del proceso de diseño, tanto geólogos como ingenieros se verán obligados a lidiar con todas estas fuentes de incertidumbre, gestionándolas de la mejor manera posible al ser estas las causantes de las posibles variaciones del diseño y, por lo tanto, del cumplimiento de plazos y del coste final. De este modo, estos factores deben ser reducidos en lo posible y gestionados con el máximo cuidado desde el comienzo de los estudios de cualquier proyecto.

**2. Objetivo y alcance del artículo**

En el presente artículo se tratará la fase de diseño y comprobación de sostenimientos por medio del uso de metodologías de cálculo que permiten la gestión de la incertidumbre a partir del método de estimación puntual aplicado al cálculo de elementos finitos.

Los métodos de comprobación por medio del método de elementos finitos –M.E.F. en adelante– corresponden a métodos completamente extendidos y que pueden ser revisados en publicaciones como ‘The Kersten Lecture’ (Hoek, 2008), siendo ampliamente usados en la ingeniería de túneles y obras subterráneas.

Partiendo de esta metodología, el objetivo de este artículo será la aplicación de diversos métodos que permiten la gestión de la incertidumbre. Estos métodos se han desarrollado tomando como base el uso del Método de estimación Puntual –P.E.M., en su acrónimo en inglés– propuesto por Rosenblueth (1975), que es ampliamente conocido y usado en diversos ámbitos.

De este modo, en el presente artículo se propondrán metodologías de integración del mismo en los cálculos habituales del M.E.F., así como métodos de gestión de sus resultados orientados a la un mejor conocimiento de los resultados obtenidos de os cálculos en vistas de la optimización del diseño.

**3. Algunas proposiciones de gestión de la incertidumbre por medio del uso del método de estimación puntual**

*3.1 ¿Qué es el método de estimación puntual?*

El método de estimación puntual, propuesto por Rosenblueth (1975), permite la estimación de los dos primeros momentos estadísticos de la función de desempeño  $g(X)$  a partir de una función generadora de momentos. Este método constituye una alternativa muy interesante en tiempo-coste del cálculo frente a otros métodos mucho más costosos como el de Montecarlo.

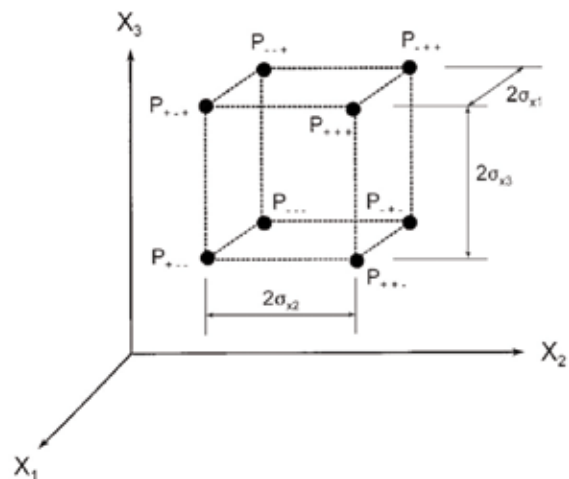
Como explican Christian y Baecher (1999), el problema principal es aquel establecido por una variable aleatoria  $X$  con una función de probabilidad  $f_x(x)$  y por otra variable  $Y$ , proveniente de una función determinista tal que  $X, Y = g(X)$ .

En el caso de la geotecnia, la variable aleatoria  $X$  podría representar, entre otros:

- Parámetros resistentes y/o deformacionales del terreno, juntas, etc.
- Cargas o estados tensionales.
- Efectos sísmicos, etc.

La variable  $Y$  representaría el output, es decir: desplazamientos, tensiones, esfuerzos, etc.

De esta manera, el problema consiste en establecer los momentos de orden bajo (media y desviación típica) de la función de probabilidad de  $Y, f_y(y)$  usando los momentos de orden bajo de la función  $f_x(x)$  y la función  $f_x(x)$ .



**Fig. 1. Puntos de Rosenblueth (1975) para 3 variables, correlacionadas o no (Extraído de Chistian y Baecher (1999)).**

Rosenblueth (1975) resuelve este problema por medio de la sustitución de la variable aleatoria continua  $X$  por una variable aleatoria discreta cuya función de probabilidad de masa  $p_x(x)$  tiene los mismos momentos de orden  $m$  que tiene  $f_x(x)$ . De este modo, transforma la función  $p_x(x)$  por medio de la función  $g(x)$  para obtener una función  $p_y(y)$ , usándola para calcular los momentos de  $Y$  en el caso continuo.

Generalmente se usa la siguiente notación:

$$E[Y^m] \approx P_+ y_+^m + P_- y_-^m \quad [1]$$

Donde:

- $Y$  es una función determinista de  $X$ , tal que  $Y = g(x)$ .
- $E[Y^m]$ : Esperanza de  $Y$  elevada a la potencia  $m$ .
- $y_+$ : valor de  $Y$  evaluado en el punto  $x$ , que es mayor que la media.
- $y_-$ : valor de  $Y$  evaluado en el punto  $x$ , que es menor que la media.
- $P_+$  y  $P_-$ : con los coeficientes de ponderación o pesos.

De esta manera, el problema es hallar valores apropiados para los puntos  $x_+$  y  $x_-$  así como para  $P_+$  y  $P_-$ .

En el caso más sencillo, donde no existe correlación entre variables, se puede reducir a la siguiente expresión:

$$\bar{y} = \sum_{i=1}^{2^n} P_i y_i [2]$$

En este caso se seleccionarán unos coeficientes de ponderación igual a  $1/2^n$ . El número de casos necesarios para el cálculo será  $2^n$ , siendo  $n$  el número de variables aleatorias en ambos casos. Es decir, se realizarán  $2^n$  cálculos, tomando como parámetros de cálculo la combinación de los valores  $y_+$  e  $y_-$ . Estas expresiones se suelen abreviar como '+' y '-' y toman los siguientes valores:

- Caso '+': corresponde a la suma de la desviación típica a la media del parámetro.
- Caso '-': corresponde a la resta de la desviación típica a la media del parámetro.

De este modo, para una combinación de 3 parámetros se necesitarían  $2^3$ , obteniéndose los siguientes 8 casos:

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8
RCS	+	+	-	-	+	+	-	-
E	+	-	+	-	+	-	+	-
GSI	+	+	+	+	-	-	-	-

Tabla 1. Casos de cálculo para 3 variables aleatorias

Por lo tanto, para obtener la media de un parámetro, se debe aplicar la ecuación [2] introduciendo los resultados de cada uno de los casos calculados –que, para el caso presentado, no sería más que calcular la media aritmética–.

**3.2 Métodos de gestión de la incertidumbre propuestos**  
Los métodos de gestión de la incertidumbre que se proponen tomarán como base el establecimiento de intervalos de confianza sobre los resultados obtenidos del cálculo de P.E.M.

Para el establecimiento de estos intervalos de confianza es necesario extraer los siguientes parámetros de dicho cálculo:

- Distribución estadística.
- Estadísticos principales –media y desviación típica–.

Por lo tanto, el método propuesto, más allá de la selección de un valor medio o característico de cálculo, propone la selección de un intervalo de confianza. Para ello se propone el uso de la fórmula de cálculo del valor característico de propuesta por Schneider (1997), que garantiza unos valores conservadores.

De este modo, cada límite del intervalo se denominará de la siguiente manera:

- $V(-) = \mu_{medio} - 0,5 \cdot \sigma$  [3] para el límite inferior.
- $V(+) = \mu_{medio} + 0,5 \cdot \sigma$  [4] para el límite superior.

Este método es aplicable a todos los resultados del cálculo y, como se mostrará a continuación, se aplicará a lo largo de las diferentes fases de cálculo.

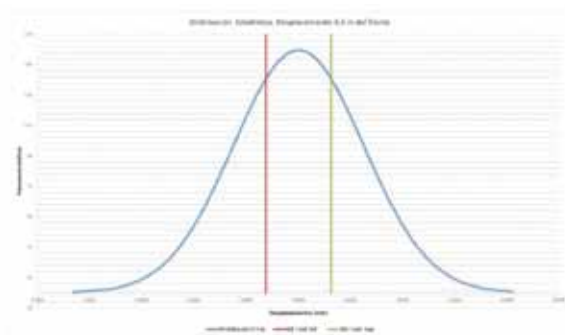


Fig. 2. Aplicación de las fórmulas propuestas al cálculo del desplazamiento a una distancia determinada del frente

Asimismo, este método permite la estimación de la incertidumbre del cálculo realizado de una manera muy gráfica y sencilla: a mayor separación de los límites superior e inferior, mayor incertidumbre –mayor desviación típica asociada–. Permitiendo en casos como los esfuerzos, una estimación inicial de la variación del coeficiente de seguridad.

Este hecho permite desde el establecimiento de rangos de descompresión para una sección de excavación y una determinada distancia al frente hasta la detección de elementos de sostenimiento más propensos al fallo (Hita, 2015).

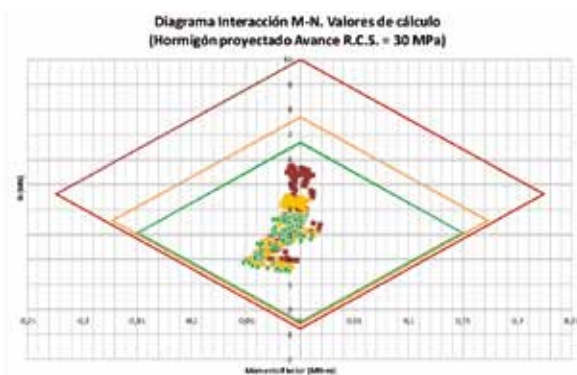


Fig. 3. Aplicación de las fórmulas propuestas a la comprobación de esfuerzos

Por lo tanto, este método permite cuantificar la incertidumbre existente en los resultados obtenidos por medio de la interpretación de los datos provenientes del cálculo del P.E.M., hecho que no suceden en cuando se toman valores característicos tanto para el cálculo como para representar resultados.

**4. Comprobación del sostenimiento. Aplicación de los métodos propuestos**

*4.1. Fases de la comprobación de un sostenimiento. Integración del P.E.M.*

El proceso de comprobación de una sección de excavación y sostenimiento puede dividirse en 4 fases:

- Establecimiento de los parámetros que rigen el comportamiento del terreno.
- Cálculo del desplazamiento en el punto de colocación del sostenimiento.

- Modelo de excavación inicial: cálculo de las líneas características de la sección y de la descompresión del terreno.
- Comprobación de la sección de excavación y sostenimiento.

El presente artículo se centrará en las fases concernientes al cálculo por medio del M.E.F., es decir, de la segunda a la cuarta fase.

*4.1.1. Cálculo del desplazamiento en el punto de colocación del sostenimiento*

En este punto se debe establecer un modelo axilsimétrico de área equivalente a la sección real como base para el cálculo de la línea desplazamiento-distancia al frente. En dicho modelo, se debe modelizar la sección y el pase de avance.

Un ejemplo de modelización axilsimétrica y de evolución de los desplazamientos es el siguiente:

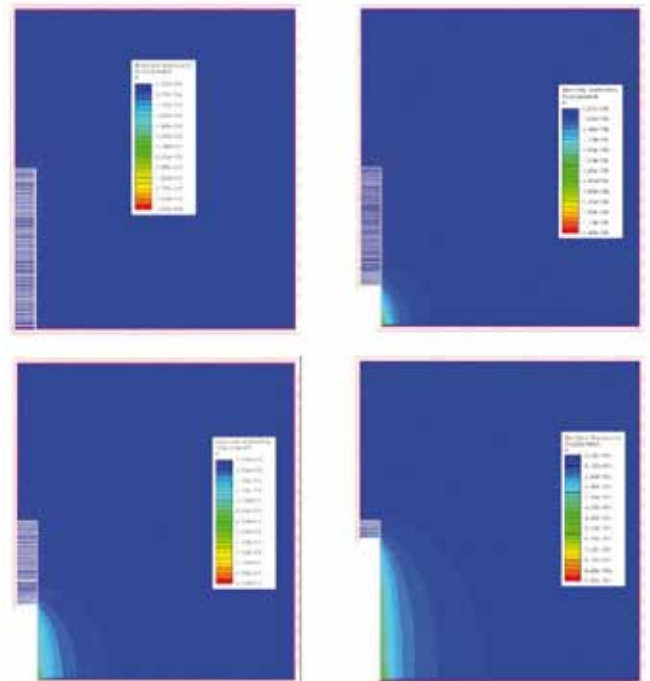


Fig. 4. Simulación del avance del túnel por medio de un modelo axilsimétrico

A partir de este modelo es posible establecer el desplazamiento a diferentes distancias del frente.

Distancia del frente (m)	Media (m)	Desv. típica (m)
D(0)	0,0039	0,002
S(1)	0,0063	0,003
D(1,5)	0,0079	0,0038
D(2)	0,0079	0,004

Tabla 2. Ejemplo resultados de cálculo axilsimétrico

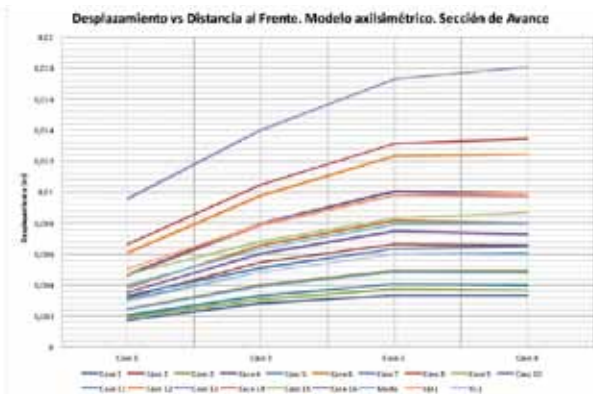
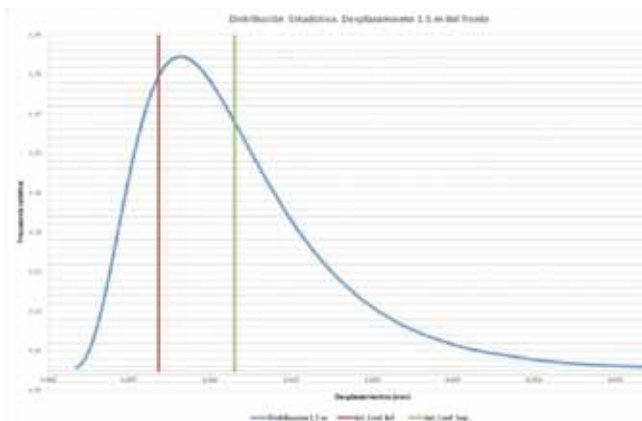


Fig. 5. Ejemplo de aplicación del P.E.M. Desplazamientos vs. distancia al frente para 16 casos de cálculo

Del mismo modo, gracias al cálculo por medio del P.E.M. es posible establecer tanto la distribución como los estadísticos principales de estos desplazamientos. Una vez conocidos, la aplicación de las fórmulas [3] y [4] para el establecimiento del intervalo de confianza de desplazamientos es directa.

De este modo, se puede obtener representaciones como la siguiente:



Función de distribución del desplazamiento a 1,5 m del frente con el intervalo de confianza calculado para el mismo

#### 4.1.2. Modelo de sección de excavación: cálculo de las líneas características de la sección y de la descompresión del terreno

El objetivo de esta fase comprende la determinación de la descompresión que ha sufrido el terreno para la distancia al frente calculada en la fase anterior.

Al igual que en la fase anterior, se aplicará el P.E.M., obteniéndose 2<sup>ª</sup> líneas características. En este caso, resulta recomendable la realización de dos baterías de cálculos, tanto para los parámetros resistentes y deformacionales como para las tensiones naturales. De esta manera puede determinarse en cada caso qué afección resulta más desfavorable al diseño propuesto (M. Cai, 2011).

A continuación, se adjunta un ejemplo donde se muestran las líneas características resultantes de este estudio:

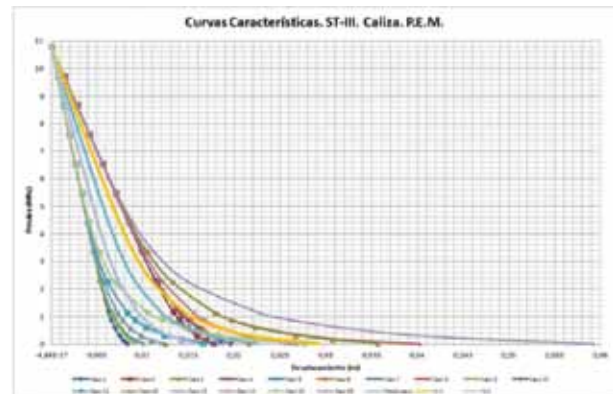


Fig. 6. Ejemplo de aplicación del P.E.M. Líneas características resultantes y casos medio, V(+) y V(-)

A partir de las líneas característica y del intervalo de desplazamientos anteriormente calculado en el modelo axilsimétrico, se podrá calcular fácilmente la descompresión que tendrá lugar a la hora de colocar el sostenimiento y que, por tanto, debe ser aplicada para la comprobación del mismo.

Al usarse el intervalo de valores calculado en el modelo axilsimétrico, como resultado se establecerán una serie de intervalos de valores en cada caso de cálculo.

Estos intervalos de valores pueden determinarse de dos maneras:

- Sobre los 2<sup>ª</sup> casos de líneas características calculadas, calculando su media.

- Sobre los casos medio,  $V(+)$  y  $V(-)$  extraídos del cálculo de líneas características.

Este segundo caso resulta más eficiente en tiempo cuando los casos calculados son elevados –a partir de 4 variables de cálculo–.

Una serie de ejemplos basados casos reales se muestra a continuación:

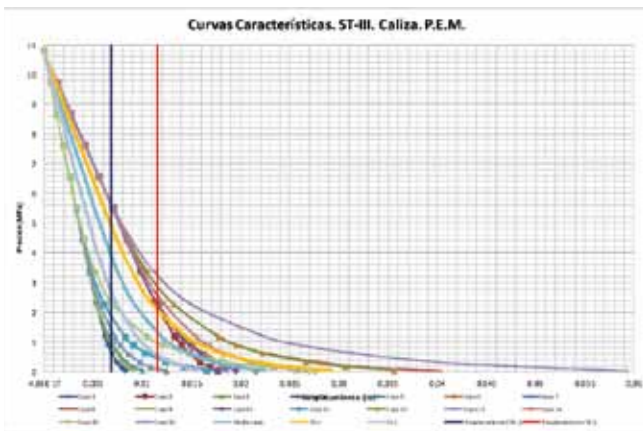


Fig. 7. Ejemplo de aplicación del P.E.M. Cálculo de la descompresión del terreno

Distancia al frente (m)	Rango de descompresión (%)							
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8
1	60-70	70-80	75-85	65-75	85-95	70-80	80-90	60-70

Distancia al frente (m)	Rango de descompresión (%)							
	Caso 9	Caso 10	Caso 11	Caso 12	Caso 13	Caso 14	Caso 15	Caso 16
1	70-80	60-70	80-90	60-70	75-85	60-70	85-95	65-75

Tabla 3. Ejemplo resultados cálculo de descompresión

Rango de descompresión		
	Descompresión (%)	
	Min.	Max.
$V(+)$	55	65
Media	70	80
$V(-)$	75	90

Tabla 4. Ejemplo resultados cálculo de descompresión para la media, caso  $V(+)$  y caso  $V(-)$

Generalmente, las diferencias entre los rangos esperables calculados por medio de los casos de P.E.M. y los casos medio,  $V(+)$  y  $V(-)$  son muy similares.

Asimismo, sobre los cálculos realizados se podrá extraer la distribución estadística del radio de plastificación obtenido. De esta manera, a partir de ella se podrá estimar la longitud de bulones adecuada en esta primera fase de la excavación (M. Cai, 2011).

Esta longitud se establece a partir de la distribución estadística del radio de plastificación. A partir de ella es posible establecer un intervalo de confianza que marcará las longitudes máximas y mínimas recomendables para los bulones.

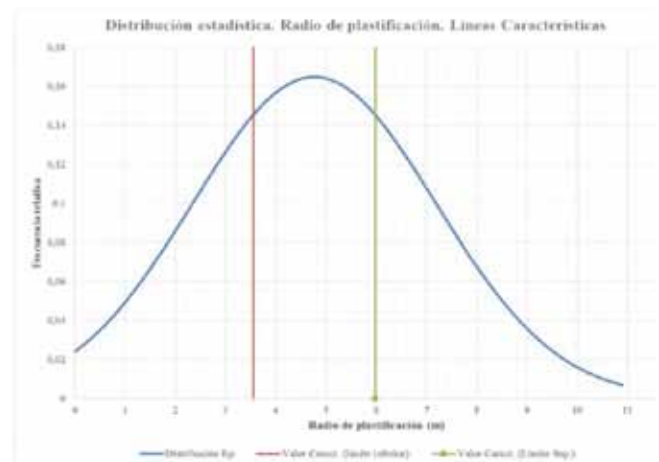


Fig. 8. Ejemplo de aplicación del P.E.M. Estimación de la longitud de bulones necesaria



Este punto resulta muy útil para la estimación de la longitud de bulón en excavaciones en avance o en excavaciones de grandes dimensiones como cavernas.

#### 4.1.3. Comprobación de la sección de excavación y sostenimiento

Una vez establecida la descompresión del terreno, se realizará el cálculo de comprobación de la sección de excavación y sostenimiento por medio de la aplicación del P.E.M. Como en casos anteriores, se plantearán 2<sup>n</sup> casos de cálculo, siendo n el número de variables implicadas en el cálculo.

En el caso de que se espere una gran plastificación, Langford (2013), recomienda la realización de 2<sup>n</sup>+3 cálculos. De esta manera se añadirán dos casos extremos pero creíbles y un cálculo con valores medios a los que propone el método de P.E.M. clásico.

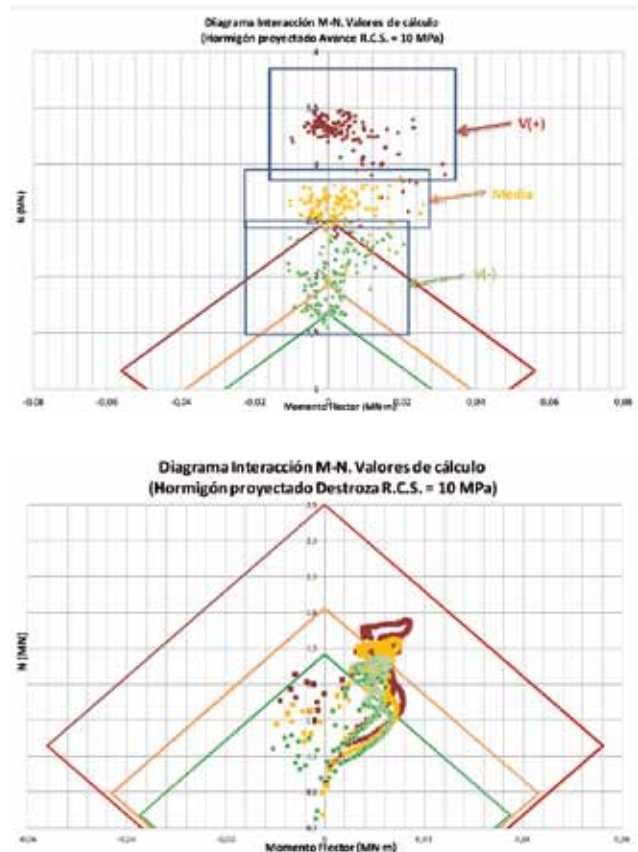
Una vez realizados los cálculos, se deben seleccionar las fases donde se desea realizar el cálculo y que se estiman como críticas.

Establecidas dichas fases, se extraerán los siguientes estadísticos y distribuciones estadísticas:

- Media y desviación típica de todos los casos calculados para los de esfuerzos y momentos para cada elemento de sostenimiento en cada punto donde el programa los registre (Axil, Cortante y Momento flector).
- Distribución y estadísticos del radio del radio de plastificación en cada fase de cálculo.
- Distribución y estadísticos de los desplazamientos en cada fase de cálculo.

##### 4.1.3.1 Análisis de esfuerzos y momentos

Para el análisis de esfuerzos y momentos, se establecerán unos intervalos de confianza de la media con tres tipos de valores por medio de la fórmula de Schneider (1997) por medio de las ecuaciones [3] y [4]. Estos intervalos de confianza se representarán para cada elementos del sostenimiento por separado (hormigón y cerchas, generalmente) en los diagramas de interacción típicos M-N y Q-N junto con los valores medios extraídos del cálculo. De este modo se obtendrá:



**Fig. 9. Ejemplo de aplicación del P.E.M. Comprobación de esfuerzos y estimación de la incertidumbre en los resultados. Casos Medio, V(+) y V(-)**

En amarillo se representan los valores medios, en rojo el valor de los casos V(+) y en verde los casos correspondientes a V(-). Como se observa, por medio de la separación que se produce entre los casos V(+) y V(-) es posible estimar visualmente la incertidumbre del cálculo.

Este hecho es claramente observable en los dos casos anteriores; en el primer caso no sólo el coeficiente de seguridad es muy bajo, sino que la incertidumbre es muy alta, como muestra la separación entre los casos V(+) y V(-); por el contrario, en el segundo, la separación entre las nubes de puntos de esfuerzos es mucho menor, por lo que no sólo el coeficiente de seguridad es mayor, sino que la incertidumbre del cálculo es menor.

Asimismo, por medio de esta representación se pueden localizar elementos críticos del sostenimiento. Este hecho puede realizarse no sólo a través del factor de seguridad

sino por la incertidumbre asociada a sus resultados. Es decir, un elemento con un coeficiente de seguridad medio aceptable puede resultar crítico si sus valores  $V(+)$  y  $V(-)$  resultan muy diferenciados, pudiendo no resultar aceptable su diseño aunque el factor de seguridad sí lo sea.

Estos valores se establecerán para cada elemento de sostenimiento (cerchas y hormigón proyectado, generalmente) en todos los puntos donde se registren dichos valores de esfuerzos y momentos para cada una de las fases de críticas y zonas en las que se diferencie el sostenimiento.

Un ejemplo de fase crítica de avance donde se representan los valores medios en amarillo, los  $V(+)$  en rojo y los  $V(-)$  en verde, es el siguiente:

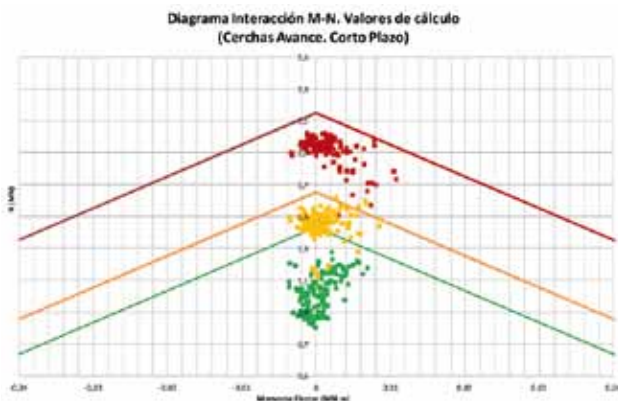


Fig. 10. Ejemplo en fase de avance con resultados “dudosos”

Como se observa, el F.S. de seguridad puede resultar correcto a corto plazo, pero la incertidumbre presente puede hacerlo variar hasta un valor cercano a 1 o menor, incluso.

Esta fase y este elemento de sostenimiento resultarían críticos.

De este modo, estos esfuerzos serán representados en los diagramas de interacción M-N y Q-N, pudiendo registrar: fases realmente críticas y elementos de sostenimiento críticos.

Una vez localizados tanto la/s fase/s como el/los elemento/s críticos, se procederá a su análisis en profundidad, establecerá el denominado “margen de seguridad”.

El establecimiento de esta probabilidad de fallo se realizará por medio del cálculo del margen de seguridad medio

en cada punto del sostenimiento analizado. Generalmente se puede suponer una distribución normal para su cálculo.

Por lo tanto, se obtendrá un diseño correcto cuando tanto factor de seguridad, margen de seguridad, probabilidad de fallo e incertidumbre se consideren aceptables.

4.1.3.2. Análisis de la corona de plastificación y del bulonado

De igual modo, en el caso del radio de plastificación, según propone M. Cai (2011), es posible establecer una longitud con una probabilidad pequeña de ser excedida. De este modo, se debe establecer la distribución del radio de plastificación en la última fase de excavación, donde se localizará la mayor dimensión del mismo, generalmente en la clave.

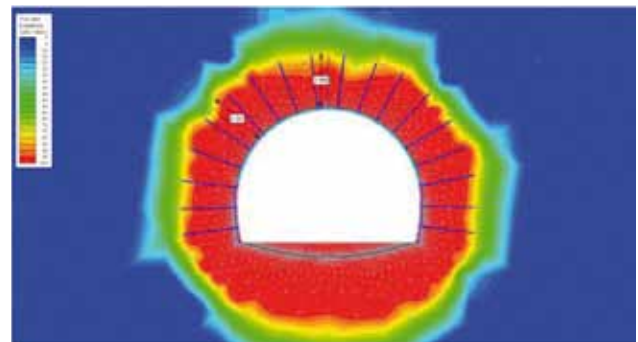


Fig. 11. Estimación de la corona de plastificación en un caso de cálculo

En estos casos también es recomendable establecer intervalos de confianza para el valor de la media calculado por medio de las ecuaciones [3] y [4]. Un ejemplo se muestra a continuación:



Fig. 12. Distribución estadística del radio de plastificación. Estimación inicial de longitud de bulones

En este caso, cabe comentar, que la longitud se refiere a una estimación que debe ser tomada como una referencia en muchos casos, dadas las limitaciones del método de elementos finitos, que representa terrenos discontinuos a modo de equivalente continuo. A pesar de ello, se considera muy útil la propuesta de M. Cai (2011) a este respecto.

#### 4.1.3.3. Análisis de convergencias

Al igual que sucede con el radio de plastificación, por medio de la distribución de convergencias es posible hallar la probabilidad de que las convergencias que se midan estén comprendidas entre unos determinados valores para un momento determinado –como puede ser la excavación de la destroza, por ejemplo-.

#### 4.1.3.4. Optimización de resultados

Una vez presentado este método, es posible, como sucede en el caso de las líneas características, el realizar diferentes representaciones según la probabilidad de fallo, variabilidad, del índice de fiabilidad, factor de seguridad, etc. para cada elemento, zona del sostenimiento y para cada fase analizada.

De igual manera, según se proponía, una vez realizado el cálculo, puede usarse la información obtenida para optimizar el mismo por medio de, por ejemplo, estudios de sensibilidad paramétrica de valores como la descompresión aplicada en el cálculo.

De esta manera, se puede percibir el impacto de la variación de diferentes parámetros en las distribuciones de esfuerzos, pudiendo rediseñar en consecuencia.

## 5. Caso práctico

### 5.1. Hipótesis, modelo y metodología de cálculo

Por medio del siguiente caso práctico se pretende desarrollar las ideas vertidas anteriormente sobre gestión de incertidumbres en cálculo de M.E.F.

Los cálculos se realizarán sobre un túnel de sección tipo típica de túnel de L.A.V. que deberá ser excavado bajo una montera de 400 m. En este caso, y como variables aleatorias de cálculo, se usarán 4 parámetros:

- Resistencia a Compresión Simple
- Módulo de Deformación del Macizo

- G.S.I.
- Parámetro  $m_i$

Tomándose el resto de parámetros como constantes. De este modo:

Parámetros de cálculo. Comparativa Caso práctico M.E.F.			
Parám.	Distr.	Media	Desv. Típica
R.C.S. (MPa)	LogN	49,14	19,46
$m_i$	Norm.	7	1,4
GSI	Norm.	40	5
E (MPa)	Norm.	11114	4059
D		0	-
R (m)		(según cálculo)	-
H (m)	Cte	400	-
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		0,027	-
$\nu$		0,27	-

Tabla 5. Caso práctico: parámetros de cálculo

Se toma como válida la hipótesis de Heim, por lo que se aplicará un  $k_o=1$ .

En principio, al tomar 4 parámetros de cálculo como variables aleatorias, se realizarán, en principio 16 casos de cálculo. Cada uno de estos casos corresponde a una combinación de parámetros de cálculo definida por los siguientes estados:

Estado	Parámetro de cálculo
+	Media + desviación típica
-	Media - desviación típica

Tabla 6. Caso práctico: tipos de caso de cálculo

De este modo, las combinaciones iniciales de cálculo a realizar serán:

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	Caso 10	Caso 11	Caso 12	Caso 13	Caso 14	Caso 15	Caso 16
<b>RCS</b>	+	+	-	-	+	+	-	-	+	+	-	-	+	+	-	-
<b>E</b>	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
<b>GSI</b>	+	+	+	+	-	-	-	-	+	+	+	+	-	-	-	-
<b>m<sub>i</sub></b>	+	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 7. Caso práctico: casos de cálculo

Por último, se estudiará el sostenimiento tipo ST-IV, propuesto para roca de calidad media a mala (GSI comprendido entre 35-45), cuyos elementos principales son los siguientes:

- 25 cm de Hormigón proyectado (HM-30), con fibras de acero en una dotación de 40 kg/m<sup>3</sup>.
- Cerchas HEB-140 cada 1,5 m.
- Bulones Swellex sistemáticos espaciados 1,5 m en sentido transversal al avance y otros 1,5 m en sentido longitudinal.

La excavación en el terreno se realizará en dos fases, avance y destroza. El pase de avance será de 1,5 m y el de destroza de 3,0 m. El avance y la destroza se proponen excavados en una sola fase.

5.2. Modelo axilsimétrico. Determinación de la curva de desplazamiento-distancia al frente

El modelo axilsimétrico representará la fase de avance del túnel. Esto es debido a que al ser está la primera fase a sostener en la excavación propuesta, es crítico determinar la descompresión del macizo que tiene lugar antes de la colocación del sostenimiento, simulando de este modo el efecto entibador del frente.

El modelo axilsimétrico representa una sección circular, de manera que es necesario establecer un radio equivalente, que es este caso será 4,1 m<sup>2</sup>. El modelo es el siguiente:



Fig. 13. Caso práctico: modelo de cálculo axilsimétrico

En los modelos axilsimétricos un factor crítico lo constituye el paso de avance; en este caso se establece un paso de 1 m, ya que se considera suficientemente pequeño para modelizar fielmente el comportamiento del terreno en las distancias al frente donde se piensa medir los desplazamientos. Estas distancias serán 0,5; 1; 1,5 y 2 m. Un ejemplo gráfico de los resultados de cálculo se muestra a continuación:

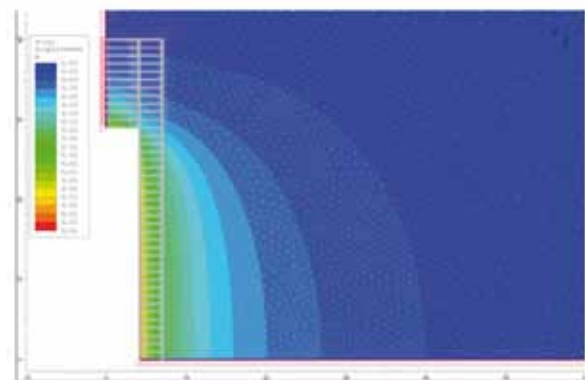


Fig. 14. Caso práctico: desplazamientos obtenidos en un caso de cálculo axilsimétrico.

Los resultados de los 16 casos se muestran gráficamente en la siguiente gráfica:

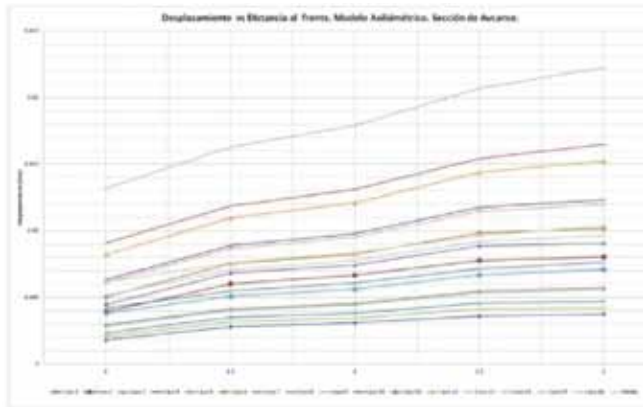


Fig. 15. Caso práctico: desplazamientos obtenidos entre 0 y 2 m de distancia al frente en todos los casos de cálculo axilsimétrico

De este modo, se registran los siguientes desplazamientos medios y desviaciones típicas a dichas distancias de los 16 casos calculados:

Distancia del frente (m)	Media (m)	Desv. Típica (m)
D(0)	0,0044	0,0023
D(0,5)	0,0062	0,0030
D(1)	0,0069	0,0033
D(1.5)	0,0081	0,0039
D(2)	0,0086	0,0042

Tabla 8. Caso práctico: resultados cálculo axilsimétrico

Al proponerse en el diseño inicial un pase igual a 1,5 m, se hallado las distribuciones estadísticas de desplazamientos para esa distancia. Asimismo, se ha calculado el intervalo de confianza para el desplazamiento medio calculado por medio de la fórmula de Schneider (1997). Estas se muestran en las siguientes gráficas:

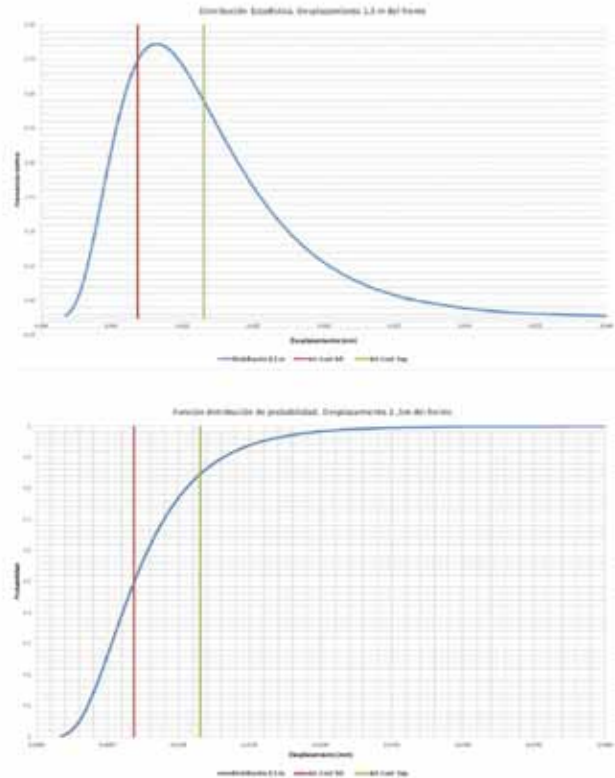


Fig. 16. Caso práctico: distribución estadística e intervalo de confianza de los desplazamientos

De este modo, el intervalo de desplazamientos calculado por medio de la fórmula de Schneider (1997) para 1,5 m de distancia al frente será:

Desplaz. 1,5 m del frente. Intervalo de confianza	
	Despl. (mm)
Límite Inferior	6,83
Límite Superior	11,52

Tabla 9. Caso práctico: intervalo de confianza para los desplazamientos a 1,5 m del frente

### 5.3. Modelo de sección de avance

El modelo de sección de avance en una fase intermedia de cálculo será el siguiente:

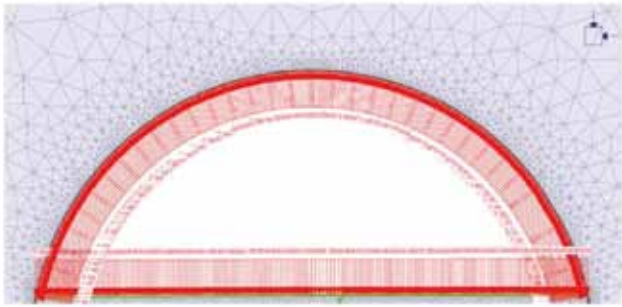


Fig. 17. Caso práctico: modelo de cálculo de L.C. en avance

En este caso, se evaluarán los 16 casos de cálculo mostrados en el punto anterior, resultando las siguientes líneas características, que han sido medidas en la clave de la sección de avance:

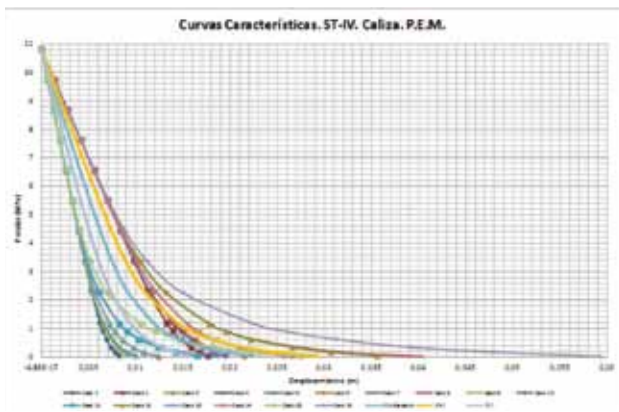


Fig. 18. Caso práctico: líneas características de los 16 casos de cálculo junto con línea media, caso (V+) y V(-)

Una vez establecidas las líneas características, y junto con los valores de desplazamiento a ciertas distancias del frente calculados en el punto anterior, es posible estimar las descompresiones para cada caso.

Como se mostraba en el punto anterior, se ha establecido un rango de desplazamientos para cada distancia al frente construyendo un intervalo de confianza de la media del desplazamiento. De este modo, al aplicar los valores extremos de dicho rango sobre la línea característica, se obtiene un rango de descompresión para cada caso.

Por lo tanto, cabe la posibilidad establecer un rango de valores para el cálculo de la sección de sostenimiento, pudiendo estudiar la influencia de los mismos en ella. En

el presente estudio se tomará el valor central del rango como valor medio.

Aplicando lo anteriormente descrito, al estudiar cada línea característica bajo estos valores se obtienen los siguientes rangos de descompresión para 1,5 m de distancia:

Distancia al frente (m)	Rango de descompresión (%)							
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8
1,5	85-95	60-70	85-95	60-70	85-95	60-70	80-90	60-70

Distancia al frente (m)	Rango de descompresión (%)							
	Caso 9	Caso 10	Caso 11	Caso 12	Caso 13	Caso 14	Caso 15	Caso 16
1,5	85-95	60-70	80-90	60-70	85-95	60-70	80-90	60-70

Tabla 10. Caso práctico: descompresión calculada para los casos del P.E.M.

Registrándose para la media de los casos una descompresión de entre 75 %-85 % para una distancia de 1,5 m.

Si se realiza este cálculo para los casos de la media y los casos V(+) y V(-), se obtiene

	Rango de descompresión	
	Min.	Max.
V(+)	50	80
Media	65	75
V(-)	70	95

Tabla 11. Caso práctico: descompresión calculada para la media del P.E.M., caso V(+) y V(-)

Si se realiza la media de cada caso, el rango de descompresión será similar, aunque con un valor inferior más bajo: 65 %-85 %.

De este modo, se propone el valor medio del rango hallado en primer lugar, 80 %, al resultar un valor razonable para el caso estudiado. Si se deseara realizar un estudio de sensibilidad se podrían usar los valores de V(+) y V(-) para evaluar la respuesta del sostenimiento ante dichas variaciones.

En la siguiente figura se representa el intervalo de descompresiones calculado junto con las líneas características resultantes del cálculo:

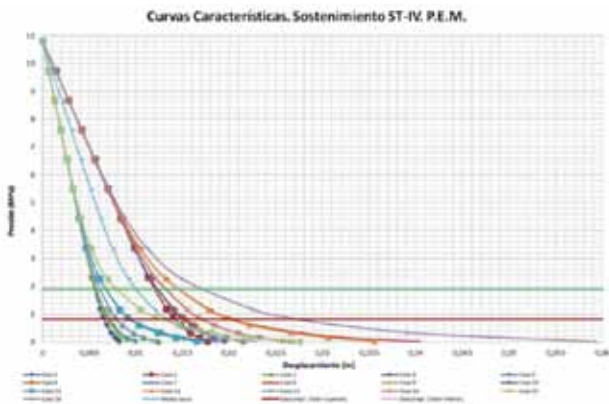


Fig. 19. Caso práctico: descompresión media estimada

Por otro lado, cabe comentar que, se ha detectado que la influencia del módulo de deformación de la roca es baja en los resultados.

Este hecho se detecta puesto que, para los casos donde menor descompresión se registra, el módulo de deformación usado corresponde al rango inferior, es decir, al Caso '-'; por el contrario en los casos donde mayor descompresión se detecta, el módulo es el correspondiente al Caso '+', por lo que se obtiene una correlación negativa, que hace que este parámetro no influya en exceso.

En la siguiente tabla se muestra lo comentado anteriormente; para descompresiones bajas el módulo de deformación es el correspondiente al Caso "-":

1,5 m	Caso 2	Caso 4	Caso 6	Caso 8	Caso 10	Caso 12	Caso 14	Caso 16
	+	-	+	-	+	-	+	-
60-70	-	-	-	-	-	-	-	-
	+	+	-	-	+	+	-	-
	+	+	+	+	-	-	-	-

Tabla 12. Caso práctico: estudio de influencia del módulo de deformación

De este modo, en la comprobación del sostenimiento sólo se tendrán en cuenta los parámetros de Resistencia a Compresión Simple, G.S.I y  $m_i$ , que sí se muestran más influyentes en el caso objeto de estudio.

Por último, el estudio de la corona de plastificación reporta unos resultados que se adaptan fielmente a una distribución normal, de esta manera se obtendrá:

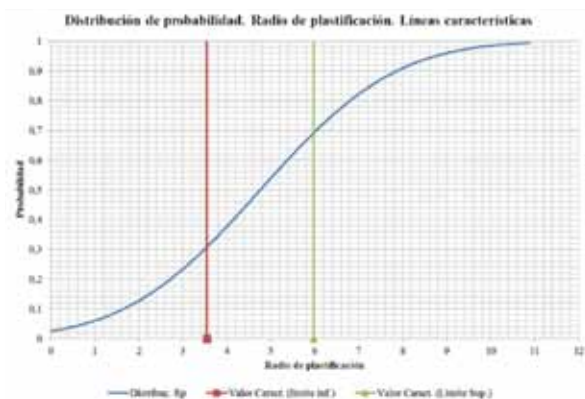
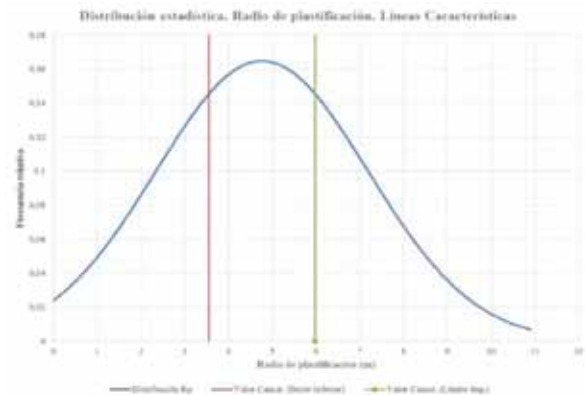


Fig. 20. Caso práctico: estimación de la longitud de bulones necesaria

Ascendiendo la media de los resultados obtenidos a 4,76 m. Este hecho indica que en gran parte de los casos los bulones de 4 m propuestos en el sostenimiento serían aceptables aunque su diseño sería demasiado ajustado; de igual modo lo hace el límite inferior del valor característico, que asciende a 3,5 m.

Atendiendo al cuadro anteriormente presentado, pueden clasificarse dos casos:

- Casos hasta 4,5 m de radio de plastificación.
- Casos con un radio mayor a 4,5 m.

Si se analizan los casos, se obtiene que en el primer caso los valores concernientes a la resistencia o calidad del macizo rocoso (R.C.S, G.S.I. y  $m_i$ ) para casos menores a 4,5 m de radio siempre obtienen dos parámetros con Caso '+' y uno con caso '-'; para el segundo caso ocurre al revés, al menos dos parámetros obtienen Caso '-'.

De este modo, se puede extraer que, para los casos del límite inferior el rango de calidad del macizo adoptado (G.S.I.=35) y calidad de la roca mala, podrá ser necesario el cambio de sostenimiento a uno más pesado dotado de paraguas de sostenimiento en avance o a un refuerzo del sostenimiento planteado con empujados y cerchas más cercanas.

5.4. Cálculo de la sección de sostenimiento  
El modelo de cálculo será el siguiente:

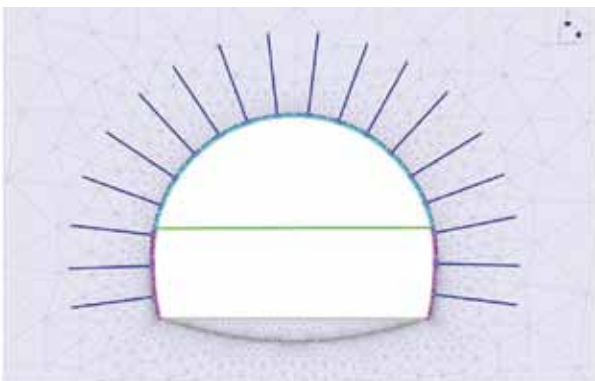


Fig. 21. Caso práctico: Modelo de comprobación del sostenimiento

Como se observa, tanto el sostenimiento como la excavación se dividirán en dos fases:

- Fase de avance
- Fase de destroza

Debido a los cálculos mostrados en el punto anterior, se suprime el módulo de deformación del grupo de parámetros que son tomados como variables aleatorias. De ese modo se tendrán los siguientes casos de cálculo:

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8
<b>RCS</b>	+	-	+	-	+	-	+	-
<b>GSI</b>	+	+	-	-	+	+	-	-
<b><math>m_i</math></b>	+	+	+	+	-	-	-	-

Tabla 13. Caso práctico: casos de cálculo para la comprobación del sostenimiento

5.4.1. Estimación de las fases y de los elementos de sostenimiento críticos

Para la estimación de los elementos críticos del sostenimiento, se deberán extraer los esfuerzos en cada elemento en cada fase que se desee estudiar. De este modo, en el caso objeto de estudio se estudiarán las fases de colocación del sostenimiento tanto en avance como en destroza.

De este modo, se comprobarán por medio de los diagramas de interacción M-N y Q-S tanto en el caso de las cerchas como en el caso del hormigón. En ellos se representarán los siguientes elementos:

- Diagrama de interacción:
  - Verde para un F.S.= 1,5
  - Amarillo para un F.S.=1,3
  - Rojo para un F.S.=1
- Pares esfuerzos y/o esfuerzos momentos:
  - Verde para el caso de V(-) o rango superior del intervalo de confianza.
  - Amarillo para la media
  - Rojo para el caso del V(+) o rango superior del intervalo de confianza

De esta manera se han obtenido los siguientes diagramas:



**SOSTENIMIENTO DE AVANCE**

**Hormigón proyectado:**

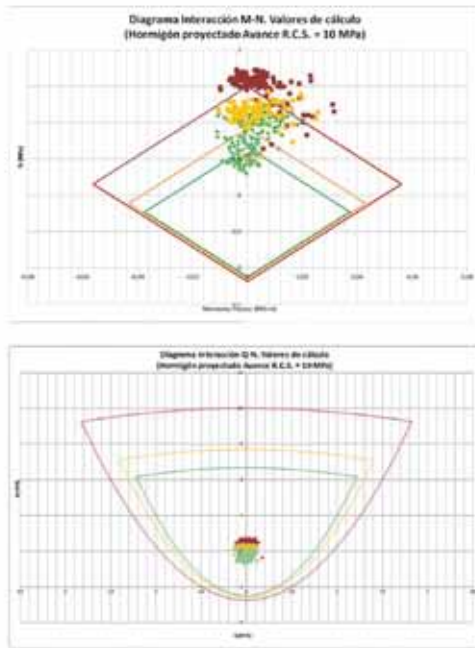


Figura 22 Caso práctico: Hormigón sección de avance, diagramas M-N y Q-N Fase de avance

**Cerchas:**

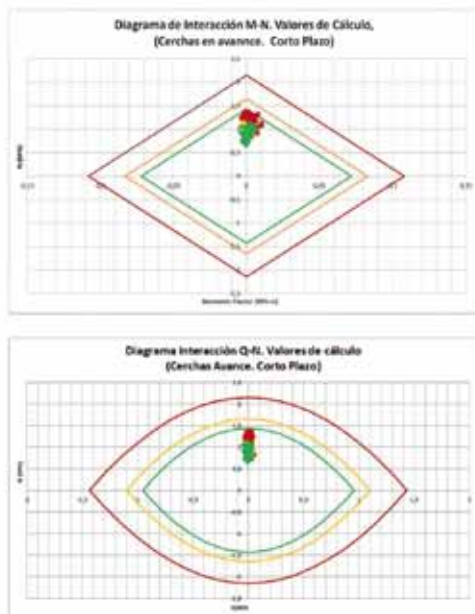


Figura 23 Caso práctico: cerchas sección de avance, diagramas M-N y Q-N Fase de avance

**SOSTENIMIENTO DE DESTROZA**

**Hormigón proyectado del avance:**

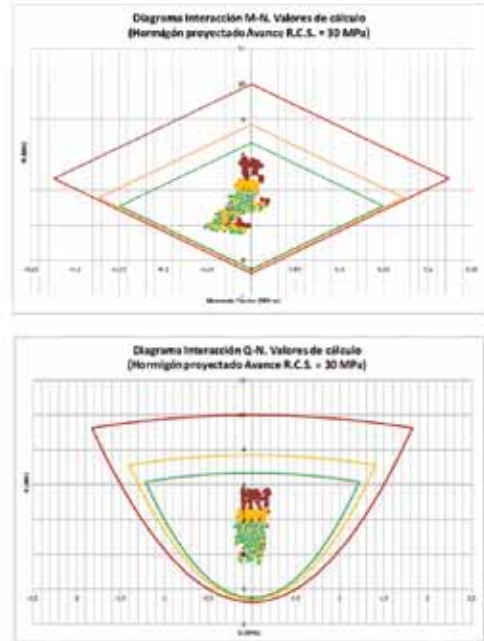


Figura 24 Caso práctico: hormigón sección de avance, diagramas M-N y Q-N Fase de destroza

**Cerchas de Avance:**

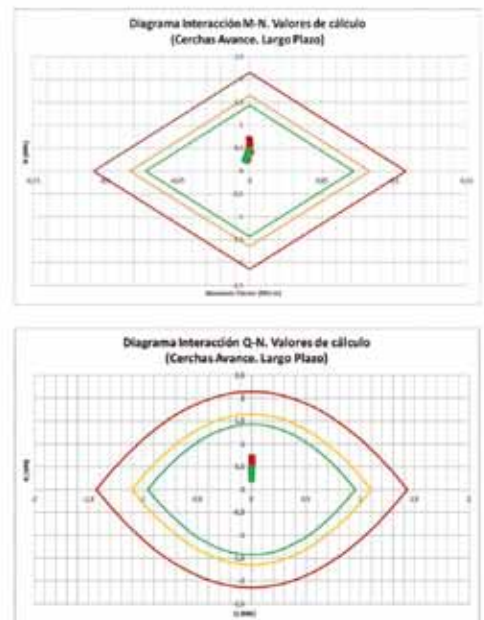


Figura 25 Caso práctico: cerchas sección de avance, diagramas M-N y Q-N Fase de destroza

**Hormigón proyectado destroza:**

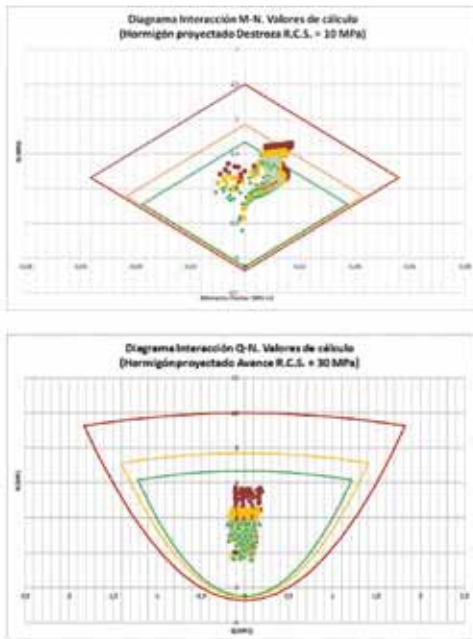


Figura 26 Caso práctico: hormigón sección destroza, diagramas M-N y Q-N Fase de destroza

**Cerchas destroza**

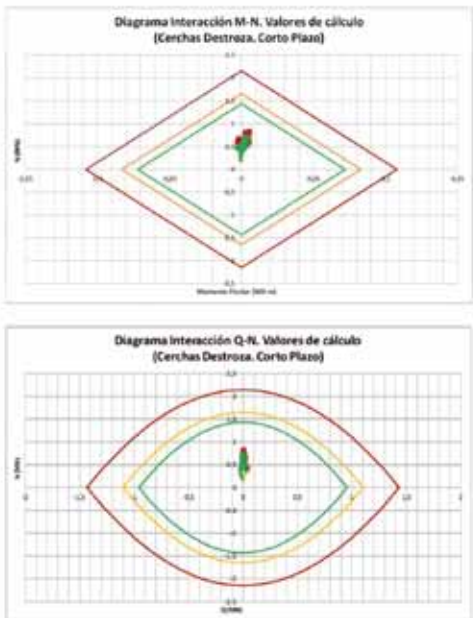


Figura 27 Caso práctico: cerchas sección destroza, diagramas M-N y Q-N Fase de destroza

Como se observa fácilmente, el elemento donde se detecta no sólo una mayor cantidad de pares de esfuerzos-momentos más cercanos a la rotura –o sobrepasándola– junto con una notable dispersión de los resultados es el hormigón proyectado en la fase de avance.

Este será el elemento crítico en el cálculo realizado.

**5.4.2. Estudio de las fases y elementos críticos detectados en el cálculo**

Una vez detectada la fase y el elemento crítico de sostenimiento, el siguiente paso es estudiar en profundidad las causas de por qué constituyen un elemento crítico y sobre qué factores hacen que esto sea así.

Como es fácilmente observable en el diagrama de interacción, el principal problema en el hormigón lo constituye el elevado esfuerzo axial que actúa sobre el mismo, que hace que la nube de puntos correspondientes al límite superior del intervalo de confianza (V(+)) se encuentre fuera del diagrama en su mayor parte. Igualmente, la nube de puntos correspondiente a la media se encuentra por encima del factor de seguridad de 1,3 e incluso por encima de 1 en algún caso.

Asimismo, se revela una gran variabilidad en los casos de cálculo, que queda representada en la amplitud del intervalo de confianza. Como se observa la nube de puntos correspondiente al límite inferior se encuentra muy separada –según el eje x, eje de axil– de la correspondiente al límite superior, lo cual denota una gran variabilidad en los resultados de los 8 casos realizados.

Generalmente, el problema del axil podría provenir de la combinación de varios factores:

- Elevado estado tensional.
- Descompresión escasa.
- Reducida resistencia a compresión del hormigón en fases tempranas.

Por lo tanto, las soluciones en ese sentido estarían muy claras; sin embargo, es interesante realizar un estudio según el margen de seguridad para establecer la probabilidad de fallo.

De esta manera, se aplicará el margen de seguridad, de manera que para su cálculo se establecerá dicho margen en cada punto donde se hayan medido los esfuerzos de la siguiente manera:

$$M = R.C.S. - \left( \frac{N}{A} + \frac{M}{2 \cdot I} \right) [5]$$

Siendo:

- R.C.S.: resistencia a compresión en esta fase, 10 MPa
- N: esfuerzo axial en el punto de cálculo
- M: momento flector en el punto de cálculo
- A: área de la sección de hormigón (espesor [e] x espaciado de cerchas [S])
- I: momento de inercia de la sección de hormigón ( e x S )

De esta manera, para cada uno de los 8 casos analizados se obtendrá el siguiente gráfico:

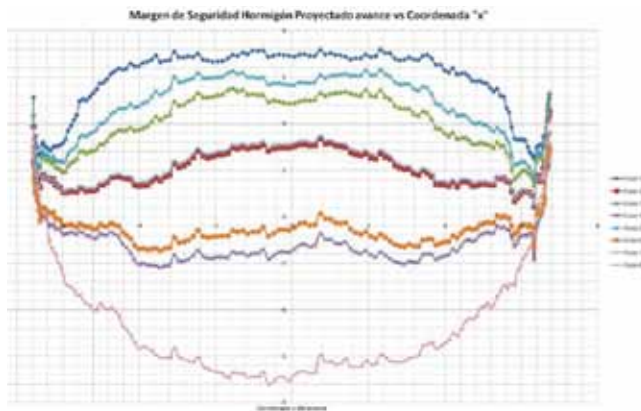


Fig. 28. Caso práctico: comparativa margen de seguridad vs coordenada x en los 8 casos calculados

Como se observa, existen 3 casos donde el margen de seguridad es claramente menor que 0; siendo estos los casos 4, 6 y 8.

A este respecto, si se atiende a la tabla de casos del P.E.M. mostrada al principio de este punto se puede observar que estos tres casos contienen al menos dos casos “negativos” del P.E.M, siendo siempre uno de ellos la R.C.S. y el G.S.I en dos de ellos:

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8
<b>RCS</b>	+	-	+	-	+	-	+	-
<b>GSI</b>	+	+	-	-	+	+	-	-
<b>m<sub>i</sub></b>	+	+	+	+	-	-	-	-

Tabla 14. Caso práctico: estudio de la influencia de los parámetros

Asimismo, se observa cómo en los tres casos, la plastificación alcanzada es la máxima con respecto a todos los casos, con radios comprendidos entre 4,5 y 6,7 m sobre el avance.

Este hecho está directamente correlacionado con el hecho de encontrar las peores condiciones en el terreno, lo cual implica que los bulones propuestos serán insuficientes desde la primera fase en casos extremos como los planteados.

Por otro lado, y en relación con lo anterior, existe una correlación directa entre el radio de la corona de plastificación sobre la clave y el margen de seguridad en este caso.

Por lo tanto, y en base a lo anterior se puede concluir que, para la profundidad del túnel, en los casos extremos será necesario el uso de empiquetados o paraguas de sostenimiento, así como el refuerzo del sostenimiento en la fase de avance en zonas con G.S.I=35.

Basándose en el margen de seguridad se analiza la probabilidad de fallo, se obtiene la siguiente gráfica para  $p(M < 0)$  asumiendo una distribución normal:



Fig. 29. Caso práctico: probabilidad de fallo vs coordenada x

Como se observa, se alcanza una probabilidad de fallo cercana al 35 % en casi todo el sostenimiento, incrementándose ésta en los puntos singulares cercanos al contacto solerahastial (donde el flector suele sobreestimarse por ser cambios de sección bruscos).

Igualmente, resulta interesante la comparativa entre la probabilidad de fallo hallada por medio del margen de seguridad y métodos como el clásico del factor de seguridad o un método básico frecuentista que calcula la probabilidad según la siguiente ecuación:

$$p(M < 0) = \frac{\text{Caso } M_{media} < 0}{\text{Casos totales}} \quad [6]$$

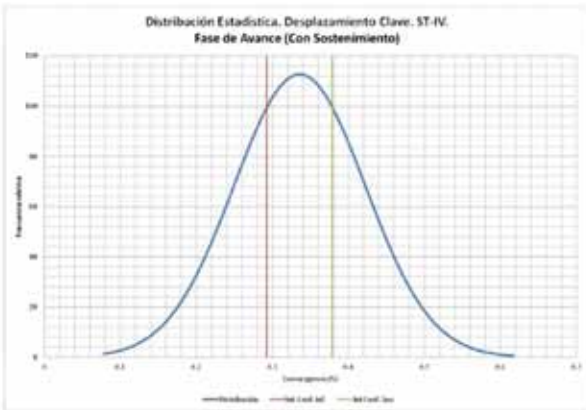
Este último método se acerca sensiblemente a la probabilidad de fallo calculada por medio del margen de seguridad, siendo esta cercana al 38 %.

En el caso del factor de seguridad, la probabilidad es sensiblemente inferior, por lo que se entiende que, como se ha comentado anteriormente, no resulta recomendable para el cálculo de la probabilidad de fallo, como se muestra en este caso.

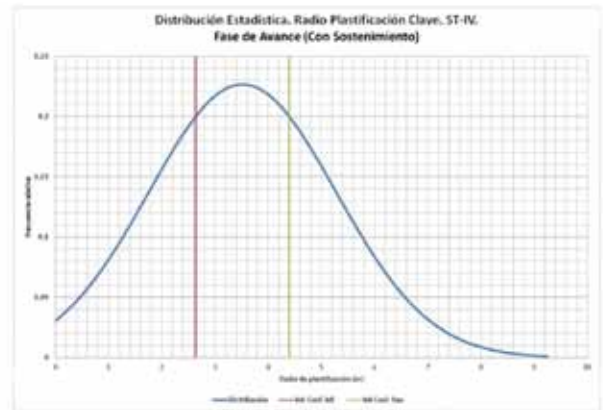
Por último, si se hallan las distribuciones de convergencia y del radio de plastificación en esta fase. Las distribuciones de convergencia serán las siguientes: figura 30.

Pudiendo comprobar que, con el sostenimiento y las hipótesis planteadas, la convergencia se espera que sea menor a 0,4 % con un 70 % de probabilidad.

Del mismo modo, para el radio de plastificación se obtendrá: figura 31.



**Fig. 30. Caso práctico: distribución estadística de convergencias finales e intervalo de confianza**



**Fig. 31. Caso práctico: distribución estadística resultante para el radio de plastificación final. Estimación de longitud de bulones**

Y, como se observa, el radio de plastificación no se espera que exceda los 4,3 m con un 70 % de probabilidad. De esta forma, como se viene comentando, en los casos extremos se deberá sustituir los bulones por empquetados o paraguas de sostenimiento.

### 6. Comparativa del método propuesto con los métodos usuales de cálculo

En este punto se compararán los resultados de las diferentes partes de la metodología propuesta con los resultados obtenidos en el mismo modelo de cálculo por medio de cálculos deterministas que tomarán como parámetros de partida los estimados a partir de las siguientes metodologías:

- Estimación del valor característico por medio de la metodología propuesta por Bond & Harris (2008).
- Estimación del valor característico por medio de la metodología propuesta por Schneider (1997).
- Estimación del valor característico por medio de intervalos de confianza clásicos.
- Uso de los valores medios de la muestra.

De este modo, siendo la roca la misma propuesta en el caso práctico, los parámetros de cálculo para los cálculos deterministas serán los siguientes:

Parámetro de cálculo. Comparativa Caso práctico M.E.F.			
Parámetro	Schneider	Bond & Harris	Int. Confianza
RCS (MPa)	39,41	49,14	44,26
$m_i$	6,3	6,3	6,3
GSI	37,5	38,81	38,61
E (MPa)	9.084,88	9.050,95	8.817,82

Tabla 15. Caso práctico: parámetros de cálculo para la comparativa

Permaneciendo como constantes los datos que se consideraban constantes anteriormente.

### 6.1. Cálculo de líneas características y de la descomposición del terreno

La aplicación del método propuesto reporta resultados óptimos al poder establecer por medio de la aplicación de las fórmulas [3] y [4] basadas en la fórmula de Schneider (1997) un intervalo de confianza tanto para las líneas características calculadas como para los desplazamientos obtenidos del cálculo axilsimétrico.

Como se observa, dicho intervalo de confianza abarca desde los resultados menos conservadores, obtenidos para la media, hasta los resultados más conservadores obtenidos para el valor característico calculado por medio de la fórmula de Schneider (1997) presentando la media del P.E.M. como una buena referencia central.

De este modo, el método propuesto se muestra efectivo al abarcar las variaciones en los resultados debidas a la aplicación de diferentes formulaciones de cálculo del valor característico y provee de un intervalo suficientemente amplio para poder estimar la incertidumbre del cálculo debida a las mismas.

Asimismo, esta incertidumbre puede cuantificarse estimando la diferencia entre  $V(+)$  y  $V(-)$  y la distancia de las mismas a la media de los cálculos de P.E.M.

Este hecho se observa en los siguientes gráficos:

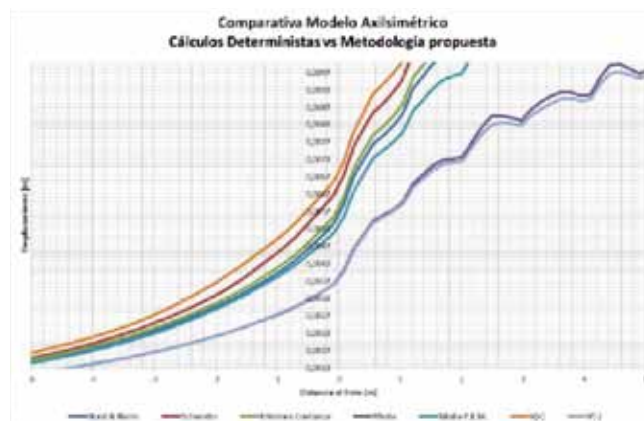


Fig. 32. Comparativa: resultados modelo axilsimétrico

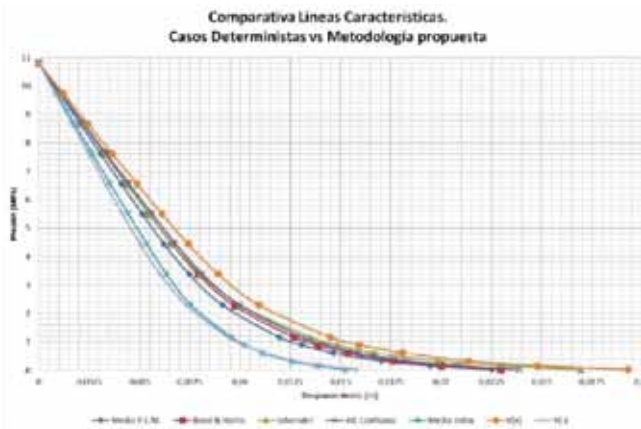


Fig. 33. Comparativa: resultados líneas características

Como se observa tanto los valores de  $V(+)$  como  $V(-)$  se ajustan a los resultados máximos y mínimos en ambos casos.

Del mismo modo, también se muestra muy eficaz en el establecimiento de rangos de valores de descompresión, proveyendo de un intervalo amplio que incluye todos los resultados obtenidos.

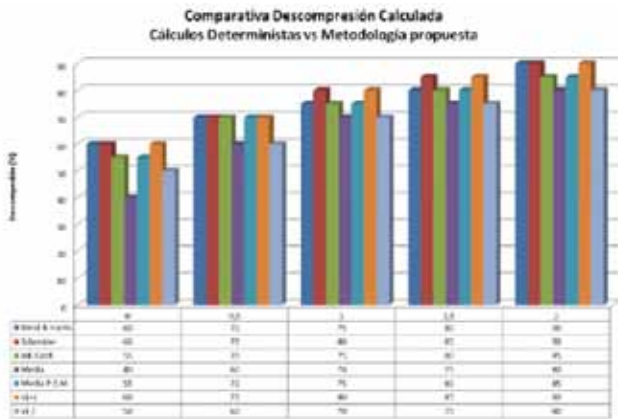


Fig. 34. Comparativa: resultados descompresión

Únicamente en caso del desplazamiento en el frente (0 m) el resultado de la media resulta ligeramente inferior. De todos modos, los resultados planteados se ajustan de manera adecuada a todos los rangos de descompresiones resultantes.

Por lo tanto, se puede afirmar que el uso de la metodología propuesta junto con la formulación de Schneider (1997) para la determinación de la distancia de colocación del sostenimiento y de la descompresión asociada provee de un rango de resultados ajustado a los que se obtendrían por medio de cálculos deterministas con diferentes parámetros, proveyendo del mismo modo de una cuantificación de la incertidumbre inherente al cálculo.

6.2 Cálculo de los esfuerzos:

En este punto se selecciona el esfuerzo que resultó más crítico en el caso práctico, el esfuerzo axil en el hormigón calculado en fase de avance.

Los cálculos se han realizado para cada la descompresión resultante en cada caso de los expuestos en el punto anterior. De este modo, se tiene en cuenta la influencia de este parámetro en el cálculo.

Como se observa, la formulación propuesta provee de un intervalo suficientemente grande como para establecer las posibles variaciones del esfuerzo axil, reduciendo de este modo la incertidumbre de cálculo asociada al mismo.

Este hecho se muestra en el siguiente gráfico:

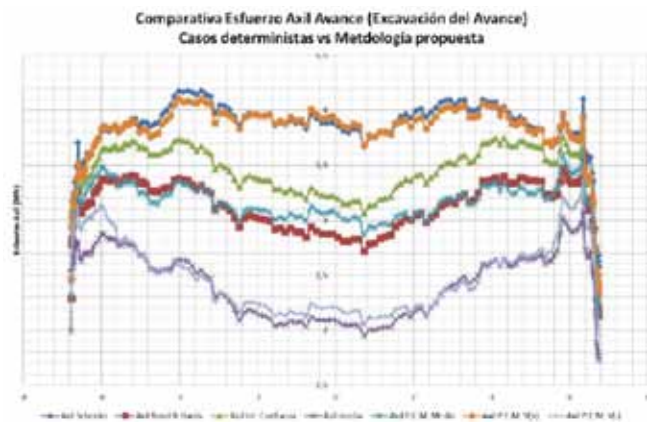


Fig. 35. Comparativa: resultados esfuerzo axil en hormigón de la fase de avance

Cabe comentar que las diferencias entre  $V(+)$  y  $V(-)$  resultan importantes, ascendiendo a 2 MN, lo cual puede dar lugar a diseños muy diferentes.

Por lo tanto, se puede afirmar que el uso de la metodología propuesta junto con la formulación de Schneider (1997)

para el dimensionamiento del sostenimiento provee de un rango de resultados ajustado a los resultados que se obtendrían por medio de cálculos deterministas con diferentes parámetros, proveyendo del mismo modo de una cuantificación de la incertidumbre inherente al cálculo.

## 7. Conclusiones

Se ha comprobado la eficacia del uso del P.E.M. para el establecimiento de las distribuciones de esfuerzos en el sostenimiento, así como de sus estadísticos, que permiten determinar no sólo un valor medio sino la incertidumbre presente en cada sección, elemento y tipo de esfuerzo.

De igual modo, se ha presentado una metodología de uso de la fórmula de Schneider (1997) para el cálculo de intervalos de confianza en dichos esfuerzos y detección de fases críticas por medio de la dispersión de dichos intervalos, comprobándose como muy eficaz en la detección de las secciones críticas por medio del uso de intervalos de confianza de los esfuerzos.

Se han propuesto diferentes representaciones gráficas espaciales de la variabilidad de los esfuerzos, probándose su utilidad en medida de la incertidumbre de los mismos.

Asimismo, se ha comprobado la idoneidad del cálculo del margen de seguridad en función de los resultados medios obtenidos de la aplicación del P.E.M. para la estimación de los esfuerzos en el sostenimiento.

Se ha comprobado la idoneidad del uso del P.E.M. para el estudio de la corona de plastificación y, con ello, de la longitud de los bulones necesaria tomando como base la propuesta de M. Cai (2011).

En cuanto al coste temporal, aunque éste puede parecer alto, la metodología se puede implementar fácilmente por medio de hojas de cálculo que recojan los valores resultantes de los cálculos. En vistas a un futuro sería muy interesante el estudio de su implementación directa en programas de M.E.F., lo cual reduciría su coste temporal drásticamente.

Por último, cabe comentar que esta metodología se propone para un caso en 2D, aunque es igualmente aplicable para casos 3D y para otros tipos de cálculos diferentes al propuesto. **ROP**



## Referencias

- Baecher. G. (1972). "Site Exploration: a Probabilistic Approach". Tesis M.I.T.
- Baecher. G, Chistian. John T. (2003). "Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering" . Ed. Wiley.
- Bond, A.J. (2008) A procedure for determining the characteristic value of a geotechnical parameter
- Bond A.J. and Harris, A.J. (2008) Decoding Eurocode 7. Taylor and Francis. London
- Cai, M. (2011) "Rock Mass Characterization and Rock Property Variability Considerations for Tunnel and Cavern Design". Rock Mech Rock Eng (2011) 44:379–399
- Carranza- Torres, C., and Diederichs, M. 2009. "Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets". Tunnelling and Underground Space Technology 24, 506 532.
- Chistian, J.T. y Baecher G.(1999) "Point estimate method as a numerical quadrature" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering. Pp 779 – 786 Septiembre 1999
- Einstein H.H. (2003) Uncertainty in Rock Mechanics and Rock Engineering—Then and Now ISRM 2003— Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, 2003
- Einstein, H.H.; Karam, K. (2001): "Risk assessment and uncertainties". Proc. International Conference on Landslides - Causes, Impacts and Countermeasures, Davos. 2001
- Hita María, Juan Luis (2015), "Aplicación de métodos estadísticos a la ingeniería de túneles y obras subterráneas" Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Diederichs, M.S. and Corkum, B. (2008). Kersten lecture: Integration of geotechnical and structural design in tunnelling. Proceedings University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Conference. Minneapolis, 29 February 2008, 1-53
- Kalamaras G.S, Xu S, Russo G. , Grasso P., (1999). "Estimating the reliability of the primary support for a given tunnel section". Proc.of 37th U.S. Rock Mech. Symposium. Vail (Colorado, U.S.).
- Langford, J.C.(2013) "Application of reliability methods to the design of underground structures" Tesis Doctoral Universidad de Kingston, Ontario (Canada)
- Orr, Trevor L.L. (1997) Selection of characteristic values and partial factors in geotechnical designs to Eurocode 7 Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, Trinity College, University of Dublin, Dublin, Ireland
- Phoon, K. K., "Towards Reliability-based Design for Geotechnical Engineering", Special Lecture at Korean Geotechnical Society, 9 July 2004, Seoul.
- Pohl, C. Determination of characteristic soil values by statistical methods (2011). Ponencia en el I.S.G.S.R.
- Rosenbleuth. E. (1975). Point estimates for probability moments. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autonoma de Mexico, Mexico 20, D.F., Mexico
- Schneider, H.R. (1997). "Definition and determination of characteristic soil properties." 12th Int.Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg: Balkema.



# La selección del método constructivo en hincas. Comparación con los túneles de dovelas de mediano diámetro



**Juan José Hoyo Rodríguez**  
Ingeniero Geólogo.  
Europea de Hincas Teledirigidas



**Manuel G. Romana**  
Profesor Doctor Ingeniero de Caminos,  
Canales y Puertos.  
ETSI Caminos, Canales y Puertos

## Resumen

El siguiente artículo resume un trabajo en el que se ofrecen unas nuevas y actualizadas recomendaciones del proceso constructivo en hincas, basándose en dos pilares: teórico y práctico. Este último ha sido fundamentado en una amplia base de datos de obras. El estudio completo está publicado en el Volumen 22 de Ingeo Túneles 2015. Además, se estudia el solape, comparación y viabilidad de esta técnica frente a los túneles de dovelas de mediano diámetro. De este modo, se muestra una práctica visión sobre las posibilidades de ejecutar un túnel entre 1,20 a 3,50m de diámetro.

## Palabras clave

Microtúnelización, microtuneladoras, hidroescudos, hinca de tubos, tecnología sin zanja

## Abstract

*The following paper summarizes a study which provides new and updated recommendations for pipe jacking construction process based both theoretical and practical aspects. The latter was done with an extensive database of real existing projects. A part of this study is published in IngeoTúneles 2015, Volume 22. Moreover, it has been studied how several technically feasible solutions may overlap, by comparing them and considering the feasibility of using segmental concrete lining tunnels. Thus, it provides a practical approach about the possibilities for the tunnels construction with diameters from 1,20 to 3,50 m.*

## Keywords

*Microtunneling, MTBM, hydroshield, pipe jacking, trenchless technology*

## 1. La tecnología sin zanja. Introducción

El uso de máquinas de tamaño reducido para la instalación de servicios en túneles de diámetro limitado, está al alza desde hace algunas décadas. Se ha llamado a este conjunto de técnicas “tecnologías sin zanja”, ya que permiten eliminar las molestísimas zanjas en las ciudades. Además, estas técnicas sirven para llevar los servicios a profundidades mayores, o a poder sortear y evitar otros servicios ya existentes.

¿Cómo han cambiado en los últimos años? De muchas maneras, ya que se emplean otros lubricantes y técnicas más ajustadas. El cambio más apreciable es la generalización de tuneladoras de tamaño muy reducido, o microtuneladoras, que, empleando tecnología desarrollada para tuneladoras “convencionales” (con diámetros de entre 7 y 16m), se ha implementado para poder perforar rocas duras y materiales que son mezcla de suelos y rocas.

Existen exhaustivos estudios sobre la lubricación de las hincas, predicciones de asientos, comportamiento de los tubos... pero un campo imprescindible, concerniente a la selección de la máquina a emplear, y en general al método constructivo de la hinca, aún tiene mucho camino por recorrer.

Sin duda, es inevitable inclinarse hacia una preselección del escudo para la hinca equiparándolo a criterios empleados en túneles de gran diámetro, pero esto no es correcto, ya que existen diferencias en estas técnicas respecto de túneles de diámetros mayores.

El objetivo de este trabajo ha sido realizar una guía en la selección del método constructivo para hincas de diámetros comprendidos entre 1 a 3 metros aproximadamente, según la naturaleza y las condiciones del terreno a perforar. Estos no son los únicos factores a considerar en la selección del método constructivo, pero sí son los factores más importantes.

**2. Túneles de pequeño a mediano diámetro con escudos de perforación**

*2.1. Introducción y ciclo de trabajo*

En estos últimos diez años, con el gran número de hincas realizadas en todo el mundo, la tecnología de los escudos para hincas ha sufrido un gran avance, sobre todo decantando a favor de las máquinas tipo hidroescudos. Algunas empresas lo asemejan al escudo universal, pero debido a esta tendencia, se han ejecutado gran cantidad de obras en las que han ocurrido numerosos y diversos problemas de diferente índole, además de verse encarecidas por no optar por otro tipo de máquina.

Por consiguiente, cada escudo, cerrado, abierto, mecanizado o semimecanizado, tiene su sitio según el terreno, longitud, diámetro, y diversos condicionantes que se verán más adelante.

Un microtúnel es un túnel de pequeño diámetro, menor a tres o tres metros y medio sin restricciones en la longitud, con posibilidad o no de acceso, perforados con medios mecanizados o semimecanizados, con guiado y seguimiento teledirigido desde superficie.

Este método constructivo consigue la instalación simultánea con la propia perforación de una estructura lineal y continua a base de tubos conectados con una mínima afección al terreno.

Los diámetros de los tubos instalados son muy variables, comprendidos habitualmente entre 150 y 3.000 mm, y de longitud limitada a 3.000 mm; dependiendo de la propia finalidad de la línea de instalación y del método de construcción elegido.

Las aplicaciones más comunes son el abastecimiento de agua y saneamiento, emisarios submarinos, drenaje y evacuación y para conducciones de todo tipo de servicios.

Las ventajas de la tecnología sin zanja respecto a la construcción en zanja son diversas:

- Mínima o inexistente perturbación tanto del tráfico como para peatones
- Mínima o nula interrupción o afección de servicios y estructuras cercanas

- Mayor seguridad laboral
- Capacidad para trabajar bajo nivel freático
- Menor impacto ambiental por el menor volumen de desescombro, contaminación atmosférica y afección a acuíferos superficiales.

Las técnicas de construcción de túneles de pequeño a mediano diámetro basadas en la excavación con escudos de perforación, tienen distintas modalidades según el escudo:



**Gráfico 1. Esquema de escudos de perforación**

Ciclo de trabajo de una hinca de tuberías:

- 1º) Los cilindros de empuje principales en el pozo de ataque empujan la sección de tubería instalada en el bastidor de empuje haciendo avanzar mientras el escudo perfora el frente.
- 2º) Los cilindros de empuje se retraen.
- 3º) Se desconectan todos los cables y conducciones de la tubería empujada.
- 4º) Se desciende por el pozo el nuevo tramo de tubería y se coloca en el bastidor.
- 5º) Se conectan y alargan de nuevo las conexiones, servicios y circuitos.

6º) Se vuelve a empujar mientras se perfora iniciando un nuevo ciclo.

## 2.2. Componentes del sistema

### Pozo de ataque

Su longitud, anchura y profundidad es función de las dimensiones de la máquina perforadora, tubería a instalar y profundidad del trazado, principalmente.

En el pozo de ataque es donde se hacen las labores de descenso y colocación de tubos y subida y bajada de la vagoneta que trae material excavado del frente, (en caso de desescombrado vía seca). Además, alberga el bastidor de empuje y en el extremo opuesto la junta de entrada. Necesita un muro de reacción sobre el cual presiona el bastidor.

En perforaciones con microtuneladoras, la situación de arranque se inicia en la boca de entrada del túnel, donde se instala una junta de entrada, la cual asegura la correcta alineación y guiado del empuje, así como la estanqueidad en trabajos bajo nivel freático.

Además de la junta de entrada, el sello de reserva se coloca para que en caso de emergencia, se llene de agua aplicando una presión de cierre.

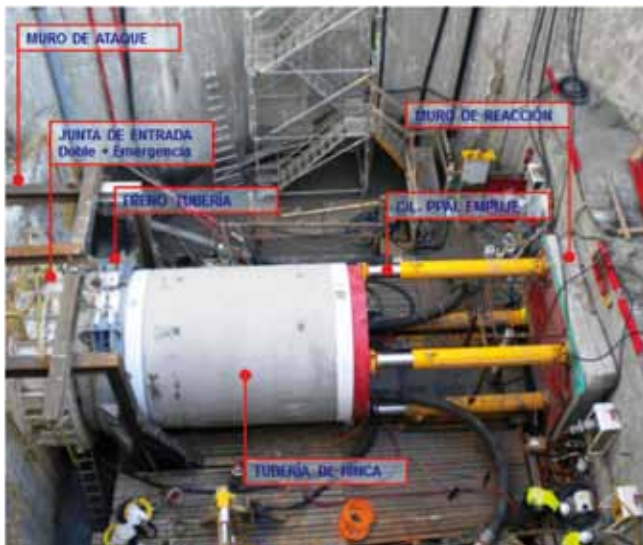


Foto 1. Vista del pozo de ataque. Fuente: Eurohinca



Fotografía 2. Equipo de empuje. Fuente: Conducciones y Vías

Para trabajos bajo nivel freático y diámetros grandes, suele ser conveniente instalar un freno de tubería, el cual impide que la tubería se retraiga durante la operación de cambio de tubo.

### Estación de empuje principal y estaciones intermedias

La estación hidráulica de empuje, que se ubica en superficie cerca o dentro de la estación de control, está compuesta por un equipo hidráulico que provee la potencia necesaria a los cilindros de empuje.

A un lado de los cilindros se encuentra la placa de apoyo que distribuye de manera uniforme los esfuerzos sobre el muro de reacción. Por el otro extremo se coloca el anillo de empuje o de reparto, que es el encargado de la transmisión homogénea de la presión horizontal sobre la tubería. Por último, el bastidor es la pieza por donde el anillo de empuje se desliza.

Las estaciones intermedias de empuje, permiten no sobrepasar el esfuerzo de empuje máximo permitido. De esta forma, una misma hinca puede ser más larga evitando la construcción de pozos intermedios.

De manera general, se instalan como una sección más de tubería cada 100-150m. Está formada por una camisa de acero con 16 a 20 cilindros repartidos en su periferia. La fuerza del equipo de empuje se transmite solo hasta la primera estación, de forma que ésta se retrae y empuja el siguiente tramo de tuberías.

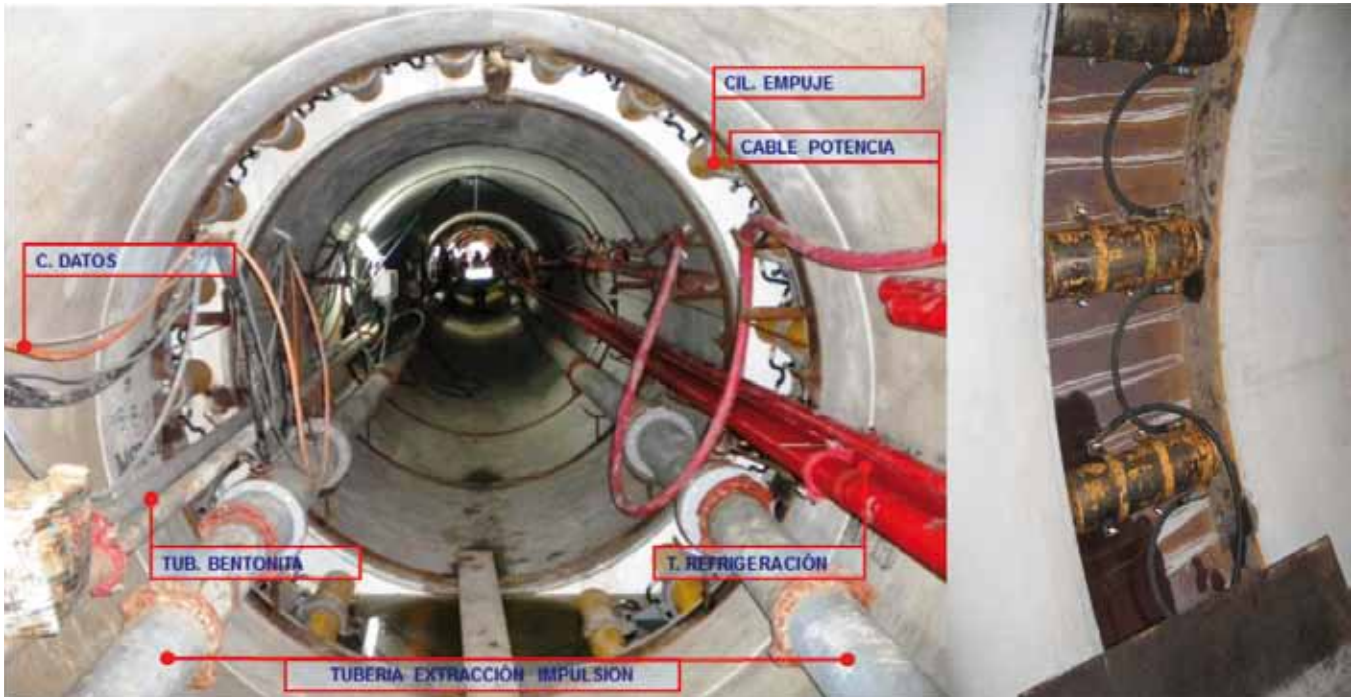


Foto 3. Vista interior del túnel-estación intermedia. Fuente: Eurohınca

Foto 4. Cilindros de una estación intermedia. Fuente: Conducciones y Vías

Las juntas de los tubos son los elementos que configuran la resistencia admisible del tubo, limitan los esfuerzos, rigidez y deflexión.

Los *packers* o sufrideras deben resistir las cargas/descargas y evitan el contacto directo entre tubos produciendo astillamiento o fracturas.

#### Sistema de lodos

El sistema de lodos tiene dos funciones:

- Lubricación: Encargado de minorar el rozamiento tubería-terreno que se produce durante la instalación. Los lodos se inyectan a presión a través del gap o espacio anular.

- Presión en frente y desescombro: En los hidroescudos mantiene la presión en el frente y se encarga del transporte del detritus por el circuito o ductos para los lodos.

#### Sistema de extracción del detritus

Vía seca: el material excavado del frente se transporta por cinta desde la cabeza de corte hasta una vagoneta. Esta vagoneta recorre con ayuda de la acción de un cabestrante

la distancia hasta el pozo de ataque donde es izada a superficie y vaciada.

Vía húmeda (microhidroescudos): el material excavado se transporta desde el frente hasta la planta de separación como indica el siguiente esquema:



Foto 5. Cinta vertiendo en la vagoneta.

Fuente: Conducciones y Vías

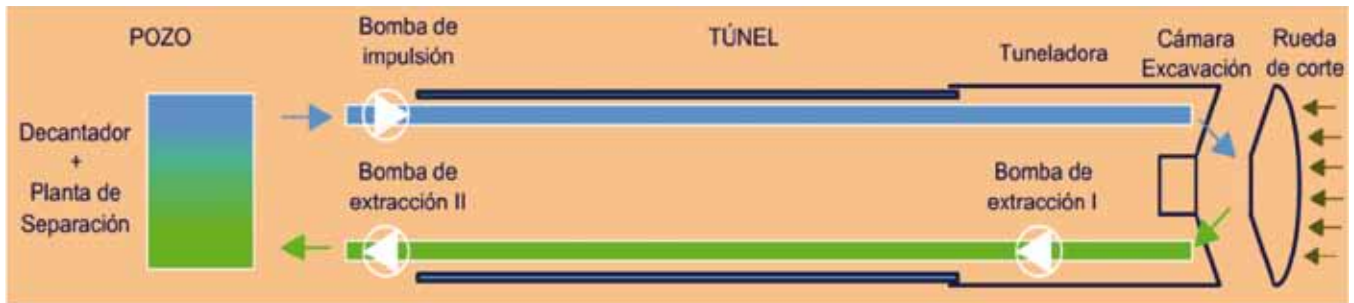


Gráfico2. Esquema del circuito de lodos en un hidroescudo. Fuente: Eurohincas

### Equipo de guiado

El sistema se basa en un rayo láser emitido desde un teodolito que se encuentra ubicado en el pozo de ataque. El rayo viaja por el interior libre de la tubería, a una distancia de un máximo de aproximadamente 400 m, según la intensidad del láser, curvatura, condiciones atmosféricas y la porción de refracción.

Según la longitud y la curvatura de la perforación se emplean varios tipos de sistemas de guiado:

- Sistema electrónico láser: trazados rectos de un máximo de ~400m.
- Sistema hidrostático de nivelación: trazados rectos y distancias mayores de 400 m.
- Sistema giroscópico: trazados curvos.

### Instalaciones en superficie

- Contenedor de mando: Donde se examina el sistema de guiado, posicionamiento y parámetros de perforación.
- Estación hidráulica de empuje: Suele estar instalada en la contenedor de mando y suministra el empuje hidráulico a los cilindros del equipo de empuje y al acoplamiento al suministro para las estaciones intermedias.
- Elementos del circuito de lodos bentoníticos.
- Acopio de tuberías y estaciones intermedias.
- Sistema de elevación y colocación (grúa o pórtico-grúa).
- Grupos electrógenos para el suministro de energía eléctrica.

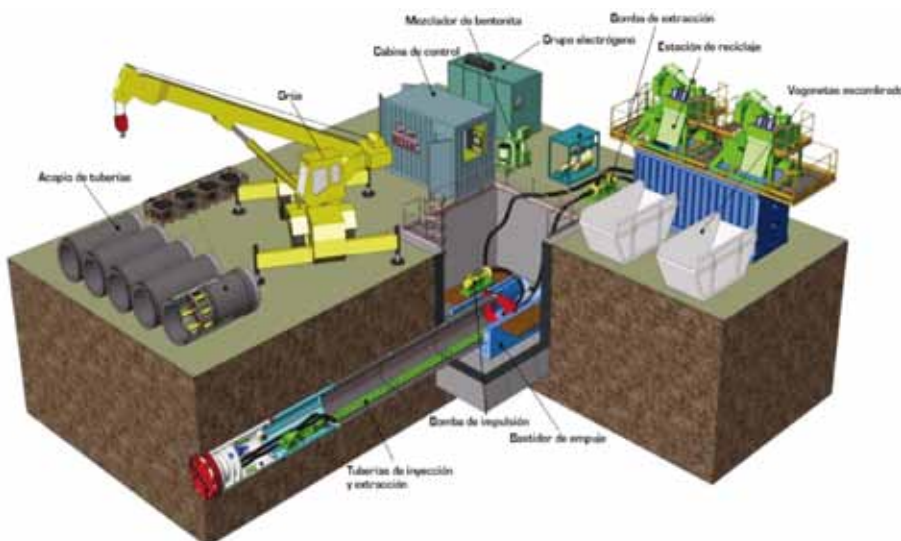


Gráfico 3. Esquema típico de obra.  
Fuente: Maldonado, (2010)

### 3. Estado actual de los criterios de diseño y selección del método constructivo

Sin lugar a duda, los microtúneles son una de las técnicas en obra subterránea que está sufriendo un gran desarrollo, en cuanto al nivel de progreso tecnológico como de expansión, debido al rápido crecimiento de las ciudades y de la ampliación de todos sus servicios.

En definitiva, la técnica de los microtúneles sigue al desarrollo de la sociedad haciéndolo posible de una manera sostenible, teniendo este tipo de obra un impacto mínimo sobre el medio ambiente respecto a la construcción en zanja.

A pesar de los numerosos y rápidos avances de esta tecnología, los estudios o investigaciones no han seguido el mismo ritmo, por lo que la técnica carece en gran parte de una “teoría” a la que acudir para realizar un proyecto acorde con la finalidad de la instalación y de las condiciones adjuntas, tanto económicas como técnicas.

En ocasiones, se puede pensar en la extrapolación de sistemas que se emplean en túneles de gran diámetro para el uso en microtúneles, pero la probabilidad de error puede ser elevada, ya que el factor escala juega un papel fundamental que condiciona la construcción.

Un aspecto muy importante de las hincas es que cada vez es más usual que exista una empresa que ofrece las máquinas que las llevan a cabo. Así, no es tan frecuente que las empresas constructoras compren máquinas (lo que les obliga a

amortizarlas, mantenerlas en buen uso y almacenarlas), sino que recurren a otras empresas para estas obras. La compra directa se justifica en algunas ocasiones, en las que no existe mercado local o regional de alquiler (algo cada vez más infrecuente), o cuando se es adjudicatario de un conjunto de hincas muy importante, de manera que la amortización de la máquina está asegurada.

Este aspecto hace que las empresas que compran maquinaria se inclinen por máquinas versátiles, de gran rendimiento, para poder acceder a casi cualquier tipo de obra que salga al mercado. Por tanto, no se trata entonces de adquirir la máquina más indicada en cada caso concreto, la más ajustada en prestaciones y precio, sino una “máquina universal” que permita ser competitivo en gran cantidad de terrenos y escenarios.

Este trabajo muestra cómo existe una clara dominancia de las obras realizadas con máquinas tipo microhidroescudos. Se podría decir que más de un 75 % de las hincas se hacen mediante estos equipos, fundamentalmente debido a la versatilidad de estas máquinas, ya que permiten una mayor “adaptación” del sistema de excavación en terrenos que no son los propiamente adecuados para este equipo.

### 4. Presentación de la base de datos. Fundamento del estudio

Con el fin de establecer unas recomendaciones de manera práctica y objetiva, es decir, cercana a la construcción real de estas obras, este trabajo se ha fundamentado en una base de datos que recoge la información detallada de 56 obras.

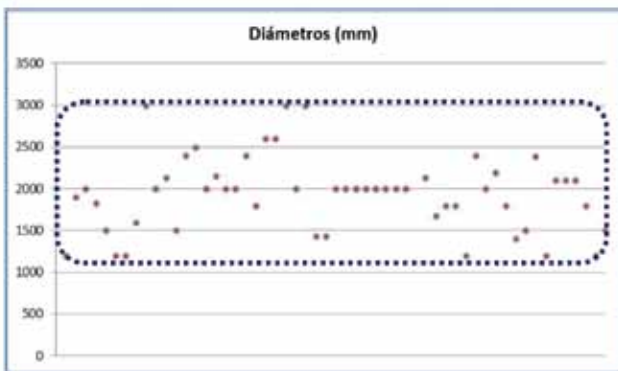


Gráfico 4. Diámetros ID. Obras recopiladas en la base de datos

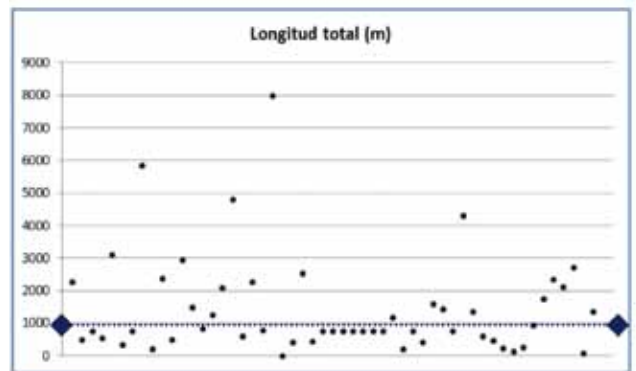


Gráfico 5. Longitud total. Obras recopiladas en la base de datos

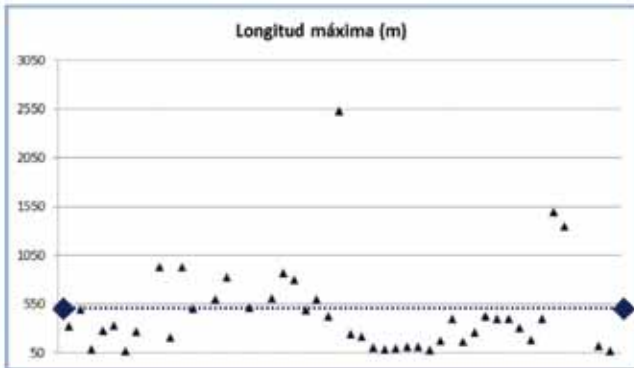


Gráfico 6. Longitud máxima entre pozos

En toda hinca se trata que la longitud máxima o la distancia entre pozos sea la mayor posible. Las hincas para emisarios submarinos normalmente son las que engloban las mayores longitudes, como los tres valores punta del siguiente gráfico. Excluyendo estas hincas extraordinariamente largas, la mayoría son menores a 500 m.

Esta longitud máxima entre pozos es función de varios factores:

- Diámetro.
- Tipo de tubo y juntas que condicionan el empuje máximo admisible.
- Terreno: naturaleza, fuerzas de fricción, presencia y presión de agua.
- Lubricación.
- Caídas hidráulicas y de tensión.
- Rendimientos a grandes longitudes: empleo de numerosas EI.

A continuación, se muestra el gráfico que representa el diámetro (ID) frente a longitud máxima. Se observa una clara tendencia a mayores longitudes cuanto mayor es el diámetro.

Las principales causas son las siguientes:

- Prohibición de acceso y por ende, de cambio de cortadores: para túneles menores a 1.200 mm.

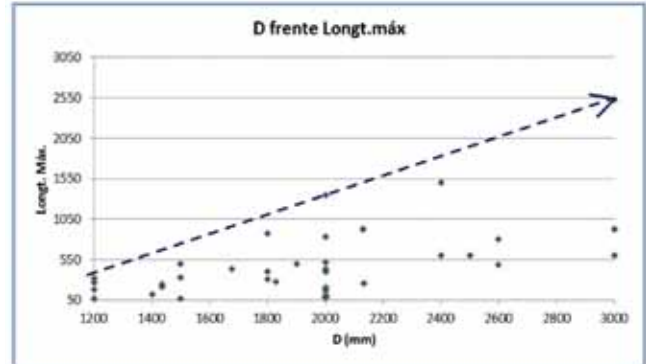


Gráfico 7. Diámetro frente a longitud máxima

- Pérdidas de carga hidráulica: colocación de un grupo hidráulico en el tubo de trabajo en túneles a partir de 1.200 mm.
- Caídas de tensión: Instalación de un transformador *step-down* que modula el alto voltaje lanzado desde superficie al necesario por la centralita. Para túneles a partir de 2.000 mm.

En cuanto a la longitud total de la obra, el gráfico muestra que se realizan obras de longitudes menores en diámetros más pequeños, y más largas para diámetros más grandes (relacionado con el análisis anterior). Causas:

- Inversión de un equipo más grande y necesidad de rentabilizarlo en obras mayores.
- Diámetros por encima de 2000mm están relacionados con conducciones más largas.

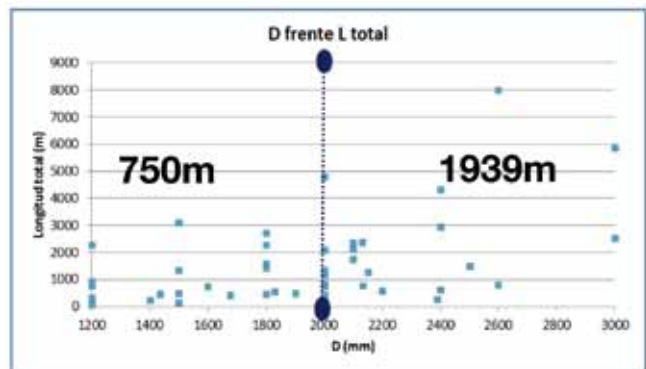


Gráfico 8. Diámetro frente a longitud total

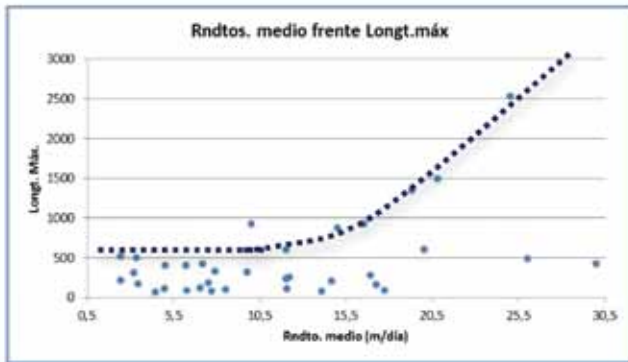


Gráfico 9. Rendimiento medio frente longitud máxima

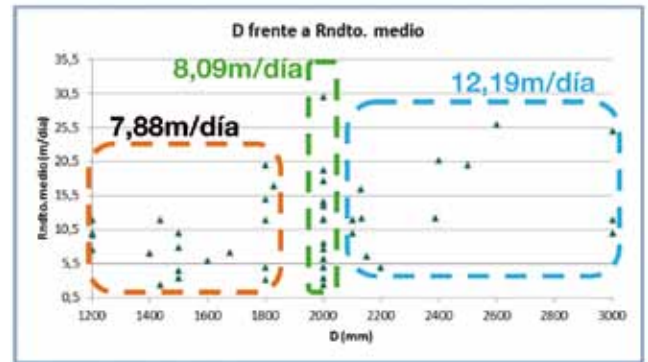


Gráfico 10. Diámetro frente rendimiento medio

Otra representación gráfica que conviene discutir son los rendimientos frente a la longitud entre pozos, el cual sigue la misma tendencia ascendente que el gráfico de diámetro frente a rendimiento. Los motivos son los siguientes:

- A partir de longitudes de hincas alrededor del kilómetro, se considera un proyecto de cierta magnitud donde la planificación es mucho mayor y más precisa, lo que implica:
  - Mayor grado de planificación y especificidad del proyecto
  - Estudio de lubricación detallado

### 5. Nuevas recomendaciones en la selección del método constructivo

Como fruto del trabajo, se han propuesto unas nuevas recomendaciones en la selección del método constructivo para hincas de diámetros comprendidos entre 1.200 y 3.000 m.

Las recomendaciones se pueden consultar en el libro Inge Túneles Volumen 22. Se presentan completas y resumen en forma tablas y notas asociadas, donde se indica la aceptación de cada máquina sobre un tipo de terreno así como los tratamientos del terreno más habituales. Igualmente, se expone la posibilidad de elección de cada sistema de excavación frente al tipo de terreno teniendo en cuenta la situación del nivel freático.

Por último y aunque los rendimientos máquina/terreno no pueden generalizarse, se añade un estudio exhaustivo de rendimientos los hidroescudo según la naturaleza del terreno.

### 6. Dovelas e hincas. Contrastes, solapes y viabilidad entre ambas técnicas

Para túneles que precisan de un diámetro más amplio, la ejecución mediante la tecnología del pipe jacking se ve solapada por la construcción de los túneles revestidos de anillos de dovelas.

La diferencia fundamental entre el sistema constructivo mediante la hincas de tubos y el de dovelas es el modo de avance, aparte del tipo de sostenimiento. En la hincas el empuje horizontal se realiza desde una estación de empuje o bastidor ubicada en el pozo de ataque.

Por otro lado, los escudos en túneles de dovelas realizan el empuje desde la cabeza, es decir, los gatos de empuje de la máquina se apoyan en el último anillo de dovela instalado. Una vez realizado el avance de la perforación, comienza la instalación del anillo de dovelas.

De esta forma, los equipos utilizados en túneles de dovelas no necesitan estaciones intermedias cuando sobrepasan ciertas longitudes, y esto repercute en varios aspectos:

- Rendimientos:
  - La puesta en funcionamiento de una estación intermedia en una hincas hace disminuir los rendimientos, ya que añade una etapa secuencial más al empuje horizontal desde el pozo de ataque.
  - En los escudos de dovelas se debe tener en cuenta el tiempo que se invierte en la colocación del anillo de dovelas, mientras que en las hincas, el tubo completo es instalado directa y definitivamente conforme se empuja y se excava.





Foto 6. Cilindros de empuje apoyados sobre dovelas. Fuente: Tunneltalk.com

Foto 7. Equipo de empuje en el pozo de ataque. Fuente: Eurohinca

- Longitud total: Como en los túneles de dovelas el empuje se hace desde el escudo, en grandes longitudes y sobre el mismo terreno, en teoría el rendimiento sigue siendo el mismo. Por otro lado, debido al descenso progresivo y abrupto del rendimiento cada vez que se coloca una estación intermedia en una hinca, este factor hace “acortar” la longitud máxima de las hincas.

El problema con el que nos podemos encontrar a la hora de plantear un túnel que se ubique en el intervalo de diámetro 2.500-3.500 mm, es la elección entre los dos sistemas constructivos, similares pero a su vez con diferencias importantes a la hora de la planificación y la ejecución.

El empleo de anillos de dovelas por debajo y cercano a los 2.500 mm es muy inusual debido a:

- El transporte del escombros o de las dovelas al frente se realiza mediante trenes que ocupan un importante espacio en todo el túnel.
- Los túneles de dovelas suelen tener longitudes mucho mayores, por lo que las exigencias de caudal de ventilación son mayores, precisando de un ducto de ventilación de mayor radio que ocupa más espacio en el túnel.
- El montaje manual del anillo de dovelas en un túnel de reducido espacio para trabajos manuales es mucho más inseguro.

- En túneles hidráulicos que precisan de un alto grado de estanqueidad, el empleo de tubos domina sobre la dovela, ya que el tubo es un cuerpo mucho más estanco, homogéneo, con superficie lisa y sin juntas internas.

- La fabricación de anillos de dovelas de diámetros pequeños es mucho más cara que los tubos, además son más fáciles de transportar. No sin embargo cuando el diámetro se acerca a los 3 m, donde el transporte y la manipulación de un tubo de una longitud de 2,4 m con un peso cercano a 20 toneladas es realmente dificultosa.

Si observamos el siguiente gráfico, podemos diferenciar varios dominios:

- A. Entre diámetros de 2.000 y 2.500mm, las hincas es la técnica predominante.
- B. Entre 2.500-3.000, las dovelas suelen ser la mejor solución.
- C. Entre 3.000 y 3.500, donde las dovelas tienen una supremacía total.

Hemos hablado de los márgenes superiores de las hincas y el solape de las dovelas pero, ¿qué ocurre en la frontera inferior? Solo como mención a las otras tecnologías sin zanja, se muestran dos diagramas representando los límites superiores de cada técnica para otras conducciones o instalaciones de menor magnitud.

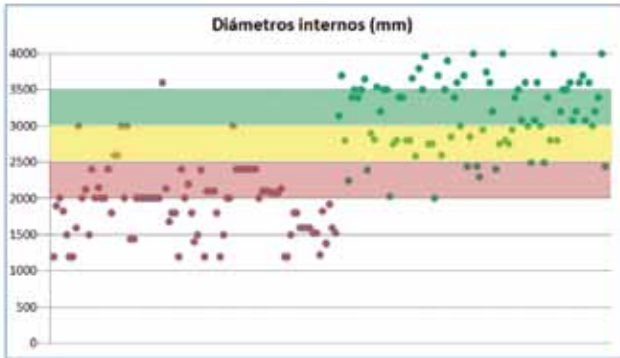


Gráfico 11. Solape de ID entre hincas (rojo) y dovelas (verde)

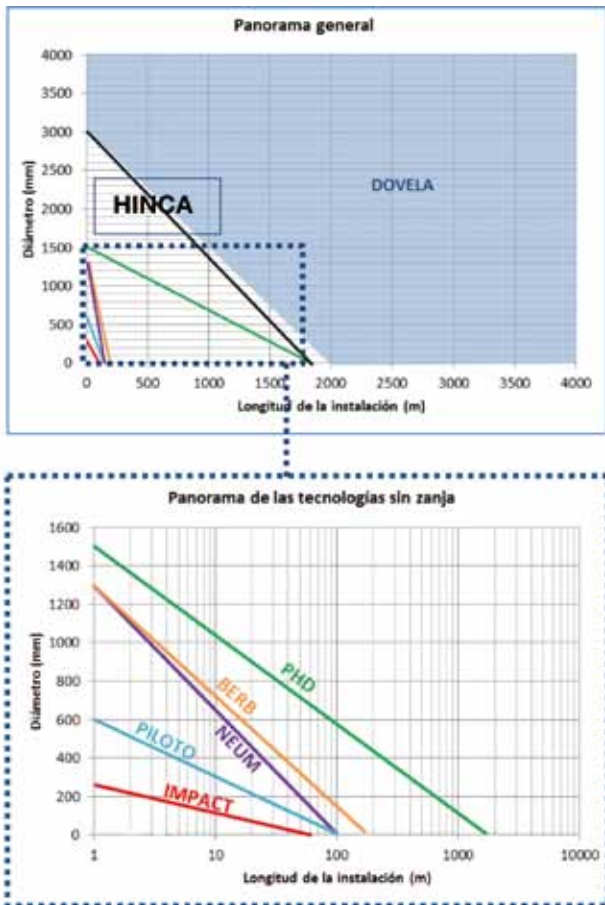


Gráfico 12. Panorama de las tecnologías sin zanja

Respecto al empleo de unas máquinas u otras en hincas y en túneles de dovelas, veremos dos predominancias distintas. En este estudio, la base de datos de hincas recoge un 82 % de túneles perforados por máquinas tipo hidroescudos, mientras que para dovelas, el 58 % fue perforado por EPB, el 23 % por tuneladoras para rocas y el 18 % por máquinas de lodos. Sin embargo, solo el 14 % y el 2 % de las hincas fueron ejecutadas mediante EPB y máquinas de roca respectivamente.

En túneles mayores a unos 2,5-2,7 m, el transporte de dovelas y escombro por trenes o vagonetas a través del túnel es factible. Además, a partir de 2,7-2,8 m, se puede instalar el sistema de desescombrado por cinta transportadora (Clemente, 2014). Estos factores añaden peso a la decisión a favor de la máquina EPB, que es un equipo más económico que el hidroescudo, no solo por el escudo, sino por todo el sistema de tuberías de circulación de lodos, estaciones y reciclaje...aunque en casos donde la presión es importante, la perforación mediante una EPB por encima de los 3bar o como mucho 4,5bar se hace imposible por problemas de estanqueidad y el sistema de transporte del detritus (Palacios, 2014).

La longitud total de los túneles de dovelas suele ser mucho mayor que la de hincas como refleja el siguiente gráfico. Esto es debido a la necesidad de la superficie de obra de túneles de dovelas de diámetros medianos entre otros factores, estos túneles se proyectan para longitudes de al menos un kilómetro o kilómetro y medio.

Estas largas distancias son inherentes a la funcionalidad de estas perforaciones que suelen ser túneles de trasvases, grandes colectores o interceptores. Además, un túnel de dovelas perforado con una tuneladora con acabado interno de 2.000-2.500 m, suele ser rentable para longitudes al menos de 1.000 m, donde el montaje más la curva de aprendizaje puede ser de unos dos meses.

Sin embargo, las hincas, pueden resolver el problema de espacio en áreas pobladas o conducciones cortas, con pequeños pozos y tuneladoras mucho más reducidas con iguales o mejores rendimientos y costes.

En relación con la longitud máxima, que hemos llamado a la distancia entre pozos, los túneles de dovelas cuentan con longitudes mucho mayores que las hincas debido a factores ineludibles en estas obras que se describen a continuación.

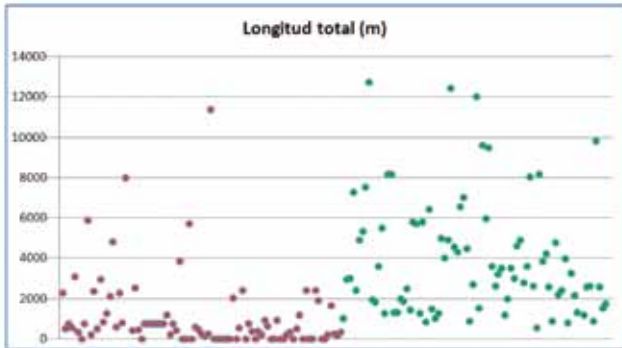


Gráfico 13. Distribución de longitudes totales para las obras de hincas (rojo) y dovelas (verde)

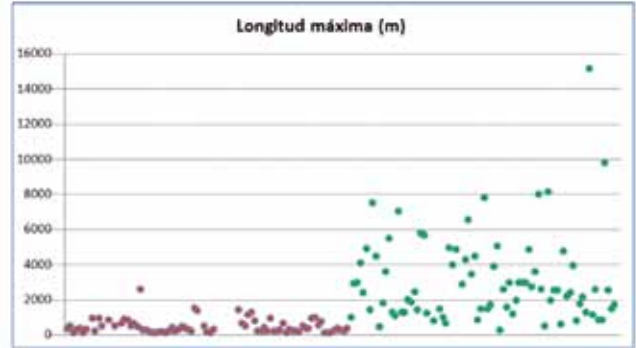


Gráfico 14. Distribución de longitudes máximas para las obras de hincas (rojo) y dovelas (verde)

• Diámetro:

- Dificultad y probabilidad de errores de trabajos que se realizan en el interior de túneles < 1.800 mm.

- Diámetros mayores, con máquinas más grandes, necesitan pozos de grandes medidas, lo que se intenta evitar a toda costa desarrollando hincas más largas.

• Tipo de tubo y juntas que condicionan el empuje máximo admisible en las hincas.

• Terreno: fuerzas de fricción, presencia y presión de agua.

• Lubricación adecuada de toda la línea de tubos.

• Caídas hidráulicas: Colocación de un grupo hidráulico en el tubo de trabajo.

• Caídas de tensión: Instalación de un transformador.

• Rendimientos a grandes longitudes: empleo de numerosas estaciones intermedias.

Unido a todo lo anterior, se presentan dos gráficos que reflejan una clara tendencia de mayores longitudes conforme aumenta el diámetro interior. Este comportamiento se observa tanto en dovelas como hincas. Mientras en el gráfico representadas las hincas existe un crecimiento lineal de los máximos de longitudes, en dovelas además aparece una nueva línea de máximos absolutos.

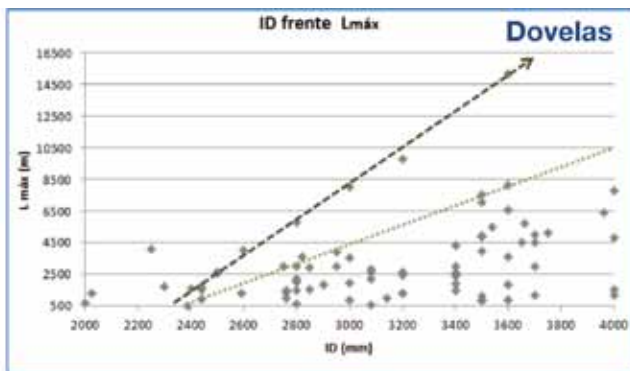


Gráfico 15. Diámetro frente a longitud máxima en túneles de dovelas

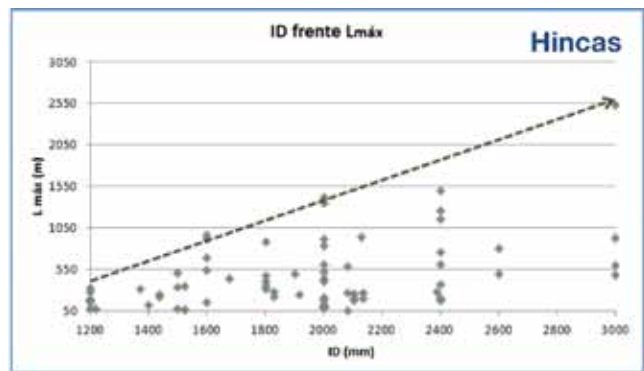


Gráfico 16. Diámetro frente a longitud máxima en hincas

Otro parámetro que requiere de análisis y contraste entre ambos sistemas es la profundidad. En el gráfico 17 se puede observar como las obras de hincas se recogen en un límite bien definido, casi el 70 % de las hincas se engloban en profundidades entre 6 y 20 m.

Sin embargo, los túneles revestidos de dovelas se ejecutan a profundidades muy distintas, una media de 75 m y en ningún caso a profundidades más someras de 10,5 m.

Esto se debe a varios motivos:

- Rigidez: El tubo puede sufrir agrietamientos en la clave y problemas de estanqueidad en las juntas entre tubos a grandes profundidades. El anillo de dovelas es una estructura articulada que puede soportar más cargas.
- Control de asientos y recubrimiento mínimo: en el caso de la hinca, el sobrecorte con respecto a la tubería suele ser menor que el de dovelas además de rellenarse antes. Esto puede ser crucial en ambientes urbanos con un asiento admisible muy escaso.
- Diámetro y funcionalidad: Las hincas normalmente se emplean para redes de alcantarillado, saneamiento o servicios urbanos que discurren de manera muy somera. Los túneles de dovelas suelen tener un diámetro mayor, lo que requiere de un mayor recubrimiento competente. Además, suelen destinarse para grandes colectores, trasvases o bypass que se ejecutan con mayores profundidades.

En cuanto a la posibilidad de las hincas respecto su profundidad, la ASTT, (2009), especifica sobre la viabilidad de la microtunelización con escudo de perforación: si la cobertera media es mayor a 6m o si la relación cobertera/diámetro de la tubería es de 3 a 1.

Más adecuado es el siguiente límite de aplicabilidad: de manera general, si la cobertera media es de 4-5 m en terreno urbano y mayor de 6m en terreno no urbano. El ratio de 3 a 1 es correcto para diámetros mayores o iguales a 2 m y más adecuado de 4 a 1 para diámetros aproximados a 1 m.

En las obras de hincas estudiadas en este proyecto, con un total de 45 casos, el 66 % se encuentran en profundidades que oscilan entre los 5 y los 15 metros, con tan solo un 9 % de los casos en profundidades menores a 5, y el restante 25 % por encima de los 15 m.

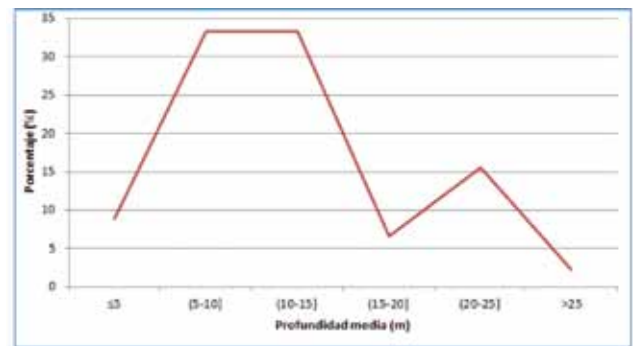


Gráfico 17. Porcentaje de hincas respecto a la profundidad de un total de 45 obras

	Aguas residuales	Emisarios Inmisarios	Trasvases, bypass hidráulico	Servicios
Hincas	52 %	5 %	21 %	22 %
Dovelas	21 %	10 %	43 %	27 %

Tabla 1. % de obras según su funcionalidad

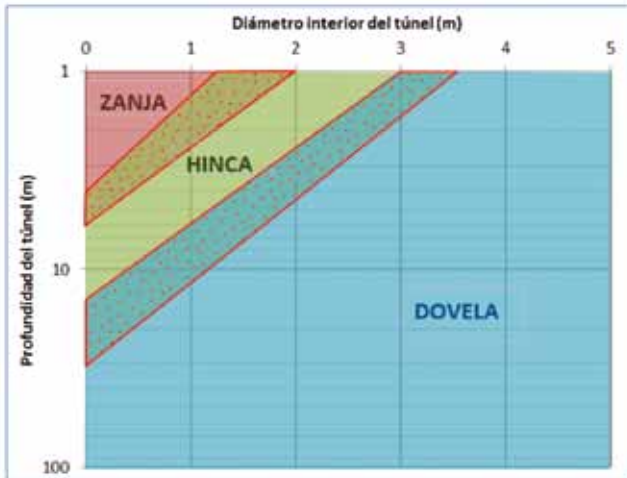


Gráfico 18. Preselección del sistema constructivo según la profundidad y el diámetro del túnel

Como síntesis de lo anterior y de manera genérica, se propone a continuación el gráfico 18 de dominios según el diámetro interior del túnel y la profundidad.

Zonas de solape		
	Profundidades (m)	Diámetros (mm)
Zanja-Hinca	4-5 (urbano) ~6 (no urbano)	1.200-2.000
Hinca-Dovela	10,5-30	3.000-3.500

Observando la siguiente gráfica sobre la superficie de obra, para los túneles revestidos con dovelas, la superficie necesaria es aproximadamente de 2.500 m<sup>2</sup> (Mendaña Saavedra, 2013), por lo que la técnica se hace económicamente inviable para longitudes inferiores a 1.000-1.500 m. De lo contrario, para túneles por debajo de los 3 m y hasta 1,2 m de diámetro, las superficies pueden verse reducidas hasta 500 m<sup>2</sup>.



Tipo de TBM	EPB, Hidroescudo
Ø interno	2,5-3,0 m ≤ Ø ≤ 4,0 m
Anillos de dovelas (H.A.)	0,75 m ≤ l ≤ 1,20 m 0,15 m ≤ e ≤ 0,25 m
Superficie de obra	S ≈ 2.500 m <sup>2</sup>



Tipo de microtuneladora	Hidroescudo (EPB y escudos abiertos)
Ø interno	1,2 m ≤ Ø ≤ 3,0 m
Tubos de hormigón armado	1,50 ≤ l ≤ 3,00 m (2,4 habitual)
Superficie de obra	S ≈ 500 m <sup>2</sup>

Tabla 2. Construcción integral mecanizada de túneles de diámetro pequeño y mediano

## 7. Comentarios finales

La hincas de tubos o pipe jacking es la herramienta más versátil y potente a la hora de hacer un proyecto de microtúnel. Especial énfasis se ha hecho en las máquinas líderes en microtunelación, los escudos de lodos.

Esta tecnología rivaliza con los túneles de dovelas en un intervalo de diámetros de dos a tres metros, donde cada una aporta unas ventajas e inconvenientes que deben de ser estudiados según el proyecto. **ROP**

### Referencias

- AKKAYA, A. B., COPUR, H. “Performance of a microtunnel boring machine at the similar and different formations”. [En línea]. [Consulta: 15 de Agosto de 2013]. Disponible en: <http://www.ctta.org/FileUpload/ita/2009/papers/P-05/P-05-1.pdf>
- AUSTRALASIAN SOCIETY FOR TRENCHLESS TECHNOLOGY (ASTT). (2009). *Guidelines for Horizontal Directional Drilling, Pipe Bursting, Microtunnelling and Pipe Jacking*. s.l.
- AUSTRALASIAN SOCIETY FOR TRENCHLESS TECHNOLOGY (ASTT). (2009). *Specification for Microtunnelling and Pipe Jacking*. s.l.
- CONDUCCIONES Y VÍAS S.L. Hincas de tubería y perforación horizontal. Método de ejecución de hincas de tubería por el procedimiento de escudo abierto con equipo de empuje a presión. s.l.a.
- EUROHINCA “La hincas de tubería mediante tuneladora hidroescudo”, s.l.a.
- EUROHINCA “Emisarios Submarinos ejecutados con Tuneladora”. Eurohinca. s.l.a.
- HERRENKNECHT *Tunnelling systems*, [en línea], disponible en: <http://www.herrenknecht.com/>
- MALDONADO F.,L., G. “Construcción de microtúneles en Colombia”. En: Reunión de concreto 2010. (Cartagena de Indias, Colombia, 22, 23 y 24 de Septiembre de 2010).
- MENAÑA SAAVEDRA, F., “Hincas de gran longitud en rocas duras”. En: Jornadas técnicas sobre Túneles de pequeño y mediano diámetro en ambiente urbano, nuevas tecnologías sin zanja. (Madrid 23 de Mayo de 2013).
- PIPE JACKING ASSOCIATION (PJA). 1995. *Guide to best practice for installation of pipe jacks and microtunnel*. PJA.Londres.
- PIPE JACKING ASSOCIATION (PJA). 2007. *An introduction to pipe jacking and microtunnelling design*. PJA. Londres.
- ROBBINS, [en línea], disponible en: <http://www.therobbinscompany.com/>

# Construcción de túneles profundos para aprovechamientos hidráulicos. Central hidroeléctrica Cheves (Perú)



**Marcos Sancho Moreno**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Subterra Ingeniería



**María Boisán González**  
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.  
Subterra Ingeniería



**Santiago Veyrat Marqués**  
Geólogo.  
Subterra Ingeniería



**Jose Miguel Galera Fernández**  
Doctor ingeniero de Minas.  
Subterra Ingeniería

## Resumen

En este artículo se analizan los problemas especiales asociados al diseño y construcción de túneles y cavernas bajo grandes coberteras de roca. Como ejemplo, se describen las experiencias recientes durante la construcción de la central Hidroeléctrica Cheves en los Andes peruanos.

## Palabras clave

Túnel, caverna, profundidad, sostenimiento, estallido

## Abstract

*The main and special problems related to the design and construction of tunnels and caverns with high overburden are analysed in this paper. As an example, the recent experiences during the construction of Cheves Hydropower Project in the Peruvian Andes are described.*

## Keywords

*Tunnel, cavern, depth, rock support, rockburst*

## 1. Introducción

La central hidroeléctrica Cheves está ubicada en la sierra central del Perú, en concreto, en el departamento de Lima, en las cuencas de los ríos Huaura y Checras.

Se trata de un proyecto promovido por la Empresa de Generación Eléctrica Cheves S.A., una compañía del grupo Statkraft de Noruega. La construcción, con un presupuesto de obra civil de 400 millones de dólares, se encuentra actualmente en una fase de finalización. La empresa constructora es un consorcio (Constructora Cheves) formado por las firmas Hochtief Solutions AG (Alemania), SalfaCorp (Chile) e ICCGSA (Perú).

En relación al diseño del proyecto, la Empresa de Generación Eléctrica Cheves encargó a la empresa

Norconsult la responsabilidad del diseño de todos los trabajos permanentes incluyendo el trazado en planta y alzado, la estabilidad a largo plazo y el soporte permanente de las obras subterráneas. Subterra actuó como ingeniería de la Constructora Cheves responsabilizándose del soporte inicial de las obras subterráneas, de acuerdo al contrato suscrito entre la propiedad y la constructora. Este artículo, por tanto, solamente se refiere al alcance de los trabajos desarrollados tanto por la Constructora Cheves como por Subterra.

Desde el punto vista hidráulico, la central tiene un salto bruto de 602 m y una potencia instalada de 168 MW mediante dos turbinas tipo Pelton ubicadas en una caverna subterránea. La generación anual se estima en 820 GWh/año con el siguiente esquema de funcionamiento:



Fig. 1. Vista general de la zona donde se ubica el proyecto Cheves, en el Perú

- Operación a plena capacidad en horas pico con caudal máximo.

- Operación reducida en horas valle con menor caudal.

El proyecto incluyó la construcción de dos presas fábrica aguas arriba (presas de Huaura y Checras) que están comunicadas entre sí mediante un túnel transferencia de 2.580 m de longitud. La segunda presa, de mayor capacidad, da inicio al túnel conducción con aproximadamente 10 km de longitud. El alcance del proyecto también considera una tercera presa aguas abajo de la central (presa de Picunche), considerada como obra de compensación y cuya misión es la de irrigación y laminación.

A modo de resumen, se describen a continuación las construcciones que integran el proyecto:

- Presa de Huaura: de tipología gravedad-hormigón con una altura sobre cimiento de 13 m.

- Túnel de transferencia: comunica en lámina libre las presas de Huaura y Checras. Longitud: 2.580 m. Sección: 16 m<sup>2</sup>.

- Presa de Checras: de tipología gravedad-hormigón con una altura sobre cimiento de 25 m.

- Túnel de conducción: de longitud 9.693 m y secciones comprendidas entre 22 y 30 m<sup>2</sup>. El tramo inicial presenta una pendiente del 0,9 % y el final del 14 %. Entre ambos tramos

- se ubica un túnel de equilibrio de 700 m de longitud al 14 % y un túnel de acceso.

- Complejo de Casa de Máquinas: constituido por las cavernas de Casa de Máquinas y de transformadores, un túnel de acceso y varios túneles auxiliares.

- Túnel de descarga: de longitud 3.312 m y 25 m<sup>2</sup> de sección.

- Presa de Picunche: de tipología de materiales sueltos con pantalla exterior de hormigón y 15 m de altura sobre cimiento.

La longitud total de los túneles del proyecto, considerando los arriba indicados y los túneles auxiliares y de acceso, es del orden de los 20 km.

La figura 2 muestra un perfil longitudinal del proyecto en el que se puede apreciar la profundización diseñada para el túnel de conducción hasta la entrada en turbinas.

## 2. Geología del proyecto

El proyecto hidroeléctrico Cheves se encuentra ubicado en la cuenca del río Huaura, dentro de la cordillera andina. Esta región está próxima a la placa de Nazca y, por tanto, se encuentra afectada por una tectónica activa.

La geología de la zona es compleja, apareciendo a lo largo del proyecto rocas vulcano-sedimentarias, volcánicas, plutónicas y formaciones metamórficas. El túnel de conducción y el complejo de Casa de Máquinas han sido excavados en roca dura.



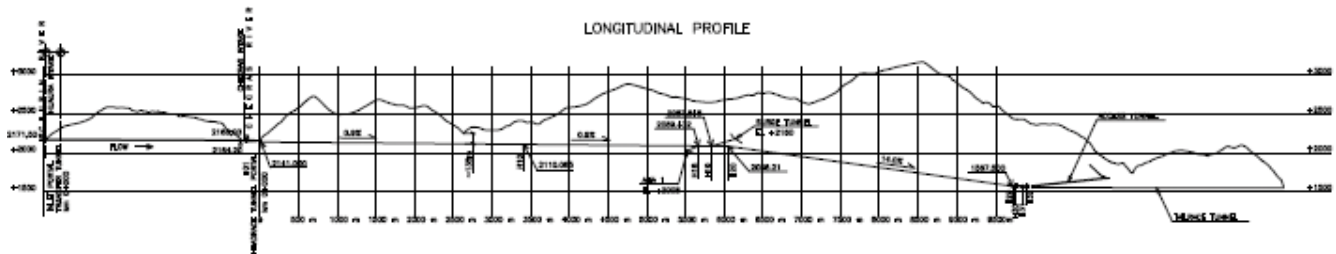


Fig. 2. Perfil longitudinal del proyecto hidroeléctrico Cheves

En el caso de las cavernas, éstas se encuentran en una zona estructuralmente compleja debido a la presencia de intrusiones de tonalita asociadas a juntas de cizalla subhorizontales y rocas metamórficas.

### 2.1. Litologías

La figura 3 muestra un perfil geológico con las diferentes formaciones encontradas en la excavación de los túneles.

Las características y propiedades de las diferentes formaciones geológicas son las siguientes:

- Formación Chimu: compuesta por bancos de cuarcita intercalados con estratos de arenisca cuarzosa, lutitas y en ocasiones capas de carbón. Las cuarcitas presentan una alta resistencia y comportamiento frágil, con múltiples fracturas rellenas de óxidos de hierro.

- Brechas vulcano-sedimentarias: pertenecientes también a la formación Chimu, están formadas por bloques y clastos

embebidos en una matriz verdosa, con fracturación y meteorización de moderada a elevada.

- Grupo Casma: constituido por andesitas de textura porfirítica.

- Stock Churin Bajo: constituido por rocas intrusivas del tipo tonalita, granodiorita y cuarzo-monzonita. Estas rocas son de alta resistencia, de baja a moderada alteración en superficie, con rellenos de óxidos de hierro en sus fracturas.

- Hornfels: rocas metamórficas muy silicificadas resultantes del contacto de las andesitas del grupo Casma con las rocas intrusivas del Stock Churin Bajo. Presentan una fragilidad muy alta.

### 2.2. Propiedades del macizo rocoso

La figura 4 muestra una tabla resumen con las propiedades a nivel de roca intacta de los diferentes litotipos, que sirven como base para la obtención de los parámetros del macizo

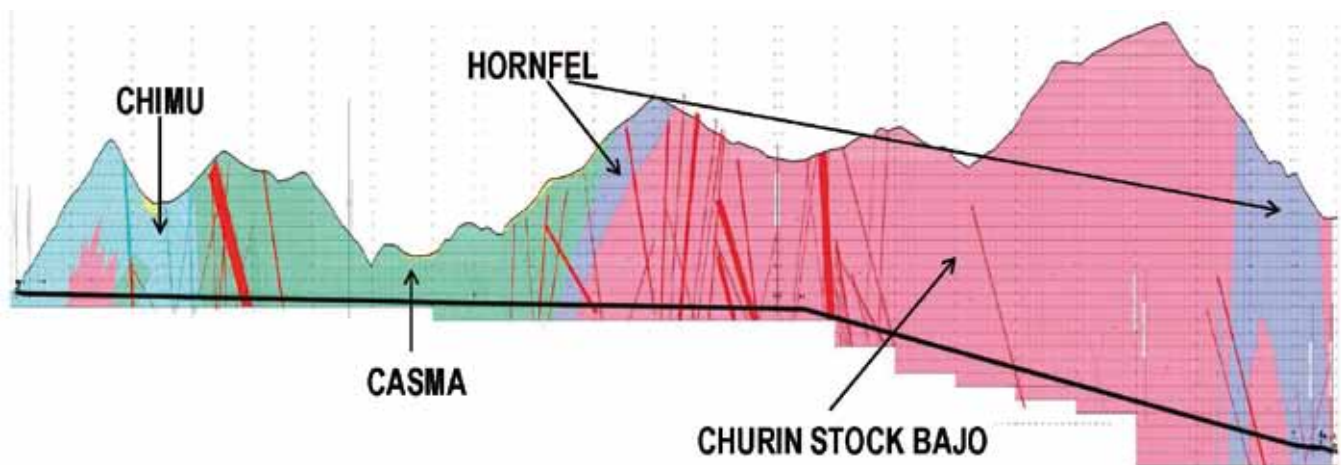


Fig. 3. Perfil geológico del túnel de aducción de la CH Cheves

LITOTIPO	LITOLÓGÍA	RECUBRIMIENTO (m)	RQD (%)	$\rho_{ap}$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (Mpa)		RMR	Ei (Mpa)	$\nu$	mi
					RANGO	VALOR				
Churin Stock Bajo (KsTi- qzmo)	Tonalita	580-700	40-60	2,62	100-150	110	45-65	44.000	0,24	25
		700-780	70-90			125	> 65			
	Tonalita (zona de falla)	1100-1500	30-50	2,62	80-120	90	35-45	36.000	0,24	25
Churin Stock Bajo (KsTi-hf)	Hornfels	525-700	30-50	2,62	80-120	90	50-65	49.500	0,24	19
Grupo Casma (Ki-ca)	Andesita (zona de falla)	135-200	30-50	2,62	70-120	80	35-45	32.000	0,24	25
		250-350	40-60		100-150	110	35-45	44.000		
	Andesita	175-525	60-80		120-200	130	55-65	52.000		
Formación Chimu (Ki-ch)	Cuarцитas / Areniscas cuarzosas / Lutitas (zona de falla)	500-525	10-30	2,62	30-80	40	35-45	15.000	0,24	20
		25-200	10-30		30-80	40	40-50	15.000		
		200-450	30-50		60-120	70	50-60	26.250		
		450-600	10-30		30-80	40	40-50	15.000		

Fig. 4. Propiedades geomecánicas de los diferentes formaciones

rocoso, los cuales fueron usados como *inputs* en los análisis tenso-deformacionales de las excavaciones. En este sentido, en la tabla se incluyen también datos básicos del macizo rocoso, como el RQD y el RMR.

### 3. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS

Las obras subterráneas que integran el proyecto hidroeléctrico Cheves totalizan 20 km de túnel y dos cavernas subterráneas, desglosados como se detalla a continuación:

- Túnel transferencia: 2.580 m de longitud.
- Túnel de acceso de Checras (Adit): 150 m de longitud.
- Túnel de conducción: 9.693 m de longitud.
- Túnel de equilibrio: 700 m de longitud.
- Túnel de acceso al túnel de conducción (Adit): 900 m de longitud.

- Trampa de rocas y pantalón (*penstock*): 22 y 46 m de longitud respectivamente.

- Caverna de Casa de Máquinas: 60 m de longitud, 32 m de altura y 15,50 m de anchura.

- Caverna de transformadores: 27,5 m de longitud, 14 m de altura y 11,20 m de anchura.

- Túnel de acceso a Casa de Máquinas y galerías anexas: 1.700 m de longitud.

- Túnel de descarga: 3.312 m de longitud.

La excavación de los túneles y cavernas se ha hecho exclusivamente mediante perforación y voladura.

Por lo que respecta a las secciones tipo, los túneles se diseñaron con sección baúl, con valores comprendidos entre los 16 y los 41 m<sup>2</sup>. Las cavernas de Casa de Máquinas y

TYPICAL SECTIONS

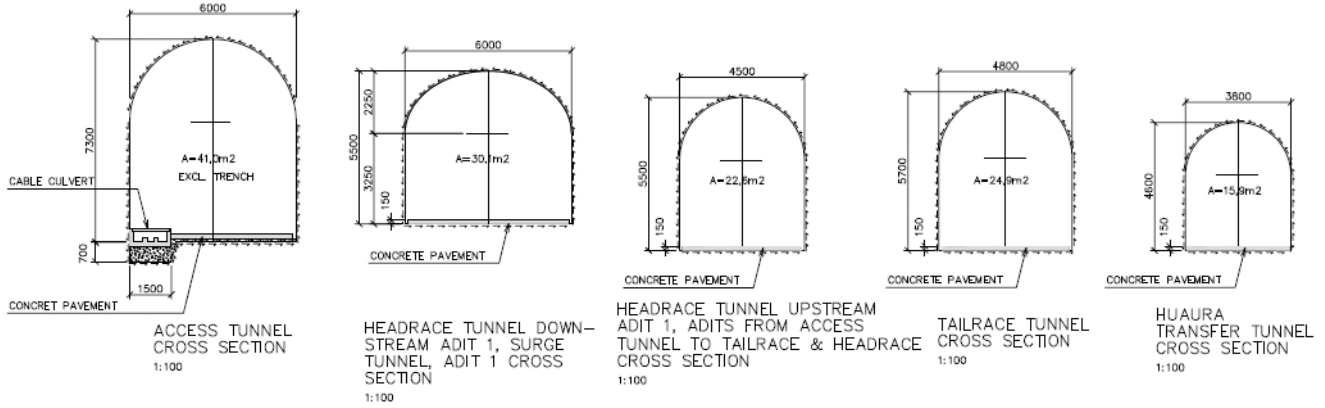
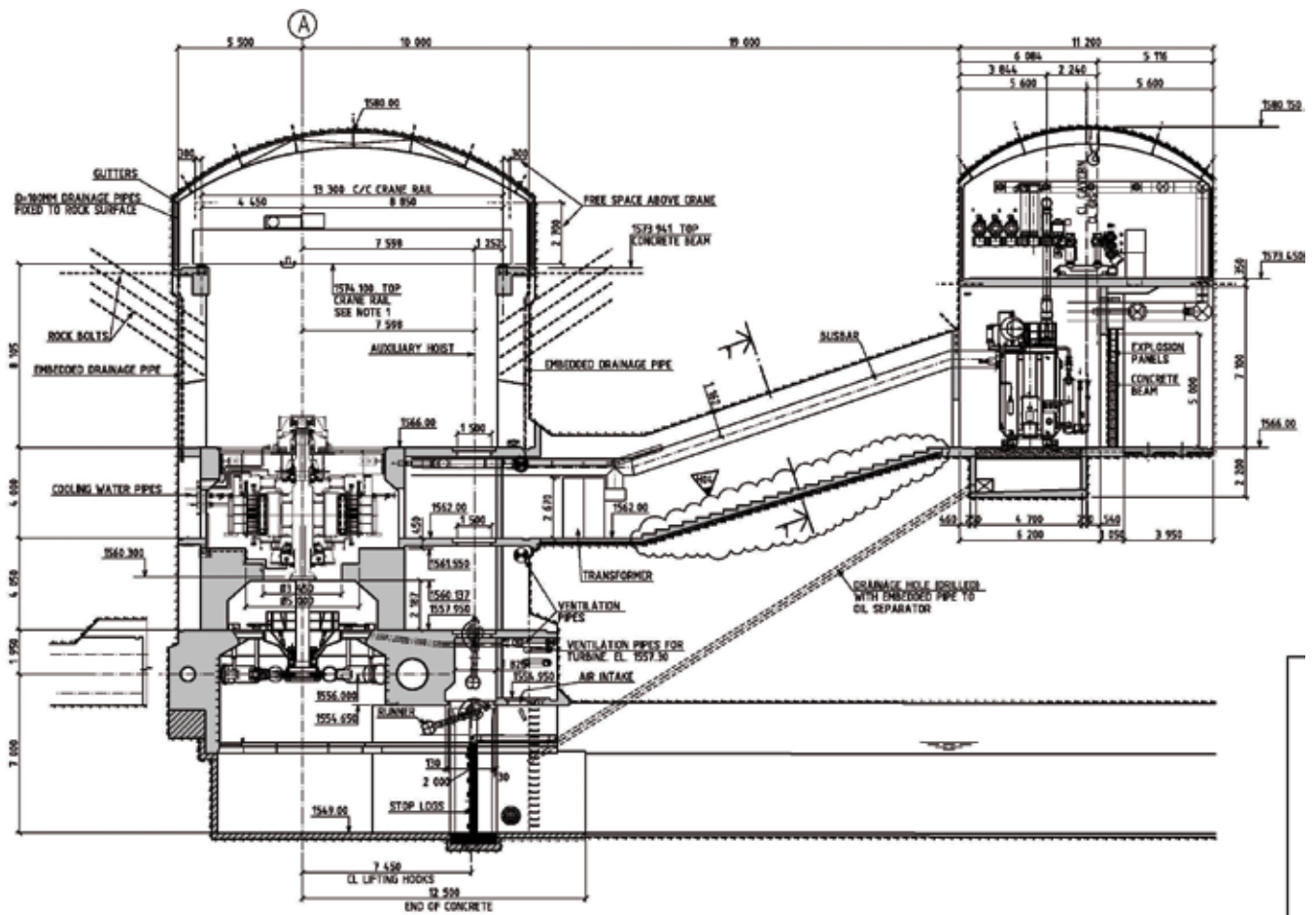


Fig. 5. Secciones transversales de los túneles (acceso, aducción, descarga y transferencia)



transformadores presentan unas secciones transversales de 500 y 160 m<sup>2</sup>, respectivamente.

En los siguientes apartados se detallan aspectos relativos a la construcción de las obras subterráneas.

### 3.1. Construcción del túnel transferencia

El túnel transferencia comunica aguas arriba del proyecto las presas de Huaura y Checras, trasvasando agua en régimen de lámina libre de la primera a la segunda.

Este túnel está excavado en su totalidad en rocas vulcanosedimentarias y en rocas de la formación Chimu, con una cobertera máxima en torno a los 500 m. La longitud excavada es de 2.580 m y la sección transversal es en baúl de 15,9 m<sup>2</sup> (3,80 m de ancho y 4,60 m de alto).

La excavación se inició en septiembre de 2011 por un solo frente, finalizando tras 28 meses en diciembre de 2013. El rendimiento alcanzado es de 92 m/mes y frente.

Los problemas encontrados durante la construcción fueron principalmente dos: la aparición de aguas termales y convergencias moderadas en zonas de falla y en zonas de baja calidad geomecánica. El control de las infiltraciones de agua termal se hizo mediante campañas de inyecciones, mientras que la estabilización de las convergencias se consiguió reforzando el sostenimiento.



Fig. 7. Portal de salida del túnel transferencia, a la presa de Checras

### 3.2. Construcción del túnel conducción

El túnel conducción comunica en régimen forzado la presa de Checras con la Casa de Máquinas a lo largo de 9.693 m. Consta de dos tramos, uno al 0,9 % con una sección transversal de 22 m<sup>2</sup> (4,5 m de ancho y 5,5 m alto), y otro al 14 % con una sección de 30 m<sup>2</sup> (6,0 m de ancho y 5,5 m de alto). La construcción se inicia en mayo de 2012 y finaliza tras 22 meses en febrero de 2014, ejecutándose hasta con cuatro frentes simultáneos de excavación. El promedio de avance obtenido es de 110 m/mes y frente.

Este túnel atraviesa todas las formaciones geológicas descritas en el apartado 2.1, con coberteras máximas de hasta 1.500 en el intrusivo, justo en el tramo final del 14 % y próximo a la Casa de Máquinas.

A lo largo de la excavación han aparecido una serie de problemas especiales asociados a las diferentes formaciones geológicas:

- Hundimientos y altas convergencias en las secciones de carbón y en zonas de falla.
- Fallas y zonas tectonizadas en una longitud de 150 m.
- Flujos de agua de hasta 300 l/s.
- Estallidos de roca en las zonas de máxima de cobertera.



Fig. 8. Vista interior del túnel transferencia, durante su construcción



Fig. 9. Túnel conducción-Drive 4 (22 m² y 0,9 %)



Fig. 10. Túnel conducción-Drive 9 (30 m² y 14 %)

En las zonas de falla y de baja calidad geomecánica se avanzó al amparo de paraguas de micropilotes y empquetados, según el caso. Los avances se limitaron como máximo a 1 m y se diseñó un sostenimiento pesado consistente en cerchas reticuladas y hormigón proyectado con fibras.

En ciertas zonas hubo que ejecutar contrabóveda para estabilizar las convergencias de los hastiales. Este sostenimiento inicial mencionado se reforzó tras finalizar la construcción con un sostenimiento adicional, que en las zonas de menor calidad geotécnica consistió en un revestimiento o *lining* de hormigón armado.

Otro problema completamente diferente fueron los estallidos de roca o *rockburst* ocurridos en los tramos con coberteras de roca a partir de los 900 m. Bajo estas circunstancias se diseñó un sostenimiento especial con capacidad de retención y de evitar las proyecciones de roca. Esta cuestión se analiza más en profundidad en un apartado posterior del artículo.

Por otra parte, el túnel conducción queda conectado con la Casa de Máquinas a través de un pantalón o bifurcación. Cada ramal tiene una sección transversal de 15 m² y una longitud de 23 m (figura 11). En estos puntos la cobertera es de unos 900 m y la presión hidráulica de 600 mca.

### 3.3. Construcción de las cavernas y galería anexas

La excavación de las cavernas y galerías anexas supuso otro hito de elevada complejidad por diversas razones:



Fig. 11. Vista de uno de los ramales del bifurcador durante la construcción

- Alta cobertera de roca (superior a 900 m).
- Geología compleja: presencia de juntas de cizalla subhorizontales, rocas intrusivas y metamórficas de contacto, fallas, etc.
- Excavación simultánea de múltiples frentes con la consecuente interacción entre los mismos.
- Estallidos de roca.

En la figura 12 se puede apreciar una vista en planta de las cavernas y del complejo entramado de galerías a diferente nivel que hay a su alrededor.

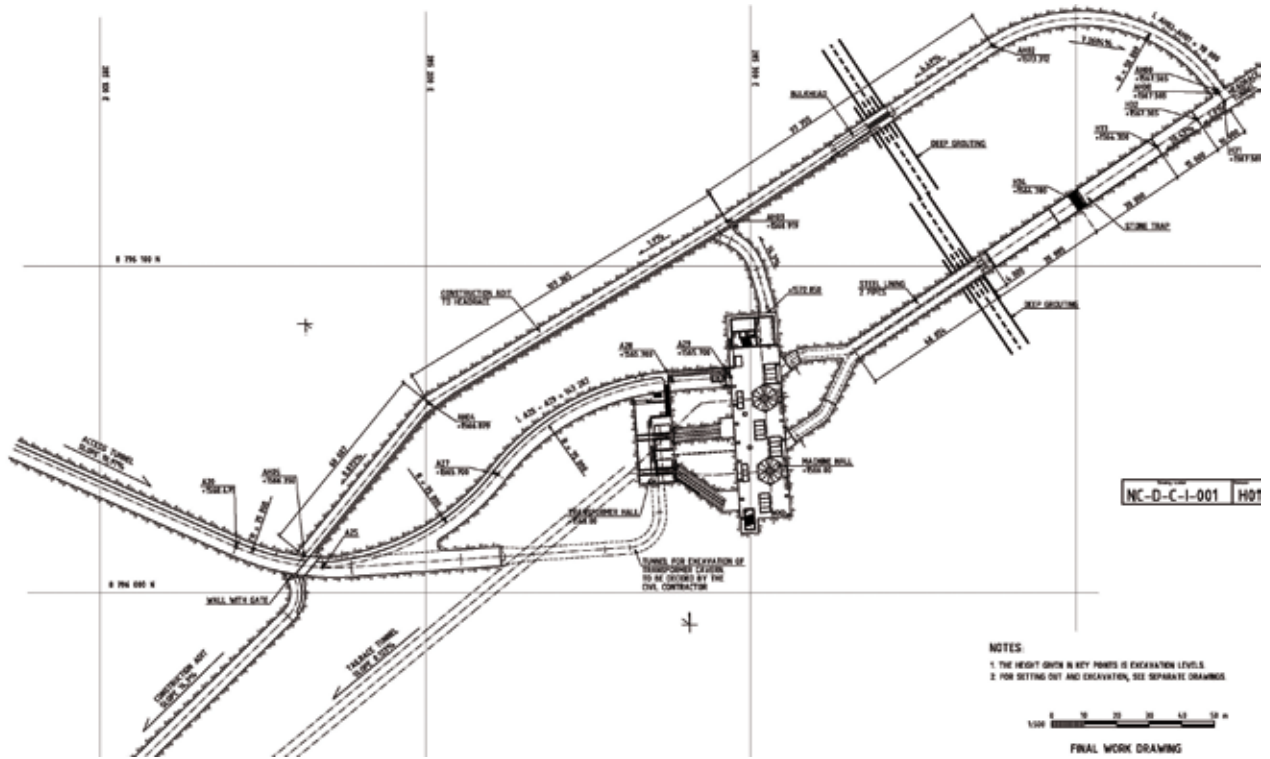


Fig. 12. Vista en planta del complejo de Casa de Máquinas

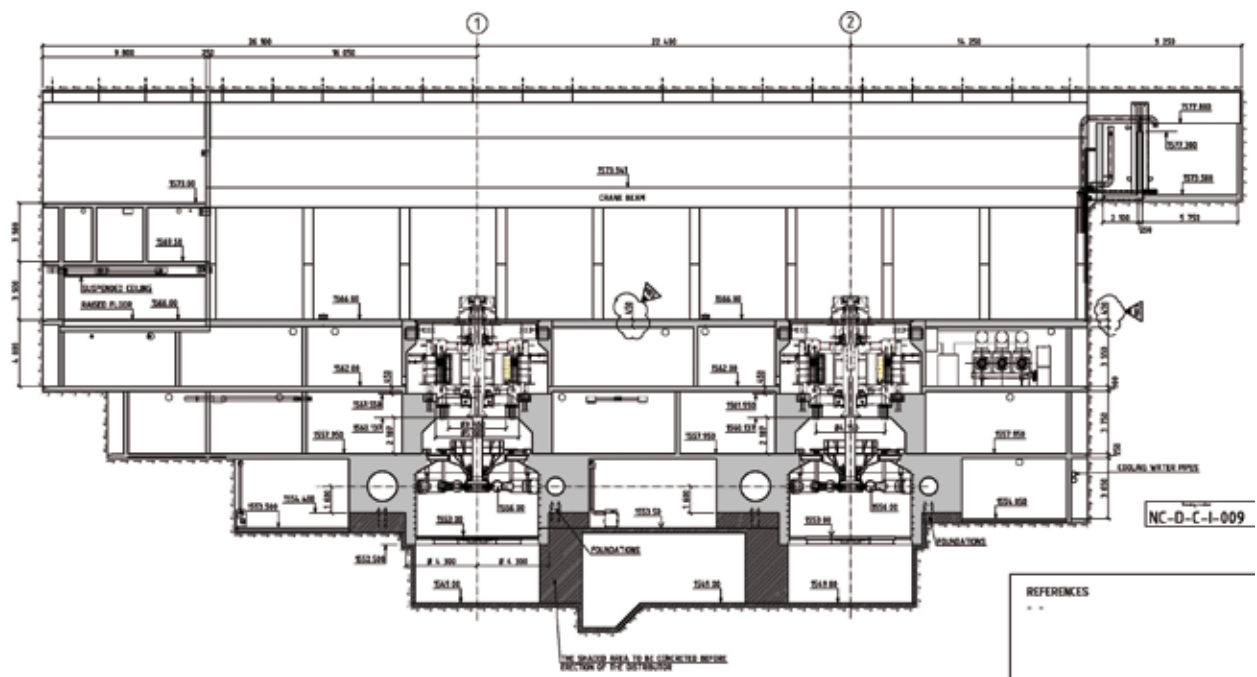
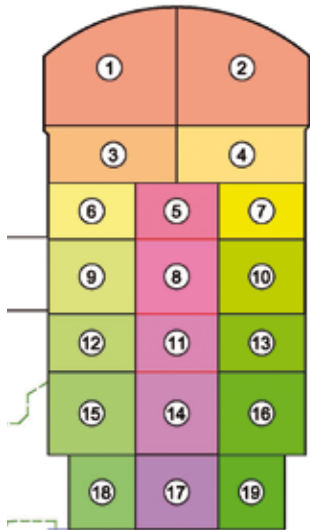
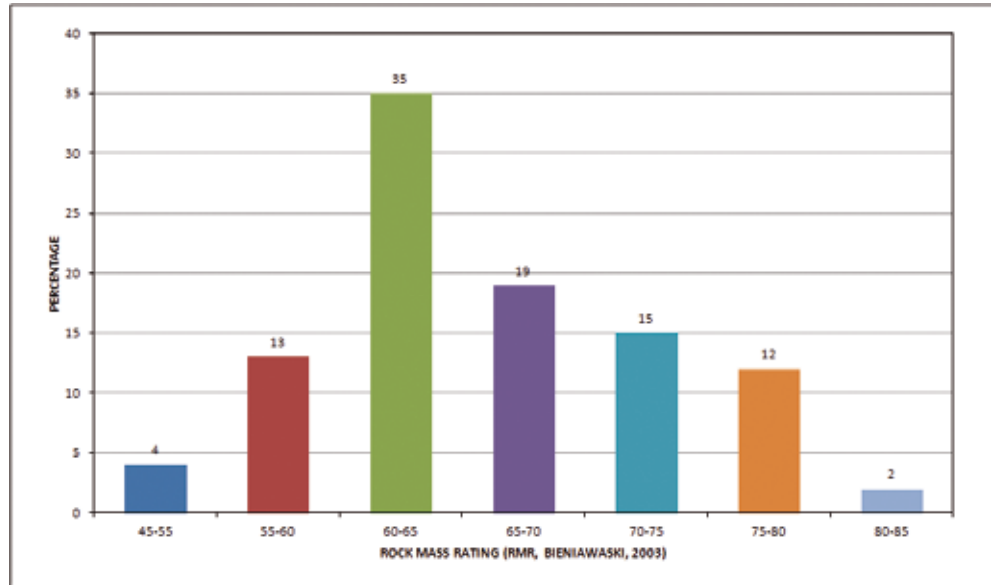


Fig. 13. Sección longitudinal de la caverna de Casa de Máquinas



**Fig. 14. Secuencia de excavación empleada en la caverna de Casa de Máquinas**



**Fig. 15. Distribución del Rock Mass Rating (RMR) en la caverna de Casa de Máquinas**

La caverna de Casa de Máquinas tiene una longitud de 72 m y una sección transversal de dimensiones 15,50 m de ancho y 31 m de altura. Su construcción se inició en enero de 2012 y finalizó en junio de 2013.

La excavación se hizo mediante banqueos sucesivos de altura comprendida entre los 7,15 m (calota) y 4,50 m (banco restantes), dentro de la formación Stock Churin Bajo (intrusivo del tipo tonalita/cuarzo-monzonita). Las figuras 14 y 15 muestran un esquema de los banqueos realizados y de la distribución de RMR encontrada durante la excavación.

La modelización de la caverna de Casa de Máquinas se hizo mediante modelos 3D de cálculo del tipo Examine 3D y FLAC 3D, obteniéndose un radio de plastificación del orden de los 6 m, lo que corresponde a un tercio del ancho de excavación.

El sostenimiento diseñado para ambas cavernas consistió en una doble capa de hormigón proyectado con fibras y malla electrosoldada entre ambas, además de pernos lechados.

Se empleó un hormigón proyectado de muy alta ductilidad y resistencia, arrojando más de 45 MPa de resistencia a compresión simple a 28 días y más de 1.400 J de energía absorbida en el ensayo de panel, algo que se consideró

necesario en una zona con un elevado estado tensional y con la presencia de estallidos de roca.

Otro aspecto esencial fue el monitoreo geotécnico de la caverna, para lo que se instalaron 9 extensómetros de hasta 20 m de longitud, así como estaciones de convergencia y prismas para el control topográfico.



**Fig. 16. Excavación de la calota de la caverna de Casa de Máquinas**



Fig. 17. Último banqueo de la caverna de Casa de Máquinas

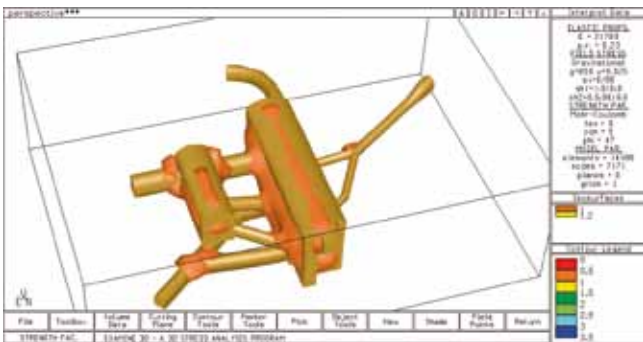


Fig. 18. Modelo 3D de cálculo empleado para el complejo de Casa de Máquinas

### 3.4. Construcción del túnel de descarga

El caudal turbinado en la Casa de Máquinas se restituye al río Huaura en lámina libre a través del túnel de descarga, de longitud 3.312 m y sección en baúl de 25 m<sup>2</sup> (4,8 m de ancho y 5,7 m de alto).

El túnel está excavado en las andesitas del Grupo Casma, iniciándose su construcción en junio de 2011 a través de dos frentes y finalizando tras 24 meses en mayo de 2013. El rendimiento de excavación ha sido de 140 m/mes y frente.

La única incidencia durante la construcción fue la presencia de importantes caudales de infiltración de aguas termales, lo que obligó a realizar campañas de inyección para su control.



Fig. 19. Vista del túnel descarga una vez finalizada la excavación



### 3.5. Construcción de los tapones de cierre en los túneles de acceso

Uno de los diseños más delicados dentro del proyecto de una central hidroeléctrica lo constituyen los tapones de cierre, cuya misión es impedir la salida de agua desde el túnel de conducción a través de las galerías auxiliares y túneles de acceso durante la operación de la central.

Existen varios diseños posibles de estos tapones, que pueden ser desde tapones construidos en su totalidad en hormigón armado, hasta tapones formados por una compuerta metálica embebida dentro de un dado de hormigón armado. Esta última solución es la que se adoptó en el proyecto hidroeléctrico Cheves.

En este caso, la normativa a seguir fue la “Guía para el diseño de tapones para el cierre de labores mineras” del Ministerio de Energía y Minas de Perú.

Dentro de los cálculos a realizar indicados en la guía están la resistencia a esfuerzo rasante del contacto tapón-roca, cálculo del gradiente hidráulico admisible, comprobación como viga gruesa de acuerdo a la ACI 318-95 y la consideración de las cargas dinámicas.

Las siguientes figuras muestran la ubicación del tapón ubicado en la galería DR17, dentro del complejo de Casa de Máquinas, que está solicitado por una presión de más de 600 mca.

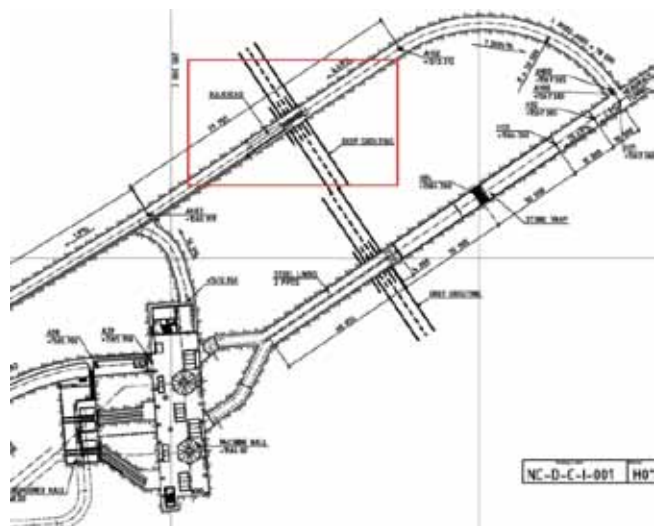


Fig. 20. Ubicación del tapón de la galería DR17

### 4. Descripción de los sostenimientos

Los sostenimientos diseñados para los túneles y cavernas del proyecto hidroeléctrico Cheves se dividen en dos tipos:

- Sostenimientos convencionales.
- Sostenimientos especiales para el control de los estallidos de roca en zonas de alto estado tensional.

En relación a los soportes convencionales (figura 22), se diseñaron cinco tipos de soporte asociados a una serie de intervalos de los índices geomecánicos RMR de Bieniawski y Q de Barton. Estos soportes están constituidos por los siguientes elementos:

- Hormigón proyectado reforzado con fibra sintética, con espesores comprendidos entre los 5 cm y 25 cm.
- Pernos de 4 m de longitud y diámetros de 19 y 25 mm, lechados o con resina.
- Cimbras reticuladas con espaciamentos comprendidos entre 0,75 y 1,5 m.

En zonas de baja calidad geomecánica se implementó el uso de diferentes tipos de paraguas:

- Paraguas ligeros en el frente de avance constituido por pernos autoperforantes.



Fig. 21. Vista del tapón una vez construido

CCH INITIAL SUPPORT													
Support Class	Rock Class	RMR	Q	Shotcrete Fibers (cm)	Concrete Lining	Bolts			Arches				
						Length (m)	Ø (mm)	Grid (sTxl m)	Spilling bars	Type	Spacing	Plain Shotcrete Over Arch (cm)	
RS1	I	>75	54,6	0,0-5,0	-	3,0 - 4,0	19-25	Spot	-	-	-	-	-
RS2-L	II a	65-75	10,31 - 54,60	5,0	-	3,0 - 4,0	19-25	Puntuales	-	-	-	-	-
RS2-H	II b	65-75	10,31 - 54,60	5,0-7,5	-	3,0 - 4,0	19-25	2,0x2,0	-	-	-	-	-
RS3-L	III a	50-65	1,94 - 10,31	7,5 - 10,0	-	3,0 - 4,0	19-25	2,0x2,0	-	-	-	-	-
RS3-H	III b	50-65	1,94 - 10,31	10,0 - 12,5	-	3,0 - 4,0	19-25	1,5x1,5	-	LG	1,5	-	-
RS4-N	IV a	20-50	0,069 - 1,94	15,0	-	3,0 - 4,0	19-25	1,0x1,0	I8032mm	LG	1,0	-	-
RS4-H	IV b	20-50	0,069 - 1,94	5,0	-	-	-	-	I8032mm	LG	1,0	15,0	-
RS5	V	<20	0,069	5,0	-	-	-	-	I8032mm	LG	0,75	20,0	-

Fig. 22. Tabla resumen de los soportes diseñados para los túneles

	RMR	Maximum Round Length	Preconditioning Blasting	Support at the face		Mechanica I Scaling	Support at the floor	Rock supprt					
				Shotcrete	Swellex Bolts (L=6 m)			Bolts	Grid	Shotcrete with fibers	Mesh	Plain Shotcrete	
HSS-I	>65	2.0 m	YES	YES / 15 cm	YES / 6-7 Mn-24	YES	YES (*)	Resin End Anchored	Ø25 mm L= 4 m	1.5x1.0	15 cm	YES	10 cm
HSS-II	55-65	3.0 m	YES / Alternative 21 m probe hole	YES / 15 cm	YES / 4-6 Mn-24	YES	NO	Resin End Anchored	Ø25 mm L= 4 m	1.5x1.0	15 cm	YES (**)	10 cm
HSS-III	<55	3.5 m	NO	YES / 10 cm	Spot	YES	NO	Resin End Anchored	Ø25 mm L= 4 m	1.5x1.0	7.5 + 7.5 cm	NO	NO

Fig. 23. Tabla de sostenimientos especiales para elevados estados tensionales

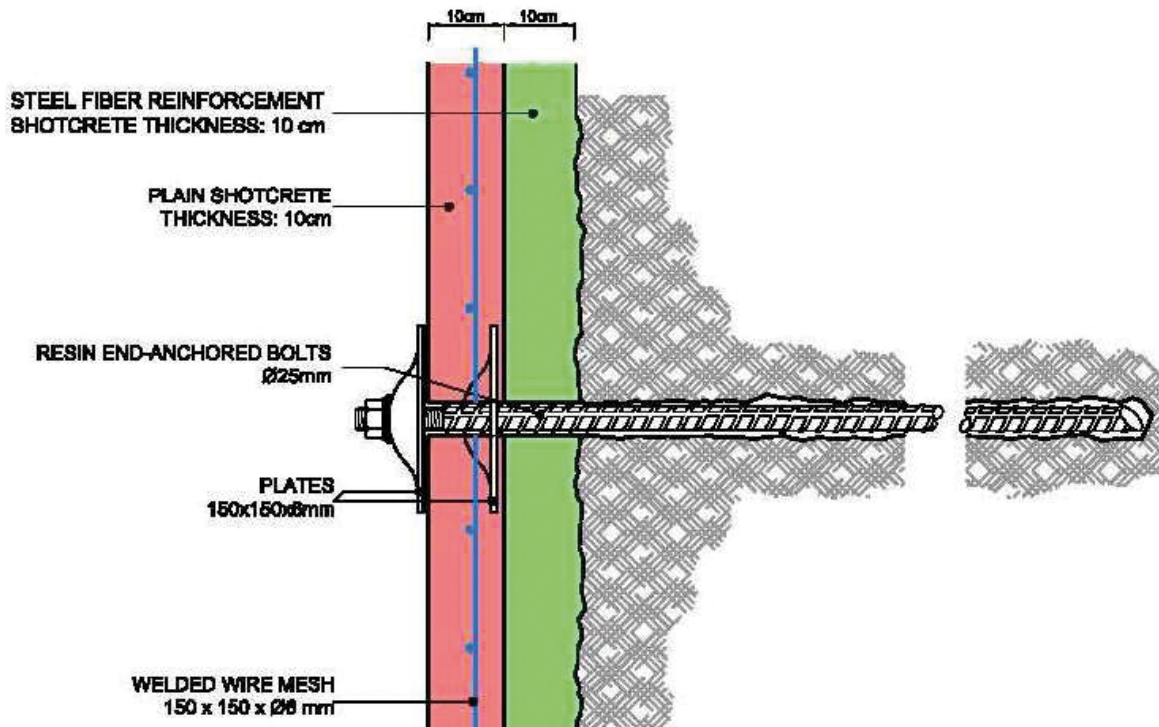


Fig. 24. Ejemplo de sostenimiento especial instalado para elevados estados tensionales

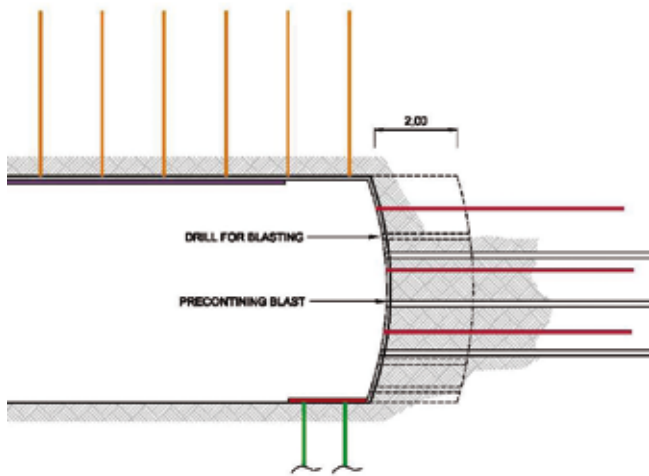


Fig. 25. Esquema del *pre-blasting*

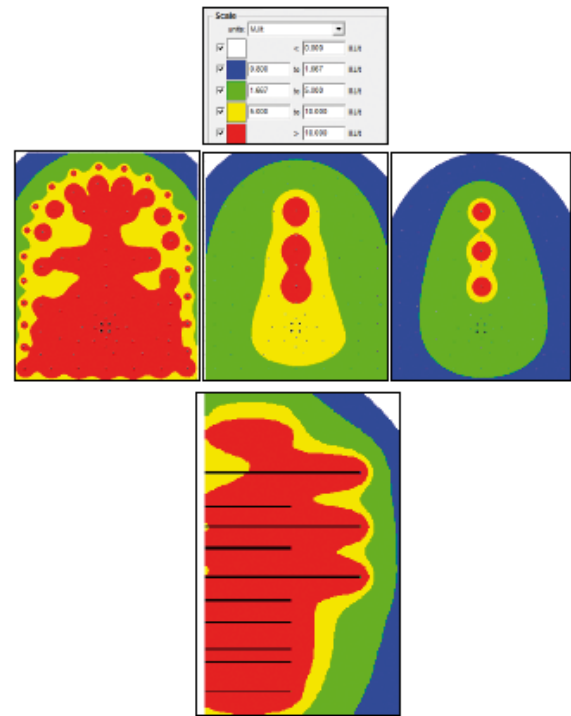


Fig. 26. Distribución de energía para un *pre-blasting* de tres barrenos

- Paraguas pesados constituidos por tubos de 140 mm de diámetro inyectados.

Por otra parte, la aparición de estallidos de roca durante la excavación de los túneles bajo grandes coberteras obligó al diseño de un soporte especial capaz de retener y evitar las proyecciones de roca y del sostenimiento ya colocado, además de adoptar otras medidas adicionales (figura 23).

En estos casos se limitó el pase de avance, se diseñaron voladuras de acondicionamiento o *pre-blasting* antes de la voladura de producción para fracturar la roca y reducir la ocurrencia de estallidos, se instaló un soporte temporal constituido por pernos *swellex* de 6 m de longitud en el frente, en la sección, y en algunos casos en el piso, después de aplicar la primera capa de hormigón proyectado; por razones de seguridad se obligó al desatado mecánico de la sección de avance una vez terminada la limpieza del escombro.

Una vez instalado el soporte temporal a base de una primera capa de hormigón proyectado y pernos *swellex*, se coloca malla electrosoldada, los pernos sistemáticos y una segunda capa de hormigón proyectado sin fibras (figura 24).

## 5. El estallido de rocas y sus mecanismos de control

El fenómeno de *rockburst* o estallido de roca fue registrado por primera vez en explotaciones mineras profundas de Sudáfrica, pero actualmente está cobrando mayor relevancia al trasladarse al campo de la Ingeniería Civil, debido a la construcción de túneles carreteros, ferroviarios e hidráulicos a gran profundidad. El estallido de roca o *rockburst* se define como el fallo violento y repentino del macizo rocoso, existiendo una clara conexión con las excavaciones bajo grandes coberteras de roca competente, así como con la presencia de estructuras y diques. A gran profundidad la relación entre el estado de tensiones naturales y la resistencia y/o rigidez del macizo rocoso va aumentando, y la probabilidad de estallidos de roca aumenta drásticamente.

Las figuras 27 y 28 muestran un ejemplo de dos estallidos ocurridos en el proyecto Cheves, el primero, a la izquierda, ocurrido por detrás del frente de excavación y el segundo, a la derecha, en el mismo frente de excavación.

Las repercusiones de este fenómeno se pueden resumir en los siguientes puntos:



Fig. 27. Estallido en galería próxima a Casa de Máquinas (izda.)

Fig. 28. Estallido del frente de excavación en el túnel de conducción (arriba)

- Accidentes del personal que está laborando dentro del túnel.
- Costes por la paralización de la producción.
- Daños en las instalaciones y maquinaria.
- Sobrecostes por reparación del túnel y reposición de equipos y maquinaria.

Existen múltiples variables involucradas en este fenómeno, tal y como se resume en la tabla siguiente (figura 29) tomada de Kaiser y Cai:

Como se puede apreciar en la tabla anterior, la probabilidad de ocurrencia de los estallidos de roca está vinculada a variables de tipo sísmico, geológico, geotécnico y operacional. Conviene indicar que la aparición de estallidos asociados a eventos sísmicos no es más que uno de los tipos englobados dentro de la casuística del fenómeno. Habitualmente se consideran tres tipos de *rockburst* denominados en la literatura anglosajona de la siguiente manera:

- *Strainburst*: las tensiones inducidas por la excavación superan la resistencia del macizo rocoso. A este tipo pueden acoplarse eventos sísmicos remotos.

Seismic event	Geology	Geotechnical	Mining
- Event magnitude	- In situ stress	- Rock Strength	- Mining induced static and dynamic stresses
- Rate of seismic	- Rock Type	- Joint fabric	- Excavation span
- Distance to seismic source	- Beddings	- Rock brittleness	- Extraction ratio
	- Geological structures (dykes, faults, and shears)		- Mine stiffness
			- Excavation sequence (stress-path), blasting
			- Installed rock support system
			- Backfill
			- Production rate

Fig. 29. Variables involucradas en el fenómeno de *rockburst* (Kaiser & Cai, 2012)

- *Pillar-burst*: colapso violento de pilares fundamentalmente en explotaciones mineras profundas en las que el ratio de extracción es alto en las últimas fases de minado.

- *Fault-slip burst*: debido a la dinámica de fallas existentes que interseccionan a las excavaciones.

### 5.1. Variables involucradas en el proyecto Cheves

Los registros y análisis de los estallidos de roca producidos durante la construcción del proyecto hidroeléctrico Cheves han permitido acotar las variables más influyentes en el fenómeno para posteriormente establecer unos mecanismos de control traducidos entre otros en el diseño de un sostenimiento especial que garantice la integridad de la excavación y la seguridad del personal.

Se enumeran a continuación dichas variables, las cuales coinciden en buena medida con el estudio del fenómeno realizado por Kaiser y Cai:

- Tensiones naturales: los estallidos de roca comenzaron a aparecer a partir de los 850 m de cobertera, donde los estados tensionales empiezan a ser relativamente altos. El conocimiento de los mismos es esencial para la modelización numérica de las excavaciones. Se llevaron a cabo ensayos *overcoring* y de hidrofracturación en las proximidades de la Casa de Máquinas, arrojando las siguientes tensiones principales:  $\sigma_I=21,7-22,1 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_{II}=20,3-21,3 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_{III}=12,8-13,7 \text{ MPa}$ . Los coeficientes  $K_0$  obtenidos son 0,62 y 0,96.

- Sistemas de juntas: en la excavación del túnel conducción aparecieron sistemas desfavorables de juntas en relación a su posicionamiento, ya que eran subhorizontales formando techos planos, y subverticales y subparalelos al eje del túnel, formando espejos en los hastiales.

- Litologías: los estallidos más severos se produjeron en las rocas de mayor fragilidad que corresponden con la formación metamórfica tipo Hornfel. También se dieron estallidos, pero de menor intensidad, en el intrusivo tipo granodiorita y cuarzo-monzonita, con coberteras mayores a los 1.000 m.

- Interacción entre excavaciones próximas. La excavación o minado de múltiples frentes próximos entre sí tiene una influencia decisiva en el aumento de la probabilidad de ocurrencia de los estallidos de roca. Esto tuvo una incidencia importante en el complejo de Casa de Máquinas por la gran cantidad de galerías próximas entre sí y a diferentes niveles.



Fig. 30. Registro de estallidos en el complejo de Casa de Máquinas

- Sismicidad y tectónica activa: el proyecto se encuentra enclavado en una zona de alta sismicidad, próximo a la placa de Nazca.

Finalmente, cabe indicar que a lo largo de la construcción de los túneles y cavernas se detectaron más de 850 estallidos de roca.

### 5.2. Predicción a nivel de proyecto

A nivel de proyecto se llevó a cabo una tramificación de los túneles por niveles de riesgo de estallido de roca en base a las formulaciones empíricas existentes que se detallan a continuación:

- *Strain energy density* (SED) (Kwasniewski, 1994).  
 $SED = \sigma_c^2 / (2 \cdot E_c)$ .

SED	Rockburst hazard
>200 kJ/m <sup>3</sup>	Very high
150-200 kJ/m <sup>3</sup>	High
100-150 kJ/m <sup>3</sup>	Moderate
50-100 kJ/m <sup>3</sup>	Low
<50 kJ/m <sup>3</sup>	Very low

Fig. 31. Parámetro SED y riesgo asociado

- *Stress coefficient* (Hoek & Wang, 1980 y 1998).

$$S_c = \sigma_0 \cdot K_0 / \sigma_1$$

Sc	Rockburst hazard
>0.7	Violent rockburst
0.5-0.7	More lining
0.2-0.5	Light stripping
<0.2	No risk

Fig. 32. Parámetro Sc y riesgo asociado

### 5.3. Mecanismos de control

La experiencia internacional en el control de los estallidos de roca establece una serie de pautas para minimizar sus consecuencias y garantizar ante todo la seguridad de las personas dentro del túnel. Ante un evento de este tipo, los sostenimientos colocados van a sufrir inevitablemente daños en mayor o menor medida, lo que en algunos casos obligará a reparaciones y refuerzos posteriores. Esto es lo que algunos especialistas denominan “sostenimientos de sacrificio”.

Lo más importante ante todo es que los sostenimientos se diseñen con la suficiente flexibilidad y ductilidad para poder resistir las sollicitaciones dinámicas impuestas por el *rockburst*.

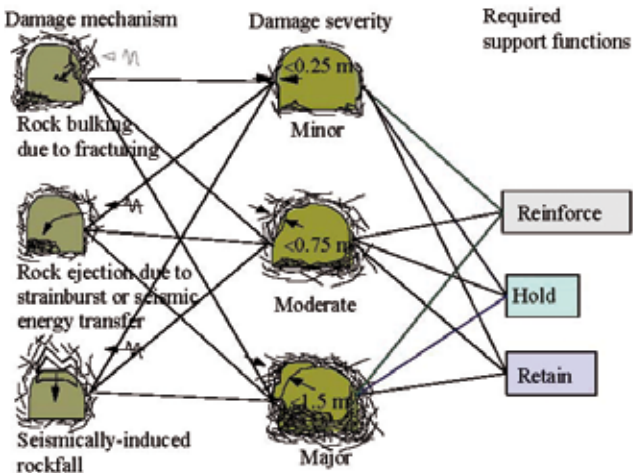


Fig. 33. Mecanismos de daño asociados al *rockburst* (Kaiser & Cai, 2012)

Esto se traduce en que el sostenimiento diseñado debe cumplir tres funciones primordiales:

- Refuerzo.
- Flexibilidad: para poder acompañar al macizo rocoso en sus grandes deformaciones o “*bulking*”.
- Retención: el sostenimiento debe ser capaz de contener y evitar las proyecciones violentas de roca y del hormigón proyectado previamente colocado.

La función de refuerzo se consigue gracias a la instalación de pernos lechados o pernos de cables de la longitud requerida, mientras que las funciones de flexibilidad y retención se consiguen a través del hormigón proyectado con fibras y de la instalación de malla electrosoldada entre las capas del mismo.

El hormigón proyectado diseñado para el proyecto Cheves se puede considerar de altas prestaciones, al arrojar más de 40 y 50 MPa de resistencia a compresión simple a los 28 días para dosificaciones de fibra sintética de 6 y 7 kg/m<sup>3</sup> respectivamente. Para estas dosificaciones, los ensayos de panel dieron como resultado más de 1.400 J de energía absorbida, de acuerdo a los requisitos de tenacidad de la EFNARC.

Finalmente, es deseable analizar a nivel de proyecto la ubicación de los túneles y cavernas, la geometría y dimensiones de los mismos y la secuencia de las excavaciones o minados.

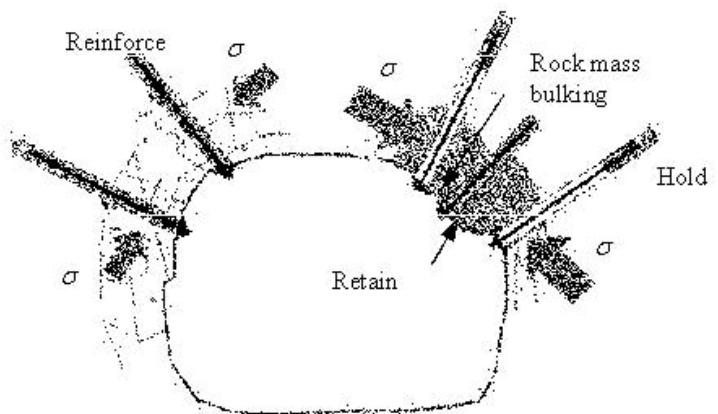


Fig. 34. Requisitos a cumplir por el sostenimiento (Kaiser & Cai, 2012)

Los sostenimientos especiales bajo situación de *rockburst* diseñados para el proyecto Cheves se explicaron en el capítulo 4 de este artículo.

### 6. Estadísticas obtenidas en el proyecto Cheves

El registro de los más de 850 estallidos de roca ocurridos durante la construcción del proyecto hidroeléctrico Cheves y el análisis de los mismos ha permitido elaborar unas estadísticas que pueden ser de utilidad en otros diseños.

### 7. Conclusiones

La construcción de túneles profundos exige la consideración tanto a nivel de proyecto como durante la fase de construcción de diseños especiales para poder minimizar los daños producidos por los eventuales estallidos de roca, garantizando de esta forma la seguridad del personal.

Esto se traduce en un análisis de riesgos y en un diseño adecuado de los sostenimientos durante la fase de proyecto, y en

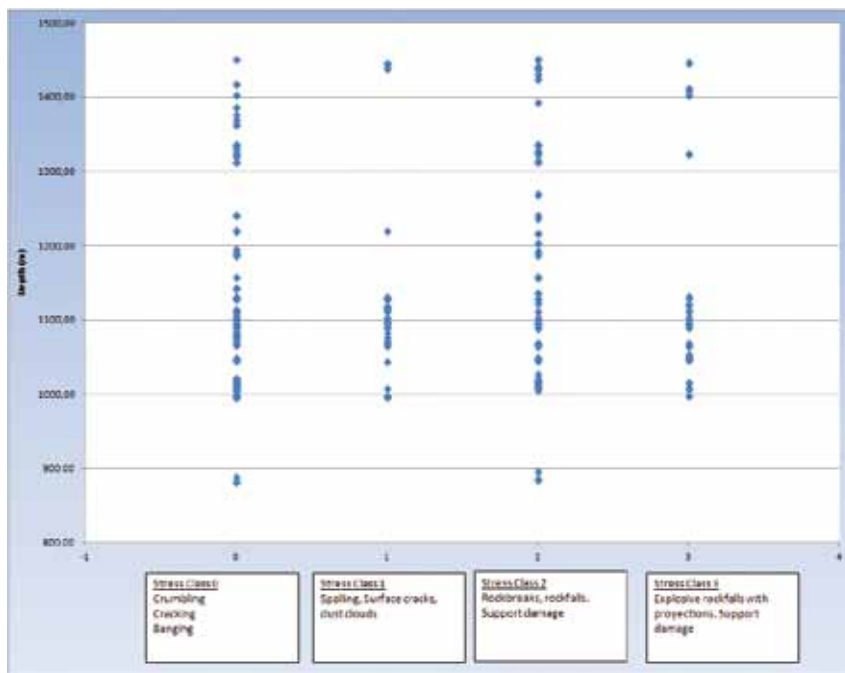


Fig. 35. Relación entre la profundidad y la intensidad de los estallidos

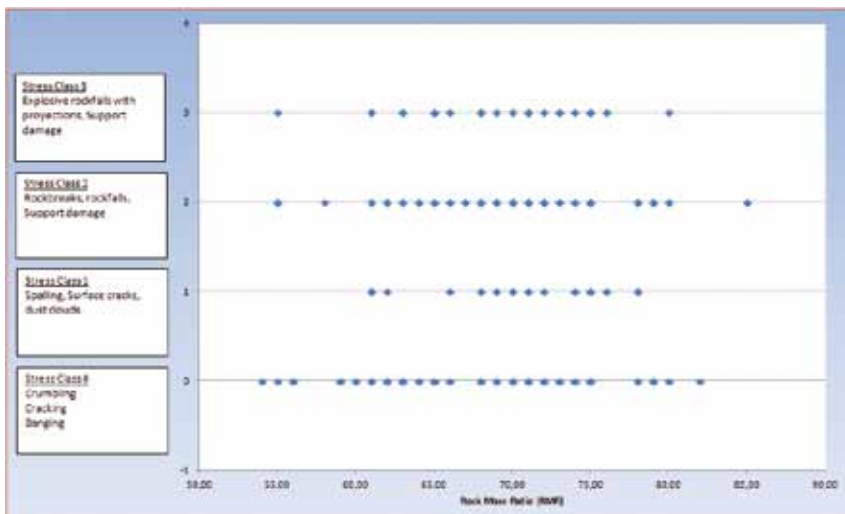


Fig. 36. Relación entre la intensidad de los estallidos y el índice geomecánico RMR

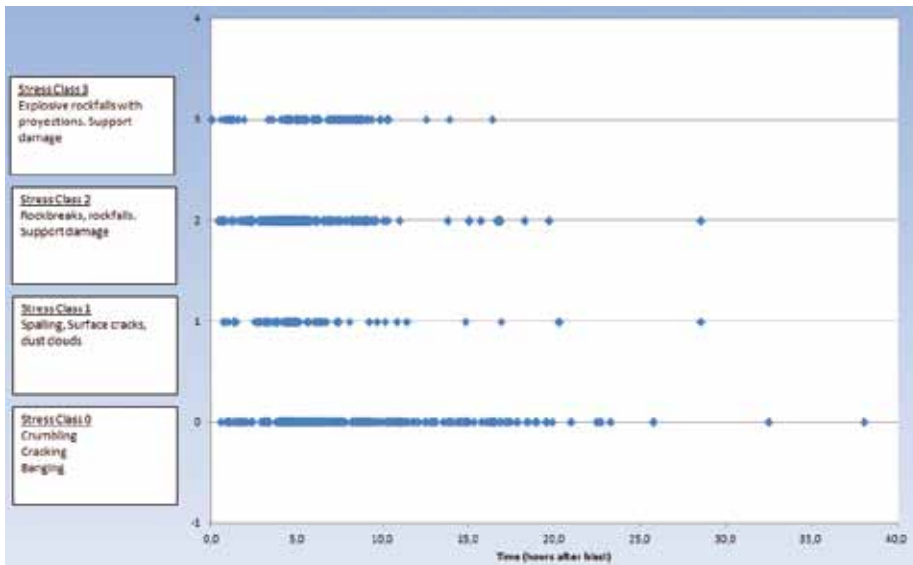


Fig. 37. Relación entre la intensidad de los estallidos y el tiempo transcurrido desde la voladura

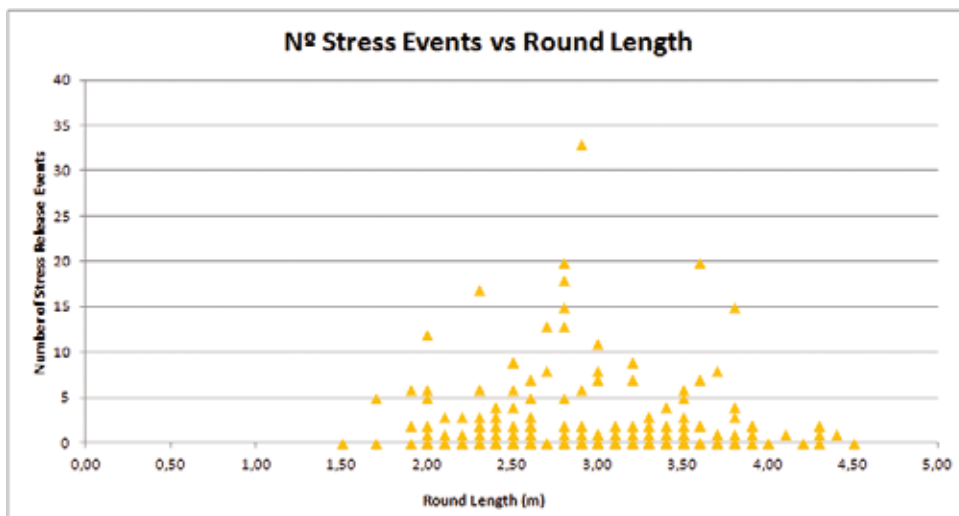


Fig. 38. Relación entre el número de eventos y la longitud de la pega

un monitoreo continuo, además de una continua adaptación de los soportes durante la fase de construcción.

La implementación de todas estas medidas en el proyecto Cheves aseguró un adecuado control del fenómeno, minimizando las incidencias operativas y económicas del mismo.

### Agradecimientos

Por parte de Hochtief Solutions AG: ingenieros H. Andersson, W. Thoesse, C. Rietschel y C. Leal.

Por parte de SN-Power: ingeniero P. Lazenby. **ROP**

### Referencias

- [1] Peter K. Kaiser, Ming Cai (2012). Design of rock support system under rockburst condition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.
- [2] T.R. Stacey, E. Rojas. A potential method of containing rockburst damage and enhancing safety using a sacrificial layer. The Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy.



## Settlement control: assuming the challenge of underground construction in London

El control de asentamientos: asumiendo el reto de la construcción subterránea en Londres



### Davor Simic

Head of Geotechnical Area Ferrovial-Agroman, Madrid, Spain.

Ph. D. Professor UPM, Madrid, Spain

#### Resumen

Los proyectos de túneles urbanos suelen incorporar riesgos asociados con los movimientos del terreno producidos por la excavación y sus efectos en edificios e instalaciones próximos. Los proyectos imponen límites estrictos en los movimientos permitidos (a veces medido como pérdida de terreno), y analizan el comportamiento a través de seguimiento en zonas y estructuras puntuales en la trayectoria del túnel. Los constructores también suelen evaluar y refinar sus sistemas de control durante la excavación para cumplir con estas limitaciones críticas del diseño. Las mediciones en campo libre de los movimientos en superficie y subsuperficie proporcionan datos fundamentales para la evaluación del rendimiento de distintos métodos de construcción de túneles y sirven para desarrollar métodos de predicción más fiables. En este artículo se expone la construcción realizada recientemente para Crossrail de dos túneles paralelos debajo de Hyde Park ejecutado por tuneladoras EPB, en donde se hace un análisis del rendimiento de las dos tuneladoras a través de soluciones analíticas y numéricas empleando parámetros ajustados a los datos de campo. El éxito de dicha evaluación queda demostrada por la concordancia entre el modelo de predicción y los datos de asentamiento reales.

#### Palabras clave

Proyectos de túneles urbanos, control de asentamientos, modelo de predicción

#### Abstract

Urban tunnelling projects inevitably involve risks associated with construction-induced ground movements and their effects on overlying buildings and facilities. Projects impose stringent limits on allowable ground movements (sometimes measured as volume loss), and evaluate performance through careful monitoring at selected sections and structures along the tunnel alignment. In addition, tunnel contractors often evaluate and refine their control systems during construction in order to meet these critical design constraints. Measurements of surface and sub-surface ground movements at free-field sites provide essential data for evaluating the performance of different tunnel construction methods and developing more reliable methods of prediction. This paper describes the recent EPB construction of twin tunnels for Crossrail beneath Hyde Park in which the performance of the two TBMs is analyzed through analytical and numerical solutions that use parameters fitted to the field data. The success of such evaluation is shown by the good agreement found between model prediction and real settlement data.

#### Keywords

Urban tunnelling projects, settlement control, model prediction

### 1. Introduction

Crossrail Ltd (CRL) was established in 2001 to promote and develop vital links to meet the needs of people and businesses throughout the South East, and to ensure that London continues in its role as the Europe's leading financial and business centre.

It was a 50/50 joint venture company between Transport for London and the Department for Transportation. On 5th

December 2008 it became a fully owned subsidiary of TfL. CRL represents a real commitment to the development of new services to tackle the lack of capacity and congestion on the existing network. Crossrail will run 118 km from Maidenhead and Heathrow in the west, through new twin-bore 21 km tunnels under central London to Shenfield and Abbey Wood in the east.

When Crossrail opens it will increase London's rail-based transport network capacity by 10 per cent. BFK, the JV of which Ferrovial-Agromán takes part was awarded two main Contracts valued in the region of £500 million, including (see figure 1):

**C300:** bore of two 6.2km tunnel drives between Royal Oak and Farringdon: Twin 7.1m diameter tunnel drives from Royal Oak construction site to Farringdon station.

**C410:** construct early access shafts and sprayed concrete lining works for Bond Street and Tottenham Court Road station tunnels. SCL station tunnels, shafts and compensation grouting at Bond Street and Tottenham Court Road Stations

This paper will address the EPB construction works which started from Royal Oak portal, next to Paddington station, to Farringdon station with 2 EPB machines.

The site locations for the EPB tunnelling works are:

**Royal Oak Portal** – See Figure 2, main site for TBM, spoil transported away by train.

Figure 3 shows the longitudinal alignment, excavated mostly in London Clay.

**Bond Street Station** – 5 grout shafts / SCL works at 2 sites (see Figure 4).

# Contract C300/410 – Scope

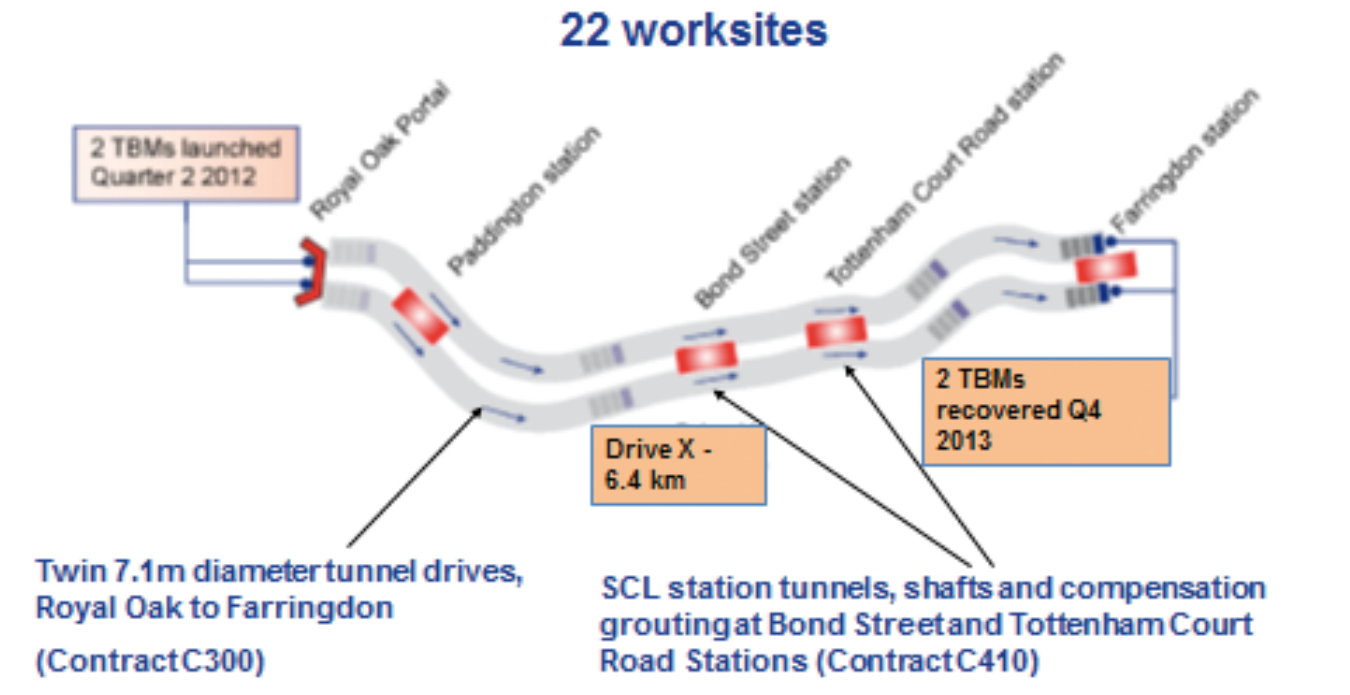


Fig. 1. Crossrail C300 and C410



Fig. 2. Royal Oak portal. Main tunnel site

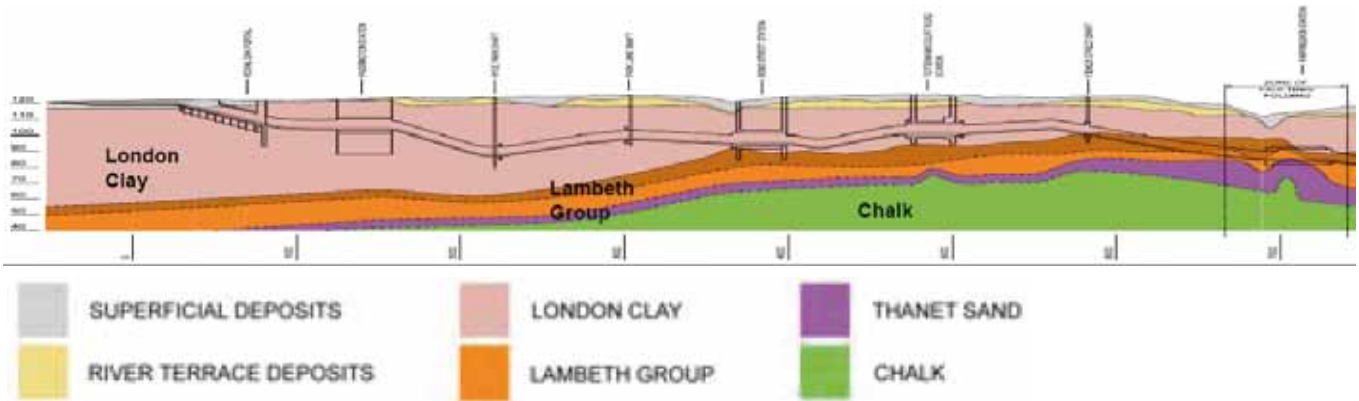


Fig. 3. Geology: most tunnelling is through London Clay

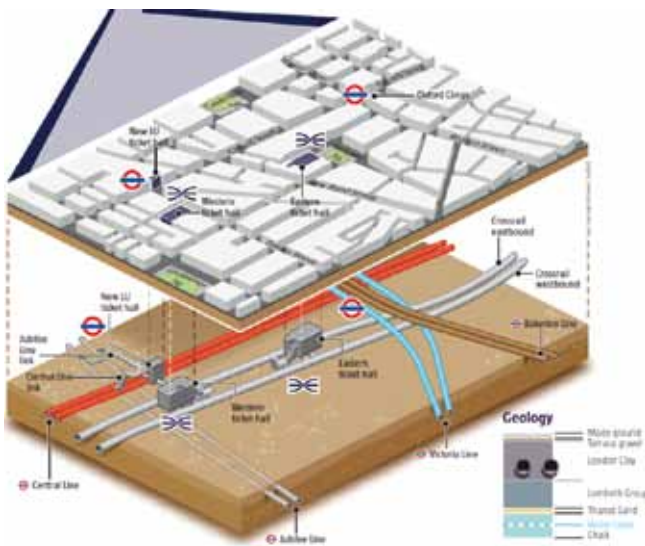


Fig. 4. Bond street station

Tottenham Court Road Station – 7 grout shafts / SCL works at 2 sites

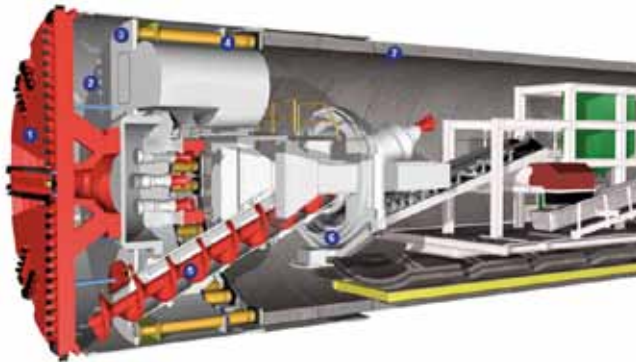
## 2. Operational control of the EPB excavation

Integrated team & systems for Monitoring ground movements has been in place during all tunnelling works. A particular strategy was devised to reduce the settlement impact through the control of EPB operational parameters.

As shown in Figure 5, action was taken in the cutting wheel, muck chamber, face pressure and jacking force.

Figures 6 to 7 show different examples of the real time monitoring that was carried out of some important operational parameters, such as:

- Face pressure
- Grout pressure and volume



- 1 – Cutting wheel
- 2 – Muck chamber
- 3 – Face Pressure
- 4 – Propulsion Force
- 5 – Screw
- 6 – Erector
- 7 – Ring build

Fig. 5. Strategies to reduce settlement through the control of TBM parameters

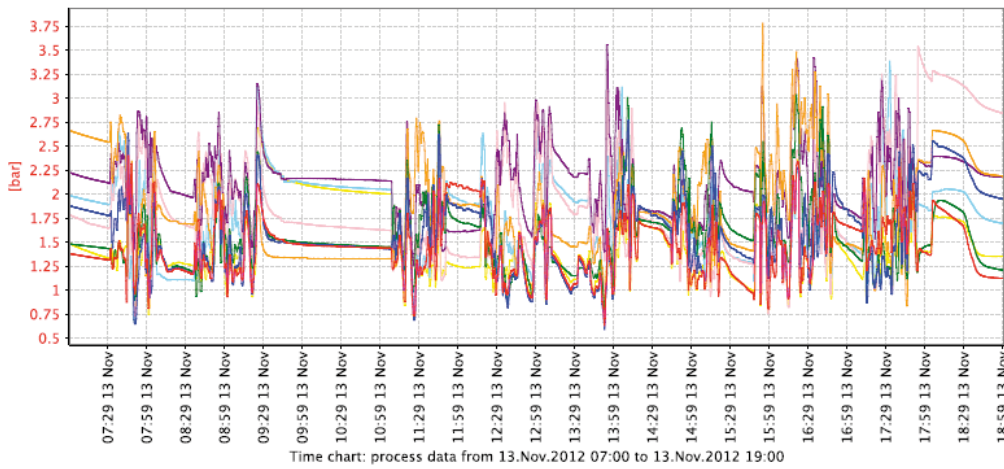


Fig. 6. Face pressure

- Earth Pressure 1 [bar]
- Earth Pressure 2 [bar]
- Earth Pressure 3 [bar]
- Earth Pressure 4 [bar]
- Earth Pressure 5 [bar]
- Earth Pressure 6 [bar]
- Earth Pressure 7 [bar]
- Earth Pressure 8 [bar]

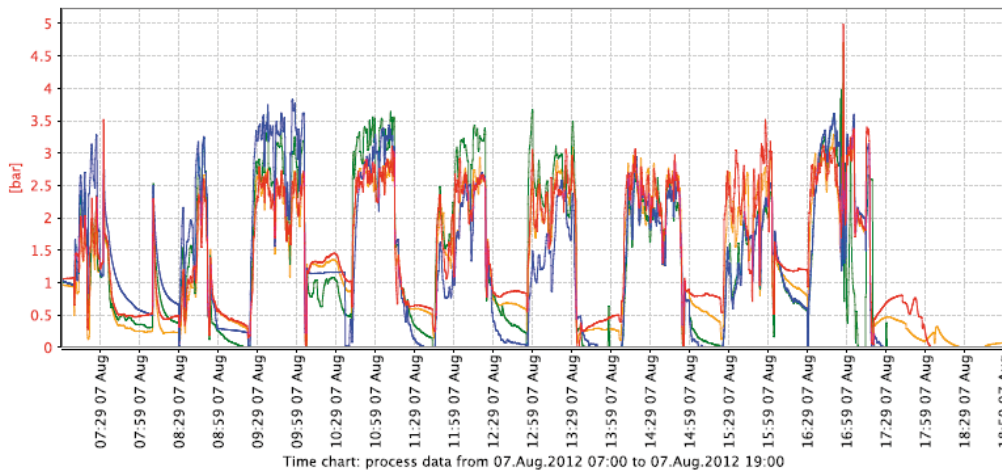


Fig. 7. Grout pressure

- Grout Injection Pressure Line A1 [bar]
- Grout Injection Pressure Line A2 [bar]
- Grout Injection Pressure Line A3 [bar]
- Grout Injection Pressure Line A4 [bar]

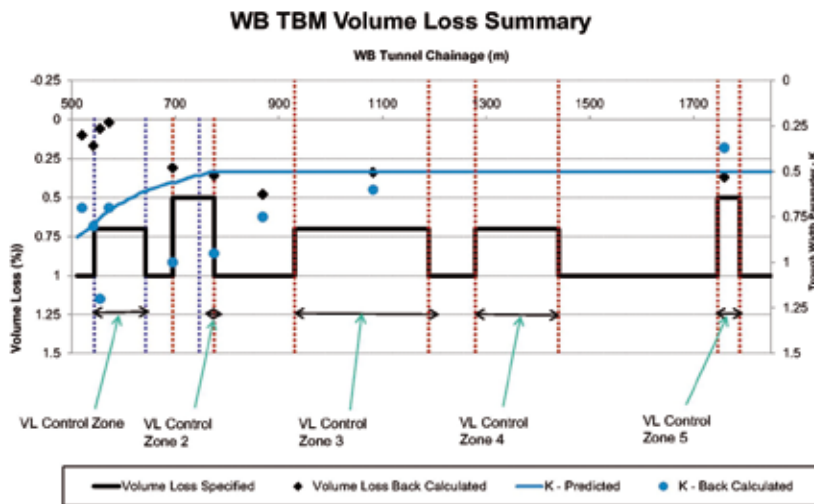


Fig. 8. Volume losses measured during TBM 1 operation

- Propulsion Force of jacks and rate of advance
- Belt weights
- Cutter torque
- Foam injection quantities
- Belt scales
- EPB crown pressure

Such integrated approach delivered confidence that we can accurately monitor and control the ground movements. This is summarized in Figure 8, where the specified and measured settlements are successfully compared, as all measured volume-losses fall below the specified values.

### 3. Instrumented site –Hyde Park

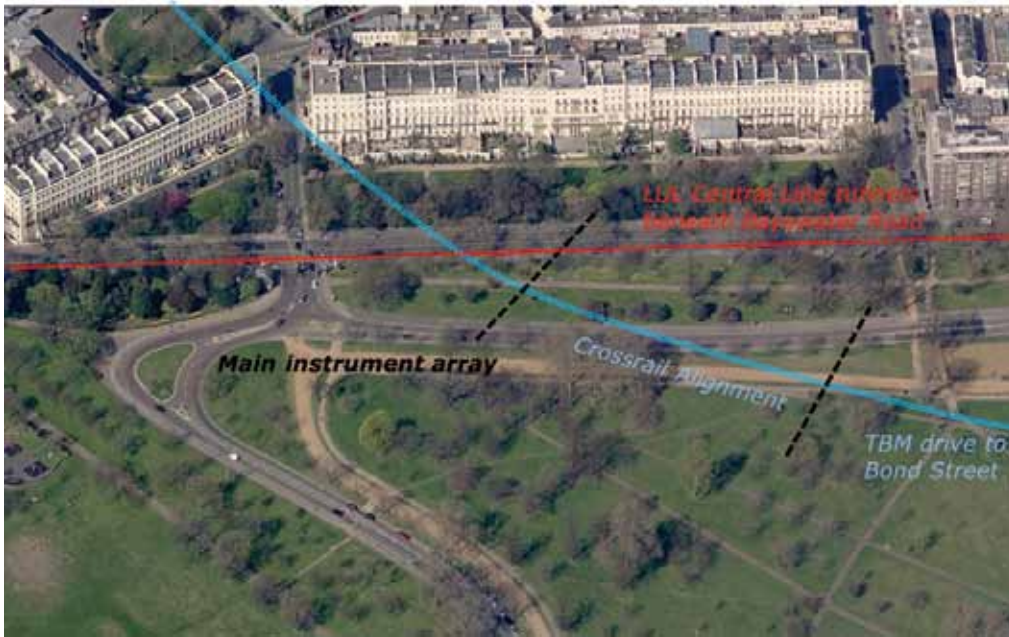
Crossrail contract C300 involved construction of twin tunnels, with inside diameter, 6.2m, running from Royal Oak portal eastwards to Farrington station. These were con-structed using Earth Pressure Balance (EPB) Tunnel Boring Machines (TBM) with max-imum 7.1m diameter cutterhead and 0.30m precast concrete lining segments forming a 6.8m outer diameter lining system. Tunnel-induced ground movements were careful-ly monitored as the tunnels advanced beneath Hyde Park. Surface settlements and lateral displacements were measured at several transects, using Precise Leveling Points (PLP's) and prisms, while more extensive subsurface component

deformations (from extensometers and inclinometers) were obtained at one well-instrumented sec-tion. This paper focuses on the leading TBM (Westbound tunnel) that passed beneath the instrumented section in January 2013. At this location the tunnel axis is at a depth,  $H = 33.6\text{m}$  below ground level and was advancing at a rate of  $3.5\text{m/hr}$  with an average face pressure,  $p_f = 175\text{kPa}$  ( $p_f/v_0 = 0.54$ ) and a grout pressure that de-creased between  $p_g = 170\text{--}90\text{kPa}$  across the instrumented section.

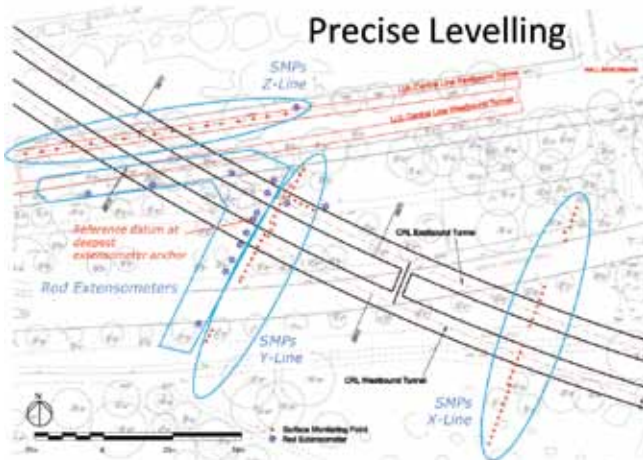
The stratigraphy at the instrumented section comprised 5m of surficial sediments above the London Clay group. The underlying Lambeth group (Eocene sands and gravels 58m bgl) is assumed to serve as a rigid base in the subsequent analyses. The groundwater table is located at the top of London clay.

On site measurements of tunnel induced-settlements obtained during the construction of the Crossrail Westbound tunnel in the alignment stretch below Hyde Park is shown in the following figures 9 and 10. As can be seen the situation is typically green-field.

The sections employed for the comparison between the real settlements measure-ments and the settlement results obtained with the numerical models to be described in the following paragraph are sections of surface monitoring points Y-Line and X-Line. Their locations are depicted in the layout of figure 10. The following Figure 11 shows the transverse settlements trough registered during the construction of the West-bound tunnel at section X-Line.



**Fig. 9. Location of instrumented sections monitored in Hyde Park area**



**Fig. 10. Situation plan of the Precise Levelling Points installed**

Settlements were measured for different distances of the TBM head from the control section. Negative distances indicate that the TBM head has not yet reached the control section whereas positive distances indicate that the TBM head has already gone past the control section. The figure shows how settlement increase as the TBM advances towards the control section and goes past it.

The following Figure 12 shows the settlements recorded during the construction of the Westbound tunnel at section Y-Line and section X-Line. Settlements were registered at the tunnel's centerline for different distances of the TBM head from the control sections. The figure shows how settlement increase as the TBM advances towards the control sections and goes past them.

Finally the following Figure 13 shows a superimposition of the settlements registered at the different control sections. All settlements correspond to "long term" settlements, that is, final settlements measured when the TBM is far away from the different control sections.

**4. Description of the FLAC 3D numerical model**

This paragraph presents a comparison between the results obtained with the Plaxis 3D and FLAC3D models performed with a standard Mohr-Coulomb model and those obtained with FLAC3D models with a Small Strain constitutive

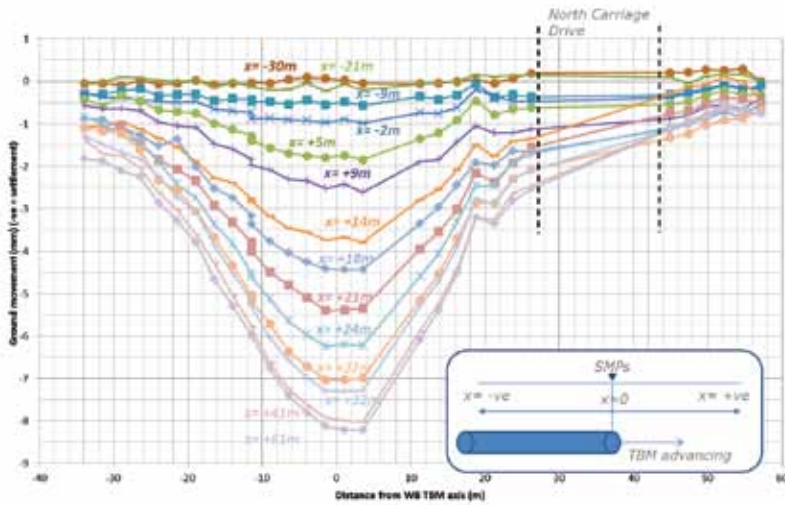


Fig. 11. Settlements measured due to construction of Westbound (WB) in section X-line

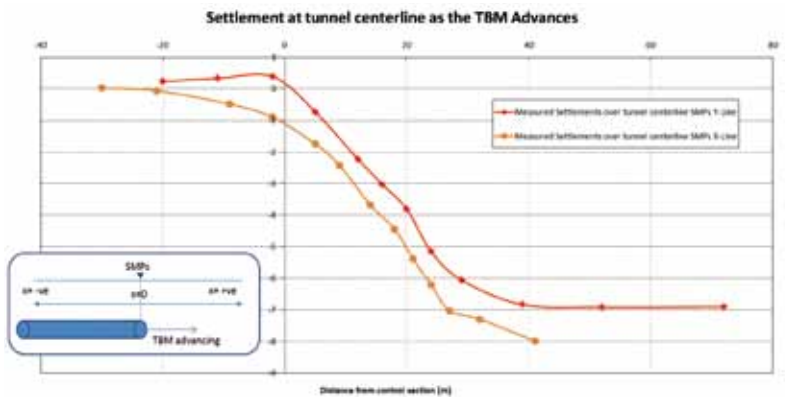


Fig. 12. Settlements in mm measured due to construction of Westbound in section X-line

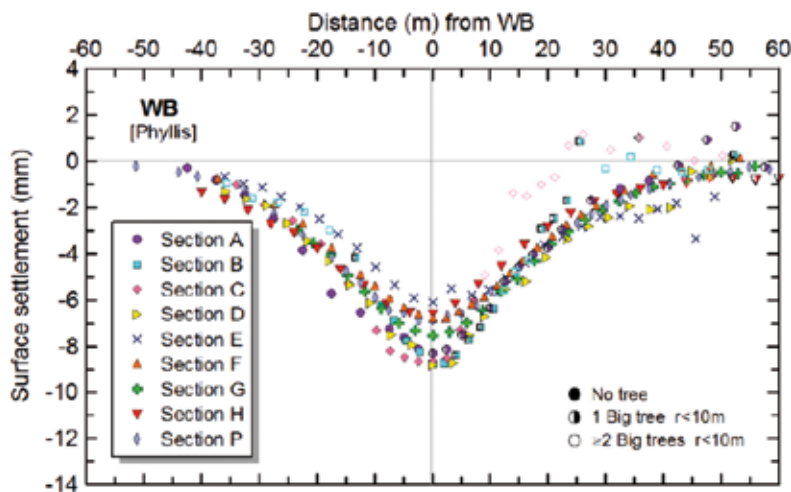


Fig. 13. Measured settlements by conventional levelling, represented from the Westbound TBM (WB) axis

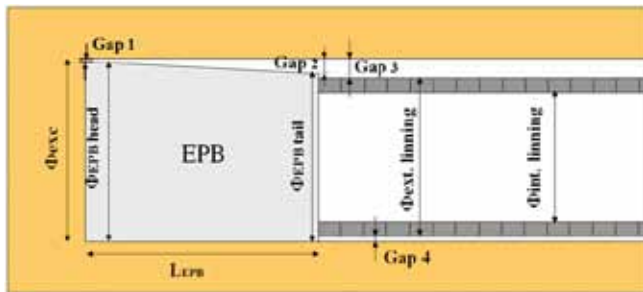


Fig. 14. Dimensions of the FLAC3D model

model using an Upper and Lower Bound modulus decay curves. All these results are then compared with real on site measurements of tunnelling-induced settlements registered during the construction of the Westbound Tunnel of Crossrail in its stretch below Hyde Park.

The comparison between real measurements and the results obtained in the numerical models indicates that a better adjustment of the real settlement troughs is obtained by using a Small Strain constitutive model.

Following Peck (1969), volume losses caused by tunneling,  $V_L$ , are usually interpreted empirically assuming a Gaussian distribution for the transversal surface settlement trough where the centerline settlement, and inflection point,  $x_i$ , are fitted to measured data (e.g., Mair et al. 1993). For undrained construction of tunnels in low permeability clays, the displaced volume at the ground surface,  $V_s = V_L$  is then equated with the volume loss.

The FLAC3D model assumes symmetry and represents a half section of the circular tunnel. The model has a rigid boundary at the base (node displacements blocked in all directions) and node displacements in the lateral boundaries are only blocked in the normal direction of the plane of the lateral boundary. As depicted in the following Figure 14, the EPB machine is modelled introducing the accurate geometry of the cutting wheel, shield and lining ring.

The face pressure applied by the TBM head is modelled as a normal pressure applied against the face of the elements of the mesh that constitute the face of the tunnel. The face pressure distribution is trapezoidal, with a minimum value at the crown of  $180 \text{ kN/m}^2$  that increases gradually towards the tunnel invert with a gradient of  $15 \text{ kN/m}^2$  according to the following equation:

$$\sigma(z) = 180 + 15 \cdot z$$

where “z” is the vertical distance of a certain point of the tunnel face from the tunnel crown.

The analysis sequence followed consists of the following stages:

1) Initial Stage: Determination of the initial stress state of the different soil formations prior to tunnel excavation. Gravity loading is considered for vertical stresses and horizontal stresses are determined according to the earth pressure coefficient at rest ( $k_0$ ) assigned to each soil type. The initial hydrostatic pore pressure distribution is also determined in this stage. After equilibrium is reached, displacements and plastic (yielded) zones are reset to zero.

2) Sequential excavation of the tunnel: The tunnel excavation is modelled following a total of 67 Phases (Stages) that are considered to excavate the 100 meter long tunnel ( $100/1.5 \approx 67$ ).

Data reflected in Figure 12 have been used for the calibration of different numerical models in order to accurately reproduce with calculations the field data. This analysis is beyond the scope of this paper, only a mention will be made in the following Figure 15

From the preceding Figure 15, it can be seen that all calculations overestimate settlements when the TBM head has not yet reached the control section or is at the control section ( $x = 0 \text{ m}$ ). Settlements predicted by the numerical models resemble those measured on site when the TBM has gone past the control sections (from  $x \approx 25 \text{ m}$  onwards). The FLAC3D model performed with the Small Strain constitutive model (Upper Bound) is the model that better adjusts the settlement troughs measured on site, especially the final settlements.

The surface settlement and horizontal displacement troughs and the volume loss (area enclosed by the settlement trough divided by the excavated area of the tunnel and expresses as a percentage) have been determined for several cross sections.

The following figures 16 and 17 present the comparison of the settlements measured on site with the settlements obtained with the numerical models. For comparison with



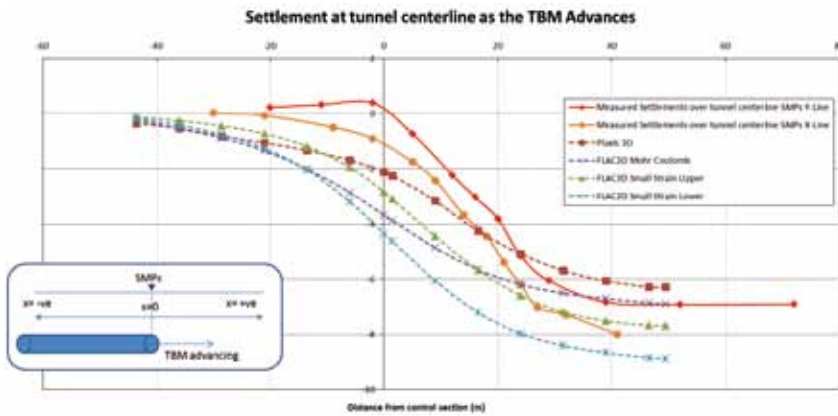


Fig. 15. Comparison between real settlements in mm and numerical results (longitudinal trough)

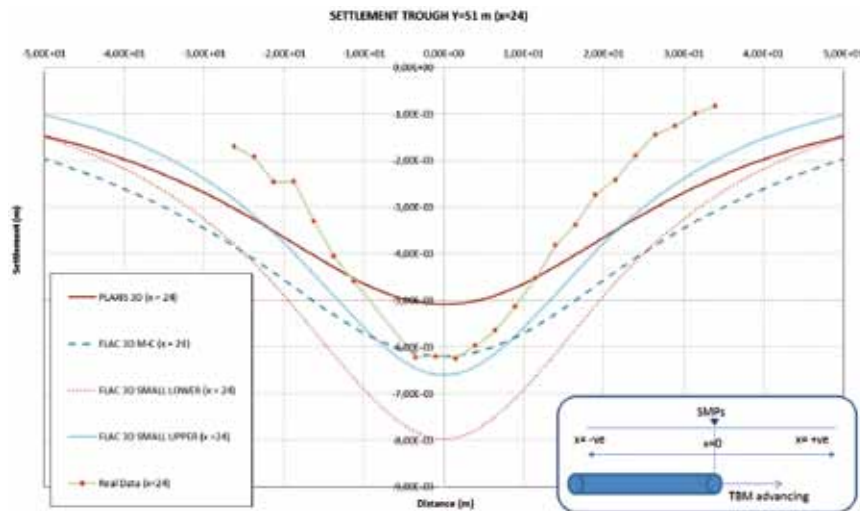


Fig. 16. Comparison between real settlements (mm) and numerical results (phase 50). Face 24m past the Control section

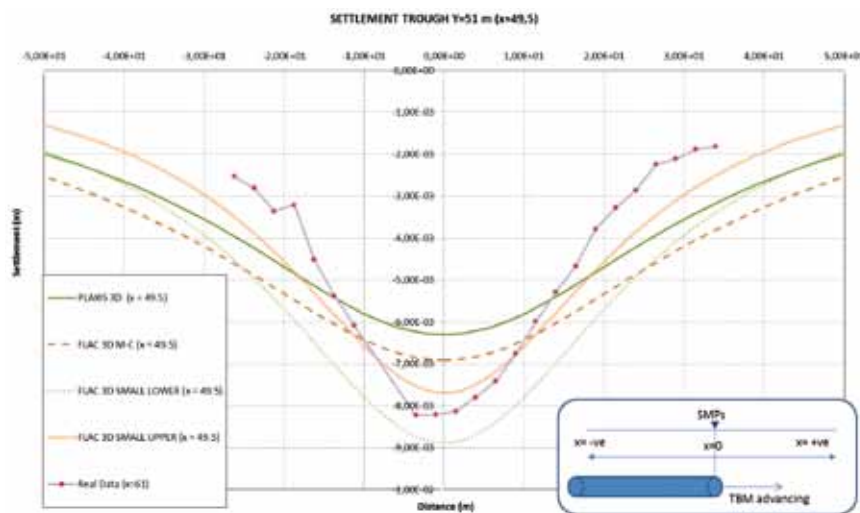


Fig. 17. Comparison between real settlements (mm) and numerical results (phase 67). Face 49m past the Control section

the transverse settlements troughs measured in section SMPs X-Line, the settlements obtained when the TBM head is at the control section (Phase 34) have been compared with the settlements measured on site when the TBM head is 24 meters away from the control section. Finally, the settlements obtained when the TBM head is 49m past the control section (Phase 67) have been compared to the settlements measured on site in the X-line, as previously shown in Figure 11.

## 5. Conclusions

The construction of Crossrail C300 has provided an interesting experience of the performance of EPB TBM in London Clay. It has shown that a careful control of the different operational parameters of the machine, particularly the face pressure and the grout pressure, results in settlements being kept within very tight limits. The back-fitted numerical solutions have also shown excellent agreement with the measured close-to-face and far-field deformations and hence, provide important insight for evaluating the EPB performance using numerical predictions from comprehensive 3D finite difference models. There's an evident interest of such analysis for its application in future tunnelling works in London Clay.

From the preceding analysis, the following conclusions can be derived:

1-For Phase 34 ( $x = 0$ , TBM head at control section), all settlement troughs obtained with the different models are significantly different from the settlement trough measured on site. The settlement troughs that best adjust are the one obtained with Plaxis 3D and the one obtained with FLAC3D using the Small Strain constitutive model with the Upper Bound decay curve.

2-For Phase 50 ( $x = 24$ m, TBM head at +24 m from the control section), the settlement troughs that best adjust are the ones obtained with FLAC3D using the standard

Mohr Coulomb model and the Small Strain constitutive model with the Upper Bound decay curve. The FLAC3D model using the Mohr Coulomb law better adjusts the maximum displacement, but settlements at greater distances from the tunnel's centerline are greater than those measured on site. The maximum settlement provided by the Small Strain constitutive model with the Upper Bound decay curve is slightly greater than the maximum settlement

measured, but settlements at greater distances from the tunnel's centerline adjust better to those measured.

3-For Phase 67 ( $x = 49$ , TBM head at +49 m from the control section), it is clear that the settlement trough that best adjusts the settlements measured is the trough obtained with the FLAC3D model using the Small Strain constitutive model with the Upper Bound Decay Curve.

## 6. Acknowledgement

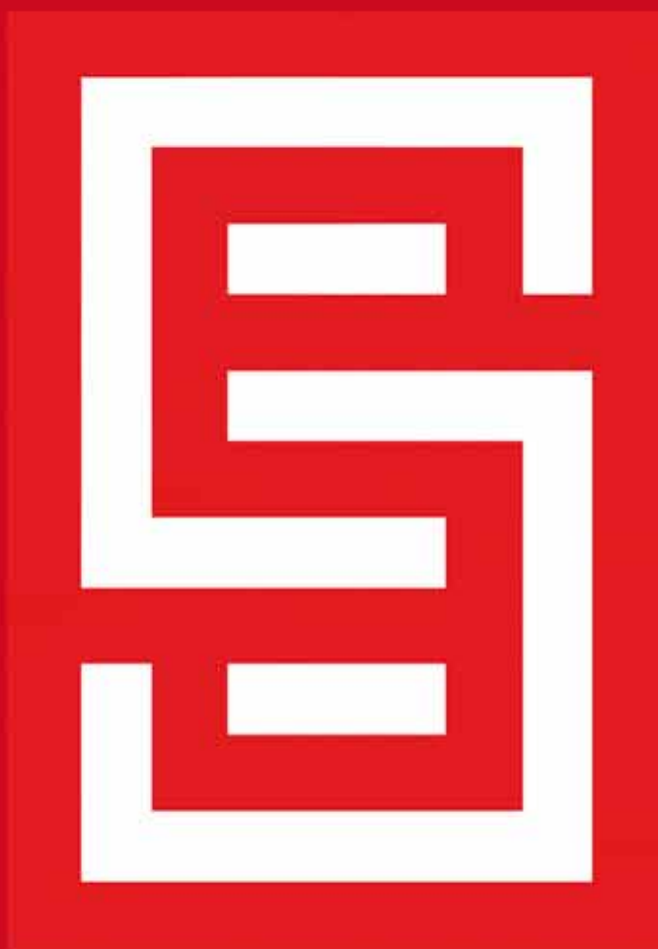
The author is grateful to the engineers from the BAM-Ferrovial-Kier Joint Venture who provided tremendous help in gathering data from the C300 project. This research was supported by Ferrovial-Agroman through the Ferrovial-MIT program. **ROP**

## Referencias

- Ieronymaki, E.S., Whittle, A.J. and Simic, D. 2014. Ground movements in Hyde Park caused by the Crossrail tunnel construction, submitted for publication.
- Peck, R.B. 1969. Deep Excavations and Tunnels in Soft Ground. Active Geotechnics: Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (State of the art Volume), 225-290.
- Standing, J.R. and Burland, J.B. 2006. Unexpected tunnelling volume losses in the Westminster area, London, Géotechnique, 56(1), 11-26.



**FUNDACIÓN  
CAMINOS**



**Premio  
Rafael Izquierdo  
a la Solidaridad  
2ª Edición**

**ABIERTO EL PLAZO  
DE PRESENTACIÓN DE CANDIDATURAS  
HASTA EL 15 DE OCTUBRE DE 2015**

# FONDOS DE INVERSIÓN

La solución para que usted no tenga que ocuparse de gestionar sus inversiones.

## SICAV'S

**GERLOCAPITAL SICAV S.A.**  
Invierte en Renta Variable con una vocación global y exposición en distintas divisas.  
(Nº REG. CNMV 211)

**CENTAURUS 2002 SICAV S.A.**  
Con una cartera de Renta Fija con objetivo de estabilidad, invierte en Renta Variable global.  
(Nº REG. CNMV 2819)

## RENDA VARIABLE

**CARTERA VARIABLE F.I.**  
Fondo 100% Renta Variable con exposición en Ibex35 fundamentalmente.  
(Nº REG. CNMV 1678)

**CAMINOS BOLSA EURO F.I.**  
Fondo 100% Renta Variable con exposición en Eurostoxx 50 fundamentalmente.  
(Nº REG. CNMV 2327)

**CAMINOS BOLSA OPORTUNIDADES F.I.**  
Fondo 100% Renta Variable. Busca oportunidades en empresas con potencial de revalorización.  
(Nº REG. CNMV 660)

## MIXTO

**RV 30 FOND F.I.**  
Fondo mixto de Renta Fija con una exposición máxima en Renta Variable del 30% y una cartera de RF que busca valor añadido.  
(Nº REG. CNMV 498)

**DINFONDO F.I.**  
Fondo mixto de Renta Fija que invierte en una seleccionada cartera de RF y un máximo del 10% en Renta Variable.  
(Nº REG. CNMV 261)

## RENDA FIJA

**FONCAM F.I.**  
Nuestro Fondo de Renta Fija más galardonado.  
(Nº REG. CNMV 659)

**FONDO SENIORS F.I.**  
Fondo de Renta Fija por el que Gestifonsa SGIIC ha sido galardonada como mejor Gestora de RF en varios ejercicios. (Nº REG. CNMV 2622)

**DINVALOR GLOBAL F.I.**  
Fondo de Renta Fija Global con reducida exposición en España, invierte en distintas estrategias con bonos internacionales.  
(Nº REG. CNMV 1477)

## MONETARIO

**DINERCAM F.I.**  
Nuestro Fondo Monetario.  
(Nº REG. CNMV 3449)

**E** **Foncam FI Premio Mejor Fondo RF a LP Año 2000** Otorgado por Expansión y Standard&Poor's. / **Foncam FI Premio Mejor Fondo RF a LP 3 años Año 2001** Otorgado por Expansión y Standard&Poor's. / **Foncam FI Premio Mejor Fondo RF a LP Año 2004** Otorgado por Lipper Fund Awards y Cinco Días. / **Dinvalor Global FI Tercer Premio Mixtos defensivos Año 2005** Otorgado por Intereconomía, Morningstar, Tressis y JP Morgan. / **Foncam FI Premio Mejor Fondo RF Bonos Euro Año 2008** Otorgado por Morningstar y La Gaceta. / **Foncam FI Premio Mejor Fondo RF LP zona Euro Año 2008** Otorgado por Interactive Data y Expansión. / **Foncam FI Premio Mejor Fondo de RF Año 2008** Otorgado por Lipper Fund Awards. / **Gestifonsa SGIIC Premio Mejor Gestora de RF Año 2008** Otorgado por Interactive Data y Expansión. / **Foncam FI Best Fund over three years bond Euro Año 2009** Otorgado por Lipper Fund Awards. / **Foncam FI Best Fund over five years bond Euro Año 2009** Otorgado por Lipper Fund Awards. / **Foncam FI Best Fund over ten years bond Euro Año 2009** Otorgado por Lipper Fund Awards. / **Dinercam FI Premio Mejor Fondo Monetario Nacional Año 2010** Otorgado por BME, Interactive Data y Expansión. / **Gestifonsa SGIIC Premio Mejor Gestora de RF Nacional Año 2010** Otorgado por BME, Interactive Data y Expansión.

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 SGIIC, 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.