

MECÁNICA DEL SUELO E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

13^ª SESIÓN Actuaciones geotécnicas en obras ferroviarias

Madrid, 7 de marzo de 2013

CON LA COLABORACIÓN DE:



Administrador de Infraestructuras Ferroviarias



Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

1 PRESENTACIÓN

Con esta jornada sobre actuaciones geotécnicas en obras ferroviarias continuamos con la serie de Sesiones Técnicas organizadas conjuntamente por la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS)

Se ha diseñado un programa, desarrollado por expertos de reconocido prestigio del campo de la geotecnia, dividido en dos mesas redondas en las que se tratarán los aspectos más importantes del diseño y ejecución de las obras ferroviarias.

Nuestro objetivo es promover un foro de discusión en el que profesionales relacionados con la ingeniería del terreno podamos debatir y actualizar nuestros conocimientos

2 CONTENIDO

Mesa Redonda sobre DISEÑO y CONTROL

2.1 Comportamiento dinámico de líneas ferroviarias con balasto

D. Vicente Cuéllar Mirasol. Jefe de Área de Infraestructuras (CEDEX)

2.2 Actuaciones Geotécnicas en Obras Ferroviarias Urbanas

D. Carlos Oteo Mazo. Catedrático de Ingeniaría del Terreno

2.3 Línea de alta velocidad Barcelona-Frontera Francesa, Túnel de conexión Sants, paso al lado del templo de la Sagrada Familia.

D. Juan Carlos Monge Cristóbal. Gerente Área de Ingeniería. ADIF

Mesa Redonda sobre Ejecución

- 2.4 Tratamiento del terreno mediante "compaction grouting". Acceso ferroviario a la estación de Sants (Barcelona) D. Goran Vukotic. KELLERTERRA
- 2.5 Aplicación de la técnica de columnas de modulo controlado en las plataformas ferroviarias españolas de alta velocidad.

D. Juan Carlos Montejano Sanz. MENARD y D. José Luis Arcos Álvarez. RODIO KRONSA

2.6 Pilotes prefabricados en obras ferroviarias: una realidad

D. Eduardo >Manzano Arroyo. TERRATEST CIMENTACIONES

2.7 Tratamientos del terreno en las obras de Crossrail, en Londres

D. Gustavo Armijo Palacio. GEOCISA

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LÍNEAS FERROVIARIAS CON BALASTO BAJO CARGAS VERTICALES

Vicente CUÉLLAR MIRASOL

Dr. Ingeniero de Caminos Jefe del Área de Infraestructuras CEDEX

1.INTRODUCCIÓN

Según los datos aportados por ADIF (1) la red que gestiona actualmente en España comprende:

- 2.849 km de líneas de alta velocidad, con ancho internacional, y 614 km de red convencional que cumplen las condiciones del Reglamento del Sector Ferroviario para ser considerados como pertenecientes a vía especialmente acondicionada para la alta velocidad, y
- 11.096 km de líneas ferrroviarias convencionales, a los que habría que añadir los1200 km gestionados por FEVE, ahora ADIF.

Si bien el Plan Estratégico de Infraestructuras y Transporte 2005-2020 (PEIT) está propiciando la construcción de tramos con placas de hormigón en la nueva red de altas prestaciones y actualmente se plantea de manera normal la utilización de vía en placa para satisfacer necesidades concretas, básicamente en estaciones y accesos urbanos, túneles y viaductos, prácticamente todas las vías convencionales y la mayor parte de las líneas de alta velocidad se han construido en España con balasto. De ahí la gran importancia que tiene, para las labores de mantenimiento, renovación y aprovechamiento con tráfico mixto de la red española actual, profundizar en el conocimiento del comportamiento mecánico de sus líneas con balasto.

A dicho conocimiento se está contribuyendo desde el CEDEX mediante:

- la construcción de una célula de ensayos, coloquialmente llamada "El Cajón", que permite ensayar de forma acelerada a escala 1:1 secciones de vía real, tanto convencional como de alta velocidad con tráfico mixto,
- la puesta a punto y desarrollo de técnicas de instrumentación y auscultación de los distintos componentes de la vía que está ayudando a comprobar, por un lado, el comportamiento actual de las líneas de ferrocarril españolas, y por otro, la validez de los resultados obtenidos en los ensayos de diferentes tipos que se realizan en el Cajón,
- la amplia experiencia acumulada en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, a lo largo de sus más de 60 años de funcionamiento, sobre el comportamiento mecánico de las infraestructuras del Transporte y la adquirida en los últimos 10 con la revisión de la Ficha 719 de la UIC (2) y participaciób en los proyectos europeos del 5°, 6° y 7° Programas Marcos Europeos SUPERTRACK (3), INNOTRACK (4) y RIVAS (5).

En este documento se hace una breve exposición de los conceptos fundamentales que rigen el comportamiento mecánico de las vías de balasto con cargas verticales. A continuación se describe el

Cajón del CEDEX y finalmente se comentan sus aportaciones más significativas al estudio de los comportamientos estático, quasi – estatico y dinámico de vías con balasto.

2.PARÁMETROS DE UNA VÍA CON BALASTO

En la Fig. 1 se ha esquematizado la sección transversal de una vía doble con balasto. La nomenclatura utilizada en la figura para designar sus distintas capas es la misma que aparece en el manual 719 de la UIC (2). Merece la pena resaltar que ya sea por el efecto del peralte en tramos curvos como por la pendiente que se da al subbalasto para poder evacuar el agua de lluvia en tramos rectos, el espesor de balasto bajo los dos carriles de la vía no suele ser el mismo. Esto da lugar a que las cargas transmitidas por los ejes a través de las ruedas no induzcan el mismo asiento en los dos carriles de la vía y a que gire la traviesa. Es por ello que, de la misma forma que se hace a la hora de estudiar el comportamiento dinámico de cimentaciones de máquinas vibratorias teniendo en cuenta la interacción inercial entre la cimentación y el terreno de apoyo, se incorpore la respuesta dinámica de las traviesas, al comportamiento de la vía al paso de los trenes, considerándolas sólidos rígidos con dos grados de libertad (el desplazamiento vertical y la rotación de su centro de gravedad), Lombaert et al.(6).



Figura 1. Esquema indicativo de la distribución de capas en una vía doble con balasto UIC (2).

Con el fin de completar la descripción de los elementos que constituyen la superestructura de la vía, en la Fig.2 se han recogido los componentes de la sujeción elástica para carril 60- E1y traviesa AI-99 que son los elementos de la superestructura actualmente utilizados por ADIF en sus líneas de alta velocidad.



Figura 2. Elementos que, junto con el balasto, constituyen la superestructura de la vía en las LAV's españolas.



En la Fig. 3 se han representado en mm las dimensiones en alzado y planta de la traviesa monobloque pretensada AI-99 con 340 kg de masa.

Figura 3. Dimensiones en mm de la traviesa AI-99

En los estudios del comportamiento de la infraestructura de la vía tanto el carril como la traviesa suelen considerarse rígidos. No así la placa de asiento carril-traviesa (ver Fig. 2), cuya rigidez juega un papel muy importante en el comportamiento de la vía. López Pita (7) comenta que los ferrocarriles franceses optaron en la nueva línea de alta velocidad París-Lyon por una placa de asiento de 9 mm de espesor y 90 kN/mm de rigidez nominal frente a la placa de 4,5 mm y 150 kN/mm adoptada en las líneas convencionales; y que los ferrocarriles alemanes adoptaron en sus primeras líneas de alta velocidad placas de asiento de 500 kN/mm para pasar posteriormente a placas con 60 kN/mm y hasta de 27 kN/mm y 10 cm de espesor en un tramo de 14 km en la línea de alta velocidad Hannover-Berlín. Para las traviesas con suela poco rígidas, actualmente se utilizan en las líneas alemanas de alta velocidad placas de asiento de 6 mm de espesor y rigidez vertical \geq 450 kN/mm, RIVAS (5). En España, si bien en la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla se utilizaron placas de 400 a 500 kN/mm, en la LAV Madrid-Barcelona se pasó a placas de asiento de 7 mm de espesor y 100 kN/mm de rigidez nominal similares a la representada en la Fig. 2, que es la que actualmente se utiliza en las líneas de alta velocidad españolas, Puebla et al. (8).

En lo que se refiere al tren, en la Fig. 4 se han esquematizado los sistemas que condicionan la interacción vehículo-vía y en la Fig. 5 los parámetros geométricos del tren que determinan la respuesta quasi-estática de la vía.

De acuerdo con Goicolea et al. (10) los efectos de un tren sobre una vía de balasto pueden clasificarse en estáticos, quasi-éstáticos y dinámicos:

- Estáticos, son los producidos, con el tren parado sobre la vía, por las cargas que los ejes de los bogies transmiten mediante las ruedas a los carriles. Dichas cargas se deben fundamentalmente al peso propio de las locomotoras, vagones y a las sobrecargas de pasajeros y mercancías.
- Quasi-estáticos, son los debidos a las cargas estáticas que transmiten los ejes cuando el tren se mueve a una cierta velocidad en tramos rectos ó curvos de la vía y tanto las ruedas de los vehículos como los carriles de la vía están en perfectas condiciones de rodadura. En función de los parámetros geométricos del tren, tales como los indicados en la Fig. 5, y de cuál sea su velocidad, incorporan determinadas frecuencias de vibración en las cargas, por lo que a dichos efectos dinámicos se les conoce también con el nombre de cíclicos ó paramétricos.
- Dinámicos propiamente dichos, son los debidos a las sobrecargas generadas por la interacción dinámica del tren con las irregularidades que encuentra en su camino de rodadura. Dichas sobrecargas se superponen a las cargas quasi-estáticas, si bien para estudiar las vibraciones que

se generan en el entorno de la vía suelen considerarse solamente las sobrecargas dinámicas RIVAS (5).



Figura 4. Componentes que intervienen en la interacción vehículo-vía, Knothe & Grassie (9)



Figura 5. Parámetros del tren que intervienen en la respuesta quasi-estática de la vía

En el estudio de los efectos dinámicos propiamente dichos juega un papel muy importante la masa no suspendida del vehículo (la que el vehículo transmite directamente a los ejes) y la rigidez de la vía. Tanto la rigidez del contacto (ver Fig 4), como la de la caja del vehículo, al ser muy superior y muy inferior respectivamente a la de la vía, apenas influyen en su comportamiento dinámico.

Atendiendo a la forma en la que normalmente se determinan los parámetros que determinan el comportamiento mecánico de una vía con balasto frente a las cargas verticales, cabe describirlos en el siguiente orden:

Rigidez de vía (K en kN/mm): Caracteriza a la vía globalmente y se utiliza para determinar las sobrecargas dinámicas que generan las irregularidades de la vía al paso de los trenes. Viene dado por el cociente entre la carga Q (kN) que aplica una rueda sobre un punto del carril y el asiento δ(0) (mm) de dicho punto:

$$K = \frac{Q}{\delta(0)} \qquad \qquad ec. (1)$$

Suponiendo la carga aplicada en el origen de un sistema de ejes cartesianos en el que el eje OX va en la dirección del carril, los asientos $\delta(x)$ a los que da lugar dicha carga se ajustan a la conocida expresión de Zimmermann (11) basada en la teoría de Winkler (12).

$$\delta(x) = \frac{Q}{K} e^{-\frac{|x|}{L}} \left[\cos \frac{|x|}{L} + \sin \frac{|x|}{L} \right] \qquad ec. (2)$$

donde L representa la longitud elástica de la vía que en función de K y de la rigidez a flexión del carril EI se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$L = \sqrt[3]{\frac{8EI}{K}} \qquad ec. (3)$$

Suponiendo traviesas de 0,30 m de anchura y una separación entre ellas S = 0,60 m, en la Fig. 6 se ha representado el bulbo de asientos al que de acuerdo con la ec. (2) da lugar la carga Q de la rueda de un eje en una vía con una rigidez K = 52 kN/mm y carriles con EI = 6,4155 MN/m2 (L = 0,955 m). En la Fig. 7 se ha dibujado, para el mismo tipo de vía, la curva correspondiente a un bogie con 3,0 m de empate entre los dos ejes. En ambos tipos de curvas puede observarse que la longitud máxima de vía dmax afectada por la carga Q, a un lado y otro de la misma, viene dada, en función del parámetro L, por la siguiente expresión:



 $d_{max} = \frac{3}{4}\pi L \qquad \qquad \text{ec. (4)}$

Figura 6. Bulbo de asientos en el carril originado por una rueda en una vía con K = 52 kN/mm y carriles con $EI = 6,4155 \text{ MN/m}^2$



Figura 7. Bulbo de asientos originado por un bogie con 3m de empate en la vía de la Fig. 6.

Módulo de vía (u en MN/m²): Es un parámetro que multiplicado por el asiento del carril δ(x) en cualquier punto de la vía proporciona la reacción unitaria de la vía q(x) a dicho asiento:

$$u = \frac{q(x)}{\delta(x)} \qquad \qquad ec. (5)$$

Puede comprobarse que entre los parámetros K y u se verifica la siguiente relación:

$$u = \sqrt[3]{\frac{K^4}{64EI}} \qquad ec. (6)$$

La importancia del parámetro u reside en el hecho de que a través de él es inmediata la obtención de los demás parámetros de la vía y del porcentaje de la carga Q que se transmite a cada traviesa.

Integrando las reacciones unitarias a lo largo de la longitud de vía afectada por cada traviesa (la separación S entre ellas) se obtiene la llamada "reacción de traviesa" que coincide con la carga transmitida por el carril a cada traviesa Q_T . De acuerdo con el sistema de ejes adoptado en la Fig. 6, para la traviesa sobre la que se aplica la carga Q se tiene:

$$Q_T(0) = \int_{-0,30}^{+0,30} q(x) dx \qquad ec. (7)$$

Coeficiente de balasto (C en N/mm³): Es un parámetro que, aunque de forma distinta que K y u, también engloba la totalidad de la vía (superestructura e infraestructura). Viene dado por el cociente entre el módulo de vía y un "ancho equivalente" B, que se obtiene dividiendo el área de apoyo de la semi-traviesa sobre el balasto A por la separación entre traviesas S (60 cm). Como valor de A puede adoptarse la superficie de una placa circular de 60 cm de diámetro (2.830 cm²) que para una anchura de la traviesa de 30 cm (ver Fig. 3) supone una longitud de semi-traviesa centrada en el carril de aproximadamente 1 m. A partir de dichos parámetros se tiene:

$$C = \frac{u}{B} = \frac{u}{\frac{A}{S}} \qquad ec. (8)$$

Durante mucho tiempo se ha utilizado el coeficiente de balasto de la vía como indicador de la calidad de la misma, si bien últimamente está alcanzando más protagonismo el parámetro K. Para vías convencionales, valores de C inferiores a 0,05 N/mm³ suelen considerarse propios de una vía de baja resistencia; entre 0,05 y 0,10 N/mm³ de vía mediocre; entre 0,10 y 0,30 N/mm³ de vía aceptable y superiores a 0,30 N/mm³ de vía buena. En vías de alta velocidad los valores de C suelen oscilar entre 0,30 y 0,40 N/mm³, correspondiendo a valores de K comprendidos entre 50 y 120 kN/mm.

• Rigidez de apoyo (k_{eq} en kN/mm): Es el parámetro que liga la carga Q_T (x) que el carril transmite a la placa de asiento de cada traviesa con el asiento del carril sobre dicha traviesa. Es decir:

$$k_{eq} = \frac{Q_T(x)}{\delta(x)} \qquad ec. (9)$$

Es interesante comprobar que para la traviesa sobre la que se sitúa la carga Q se verifica la siguiente relación:

$$Q_T(0) = \int_{-0,30}^{+0,30} q(x) dx = \int_{-0,30}^{+0,30} u\delta(x) dx = uS\delta(0) = k_{eq}\,\delta(0) \qquad ec.\,(10)$$

de la que se deduce:

$$k_{eq} = uS \qquad \qquad ec. (11)$$

Por otro lado de las ecuaciones (9) y (1) se desprende que el porcentaje de la carga Q que, aplicada en el carril sobre la traviesa situada en el origen de coordenadas (ver Fig.6), se transmite a otra traviesa situada a la distancia x de dicho origen es:

$$100 \frac{Q_T(x)}{Q} = 100 \frac{k_{eq}}{K} \frac{\delta(x)}{\delta(0)} \qquad ec. (12)$$

Se comprueba así que la reacción de cualquier traviesa a la carga Q viene dada por la ordenada del bulbo de asientos, normalizada respecto al asiento del punto de aplicación de la carga, multiplicada por el factor adimensional k_{eq} / K .

Si se descompone el asiento de un punto del carril $\delta(x)$ sobre una traviesa situada a la distancia x del punto de aplicación de la carga Q en las contribuciones que aportan cada uno de los elementos del apoyo (placa de asiento δ_{pa} ; balasto δ_b ; subbalasto δ_{sb} ; capa de forma δ_{cf} ; y terraplén ó desmonte δ_t) se puede escribir:

$$\delta(x) = \delta_{pa}(x) + \delta_b(x) + \delta_{sb}(x) + \delta_{cf}(x) + \delta_t(x) \qquad ec. (13)$$

Si, contrariamente a lo que se indica en la Fig. 1, consideramos al subbalasto formando parte de la plataforma y designamos como δ_{pt} a la contribución de ésta al asiento del carril, la ec. (9) queda de la siguiente forma:

$$\delta(x) = \delta_{pa}(x) + \delta_b(x) + \delta_{pt}(x) \qquad ec. (14)$$

Si una vez obtenido el valor de $Q_T(x)$ correspondiente a la traviesa que estamos considerando se denomina:

$$k_{pa} = \frac{Q_T(x)}{\delta_{pa}(x)} \quad a \text{ la rigidez de la placa de asiento}$$
$$k_b = \frac{Q_T(x)}{\delta_b(x)} \quad a \text{ la rigidez del balasto}$$
$$k_{pt} = \frac{Q_T(x)}{\delta_{pt}(x)} \quad a \text{ la rigidez de la plataforma}$$

y se sustituyen estas últimas ecuaciones, junto con la ec. (5), en ec. (10) se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_{pa}} + \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_{pt}} \qquad ec. (15)$$

que proporciona, para cualquier traviesa, el valor de la rigidez de su apoyo en función de las rigideces de cada uno de los elementos que lo constituyen.

3.TÉCNICAS DE MEDIDA

A la hora de determinar los parámetros de una vía con balasto, lo más fiable es estacionar un vehículo sobre la vía (ver Fig. 8) y medir, cuando una de las la ruedas del vehículo se coloca sobre una traviesa, el movimiento vertical absoluto del carril ó deflexión de la vía $\delta(0)$ utilizando para ello el sistema de rayos

láser que puede observarse en la Fig. 9 ó un potenciómetro traviesa-carril anclado a suficiente distancia y profundidad en la plataforma de la vía como para que el punto de anclaje no se vea afectado por la presencia del vehículo (ver Fig. 10). Para vehículos moviéndose a una cierta velocidad, CEDEX ha desarrollado un sistema basado en el uso de geófonos de 2 Hz anclados a la base del carril (ver Fig.9) que proporciona con suficiente fiabilidad la deflexión de la vía.

La carga que la rueda transmite a la vía Q puede medirse situando la rueda en el centro de uno de los vanos adyacentes a la traviesa, previamente instrumentada con bandas extensométricas, tal y como refleja la Fig 11. Dividiendo entre sí Q y $\delta(0)$ tal y como se indica en la ec. (1) se tiene la rigidez dela vía K. Entrando en la ec. (6) con dicho valor y las características del carril se obtiene el parámetro "u" que multiplicado por la separación entre traviesas S proporciona la rigidez del apoyo k_{eq} de la traviesa ensayada.



Figura 8. Locomotora Diesel de 40 t utilizada en el P.k.69+500 de la LAV Madrid-Barcelona para medir la rigidez de la vía, SUPERTRACK (3).



Figura 9. Técnicas con emisión de rayos Láser y geófonos de 2Hz utilizadas por el CEDEX para medir la deflexión de la vía, Tijera et al. (13).

8



Figura 10. Potenciómetros carril-traviesa y traviesa-plataforma utilizados por el CEDEX para medir la rigidez de los distintos elementos de la vía, SUPERTRACK (3).



El valor de k y la posición de la fibra neutra dependen de la forma y tamaño de la sección transversal del carril.

Figura 11. Técnica con bandas extensométricas de cortante en la fibra neutra del carril utilizada por el CEDEX para medir la carga Q que transmite una rueda a la vía, Moreno & García de la Oliva (14).

En la Fig. 12 se ha representado la historia de las deflexiones de vía obtenidas en un "bache" de la LAV Madrid-Barcelona al paso de un tren Talgo ALTARIA a 200 km/h y en la Fig. 13 se ha ilustrado la historia de las cargas por rueda medidas al paso de dicho tren por ese punto. Puede comprobarse dividiendo los picos de las cargas (Q) por los picos de las deflexiones ($\delta(0)$) que en ese punto la vía tenía, cuando se hicieron las medidas, una rigidez de 43 kN/mm, muy inferior a los valores medidos en otros puntos de la vía sin "bache" en los que se obtuvieron valores oscilando entre 100 y 130 kN/mm.



Figura 12. Historia de las deflexiones de vía obtenidas en un "bache" de la LAV Madrid-Zaragoza al paso de un tren Talgo ALTARIA a 200 km/h.





Figura 13. Historia de las cargas por eje obtenidas en el "bache" reflejado en la Fig. 12.

En lo que se refiere a la rigidez de los elementos que constituyen el apoyo correspondiente a cada traviesa, la rigidez de la placa de asiento se mide con relativa facilidad utilizando potenciómetros carriltraviesa tal y como puede observarse en la Fig. 10, entrañando mayor dificultad la medida de la rigidez del balasto y demás capas de la plataforma. Para medir la rigidez del balasto frente a los movimientos verticales pueden anclarse en el subbalasto extensómetros de varilla ó simplemente barras de acero rígidamente unidas a la traviesa. La determinación de la rigidez del resto de las capas de asiento exige la perforación de sondeos en el centro de la vía para poder situar los extensómetros a las profundidades adecuadas, a menos que se hayan ido instalando a medida que se va construyendo la plataforma de la vía.

La medida de la respuesta dinámica de los distintos componentes de la vía se hace mediante geófonos y acelerómetros. Los sensores de estos tipos utilizados por el CEDEX son: geófonos de 1Hz para las traviesas y de 2Hz para los carriles y capas de asiento; acelerómetros de $\pm 50g$ para los carriles y de $\pm 5g$ ó $\pm 10g$ para las traviesas y las capas de asiento (ver Fig. 14).



Figura 14. De izquierda a derecha: geófono de 1Hz, potenciómetro carril-traviesa, geófono de 2Hz, receptor de rayos láser, acelerómetro de ±50g, geófono de 1Hz y potenciómetro carril-traviesa, INNOTRACK (4).

3.El CAJÓN DEL CEDEX

3.1Descripción

El Cajón ferroviario del CEDEX es una célula de ensayos de 21 m de longitud, 5 m de anchura y 4 m de profundidad (ver Fig. 15) que permite ensayar, a escala 1:1 en tres zonas distintas (ver Fig. 16), tramos de 7 m de longitud con 13 traviesas cada uno de vías férreas convencionales y de alta velocidad. La principal ventaja de su utilización radica en el hecho de que en tan sólo una semana de trabajo normal en laboratorio se puede determinar el efecto que tiene en una vía real el tráfico anual de trenes. La manera en que puede simularse el movimiento horizontal de las cargas verticales que transmiten a la vía los ejes y bogies del tren moviéndose a velocidades de hasta 400 km/h y la forma en que se incorpora la rotación de tensiones principales en las capas de asiento de la vía hacen de la instalación una herramienta única para estudiar el comportamiento de líneas ferroviarias sometidas a tráfico mixto. Por otro lado la gran fiabilidad (incertidumbre inferior a 5 μ m) y número de sensores (126) con los que se mide, en los distintos componentes de la vía, el efecto de cargas por eje de hasta 50 t permiten calibrar de forma muy fiable modelos numéricos en 3D.



Figura 15. Nave de ensayos y planta inferior del Cajón con los 9 marcos fijos de reacción (3 en cada zona de ensayo).

En cada zona del Cajón, los 3 marcos fijos (azules en la Fig. 15) dan soporte a tres grandes vigas horizontales (rojas en la Fig. 15) equipadas cada una de ellas con un par de actuadores dinámicos, uno por carril, tal y como se pueden observar pintados de negro en la Fig. 15 y representado cada par, mediante las letras A, B y C, en el esquema de la Fig. 16. Cada actuador tiene una capacidad de 250 kN y puede generar frecuencias hasta 50 Hz. Los actuadores se pueden controlar cada uno independientemente ó todos ellos conjuntamente mediante un sistema digital que dirige un sistema hidráulico de aceite provisto de servo-válvulas de tres etapas que funcionan con un caudal de 1.800 litros por minuto y una presión de 210 atmósferas.



Figura 16. Zonas de ensayo del Cajón con los tres pares de actuadores A, B y C en cada una de ellas.

La estructura de reacción del Cajón se ha investigado en cada zona, tanto teóricamente como experimentalmente, para asegurar que su frecuencia natural frente a los movimientos verticales está lejos de las frecuencias de paso de los bogies y ejes de carga de los trenes de alta velocidad circulando a velocidades de hasta 400 km/h, CEDEX (15). Dadas las dimensiones del Cajón, no se han detectado efectos significativos de sus contornos (que no son completamente rígidos) en los estudios con Elementos

Finitos realizados para determinar su influencia, tanto en el comportamiento estático como en el dinámico de la vía (ver Fig. 17).



Figura 17. Modelo con Elementos Finitos del Cajón del CEDEX

3.1 Modelos físicos ensayados en el Cajón

En la Fig.18 se indican los dos modelos físicos a escala 1:1 construidos hasta ahora en el CEDEX. La sección transversal, indicada para el modelo 1 reproduce la sección que tiene la vía en el P.K.69+500 de la LAV Madrid-Barcelona a la salida de Guadalajara, mientras que la del modelo 2 representa la sección de la vía en un tramo experimental de 500 m construido con subbalasto bituminoso en la localidad de Valdestillas situada en la LAV Madrid-Valladolid a 5 km antes de entrar en Valladolid. El espesor de 12 cm en el subbalasto bitumibnoso del modelo 2 se adoptó únicamente en la zona 0, comprendida entre las traviesas -6 y + 6. Para optimizar dicho espesor, se ensayaron dos secciones transversales más con subbalasto bituminoso, cada una de ellas en una zona distinta del Cajón (ver Fig. 16).



Figura 18 Secciones transversales de los modelos a escala 1:1 construidos en el Cajón.

Utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), en las Tablas 1 y 2 se proporcionan los tipos de materiales, parámetros de estado, módulos de deformación E_{v2} y velocidad de propagación de las ondas tangenciales v_s de las capas granulares que constituyen cada uno de los modelos físicos indicados en la Fig.18.

Capa de la	Tipo	ω_L	I _P	γ _D	h	E _{v2}	Vs
vía	de material	%	%	KN/m ³	%	MPa	m/s
Balasto (0,38 m)	ADIF T1			16,5			
Subbalasto (0,30 m)	SUCS GP	17,4	2	22,0	3,5	170	265
Capa de forma (0,60 m)	SUCS GP	17,4	2	21,5	4,0	165	260
Terraplén (2,445 m)	SUCS GC	25,6	7	20,2	7	160	250

Tabla 1. Propiedades de las capas granulares del modelo físico de vía 1, CEDEX (16)

Table 2. Propiedades de las capas granulares del modelo físico de vía 2, CEDEX (17)

Cana de la	Tipo	ω_L	I _P	Ϋ́D	h	E _{v2}	Vs
vía	de material	%	%	KN/m ³	%	MPa	m/s
Balasto (0,36 m)	ADIF T1			16,5			
Capa de forma. (0,60 m)	SUCS GP	No Plast.	No Plast.	22,5	3,5	420	400
Terraplén superior (1,215 m)	SUCS GC	45,5	32,7	17,5	10	170	280
Terraplén inferior (1,370 m)	SUCS GC	25,6	7	21,2	2	350	380

Las propiedades de la mezcla bituminosa utilizada como subbalasto en las distintas zonas del Cajón vienen definidas en el documento CEDEX (18).

A la hora de construir un modelo físico en el Cajón, los sensores internos, indicados en la Fig.18, se instalan durante el proceso constructivo (ver Fig. 19) intentando alterar lo mínimo posible las diferentes capas, y se realizan ensayos de control (ver Fig.20) para comprobar que los materiales compactados cumplen las especificaciones de diseño (ver Fig.21). Junto a los 47 sensores internos instalados en cada zona para registrar el comportamiento estático y dinámico de las capas de asiento de la infraestructura de la vía, se utiliza el conjunto de 74 sensores móviles indicados en la Fig. 22 para controlar el comportamiento de los elementos de la superestructura. Esto asciende, junto con los sensores de los actuadores, a un total de 128 los que son utilizados en cada zona de ensayos.

Las señales de los sensores son acondicionadas y tratadas mediante un convertidor analógico-digital MGC PLUS de Hottinger con capacidad para 128 canales. Dichas señales se procesan mediante un programa LABVIEW conectado a un sistema ORACLE de base de datos. Para la confección "on-line" de fichas e informes de control se utiliza un programa DIADEM.



Figura 19. Instalación de sensores durante la construcción del modelo físico 1 en el Cajón.



Figura 20. Ensayos de carga con placa de 60 cm realizados en las distintas capas de la plataforma durante la construcción del modelo físico 1 en el Cajón.



Figura 21. Parámetros de estado de la capa de forma en el P.K. 69+500 de la LAV Madrid-Barcelona y en el modelo físico 1 del Cajón, SUPERTRACK (3).



Figura 22. Conjunto móvil de sensores utilizados en las distintas zonas del Cajón.

3.3Simulación de cargas móviles en el Cajón.

A la luz de la información proporcionada por la ec. (2) representada en la Fig.6, es inmediato comprobar que la historia temporal de los asientos de vía $\delta(t)$ producidos sobre una traviesa por una carga vertical Q que moviéndose a una velocidad "v" pasa en el instante t = 0 por un punto situado a la distancia d_{max} de la traviesa y se aproxima, pasa por encima y se aleja de ella, viene dada por la siguiente expresión:

$$\delta(t) = \frac{Q}{K} e^{-\frac{|d_{max} - vt|}{L}} \left[\cos \frac{|d_{max} - vt|}{L} + \sin \frac{|d_{max} - vt|}{L} \right] \qquad ec. (16)$$

La historia temporal de asientos dada por la ec. (16) representa también la que se habría obtenido en el punto de la vía donde está la traviesa aplicando sobre el carril en ese punto una historia de cargas verticales estacionarias Q(t) cuyo valor en cada instante de tiempo "t" viniese dado, por el producto del asiento $\delta(t)$ y la constante K (ver Fig. 23):

$$Q(t) = K\delta(t) \qquad \qquad ec. (17)$$



Figura 23. Historia de cargas inamovibles en el carril sobre una traviesa reproduciendo el efecto de una carga vertical en movimiento.

Si bien dicha historia de cargas estacionarias es capaz de simular correctamente la historia de la reacción de la traviesa al paso de los ejes y bogies de un tren a una determinada velocidad, es incapaz de reproducir las historias de las reacciones que se producen en las traviesas contiguas y por lo tanto no puede simular la rotación de tensiones principales que realmente se produce en el balasto y en la infraestructura de la vía al paso de los trenes, Momoya et al.(19).

Con el fin de intentar reproducir dichas historias en un tramo de vía de 3,5 m de longitud, con 7 traviesas separadas entre si 0,60 m, se han utilizado en cada zona del cajón los 3 pares de actuadores separados entre si 1,5 m y cada par de ellos se ha alimentado con la misma historia de cargas inamovibles descrita en el punto anterior, una vez desfasados teniendo en cuenta la velocidad horizontal de paso que se quiere simular en el ensayo. De esta forma, en cada instante de tiempo "t" las 7 traviesas experimentan reacciones inducidas simultáneamente por los tres pares de actuadores que se combinan para dar el valor instantáneo de la reacción en cada una de ellas.

Si se tiene en cuenta la ec. (12), puede comprobarse que las historias de la reacciones de las traviesas T-3 a T+3 de la Fig.23 cuando la carga Q, que en el instante t = 0 está sobre la traviesa T-4, se desplaza hacia la T+4 con una velocidad "v" vienen dadas por la siguiente expresión:

$$Q_T(x,t) = Q \frac{k_{eq}}{K} \frac{\delta(x,t)}{\delta(0)} \qquad ec. (18)$$

siendo

$$\delta(x,t) = \delta(0) e^{-\frac{|x-vt|}{L}} \left[\cos \frac{|x-vt|}{L} + \sin \frac{|x-vt|}{L} \right] \qquad ec. (19)$$

y la variable "x" ahora representando la distancia de cada traviesa al origen de coordenadas situado sobre la traviesa T-4, (ver Fig. 23).

Se comprueba así que las historias de las reacciones de las traviesas $Q_T(x,t)$ vienen dadas por el bulbo:

$$Q_T(x,t) = Q \, \frac{k_{eq}}{K} \, e^{-\frac{|x-vt|}{L}} \left[\cos \frac{|x-vt|}{L} + \sin \frac{|x-vt|}{L} \right] \qquad ec. \, (20)$$

de forma similar al representado en la Fig. 6.

En la Fig. 24 se muestran en distinto color para las 7 traviesas del Cajón, desde la T-3 a la T+3, los dos tipos de historias de reacción en traviesa obtenidos para el modelo físico de vía 2 (K= 125 kN/mm L= 0,700 m) cuando un bogie de 3 m de empate con carga por eje de 165 kN se desplaza a 300 km/h desde la zona 1 a la zona 2 del Cajón: en negro, las historias temporales con las que habría reaccionado cada traviesa (la misma en todas ellas) si en lugar de estar en el Cajón hubieran estado situadas en un tramo recto de una vía real con la misma rigidez K que el modelo 2 del Cajón; y en rojo, las <u>curvas teóricas</u> obtenidas superponiendo para cada instante "t" las reacciones inducidas en cada traviesa por los tres pares de actuadores funcionando simultáneamente con un cierto desfase, tal y como se ha indicado en un párrafo anterior. Para obtener en este último caso la reacción de cada traviesa a cada uno de los tres pares de actuadores se ha supuesto que la vía se comporta como un modelo de Winkler con rigidez K = 125 kN/mm y L = 0,700 m.

Las historias de las reacciones de traviesa dibujadas en negro y rojo en la Fig. 25 corresponden a un "zoom" de las que aparecen en la Fig. 24 para las traviesas T0, T+1 y T+2: en verde se han dibujado las <u>curvas experimentales</u> obtenidas con los tres pares de actuadores funcionando simultáneamente en el Cajón a partir de los datos proporcionados por las bandas extensométricas de cortante pegadas al alma de los dos carriles entre las traviesas T0 y T+2 en los puntos indicados en la Fig. 22. La interpretación de dichos datos se realizó de acuerdo con la metodología expuesta por Moreno y García de la Oliva (14) que se ilustra en la Fig.11. Puede observarse en la Fig. 25 que incluso para la traviesa T+1 (la que peor, de las tres representadas en dicha figura, reproduce la curva negra) la curva experimental verde se ajusta mejor a los picos de la curva negra que la curva teórica roja basada en la teoría de Winkler.

La posibilidad de reproducir el efecto del giro de tensiones que induce en el balasto y la plataforma de la vía una carga móvil simulando su movimiento con un conjunto de cargas estacionarias aplicadas con un desfase acorde a la velocidad de la carga móvil que se quiere simular ha sido también demostrada por Moreno (20) utilizando técnicas numéricas.

4.APORTACIONES DEL CAJÓN AL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE VÍAS DE BALASTO BAJO CARGAS VERTICALES

4.Cargas estáticas

Las contribuciones más importantes han consistido en:



Figura 24. Historias temporales de las reacciones en traviesa generadas por un bogie con 3 m de empate y 165 kN por eje circulando a 300 km/h desde la traviesa -3 a la +3 del modelo físico de vía 2 (en negro las que se obtendrían en una vía real y en rojo las debidas al efecto conjunto de los tres actuadores suponiendo un comportamiento tipo Winkler de la vía con K = 125 kN/ mm y L = 0,700 m).



Figura 25. Historias temporales de las reacciones en traviesa generadas por un bogie con 3 m de empate y 165 kN por eje circulando a 300 km/h desde la traviesa 0 a la +2 del modelo físico 2 (en negro las que se obtendrían en una vía real; en verde las experimentales obtenidas con bandas extensométricas de cortante bajo el efecto conjunto de los tres actuadores; y en rojo las debidas al efecto conjunto de los tres actuadores; y en rojo las debidas al efecto conjunto de los tres actuadores suponiendo un comportamiento tipo Winkler de la vía con K = 125 kN/ mm y L = 0,700 m).

- Analizar las variaciones de rigidez de vía entre los hilos de una misma traviesa y entre traviesas muy próximas entre si que cabe esperar se produzcan en tramos bien costruidos.
- Caracterizar la rigidez de la vía y de sus diferentes componentes para diferentes configuraciones de su superestructura.
- Calibrar modelos numéricos 3D en Elementos Finitos y Diferencias Finitas.
- Proporcionar información sobre las operaciones de mantenimiento de la vía a lo largo de su ciclo de vida útil.

En la Tabla 3 se han recogido en primer lugar los valores medios de las rigideces de vía obtenidas en los ensayos estáticos realizados al principio y final de cada uno de los ensayos de fatiga que se comentan más

adelante bajo el epígrafe de "cargas quasi-estáticas" y a continuación, los porcentajes con los que cada capa de asiento ha contribuido a la deflexión total de la vía.

Tipo de tren utilizado Velocidad de paso simulada Carga máx. en los estáticos	Pasajeros 300 km/h 17 y 20 t				Mercancías 120 km/h 22,5 y 25 t	
Modelo Físico del Cajón	$1^{(1)}$	$2^{(2)}$	3 ⁽³⁾	4 ⁽⁴⁾	2 ⁽²⁾	3 ⁽³⁾
Rigidez de vía (kN/mm)	100	121	125	118	130	140
Placa de asiento (%)	25	35	32	34	40	39
Balasto (%)	45	43	45	41	38	43
Subbalasto (%)	15	2	3	4	2	3
Capa de forma (%)	15	7	20	21	5	15
Terraplén (%)	13	13	20	<i>∠</i> 1	15	13

Tabla 3. Resultados de los ensayos estáticos realizados durante los ensayos de fatiga

(1) Vía con 0,35 m de subbalasto granular

(2) Vía con 0,08 m de subbalasto bituminoso

(3) Vía con 0,12 m de subbalasto bituminoso

(4) Vía con 0,16 m de subbalasto bituminoso

En la Figura 26 pueden observarse las variaciones de rigidez que se observaron en las traviesas de la zona 2 del Cajón en los ensayos estáticos que se realizaron con los pares de actuadores A, B y C nada más batear la vía y antes de comenzar un ensayo de fatiga en el modelo físico 2.



Figura 26. Posibilidad que ofrece el sistema de carga del Cajón de poder realizar ensayos estáticos de carga para determinar las variaciones de rigidez de vía entre hilos y traviesas próximas entre si.

En lo que se refiere a la caracterización de la rigidez de la vía y de sus diferentes componentes, cabe citar como ejemplo la utilidad de los ensayos para determinar el módulo de Young del balasto E_b . De los datos obtenidos en el modelo físico 1 mediante ensayos estáticos con carga en la vía de 200 kN (100 kN por carril) se obtuvieron los siguientes datos: $\delta_0 = 1 \text{ mm}$; $\delta_b = 0,45 \text{ mm}$. A partir de dichos datos es inmediata la obtención (utilizando las ecs . 1 a 15) de los siguientes parámetros: K = 100kN/mm; u = 64,45 MN/m²; $k_{eq} = 37,47 \text{ kN/mm}$; $Q_T(0) = 37,47 \text{ kN}$ y $k_b = 83,26 \text{ kN7mm}$. Admitiendo un área de reparto A bajo la semitraviesa de 2830 cm² (B = 30 cm; L = 94 cm) puede estimarse el coeficiente de balasto C_b del balasto, valga la redundancia, dividiendo el valor de k_b por A, obteniéndose $C_b = 0,294 \text{ N/mm}^3$. Aplicando la expresión de De Beer (21) para cimentaciones rectangulares suficientemente rígidas como para poder suponer una distribución de presiones uniforme en su apoyo:

$$C_b = \frac{1,33E_b}{\sqrt[3]{B^2L}} \qquad ec.\,(21)$$

se obtiene $E_b = 97 \text{ MN/m}^2$.

El valor de E_b así obtenido se ha comparado con los obtenidos mediante ensayos de carga con placa circular de 60 cm de diámetro que se realizaron sobre el balasto bajo la traviesa central de la zona 0 en los hilos interior y exterior del modelo 1 de via , una vez retirados los carriles y las traviesas para cambiar de modelo físico en el Cajón. En las Figs. 27 y 28 se han representado los resultados obtenidos en dichos ensayos. Para el intervalo de presiones de 0,5 kg/cm² a 1,5 kg/cm² (1 kg/cm²) se detecta un asiento medio de la placa de 0,32 mm en el hilo interior y de 0,38 mm en el hilo exterior. Dividiendo 1kg/cm² = 0,1 N/mm² por dichos asientos se obtienen valores de C_b de 0,312 N/mm³ y 0,263 N/mm³ respectivamente. Aplicando la expresión de Beer (21) para cimentaciones circulares suficientemente rígidas como para poder suponer una distribución de presiones uniforme en su apoyo:

$$C_b = \frac{1,39E_b}{\sqrt[2]{A}} \qquad ec. (22)$$

se obtienen valores de E_b de 120 MN/m² en el hilo interior y de 100 MN/m² en el exterior con una media de 110 MN/m² suficientemente próximo a los 97 MN/m² obtenidos en los ensayos estáticos del Cajón como para, independientemente de los resultados que proporcionen los estudios del balasto con Elementos Discretos del tipo de los realizados por González Requejo (22) y García-Rojo et al. (23), poder adoptar, en los estudios de LAV's que se realicen utilizando la Mecánica de los Medios Continuos, un módulo de Young para el balasto en el entorno de los 100 MPa.



Figura 27. Resultados del ensayo de carga con placa de 600 mm de diámetro sobre el balasto del hilo interior en la sección central del modelo físico 1construido en el Cajón.



Figura 28. Resultados del ensayo de carga con placa de 600 mm de diámetro sobre el balasto del hilo exterior en la sección central del modelo físico 1 construido en el Cajón.

Los datos proporcionados por los distintos sensores del Cajón en los ensayos estáticos realizados en sus distintas zonas, tanto con el modelo físico 1 como con el 2, se han podido reproducir aceptablemente bien mediante el uso de modelos numéricos 3D basados en los programas comerciales ANSYS y FLAC 3D (ver Fig. 29) utilizando para una deformación del balasto del 0.08%, que es la obtenida en los ensayos, un módulo de Young de 95 MPa, CEDEX (24).





Figura 29. Modelos numéricos calibrados con los datos obtenidos en el Cajón, CEDEX (24).

Para ello ha sido necesario modificar dichos programas con el fin de poder incorporar el comportamiento elástico no lineal de los materiales que constituyen las capas de cada uno de los modelos físicos ensayados en el Cajón mediante curvas de variación de los módulos elásticos con el nivel de deformación similares a las que se indican en la Fig.30.



Figura 30. Curvas utilizadas para incorporar el comportamiento elástico no lineal de los materiales en la modelización numérica de los ensayos estáticos realizados en el Cajón, CEDEX (25)

Otra de las aplicaciones en las que han manifestado su utilidad los ensayos estáticos realizados en el Cajón ha sido a la hora de definir las operaciones de bateo y consolidación de la vía que es necesario realizar para evitar que las traviesas se cuelguen del carril tras haber removido el balasto para reparar un tramo de vía ó cuando se está poniendo en servicio una línea nueva. En la Fig. 31 puede observarse la curva carga-deflexión de vía obtenida cuando, en el marco del proyecto RIVAS, se removió el balasto de

la zona central del Cajón para cambiar las 13 traviesas en ella situadas, se bateó la vía (ver Fig. 32) y se pasaron 19 trenes del tipo indicado en la Fig. (33).



Figura 31. Cuelgue de traviesas en la zona central del Cajón



Figura 32. Bateadora autónoma utilizada en el Cajón

4.2Cargas quasi-estáticas

Han servido para determinar :

- El comportamiento dinámico paramétrico de los diferentes componentes de la vía al paso de diferentes tipos de trenes.
- Las curvas de fatiga de dichos componentes.

En las Figs. 33 y 34 se recogen los parámetros geométricos y las frecuencias generadas por los tipos de trenes simulados en el Cajón para estudiar el efecto que el tráfico mixto puede tener en las líneas de alta velocidad españolas.



Figura 33. Tipo de tren de pasajeros con 170 kN de carga por eje utilizado en el estudio del efecto del tráfico mixto en el comportamiento mecánico de líneas de alta velocidad, CEDEX (26).



Figura 34. Tipo de tren de mercancías con 225 kN de carga por eje utilizado en el estudio del efecto del tráfico mixto en el comportamiento mecánico de líneas de alta velocidad, CEDEX (26).

Los ensayos de fatiga que se realizaron en los modelos físicos del Cajón consistieron en batear la vía y simular mediante el conjunto de actuadores previamente descrito el paso, cada 0,25 segundos, de uno de los trenes representados en las Figuras 33 y 34 (a 300 km/h el de pasajeros y a 120 km/h el de mercancías) hasta conseguir pasar 1M de ejes.

En la Tabla 4 se proporcionan los picos de las historias temporales de la velocidad con la que vibraron los distintos componentes de la vía en la simulación del paso de ambos tipos de trenes y en la Tabla 5 los picos de las historias temporales de la aceleración.

Tipo de tren y velocidad de	Pasajeros (17 t/eje)	Mercancías (22,5 y 25 t/eje)
paso simulada	300 km/h	120 km/h
Carriles	40-45	15-20
Traviesas	20-30	10-15
Balasto	15-20	7 10
Capa de forma	10-15	7-10
Terraplén	2-6	<4*
Entorno próximo a la cimentación del Cajón	1-2	0,5-1

Tabla 4. Picos de velocidad en mm/s obtenidos en los ensayos de fatiga

Tabla 5. Picos de aceleración en "g" obtenidos en los ensayos de fatiga

Tipo de tren y velocidad de	Pasajeros (17 t/eje)	Mercancías (22,5 y 25 t/eje)	
paso simulada	300 km/h	120 km/h	
Carriles	1-1,5	0,5-0,8	
Traviesas	0,5-1	0,15-0,3	
Balasto	<0,5	<0,15	

En lo que se refiere a la fatiga experimentada por los distintos componentes de la via (deformaciones irreversibles producidas por ciclos de carga y descarga consecutivos con la misma amplitud de carga) puede comentarse que después del paso de 9 M de ejes, 5 M de tren de de pasajeros a 300 km/h y 4 M de tren de pasajeros a 120 km/h no se ha detectado fatiga a compresión en la placa de asiento de 100 kN/ mm de rigidez nominal ni a flexo-tracción en ninguna de las capas de subbalasto bituminoso con espesores comprendidos entre 8 y 16 cm.

Los picos de aceleración proporcionados en la Tabla 5 están de acuerdo con los picos medidos tanto in situ, en la estación de medidas que tiene ADIF en el P.K. 69+500 de la LAV Madrid-Barcelona a la salida de Guadalajara, como en el Cajón en una serie de ensayos, distintos de los comentados hasta ahora que se realizaron con el fin de estrudiar el vuelo del balasto al paso de trenes S-100 (Alstom). S-102 (Talgo-Bombardier) y S-103 (Siemens-Velaro) a velocidades comprendidas entre 300 y 360 km/h, CEDEX (27), (28). Para este tipo de ensayos se dispusieron partículas de balasto , instrumentadas con acelerómetros triaxiales tal y como se indica en la Fig. 35, tanto en la LAV como en el Cajón, ocupando distintas posiciones en la masa de la superficie de balasto entre traviesas y también sobre ellas.



Figura 35. Partícula de balasto equipada con mini-acelerómetros triaxiales para el estudio del vuelo del balast en el Cajón y en la LAV Madrid-Barcelona.

En lo que se refiere a los fenómenos de fatiga, en la Fig. 36 se han representado las curvas que reflejan las compresiones irreversibles del balasto obtenidas en los 4 ensayos de fatiga realizados en el modelo físico 2 con 8 cm de subbalasto bituminoso sometido al tráfico del tren de pasajeros de la Fig. 33 con 170 kN de carga por eje circulando a 300 km/h.



Figura 36. Curvas de fatiga del balasto obtenidas en el modelo físico 2 con 8 cm de subbalasto bituminoso sometido al tráfico del tren de pasajeros de la Fig. 33 a 300 km/h con 170 kN de carga por eje y bateos cada millón de ejes.

Con los resultados obtenidos en esos y otros ensayos de fatiga realizados con los trenes de mercancías se ha podido comprobar que la fatiga que se produce en el balasto δ^{P}_{N} puede expresarse mediante la siguiente ley potencial:

$$\delta_N^P = \delta_0^P N^\beta \qquad \text{ec. (23)}$$

donde β es un parámetro adimensional que para el basalto andesítico utilizado en los ensayos, ver Fig. 36, adopta el valor de 0,155 y δ^{P}_{0} representa la compresión irreversible en mm experimentada por el basalto en su primer ciclo de carga.

De los ensayos realizados en el Cajón con cagas por eje de 170, 225 y 250 kN por eje se ha deducido la siguiente ley para poder estimar δ_0^{P} en función de la carga por eje 2Q para ese rango de cargas:

$$\delta_0^p(mm) = 0,014 + 0,4(2Q)(MN)$$

siendo Q la carga por rueda. Utilizando la ec. (12) es inmediata la obtención del valor Q_T que permite, suponiendo una superficie de reparto sobre el balasto de 2830 cm² estimar el desviador tensional que corresponde a cada nivel de carga por eje estudiado.

Se comprueba así que el rango de desviadores de carga que se han impuesto al balasto en los ensayos realizados en el Cajón no supera los 150 kPa.



Figura 36. Curva granulométrica del balasto utilizado en los ensayos del Cajón.

4.3Cargas dinámicas

El objetivo de generar cargas dinámicas en el Cajón es doble:

- Por un lado permite analizar la capacidad para amortiguar vibraciones de diferentes configuraciones de vía,
- Por otro lado permite estudiar el efecto que las irregularidades de la vía y del material rodante pueden tener en la fatiga de cada uno de los componentes que afectan al buen comportamiento de una línea de ferrocarril.

Hasta ahora se han considerado únicamente en el Cajón las cargas dinámicas generadas por las irregularidades verticales de la vía estando previsto en un futuro próximo incorporar el efecto de las irregularidades de las ruedas de los vehículos y el de las singularidades que obligatoriamente existen en determinados puntos de una línea ferroviaria.

Los efectos dinámicos de las irregularidades verticales de las vías se han introducido en el Cajón a través de los dos actuadores piezoeléctricos (uno para cada rail) que pueden observarse en la Fig. 37.

Actualmente se utilizan conjuntamente con un par de actuadores hidraúlicos cuya misión es cargar estáticamente la vía, tal y como se indica con uno de ellos en la figura, con 170 kN por eje para trenes de pasajeros y 225 kN por eje para los trenes de mercancías, encargándose los actuadores piezoeléctricos de generar las sobrecargas dinámicas en función del tipo de vía que se quiera ensayar.

En el futuro está previsto poder incorporar el efecto de los actuadores hidraúlicos en régimen de carga quasi-estático generando frecuencias de hasta 30 Hz y reservando los piezoeléctricos, que pueden llegar hasta los 300 Hz, para frecuencias superiores a los 30 Hz.

De esta manera será posible estudiar el efecto que las irregularidades del camino de rodadura y del material rodante tienen en la fatiga de los distintos componentes de la vía.

En la Fig. 38 se han ilustrado los principios en los que se basa la generación de las cargas dinámicas en el Cajón atribuibles a irregularidades verticales existentes en la vía.



Figura 37. Actuadores piezoeléctricos utilizados para generar en el Cajón cargas dinámicas en función de la calidad de la vía de que se trate.



Figura 38. Componentes del sistema con un grado de libertad utilizado en el Cajón para estudiar la interacción dinámica de una rueda de tren con el carril

Las variables K, m, c, ξ , z en la Fig. 38 representan respectivamente la rigidez de vía, la semi-masa no suspendida de un eje del tren, la constante de amortiguamiento geométrico del semiespacio sobre el que se apoya la vía, las irregularidades verticales del camino de rodadura y la deflexión absoluta de la vía.

La ecuación que describe el equilibrio dinámico de la rueda es la siguiente:

$$m\ddot{z} + c(\dot{z} - \dot{\xi}) + K(z - \xi) = 0$$
 ec. (25)

que también se puede escribir de la manera siguiente

$$\ddot{z} + 2D\omega_0 \dot{z} + \omega_0^2 z = 2D\omega_0 \dot{\xi} + \omega_0^2 \xi \qquad ec. (26)$$

siendo

$$D = \frac{c}{c_{crit}} \qquad \qquad c_{crit} = 2\sqrt{Km} \qquad \qquad \omega_0 = \sqrt{\frac{K}{m}}$$

Para una irregularidad vertical armónica $\xi = \xi_0 e^{i\omega t}$ se puede admitir que $z = Z_0 e^{i\omega t}$ y sustituyendo estas expresiones en la ec. (26) es inmediato comprobar que la función de transferencia de la variable ξ a la variable z, $Z(\omega)$ viene dada por la siguiente relación:

$$Z(\omega) = \frac{1 + 2D\frac{\omega}{\omega_0}i}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_0^2}\right) + 2D\frac{\omega}{\omega_0}i} \qquad ec. (27)$$

pudiéndose escribir, si se tiene en cuenta que el módulo del cociente de dos complejos es el cociente de los módulos

$$|Z(\omega)|^{2} = \frac{1 + 4D^{2} \frac{\omega^{2}}{\omega_{0}^{2}}}{\left(1 - \frac{\omega^{2}}{\omega_{0}^{2}}\right)^{2} + 4D^{2} \frac{\omega^{2}}{\omega^{2}}} \qquad ec. (28)$$

Ahora bien las sobrecargas dinámicas generadas por una irregularidad vertical armónica también pueden escribirse como $F = F_0 e^{i\omega t} = mZ_0 \omega^2 e^{i\omega t}$ y tienen la siguiente función de transferencia F(ω):

$$F(\omega) = \frac{F_0}{\xi_0} = m\omega^2 \frac{Z_0}{\xi_0} = m\omega^2 Z(\omega) \qquad ec. (29)$$

Sustituyendo la expresión dada por la ec. (27) en la ec. (28) se obtiene que

$$|F(\omega)| = m\omega^2 |Z(\omega)|$$

siendo

$$|F(\omega)|^2 = m^2 \omega^4 |Z(\omega)|^2 \qquad ec. (30)$$

Una vez derivada la ec. (30) puede demostrarse utilizando la teoría de vibraciones aleatorias que la función de densidad espectral de potencia (power spectral density function) de las cargas dinámicas $S_F(\omega)$ viene dada en términos de la función de densidad espectral de las irregularidades de la vía $S_{\xi}(\omega)$ por la siguiente ecuación:

$$S_F(\omega) = |F(\omega)|^2 S_{\xi}(\omega) = |F(\omega)|^2 \frac{1}{\nu} S_{\xi}(\Omega) \qquad ec. (31)$$

donde "v" representa la velocidad con la que se desplaza la rueda y Ω es el número de onda de las irregularidades geométricas de la via que en función de la velocidad "v" se expresa de la siguiente forma en términos de la frecuencia angular ω :

$$\Omega = \frac{\omega}{v}$$

De la expressión anterior se deduce que Ω se expresa en rad/m. Como función de densidad espectral que caracteriza las irregularidades verticales de la vía se ha elegido la adoptada por la Deutch Bahn (27) basada en los datos de las vías alemanas registrados por vehículos auscultadores. Dicha función está basada en los tres parámetros que se indican en la Ec. 32:

$$S_{\xi}(\Omega) = A \frac{\Omega_c^2}{(\Omega_r^2 + \Omega^2)(\Omega_c^2 + \Omega^2)} \qquad ec. (32)$$

donde $\Omega_r = 0.0206 \ rad/m$ $\Omega_c = 0.8246 \ rad/m$ y A es una constante que para una vía de calidad media Claus & Schielen (28) identifican con el valor de $0.793 \cdot 10^{-6} \ rad/m$. Utilizando dichos parámetros, en la Fig. 39 se ha representado la función $S_{\xi}(\Omega)$ dada por la ec. (32).



Figura 39. Función de densidad espectral de potencia en función del número de onda Ω recomendada por la DB para incorporar las irregularidades verticales de una vía de calidad media.

Utilizando las expresiones:

$$S_{\xi}(\omega) = \frac{S_{\xi}(\Omega)}{v}$$
 y $\omega = \Omega \cdot v$ con $v = 120 \ km/h$

se puede transformar el espectro en el dominio del número de onda Ω de la Fig. 39 en el espectro en el dominio de la frecuencia angular ω dado en la Fig. 40.


Figura 40. Función de densidad espectral de potencia en función de la frecuencia angular ω recomendada por la DB para incorporar las irregularidades verticales de una vía de calidad media.

Siendo el amortiguamiento geométrico D del semi-espacio en el que se apoya la vía uno de los parámetros fundamentales que intervienen en la ecuación que rige el equilibrio dinámico de la rueda sobre el carril (ver ec. 26), en la Fig. 41 se ha reproducido el gráfico de Richart & Hall (29) que permite determinar dicho parámetro par vibraciones verticales en función de la variable adimensional B_z dada por la siguiente expresión:

$$B_z = \frac{1-\mu}{4} \cdot \frac{m_c}{\rho r^3}$$



Figura 41. Gráfico de Richart & Hall para determinar el amortiguamiento geométrico de cimentaciones superficiales.

En la expresión anterior " μ " es el coeficiente de Poisson del semi-espacio, " m_c " representa la masa de la cimentación, " ρ " es la densidad del semi-espacio y "r" es el radio de la cimentación circular equivalente. Sustituyendo en dicha expresión $\mu = 0.35$, un valor m_c de 410 kg que incorpora la masa de la traviesa (340 kg) y de 1 m de carril (60 kg), una densidad $\rho = 1.800$, kg/m³ y un valor "r" de 0.30 m se obtiene un valor $B_z = 1.37$. Puede comprobarse que a dicho valor le corresponde en el gráfico de la Fig.41 un coeficiente de amortiguamiento D intermedio entre el 30% y el 40%.

Si con criterio conservador se entra en la Ecs. (28) y (30) con un coeficiente D = 0,30, con el valor de m = 712 kg para trenes de mercancías proporcionado por RIVAS (5) y con la rigidez de vía K = 120 kN/mm proporcionada por los ensayos del Cajón, se obtiene la función $|F(\omega)|^2$ que junto con la función $S_{\xi}(\omega)$ dada en la Fig. 40 permite determinar a través de la ec. (31) la función de densidad espectral de potencia de las cargas dinámicas $S_F(\omega)$, que para el rango de frecuencias "f" comprendido entre 0 y 150 Hz se ha representado en la Fig. 42.



Figura 42. Función de densidad espectral de potencia de las cargas dinámicas por rueda que cabe esperar se produzcan en una vía de calidad media por la circulación de trenes de mercancías a 120 km/h.

En la Fig. 43 se ha representado una historia temporal de cargas con 1 segundo de duración que habiendo sido derivada del espectro de potencia representado en la Fig.42 lo verifica. En ella se ha hecho un Zoom para obtener una muestra de las infinitas historias temporales que con una duración igual a 0,1065 segundos representa la historia temporal de cargas que la rueda de un tren de mercancías a 120 km/h generaría en una longitud de vía de 3,548 m equivalente a la amplitud del bulbo de asientos $2 \cdot d_{max}$ que se obtiene mediante la ec.(4) para una longitud de vía L = 0,753 m (K = 120 kN/mm).

De la misma manera que se ha obtenido la mini-historia de cargas reflejada en la Fig. 43, se han generado 100.000 mini-historias de carga con la misma duración de 0,1065 segundos cada una de ellas. A cada una de dichas señales se le ha hallado su valor cuadrático medio que, reflejando la energía acumulada, se ha considerado el parámetro más representativo de cada una de ellas.



Figura 43. Historias temporales de cargas dinámicas derivadas del espectro de potencia de la Fig.42

En la Fig. 44 se ha representado el histograma de los 100.000 valores cuadráticos medios obtenidos, que como puede observarse se ajusta muy bien a una distribución logarítmica normal. Identificando de entre todas las mini-señales analizadas la que tiene una probabilidad del 85% de que su valor cuadrático medio no sea superado, se ha considerado dicha señal suficientemente representativa de la historia de cargas dinámicas que una rueda con una masa no suspendida de 712 kg circulando a una velocidad de 120 km/h puede generar en un recorrido de 3,548 m sobre el tipo de vía elegido.



Figura 44. Histograma de las medias cuadráticas de 100.000 mini-historias de cargas dinámicas

Identificando, mediante la velocidad de desplazamiento, cada instante de ese recorrido con una posición en el espacio (ver Fig. 43) puede determinarse, a través del bulbo de desplazamientos, la historia de cargas que se genera en un punto de la vía al desplazarse la rueda por un tramo de 3,548 m centrado en dicho punto.

Extendiendo ese tipo de razonamiento a todas las ruedas de un tren de mecancías puede obtenerse la historia temporal de las cargas dinámicas que el paso de dicho tren a la velocidad escogida puede generar en un punto de la vía. En la Fig.45 se ha recogido la historia de cargas generada de esta manera por un tren de mercancías de 700 m de longitud, 41 vagones, 82 bogies con empate de 1,8 m y 164 ejes circulando a 120 km/h. Alimentando los dos actuadores piezoeléctricos con dicha señal puede de esta manera estudiarse las vibraciones que las señales de alta frecuencia debidas a las imperfecciones del carril producen en los distintos elementos y capas de la vía.



Figura 45. Historia de cargas dinámicas generadas por un tren de mercancías de 700 m de longitud y con empate de bogies de 1,8 m en un punto de una vía de calidad media.

Finalmente en la Fig.46 se han recogido, como botón de muestra, las historias de velocidades generadas en la coronación del terraplén del modelo físico 2 construido en el Cajón por el paso de un vagón del tren de mercancías definido en el párrafo anterior.



Figura 46. Historias de velocidades con altas frecuencias registradas en la coronación del terraplén del modelo físico 2 en la simulación del paso de un vagón del tren de mercancías reflejado en la Fig. 45.

ACTUACIONES GEOTÉCNICAS EN OBRAS FERROVIARIAS URBANAS

Carlos Oteo Mazo Prof. Dr. Ing. de C. C. y P. Catedrático de Ingeniería del Terreno

1. INTRODUCCIÓN.

El auge de la construcción en obras ferroviarias en España y otros países ha sido incesante durante los últimos quince años.

Por un lado las obras correspondientes a las Líneas de Alta Velocidad que han permitido extender los 550 Km iniciales a algo más de los 2000 Km actuales (en servicio), con el consiguiente incremento de túneles, estructuras y terraplenes, lo que ha dado lugar a una fuerte actuación geotécnica a lo largo y ancho de la geografía hispana: Taludes en roca, terraplenes sobre suelos blandos, túneles en materiales tectonizados, expansivos y carstificados, etc.

Pero, por otro, al mismo tiempo, se han llevado a cabo importantes obras para el transporte ferroviario urbano en todo el territorio nacional y la entrada de la L.A.V. en ciudades.

- Ampliación de 200 Km de líneas del Metro de Madrid, con construcción de otras tantas estaciones subterráneas, casi triplicando la red existente hacia 1995.
- Ampliación del Metro de Barcelona, con unos 15 Km de la Línea 9.
- Inauguración y puesta en servicio de la Línea 1 del Metro de Sevilla, con unos 20 Km de vía, tanto en subterráneo como a cielo abierto.
- Soterramiento de la M-30, con 7 Km de verdadero túnel de Ø 15,20 m y más de 45 Km de túnel entre pantallas.
- Construcción de las Línea 1 y 2 del Metro de Málaga, cuya puesta en servicio se prevé para este año 2013.
- Construcción de "tranvías" y "metros ligeros" en diversos puntos de Andalucía y la Comunidad de Madrid.
- Metro-tren de Gijón.
- Túnel de comunicación entre las Estaciones de Atocha y Chamartín, pasando por la Puerta del Sol (de más de 9 Km de longitud), para pasajeros, en servicio desde hace varios años.
- Túnel de comunicación entre las Estaciones de Atocha y Chamartín, pasando por Recoletos, de unos 7 Km de longitud y sólo para utilización de convoyes para L.A.V., terminado pero aún sin entrar en servicio.

 Diversos túneles que afectan a cascos urbanos: Túneles de San José en Las Palmas de Gran Canaria; túnel de El Guincho en Tenerife; túnel de L.A.V. en Vigo; túnel de conexión entre Chamartín y el Aeropuerto de Barajas; túneles de Cuatro Caminos, de Marqués de Viana y de Condesa de Venadito, en Madrid, etc.

Esto da idea de que la actividad geotécnica, que acompaña indefectiblemente a estas obras de ámbito urbano, ha sido enorme, realizada tanto por consultores y proyectistas como por las empresas especializadas. Sólo en Madrid se han realizado cerca de siete millones de metros cuadrados de pantallas continuas para obras de Metro y del Ayuntamiento.

En el presente trabajo se intenta resumir:

- El riesgo geotécnico que entrañan estas obras y los problemas geotécnicos tipo que suelen presentarse en este ámbito urbano.
- Las técnicas de reconocimiento que suelen emplearse.
- Los problemas concretos en obras en superficie (tranvías, metros-ligeros, etc.).
- Los problemas que se presentan en falsos túneles y sus soluciones.
- Los problemas que se presentan en excavaciones subterráneas reales y sus soluciones.
- Las técnicas de seguimiento y control, incluida la instrumentación que ya viene siendo habitual en estos túneles.

2. EL RIESGO GEOTÉCNICO Y PROBLEMAS TIPO.

La actividad geotécnica, en el caso que aquí contemplamos, debe gestionarse debidamente y tener en cuenta los riesgos que conlleva, definiendo – a ser posible – los problemas tipo que se crea que puedan presentarse. Esto último depende mucho de la experiencia personal de los geotécnicos que intervengan y de su propia experiencia en el terreno en que se realice la nueva obra.

Los temas generales de "riesgo" pueden ser los siguientes:

- A) En Estudios Previos: 1) No reconocer adecuadamente el terreno a afectar por la obra, ignorando zonas débiles, existencia de huecos, de formaciones de comportamiento anómalo (expansión y colapso, por ejemplo), etc. 2) No estimar adecuadamente los parámetros geotécnicos del terreno, que deben corresponderse con los modelos de cálculo adecuados, a adoptar. Por ejemplo, el módulo de deformación del terreno para estimar la subsidencia sobre la clave de un túnel debe ir guiado por su comportamiento en extensión y no es el mismo que el que debe adoptarse para tener en cuenta la deformación lateral de una pantalla continua. Si bien puede ser admisible el tomar parámetros muy conservadores, en obras urbanas de amplia extensión ello puede llevar a sobrecostos importantes (hay obras en que los módulos de deformación se han tomado 10-20 veces menores que los reales, con lo que los momentos flectores de cálculos pueden ser del orden de un 30-40% superiores a los reales. 3) No detectar adecuadamente la presencia de agua en el terreno, bien adjudicándola a espesores distribuidos (y no a niveles concretos y diferenciados), bien exagerando su influencia a corto y medio plazo. 4) No tener en cuenta la presencia de hidrocarbonos u otros elementos contaminantes, incluidos gases tóxicos y combustibles en el seno de materiales granulares, lo cual puede suceder, con frecuencia, cerca de estaciones de servicio, aeropuertos, depósitos portuarios de combustible, etc.
- B) En el Proyecto: 1) El seleccionar adecuadamente el método constructivo, lo cual debe hacerse en función del terreno y de la funcionalidad del túnel (Fig. 1).2) El evaluar debidamente las sobrecargas en el caso de túneles reales o empujes en túneles artificiales, lo que tiene que ver con la estimación de parámetros geotécnicos antes citada, con el espesor de los recubrimientos sobre clave y su naturaleza, etc. 3) Las presiones de diseño en el frente del túnel, si se proyecta con tuneladora. 4) Las condiciones de estabilidad del frente, en el caso de túneles con frente abierto o del fondo de la excavación, en el caso de túneles al abrigo de pantallas continuas. 5) La presencia de capas cementadas y las dificultades de su excavación, sea con pantalladoras o con tuneladoras. 6) El tener en cuenta los problemas de desvíos de paneles de pantallas continuas y los tratamientos de juntas. 7) La estabilidad de taludes y de erosión en el caso de excavaciones en talud, a cielo abierto. 8) La inyección del "gap" en tuneladoras. 9) El cálculo de movimientos inducidos por las excavaciones, a cielo abierto y subterráneas (subsidencia). 10) El diseño correcto de la auscultación e instrumentación de las obras subterráneas. 11) La definición de los controles a realizar en el hormigón de pantallas y en el de posibles dovelas prefabricadas, etc. 12) No olvidarse de dejar recubrimientos resistentes sobre clave (1 D, Fig. 2, a ser posible), si el túnel puede permitir su profundización. La Fig. 3 resumen estos aspectos de detalle a tener en cuenta en la Fase de Proyecto.



Fig. 1. Interrelación entre propiedades, proceso constructivo y funcionalidad.



ESPESOR MÍNIMO DE RECUBRIMIENTO DE TERRENO SOBRE CLAVE DE TÚNEL, H, EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA A PENETRACIÓN DINÁMICA





Fig. 3. Aspectos de detalle a tener en cuenta en el Proyecto

C) En la construcción: 1) El no haber seleccionado el método constructivo adecuadamente, lo que, a veces, no se detecta - por falta de experiencia o por mal reconocimiento geotécnico - hasta bien comenzada la obra. Más de una vez ha habido que cambiar el proceso constructivo de un túnel por presencia de fallas no detectadas, paleovaguadas con agua que reblandecen el terreno (caso de la C-5 de Madrid, a partir de la Avenida Carpetana, en que hubo que abandonar un escudo de "lanzas"), encontrar terreno con poca cohesión que permite cabecear al elemento del frente (caso del túnel de San Sebastián de los Reyes, en que también hubo que hormigonar otro escudo de "lanzas"), presencia de granitos muy alterados en que las tuneladoras con cabeza giratoria y "grippers" no podían trabajar adecuadamente (caso del Túnel de San Pedro de la L.A.V. Madrid-Segovia, previo al de Guadarrama). 2) El no diseñar adecuadamente los medios de voladura y producir sobreexcavaciones que originan desprendimientos peligrosos y escombro en demasía. 3) El no controlar adecuadamente los volúmenes de escombro extraídos de las cámaras frontales de tuneladoras E.P.B. e hidroescudos, lo cual puede conducir a socavones superficiales imprevistos. 4) El no inyectar adecuadamente el "gap" de tuneladoras (mortero inadecuado por resistencia y/o tiempo de fraguado). 5) Ejecutar pantallas continuas largas sin los medios adecuados de guiado. 6) El no cuidar las juntas entre pantallas. 7) El no prever la influencia de capas granulares muy permeables y con flujo de agua importante. 8) El no prever debidamente problemas de huecos en el terreno, producidos bien por anomalías naturales, (arrastres, disolución, etc.) bien por cavernas artificiales abandonadas (Fig. 4). En la Fig. 5 se resumen los puntos más importantes a tener en cuenta en la gestión geotécnica de los procedimientos constructivos.

D) En la explotación: 1) Alteraciones y fisuraciones en el revestimiento por aumento de empujes del terreno y, sobre todo, del agua. 2) Deformaciones excesivas por expansividad del terreno, a largo plazo, con daños en el revestimiento y/o cambios de volumen en la solera. 3) Por obstrucción del drenaje debido a sedimentación de carbonatos o de otras sales, procedentes de la roca que rodea la obra. 4) Por filtraciones a través de hormigón, de poco espesor o en juntas, con deposición de carbonatos y ataque a largo plazo a las armaduras de losas y pantallas. 5) Por aumento de la humedad relativa en el interior del túnel (condensación), lo que dificulta el servicio de la obra, como ocurría en el antiguo túnel de Viella. 6) Por reblandecimiento del terreno bajo la solera por acumulación de agua que antes no existía. En ese caso puede producirse – por la actuación repetida de las cargas ferroviarias – una fisuración de la solera y la entrada de barro en el túnel, por un fenómeno de "pumping", como ocurrió en la C-5 de cercanías de Madrid, en que se formaban estalagmitas arcillosas de unos 50 cm de altura, reblandeciéndose el terreno de apoyo de la solera y permitiendo bajar a la vía (el paso de convoyes a 30 km por hora) del orden de 15 cm, etc. La Fig. 6 esquematiza este problema y la solución (tratamiento con jet-grouting del terreno reblandecido), a la que se llegó después de haber cambiado la solera, que volvió a partirse y generar el mismo problema, por insuficiencia de rigidez y seguir el terreno reblandecido. 7) Por soluciones inadecuadas durante la construcción que "dan la cara" con posterioridad, como dejar sin hacer algún módulo de pantalla porque hay servicios que atraviesan la traza del túnel y es "incómodo" su desvío. En esos casos se baja la excavación apuntalando y sustituyendo la pantalla por un muro que, lógicamente, no tiene empotramiento por debajo de la solera y puede permitir la entrada de agua con facilidad. En la Calle 30 de Madrid, por este motivo, con la obra ya en servicio, entraron unos 60 m³ de terreno en el túnel, lo que obligó a cortar el servicio y a realizar inyecciones de mortero en el trasdós de la "pantalla", para recuperar su función de llegar a un estrato impermeable. En el Metro de Sevilla ocurrió algo parecido, pero con el incidente durante la obra (incluido socavón superficial).



Fig. 4. "Trampa" en el pueblo de Barajas (antiguo aljibe abandonado en arenas)



Fig. 5. Aspectos a tener en cuenta en la Gestión Geotécnica durante la Construcción.



Fig. 6.- Problema de "pumping" en la C-5 de Cercanías de Madrid.

3. TÉCNICAS DE PROSPECCIÓN.

No pretendemos, con estas páginas, conseguir un tratado de reconocimiento geotécnico. Las diversas técnicas están explicadas en numerosos libros ("Manual de Túneles, Vol. 1; "Túnel de Guadarrama", "Manual de sondeos", etc.). El problema no es saber que existen determinados sistemas de prospección sino poder disponer de ellos y hacer buen uso de los mismos.

Queremos aquí recordar que estamos en un ámbito urbano y eso implica problemas diferentes, que tienen que evaluarse durante la campaña de reconocimiento (o al menos, proporcionar datos para que el proyectista pueda adoptar las medidas adecuadas).

En ese sentido no cabe, a nuestro juicio, solicitar "un estudio de suelos" o "un estudio geotécnico convencional". Se debe hablar de una verdadera Gestión Geotécnica que debe contemplar todos los aspectos geotécnicos que van desde la planificación de la Etapa de reconocimiento hasta la Etapa final de vigilancia durante la explotación, pasando por las de proyecto, construcción y control.

En ese sentido, en la Fig. 7 hemos destacado los aspectos más importantes, en ámbito urbano, a tener en cuenta antes de iniciar la Etapa de reconocimiento:



Fig. 7. Aspectos a tener en cuenta en la Gestión Geotécnica en la fase de Reconocimiento.

- Las obras subterráneas grandes existentes: Aparcamientos, túneles, etc.
- Los servicios y galerías que pueden ser afectados, no sólo para no ser perforados por los futuros sondeos (aspecto muy importante) sino para intentar averiguar (con las técnicas que sean apropiadas) cómo está el terreno próximo (probablemente rellenos no compactados), y su relación con edificios próximos. Esto tiene el fin de advertir al conjunto Proyectista-Constructor de las dificultades que puede conllevar su desvío, al cual no se suele prestar atención técnica especial. En la Plaza de Lugo (A Coruña), el desvío de un colector a 4 m de profundidad, en zanja y sin precauciones especiales, dio lugar al asiento de un antiguo edificio, apoyado parcialmente en una antigua muralla enterrada y parte en terrenos flojos, junto al colector; con ello se indujo una fisura que llegó a tener unos 5 cm en la parte más alta del edificio. Además, para hacer los clásicos sondeos, es necesario situar perfectamente los servicios (planos, catas, etc.)

- La posible presencia de contaminación por combustible o por gases (lo que es más peligroso), que, como ya hemos comentado, puede ser típico de las proximidades de gasolineras, talleres de reparación de automóviles, depósitos de combustible y aeropuertos. Las técnicas de reconocimiento (toma de muestras) son especiales y ha de tenerse en cuenta.
- La presencia de flujos de agua, lo que puede originar arrastres, disoluciones en yesos, mal funcionamiento de drenajes, etc.
- La existencia de cavidades cársticas.
- La existencia de pozos antiguos, tanto de extracción de agua como de fosas sépticas. Esto es muy típico encontrarlo en áreas de ampliación de ciudades, que antes estaban ocupadas por pequeñas huertas o explotaciones agrícolas, mataderos, etc. Hemos tenido problemas con pozos de extracción de agua y de drenaje tanto en el Norte de Madrid (Pueblo de Barajas) como en el Sur (Alcorcón, Getafe, etc.), con aljibes olvidados (Fig. 4), pozos de drenaje por gravedad de un aparcamiento subterráneo, pozos para riego, etc.
- El estado de edificios próximos a la traza del túnel y de su cimentación. Aquí secomparte el análisis geotécnico con el estructural, al intentar clasificar esas edificaciones por su proximidad al túnel, la situación del cimiento respecto a éste y la capa en que se apoya, el estado general del edificio, etc.

Todos estos aspectos (y algunos más, como el de la presencia de arenas con menos de 15% de finos en clave, lo que puede dar lugar a sobreexcavaciones peligrosas o al espesor real y situación de vaguadas rellenas, con relación a la clave del túnel) se intentan complementar en la Fig. 8.

Aunque, en general, se debe partir de un análisis geológico de la zona, hay algunos casos en que esto puede ser imprescindible, como en los grandes problemas de colapso y disolución. En ellos las anomalías que se generan son de tamaño suficientemente grande como para que se hagan estudios a escala importante, como es el caso de la Fig. 9, correspondiente a un socavón abierto en la ciudad de Guatemala por disolución y colapso.



Fig. 8. Problemas de reconocimiento en túneles urbanos.



Fig. 9. Anomalías geológicas. Socavón abierto en una ciudad de Guatemala (colapso y disolución).

Por lo demás, es habitual el uso de:

Sondeos mecánicos, con recuperación de testigo, separados cada 150-200 m, en una primera fase y con sondeos intermedios para, en una segunda fase, definir la estratigrafía adecuadamente. Si se trata de estaciones de Metro, al menos se realizaran dos sondeos por cada una de ellas. Estos sondeos permiten tomar las clásicas muestras inalteradas (?), realizar ensayos tipo S.P.T. y presiométricos (los cuales suelen dar mala información en suelos arenosos, por la decompresión que se produce y la sobreexcavación que suelen originar los sondeos). En ellos deben instalarse tuberías piezométricas para definir los niveles piezométricos existentes, que pueden estar asociados a capas de agua y, por lo tanto, ser del tipo "colgados". Una técnica que hemos seguido, en ocasiones, es hacer un primer sondeo hasta alcanzar su profundidad máxima, instalando un piezómetro de tubo abierto; a continuación, y a destroza, se perforan uno o dos sondeos más, sólo hasta alcanzar las capas arenosas existentes, dejando los nuevos piezómetros perforados solamente en la capa que se desee estudiar y aislando esa zona con "pellets" de bentonita, inyección de lechada, etc. (Fig. 10). Una buena testificación del testigo extraído es imprescindible, a fin de establecer la situación relativa de las diferentes capas del terreno y el túnel (Fig. 11).





Fig. 10. Posible presencia de diferentes niveles piezométricos y cómo detectarlos.

Importante:

- a) Detectar H_1 , H_2 , H_3 (detalle H3/D>1.0).
- b) ¿Competencia aluviales cuaternarios? (¿ H_2 es sumable a H_3 a efectos resistentes?).
- c) Espesor A_i de capas de arenas. ¿Tienen agua?.
- d) Situación relativa de las capas A_i con respecto al eje (D_i) o a la clave.
- e) Granulometría de las capas A_i (Finos < 15%).
- f) Deformabilidad y resistencia media.

Fig. 11. Aspectos geotécnicos a determinar en una caracterización geotécnica.

Penetrómetros dinámicos continuos, tan adecuados para definir la presencia de rellenos antrópicos, especialmente en vaguadas que ya han desaparecido de la topografía urbana por la acción constructiva del hombre. También pueden detectar adecuadamente la existencia de aluviales que pueden quedar bajo rellenos antrópicos. En la parte Norte de Calle 30 de Madrid (Chamartín) la vía se asienta sobre un antiguo arroyo y bajo el relleno compactado que soporta la vía, existen espesores apreciables del aluvial, constituido por limos y arenas muy flojas y saturadas. En la Fig. 12 aparece el corte geotécnico de la antigua M-30, junto al Puente de los Sagrados Corazones. En ella se muestra la proximidad del aluvial a la tuneladora que construyó la ampliación de la Línea 8 del Metro de Madrid, lo que se detalla más en la Fig. 13. Dado que no se pudieron hacer sondeos inmediatamente bajo la vía, se supuso – a partir de información tomada fuera de la M-30 – que el techo del terreno pliocénico resistente estaba a una cota superior a la real (Fig. 13), lo que llevó a inducir una inestabilidad superficial o socavón (Fig. 14), que originó un corte de tráfico importante. El relleno del socavón con hormigón y grava, más una barrera de pilotes de mortero (Ø 225 mm, Fig. 15, construida para que la cabeza de la tuneladora se encontrará con un obstáculo resistente que impidiera la continuidad de la sobreexcavación) permitió salir momentáneamente de esta situación. Luego se complementó, nocturnamente, con nuevos taladros rellenos de mortero e inyección tipo T.A.M. El uso de los penetrómetros puede ser útil, sobre todo en una segunda fase de reconocimiento (sea en Proyecto o durante la construcción), a fin de definir adecuadamente la extensión y profundidad de antiguas vaguadas. La Fig. 16 esquematiza una situación real que ya hemos vivido varias veces: Un sondeo y algún penetrómetro de Proyecto permite dibujar un corte de la vaguada, lejana al túnel. La realidad, mostrada por una campaña de más penetrómetros dinámicos continuos permite ver que la situación es mucho más peligrosa, ya que la clave del túnel se encuentra a



medio diámetro o a menos, lo que puede obligar a tratar parte del terreno que rellena la una de merte de mertero, etc.).

Fig. 12. Cruce de la Línea 8 bajo la M-30.





Fig. 13. Detalle del cruce de la Línea 8 bajo la M-30

Fig. 14. Socavón superficial inducido en la M-30



Fig. 15. Esquema del socavón de la Fig. 14



Fig. 16. Detección de detalle del espesor de relleno antrópico (antigua vaguada) en una campaña de reconocimiento complementaria.

- Técnicas geofísicas, que tienen ardientes partidarios y grandes detractores. A nuestro juicio pueden tener gran utilidad, siempre complementadas con otras técnicas y debidamente interpretadas. En parte de las obras de la Ampliación del Metro de Madrid (sobre todo entre 2003 y 2007) se ha utilizado, masivamente, la técnica de sísmica pasiva, a fin de complementar los cortes estratigráficos clásicos realizados con sondeos y penetros. En la Fig. 17 aparece un ejemplo de aplicación de esta técnica en una obra en el sur de Madrid, lo que permite aquilatar el contacto de las "peñuelas" (o arcillas miocenas, rígidas y fisuradas, a veces con algo de sulfatos) con los rellenos antrópicos y aluviales, distinguiendo la zona de "peñuelas" más húmedas y alteradas. En zonas con yesos y cavernas rellenas, las técnicas de tomografía eléctrica han dado buen resultado.
- Cartografía histórica: Esta técnica, realmente, debe utilizarse en primer lugar, reuniendo datos diversos: Desde historia de edificios singulares, para conocer su evolución y estructura real, hasta la definición de la situación (y, a veces, del espesor) de rellenos antrópicos, por comparación entre cartografías de diferentes épocas. Así lo hicimos al estudiar, con el arquitecto D. Carlos Ferrán, la remodelación del Barrio de Tetúan, comparando cartografías desde 1808 (muy primitiva) hasta la bastante detallada de los años 50 del siglo XX. En el caso del Metro, además, se han comparado los resultados de los vuelos secretos alemán (1937) y norteamericano (1942), que ya no son secretos, con fotogrametría aérea actual, localizando vaguadas y pozos de riego, ya no visibles superficialmente, evitando medianos o grandes problemas (socavones, por ejemplo). En la Fig. 18 puede verse la situación de pozos (punto circular en rojo) en un área de Leganés, deducido con esta técnica, y en la Fig. 19 puede verse el detalle de uno de estos pozos.
- Otras técnicas complementarias: Calicatas para deducir espesores de firme y ver si éste está apoyado en el terreno; localización de servicios con métodos electromagnéticos, etc.



Fig. 17. Aplicación de la Técnica de Sísmica pasiva en una obra del Metro de Madrid.



Fig. 18. Edificios actuales sobre zonas de pozos en Leganés.



Fig. 19. Pozo antiguo localizado en foto área antigua (época de la Guerra Civil).

4. PROBLEMAS EN OBRAS EN SUPERFICIE Y SOLUCIONES.

Las obras en superficie, como son los tranvías y metros ligeros, se enfrentan en general con los problemas derivados de la presencia de:

- Capas blandas superficiales, como son las de origen cuaternario y, especialmente, los aluviales. Pueden introducir serios problemas de exceso de deformabilidad que afecten al apoyo de la estructura viaria, con lo que introducen anomalías en su peralte y alabeo (por asentamientos diferenciales).
- Rellenos antrópicos, generalmente con escaso contenido de agua, que pueden colapsar bajo lluvias importantes, como ocurrió en una zona de la Línea 2 del Metro de Málaga, en la zona de la Universidad (el movimientos de tierras dejó acceso lateral al agua, bajo la plataforma viaria y aunque ésta tenía debajo 3 m compactados, fue insuficiente para evitar el colapso de los rellenos antrópicos vertidos anteriormente). También hemos tenido problemas similares en unas cocheras en Madrid sobre importante espesor de echadizo, a pesar de una enérgica compactación dinámica (con cráteres que tenían una huella de hasta 3 m de profundidad): La llegada de agua a las zonas más profundas del relleno dio problemas que se resolvieron con inyecciones de compactación bajo las vías y con micropilotes en instalaciones auxiliares.
- Huecos y cavernas, bien vacíos bien rellenos de materiales muy blandos. Esto último es típico de zonas de carst vesífero, en que las cuevas se forman por disolución de sulfatos y acaban rellenándose de arrastres que quedan muy flojos; posteriormente, por la presencia del hueco, las capas superiores pueden ir flectando lentamente, hasta obtenerse la estructura ondulada que se aprecia en los taludes de la M-45, al sur de Madrid. Aunque no sea una obra ferroviaria, en la Radial R-3 de Madrid se empleó la solución que aparece en la Fig. 20, a base de reforzar el apoyo de la vía con suelo granular, geomalla resistente (que sea capaz de "puntear" un hueco) y lámina impermeable para evitar la entrada vertical de agua [1]. En otras ocasiones, después de reconocimiento con tomografía eléctrica, primero se ha pasado un supercompactador para localizar zonas blandas en la formación yesífera o margo-caliza o posibles huecos y, después, se ha saneado lo que se ha podido detectar, rellenando de mortero. Si la situación se suponía que era, aun así, de riesgo, hemos colocado, en el fondo de la zona superficial, saneada, una losa de hormigón (de unos 30 cm de espesor, con armadura tipo malla metálica de Ø 16 mm a 15 cm), a fin de que, si hay algún hueco próximo de hasta unos 3 m de diámetro, la plataforma puede continuar su función, gracias al terreno sustituido y a la losa de hormigón (OTEO, 2009, [2] Fig. 21).
- El apoyo a la plataforma viaria, sea térrea y compactada, sea en placa de hormigón, deberá ser analizada frente a estas incidencias, teniendo en cuenta la deformabilidad relativa de ese conjunto y del terreno subyacente.



Fig. 20. Solución utilizada en la plataforma de la radial R-3 (Madrid) sobre zona con cavidades cársticas en yesos (PÉREZ ARENAS Y OTROS, 2003).



Fig. 21. Cavernas cársticas detectadas en formaciones calcáreas. Posible solución. (OTEO, 2009).

5. PROBLEMAS EN EL INTERIOR DEL TERRENO.

5.1. Falsos túneles.

Las obras ferroviarias urbanas, en su mayor parte (al menos en el núcleo central de la ciudad), suelen ser del tipo subterránea, realizadas bien con falsos túneles o con verdaderas obras de excavación subterráneas.

Generalmente los falsos túneles son de menor costo, ya que suelen suponer menor profundidad de excavación (plataforma viaria generalmente a menos de 15-16 m de profundidad), aunque el sistema de contención de las paredes durante la excavación entraña problemas de:

- Gran ocupación, si se excava a cielo abierto y en talud, lo que obliga a diseñar éste con la debida seguridad a corto y medio plazo. Esta solución, muy económica, viene a corresponder a las afueras de la ciudad, las áreas poco pobladas. Además, aunque una vez ejecutado el túnel (con encofrado continuo o con arcos prefabricados) se rellenen lo mejor posible, siempre pueden quedar sobre la clave zonas más flojas que el terreno original. Ello suele obligar a, por un lado, amorterar los riñones de la nueva obra (sobre todo, si es prefabricada) y a seleccionar la situación del nuevo túnel, asociándola a avenidas, parques, etc., para que no se construyan, después, edificios sobre el nuevo túnel.
- Problemas de movimientos del terreno, cuando se excava al abrigo de pantallas de tablestacas, lo cual no es muy frecuente en nuestro territorio nacional. Aunque las tablestacas (muy adecuadas en zonas de suelos blandos con agua, debido a su impermeabilidad) se apuntalen (Fig. 22 lo cual puede dificultar la excavación y la construcción del túnel) y se disminuyan sus movimientos horizontales, es difícil que (en suelos blandos) su recuperación (necesaria, al menos, de 5 a 6 veces, por razones económicas) no arrastre el terreno blando atravesado, debido a su forma, lo que crea hueco en el terreno y origina asientos importantes (del orden de 20 cm y no regulares, como pudimos comprobar durante la construcción de colectores para el saneamiento del Gran Bilbao, hace bastantes años y estudió y justificó, después, el Profesor Sagaseta, (1987, [3]).
- Problemas de deformabilidad en sistemas convencionales, como el del muro berlinés, apenas utilizado en España, debido a la poca rigidez del sistema de contención de tierras. Puede servir para obras ferroviarias muy próximas a la superficie, tal como se hizo en la parte antigua del Metro de Berlín y en el de Nueva York.
- Problemas de control en soluciones como las utilizadas en algunos aparcamientos (por encima del nivel freático) de Sevilla, basados en tratar con inyecciones armadas el terreno superficial, creando una especie de muro entre el terreno tratado y las tuberías que se dejan al inyectar.

En el caso – el más habitual desde hace unos cuarenta años – de utilizar pantallas continuas de hormigón armado (o semicontinuas de pilotes quasi-tangentes, cuando no hay agua) puede conseguirse la rigidez adecuada para contener el terreno y excavar con pequeños desplazamientos no sólo con el espesor de la pantalla de hormigón armado (que, actualmente, llega a 1,20 m) sino con puntales, anclajes, etc. En el caso de ferrocarriles urbanos, la losa de cubrición se utiliza como portal, con un grado de empotramiento variable, según la unión de armaduras entre la pantalla y la losa; después, al excavar, se pueden apuntalar con diversos sistemas (Fig. 23). El apuntalamiento en cabeza con vigas prefabricadas, apoyadas en la viga de encepado de los módulos de la pantalla (Fig. 24) no es un buen sistema, al apoyarse en bloques de neopreno, que permite – por deformación angular – que sólo se transmitan a la pantalla una parte pequeña de la coacción, respecto al caso de la losa en cabeza, como hemos comprobado, instrumentando debidamente, en los Metros de Madrid y Sevilla. En las Estaciones del Metro hay que diseñar, a veces, los apuntalamientos en base al método descendente (primero se instalan pilares en el interior de perforaciones, para que, al ir bajando la excavación, puedan apoyarse los puntales en los pilares y "partir

la luz" de la losa superior. En otras ocasiones, con grandes luces en estaciones, hay que instalar estructuras tubulares o tubos metálicos (Fig. 24 y 25) para entibaciones provisionales o vigas de hormigón armado para entibaciones definitivas (Fig. 26).

En el caso de atravesar terrenos con agua, las pantallas siempre tienen el punto débil de las juntas, aunque éstas, cada día, se hacen a mayor distancia. Por supuesto, las planas deben prohibirse e ir a las de centro circular (o poligonal) y lados planos e, incluso, a la clásica circular. Pero, aun así, en terrenos aluviales y heterogéneos puede haber problemas y las juntas quedan debilitadas (mal contacto del hormigón entre paneles contiguos; hormigón con bajo cono de Abrams, ya sea inicial o derivado de que pase mucho tiempo entre su vertido y fin del panel; bolsas aisladas de bentonita, etc.).

En las Figs. 27 y 28 se indican los riesgos que pueden presentarse en estos túneles urbanos con pantallas, bien durante la construcción (como en algunos puntos de los Metros de Málaga y Sevilla), bien durante la explotación (Calle 30).



Fig. 22. Excavación al abrigo de tablestacas, inmediatamente al lado del Río Manzanares



Fig. 23. Diferentes tipos de apuntalamiento entre pantallas.



Fig. 24. "Apuntalamiento" con vigas prefabricadas (Foto del autor).



Fig. 25. Acodalamiento provisional metálico ejecutado en la Estación de Guadalhorce. (Foto del autor. Ferrocarril Málaga-Fuengirola)



Fig. 26. Pozo de Introducción de la Tuneladora y Estación de Guadalhorce. Foto del autor. (Ferrocarril Málaga-Fuengirola)



Fig. 27. Riesgos geotécnicos en túneles urbanos con pantallas (I)



Fig. 28. Riesgos geotécnicos en túneles urbanos con pantallas (II)

El empleo de pantallas con pilotes secantes ha de hacerse con mucha prudencia, ya que:

- Si los pilotes son largos, no hay garantía que, en su parte inferior, queden secantes. Hay, entonces, que diseñarlos bastante próximos y asegurar que las desviaciones sean muy pequeñas (menores de 0,5%, lo cual necesita equipos muy robustos, que pueden perder su rigidez con la profundidad).
- El dejar parte de la pantalla con elementos de mortero, sin armadura, puede ser arriesgado cuando hay presiones importantes de agua (2,5-3,0 bares).

La combinación de ambos factores puede dar lugar a rotura y penetración del terreno en el interior de la excavación. La Fig. 29 muestra la Estación de Puerta de Jerez, durante su construcción, en la que hubo que emplear (por problemas diversos que no podemos detallar) pilotes secantes en algunas zonas. La pantalla reventó – en zona de gravas con agua – en algunos pilotes de mortero y penetró el terreno en la excavación (Fig. 30), con el consiguiente socavón superficial, en el que se introdujo un kiosco de prensa (el "kioscazo" sevillano). La solución (Fig. 31) pasó por el empleo de pilotes de mortero verticales en el trasdós (más inyecciones armadas en la zona del terreno movido) y de micropilotes por dentro de la estación, para reforzar un tacón de hormigón en la zona de rotura [4].

Por último en lo que se refiere a incidentes de obra – aunque esta exposición es incompleta – queremos citar otro caso del Metro de Sevilla, que corresponde a un problema que antes hemos citado: El dejar sin construir un panel, por pasar un prisma de telefónica (costoso de desviar) perpendicularmente al eje del túnel. Se dejó el servicio colgado y se hicieron algunas columnas de jet-grouting (debajo y lateralmente del mismo). En la Fig. 32 puede verse el prisma colgado, en la Fig. 33 el tratamiento inicial y en la Fig. 34 el socavón superficial que se abrió al continuar la excavación y empezar a entrar agua en la excavación.



Fig. 29. Estación de Puerta Jerez (Sevilla) en construcción. Foto del autor.



Fig. 30. Entrada de material y socavón en Puerta de Jerez (M. de Sevilla)



Fig. 31. Solución de la inestabilidad de la Fig. 28. Puerta de Jerez (M. de Sevilla)



Fig. 32. Prisma de Telefónica colgado a través del Metro de Sevilla. Foto del autor.



Fig. 33. Tratamiento inicial bajo el prisma de la Fig. 32



Fig. 34. Socavón superficial producido al continuar la excavación bajo el nivel freático. (Tomada de una noticia de prensa)

Contra los problemas de filtraciones en juntas entre módulos de pantalla, bien durante la construcción, bien durante la explotación, hay diversos sistemas de actuación:

- Si se puede, perforar taladros de Ø 200-225 mm y rellenados de mortero, desde superficie, en vertical y rodeando la zona de la junta, en dos o tres filas, lo que supone realizar 7-10 taladros, como mínimo.
- Si no se puede utilizar la técnica anterior y hay que actuar desde dentro del túnel, pueden realizarse taladros que atraviese la junta, sin llegar al terreno e inyectar espumas aquareactivas, con un esquema como el que muestra la Fig. 35.
- También pueden combatirse las anomalías por filtraciones o por estar muy vista la armadura en más de un panel – mediante muros o tacones de hormigón, con un espesor mínimo de 18-20 cm, con armadura y debidamente anclados a los paneles contiguos.
- Si se trata sólo de proteger de la oxidación una armadura vista, puede colocarse una armadura de malla metálica, anclada a los paneles próximos y proyectar gunita (espesor mínimo de 10-12 cm).



Fig. 35. Tratamiento de junta en pantalla continua para evitar filtraciones.

Un problema que está subyacente a todo lo que hemos expuesto es el de llegar a un proyecto correcto, es decir con:

- Un modelo estratigráfico correcto, bien definido y con los niveles piezométricos adecuados.
- Una selección de parámetros realmente representativos de los terrenos afectados.
- Una elección del método de cálculo adecuado a los problemas y a un diseño práctico. En España y otros países europeos se ha utilizado mucho el código RIDO o de coeficiente de reacción lateral del terreno, dejando los elementos finitos para casos especiales.
- Un nivel de control realmente representativo durante la construcción de las pantallas. Hemos venido recomendando controlar (con tubos para control por transparencia o método sónico) el 20% del 10% inicial de elementos, el 10% del 20% siguiente y el 5% del resto (lo que viene a equivaler a un 7,5% del total de los elementos).
- Una instrumentación ni excesiva ni escasa, que permita analizar el comportamiento de las pantallas y compararlas con lo previsto. En ese sentido el controlar los desplazamientos de las pantallas mediante inclinómetros, puede ser lo más económico y más fácil de interpretar posteriormente. En la Fig. 36 [2] se presenta una recomendación que dimos hace años sobre movimientos verticales y horizontales en el terreno de coronación de una pantalla. Los movimientos horizontales máximos vienen a ser iguales a los que experimenta la pantalla en su parte baja. En la Fig. 37 se comparan los criterios de CLOUGH y O'ROURKE [6] y el nuestro de bajar la relación movimiento horizontal-profundidad de excavación, H, al 0,1%. Las medidas avalan la idea de que esos movimientos se queden entre el 0,1 y el 0,2%. En algún caso se exceden estos valores, como el caso del Hospital del Buen Pastor (GENS y ARROYO, [7] 2008), pero se trata de una pantalla de pilotes (más rígida que en el caso anterior) con un solo anclaje en cabeza. Y el del By-Pass Sur de la M-30 también es una pantalla de pilotes. Combinando diferentes hipótesis sobre cohesión, *c*, y rozamiento, φ, con programas de sencillo uso como el RIDO. Así lo hizo, en su día, la Profesora Carola

Sanhueza, en su Tesis Doctoral presentada (bajo nuestra dirección) en la Universidad Politécnica de Madrid en 2008 [5]. Como resultados de esta investigación, se compararon los valores propuestos para c y φ por Rodríguez Ortiz y Oteo (2003) para los suelos de Madrid, y los deducidos de media en Metronorte. En la Fig. 38 aparecen los valores deducidos para la arena de miga y en la Fig. 39 los correspondientes al tosco arenoso. Como se aprecia en estas figuras, las recomendaciones quedan avaladas, genéricamente, por estas mediciones. Otro interesante resultado se puede ver en la Fig. 40: Los movimientos horizontales máximos en pantallas con un apoyo en cabeza, resultando que en Metronorte las deformaciones son menores (terreno más consolidado) que en Metrosur (medidas recopiladas por Oteo, 2006). Algo importante es que, en todos los casos, al hablar de movimientos lo que importa no es la profundidad máxima de excavación, sino el intervalo de apoyos (para pantallas continuas y apoyos rígidos).

Es decir, en obras de túneles urbanos que, en general, tienen mucha longitud, es conveniente el definir unos parámetros como los recomendados por Rodríguez Ortiz y Oteo (2003), a fin de normalizar los cálculos y que en cada proyecto no aparezcan muy diferentes valores. Es lo hemos hecho también, en su momento en el Metro de Sevilla (en el momento de publicarse estas páginas ya se habrá presentado en la Universidad de Sevilla la Tesis Doctoral de D. Pedro Arozamena sobre este tema) y lo hemos procurado hacer en otras obras urbanas como en el Metro de Granada.



Fig. 36. Espectro de movimientos originados por la excavación de pantallas a tener en cuenta en superficie (Orden de magnitud,[2]).



Fig. 37. Movimientos horizontales máximos medidos en excavaciones con pantallas.


Fig. 38. Gráficas Estudio del valor de la cohesión en la arena de miga (SANHUEZA, 2008).





Fig. 39. Gráficas Estudio del valor de la cohesión en el tosco arenoso (SANHUEZA, 2008).



Fig. 40. Distribución del desplazamiento horizontal máximo relativo en función de la distancia entre apoyos (SANHUEZA, 2008).

5.2. Obras subterráneas.

La construcción realmente subterránea en el ámbito urbano es una solución que permite abordar soluciones que, a veces, son impensables en superficie o a poca distancia de la misma ya que:

- No interfiere con el tráfico, salvo en sus puntos extremos o alguno intermedio (extracción de escombros, salida de emergencia, etc.).
- No afecta, en general a restos arqueológicos, lo que en ciudades como Roma (la Línea 3 ha tardado por ello, muchos años en construirse), Sevilla, etc.
- Puede permitir pasar bajo edificios o monumentos históricos (como la Puerta de Alcalá) profundizando debidamente o tomando precauciones especiales (inyecciones de compensación), etc.

En este caso hay que tener en cuenta:

 La proximidad de edificios o instalaciones, a fin de proyectar las debidas barreras de protección (con inyecciones, micropilotes, etc., [8] Fig. 41) o incluso utilizándose las inyecciones de compensación (Puede verse un detalle amplio de este sistema en [9] y [10]).



Fig. 41. Leyes de asientos con y sin tratamiento (Avd. República Argentina, Sevilla)

- La existencia de galerías y servicios próximos, a veces instalados en zanjas y, por lo tanto, con una coacción lateral débil.
- La presencia de rellenos en clave o muy próximos a ella, con el riesgo de generar socavones superficiales, por inestabilidad frontal en el túnel (lo que es más fácil en sistemas constructivos de frente abierto).
- La presencia de pozos antiguos o cavernas cársticas, como ya hemos comentado anteriormente, al hablar del reconocimiento geotécnico.

- La presencia de agua en arenas, sumamente peligrosa en sistemas de frente abierto.
- La presencia de arenas sin finos en clave, lo cual puede ser peligroso hasta con tuneladoras tipo E.P.B. Se puede producir al no tener ninguna cohesión las arenas una sobreexcavación en las mismas y dejar un hueco sobre la clave que acabe generando un socavón cuando el hueco tiene del orden de 1,7 veces el diámetro de excavación. Este fenómeno se denomina inestabilidad dorsal (Fig. 42, Tesis Doctoral de D. Manuel Arnaiz, [11]) y puede llegar a producir socavones importantes aunque el terreno, por encima de las arenas, sea rígido (Fig. 43). En la Fig. 44 se puede "luchar" rellenando el hueco con mortero, de forma continua o tratándole previamente con "tiendas de campaña" realizadas con jet-grouting (Fig. 45). En la Fig. 46 aparece un criterio que elaboramos para prever los posibles riesgos de inestabilidad o de influencia de asientos apreciables y en la Fig. 47 los riesgos de inestabilidad para el caso concreto de tuneladoras E.P.B. en Madrid.
- El cruce con otros túneles, lo que en ciudades importantes (Madrid, Barcelona, Londres, París, etc.) es ya habitual. Este cruce puede ser de forma que el túnel nuevo pase bajo el viejo (Fig. 48), con un nivel de riesgo que depende de la distancia entre túneles (Fig. 49). En la Fig. 50 se indican los posibles asientos que el túnel nuevo puede inducir en el antiguo. En la Fig. 51 aparecen también el caso de nuevo túnel sobre otro antiguo y las soluciones que se pueden emplear en cualquiera de las dos situaciones contempladas.



Fig. 42. Sobreexcavación que provoca inestabilidad dorsal.



Fig. 43. Inestabilidad dorsal en arcillas con menos del 15% de finos.



a) FORMACIÓN DE HUECO SOBRE CLAVE.



b) RELLENO DE HUECOS CON MORTERO ANTES DE QUE SE FORME LA CHIMENEA.

Fig. 44. "Lucha" contra la inestabilidad dorsal.



Fig. 45. Tratamiento en forma de tienda de campaña canadiense.



Fig. 46. Criterios para deducir diversos tipos de inestabilidad.



Fig. 47. Posible criterio de estabilidad para túneles con E.P.B. en Madrid.



Fig. 48. Clasificación de problemas al cruzar con un túnel bajo otro existente.



Fig. 49. Riesgo de inestabilidad al pasar un túnel nuevo bajo otro existente.



Fig. 50. Posibles asientos inducidos en la solera de un túnel existente al construir por debajo uno nuevo.



Fig. 51.- Resumen de posibles actuaciones en el cruce de túneles.

El caso de posible afección a edificios es el que más claramente es propio de los túneles urbanos y obliga a:

- Estudiar el estado de los edificios (nº de plantas, sótanos, estructura, fisuración, etc.).
- Situar relativamente túnel y edificios.
- Estimar los movimientos horizontales y verticales que se pueden deducir [12, 13, 14 y 15].
- Estimar el posible daño que se puede inducir en el edificio (estudiando movimientos máximos y, sobre todo, distorsiones angulares y extensiones a inducir, Fig. 52). La comparación entre los niveles de distorsiones a originar y la admisible (por ejemplo, 1/500 en edificios con estructura de hormigón armado) ha de hacerse después de aplicar un coeficiente de seguridad, F, que como indica la Fig. 52, puede variar entre 1,5 para edificio nuevo y buena estructura, y 4,0 para edificios antiguos, históricos y con daños. El cálculo de asientos, con el modelo de dos capas de la Fig. 52, puede hacerse con el Modelo Madrid (Fig. 53, [16]). Para el caso de otros suelos duros, diferentes del suelo de Madrid, bastaría multiplicar el resultado obtenido con la Fig. 53 por la relación entre el módulo de deformación medio del Plioceno de Madrid (aprox. 200 MPa) y el módulo de deformación del terreno de que se trate.

Como se aprecia en la Fig. 53 a, en el caso del Metro de Madrid, el volumen de asientos (o pérdida de suelo superficial) ha variado entre el 0,05 y 6% (prácticamente inestabilidad) de la sección del túnel. En los materiales del terreno de Barcelona también se han deducido pérdidas de suelo apreciable del 0,05 al 2,5% (Fig. 54, [17])

En el caso de tuneladoras E.P.B., las más utilizadas hoy día en el ámbito urbano (con adicción de espumas y, en ocasiones, de finos, cuando los suelos son muy granulares) hay que tener muy en cuenta la presión a utilizar en la cámara frontal, que debe ser, aproximadamente, la del terreno natural, aunque ello no se puede cumplir siempre exactamente. Ello depende de si el terreno es fundamentalmente arenoso o arcilloso (Fig. 55 y 56), ya que, en el primer caso no sólo se trata de impedir decompresiones en el terreno (y, por lo tanto, disminuir asentamientos) sino el conseguir la no sobreexcavación y asegurar la estabilización.

También hay que tener en cuenta la influencia de la presencia de suelo blando superficial, porque:

- Puede inducir asientos apreciables al excavar.
- Puede producir problemas de "cabeceo" en la tuneladora, dado su gran peso.

En la Fig. 57 [2] aparece un posible criterio que hemos elaborado para tener en cuenta estos riesgos. Si se produce la tercera situación que acabamos de citar (el "cabeceo") es conveniente rigidizar el escudo lo más posible, uniendo todas sus piezas con "espadines", de forma que no se acumule el peso de toda la cabeza en su parte frontal.



Fig. 52. Posible afección a edificios.







Fig. 53b. Determinación de asientos en el interior del terreno, a partir de los de superficie.





Fig. 54. Pérdida de asientos (%). Tramo Aeroport-Parc Logístic. Barcelona (GENS, 2012)



Fig. 55. Presión en la parte superior de la cámara frontal de una tuneladora E.P.B., en arenas



Fig. 56. Posible presión en parte superior de tuneladora EPB en arcilla



Fig. 57. Criterio para definir la influencia de la presencia del suelo blando superficial. (OTEO, 2009)

En estos suelos blandos (y en los de arenas sin finos), en el momento de cambiar herramientas pueden producirse importantes inestabilidades, al desaparecer la presión frontal y semi-vaciar la cámara E.P.B. Para evitarlo, hemos introducido la cabeza en filas de pilotes de mortero (o recintos rectangulares), para evitar las sobreexcavaciones hacia detrás, con éxito. No es solución la de emplear barreras de módulos de bentonita-cemento, ya que se deforman y fisuran al llegar la tuneladora y recibir su empuje.

El riesgo de producir socavones o de posibles daños en edificios depende, evidentemente, de la competencia del terreno y del sistema constructivo. En las Figs. 58 y 59 se indican los riesgos relativos (de "muy bajo" a "muy alto") de que se produzcan socavones superficiales y riesgos relativos de daños en personas, respectivamente, en función del sistema constructivo en suelos. Resulta como más peligroso, en ambos casos, el Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles, por tener sostenimiento flexible y frente abierto.

Las inyecciones de compensación, antes citadas, debidamente utilizadas, pueden ser un arma muy poderosa para compensar asentamientos inducidos por los túneles y, además, pueden eliminar el riesgo de inestabilidad al tratar, previamente, el terreno en la zona de clave. Puede hacerse desde otros túneles, como en el caso de las Figs. 60 y 61, correspondientes al tratamiento hecho bajo unos edificios en la c/ Francisco Suárez, desde el antiguo "Túnel de la Risa" de Madrid, o desde pozos auxiliares (Figs. 62 y 63). Se trata del túnel Atocha-Chamartín para Líneas de Alta Velocidad de ADIF. Los volúmenes inyectados son variables: Normalmente pueden estar en los 25-50 l/manguito (situando éstos cada 0,5 m) en terrenos competentes, hasta cinco veces esa cifra (caso de la Villa de Vallecas, en peñuelas muy alteradas y rellenos). Esto puede equivaler a desde unos 50 l/m² a 250 l/m² [8]. Hay que tener en cuenta el volumen de asientos previsible ya que, si es muy grande y la velocidad de avance del túnel es rápida (tuneladora) el sistema puede volverse poco eficaz (si no se dispone de bombas de inyección de gran capacidad). En Barcelona, en el entorno de la Línea 9 del Metro, se han utilizado también las inyecciones de compensación con éxito (Calle Juan Valera, zona Soldevilla) aunque, como se indica [17], es desaconsejable intentar reducir los movimientos a valores insignificantes.

El pesaje de los vagones extraídos por la tuneladora o la contabilidad de su número, puede dar valiosa información sobre el riesgo de sobreexcavaciones y socavones (Fig. 64, [11]).

La situación relativa túnel-edificios, la presencia de servicios próximos a la superficie, la importancia del edificio, etc., condiciona extraordinariamente el sistema de protección a utilizar (Fig. 65). Los sistemas de jet-grouting y micropilotes, al poderse ejecutar inclinados y con maquinaria reducida son muy versátiles, pero pueden introducir poca rigidez. Los pilotes suelen ser verticales y, por ello, afectar fácilmente a servicios - sólo en casos excepcionales, como el del Templo Expiatorio de la Sagrada Familia de Barcelona, en el que se desviaron servicios y se hizo una defensa con una barrera de pilotes quasitangentes de Ø 2,0 m (con éxito total, aunque hay que tener la precaución de no dejarlos algo lejos de la superficie, para después, enceparlos, ya que ello puede permitir movimientos superficiales durante su ejecución). La excepcionalidad del caso permitió el abordar una solución también excepcional, pero adecuada. El desvío por otra calle que no fuera la Calle Mallorca hubiera supuesto tener que hacer inyecciones para compensar asientos muy grandes, lo que hubiera sido, bajo edificios una operación muy delicada y arriesgada, sobre todo teniendo en cuenta que las bombas de invección estaban al límite - o por debajo - de lo necesario. Además, después de la experiencia del Barrio del Carmel, no hubiera sido admisible pasar bajo edificios. En la Fig. 66 aparece el perfil del terreno bajo la Sagrada Familia en la Fig. 67 una sección de la cimentación del Templo Expiatorio de la situación del túnel y de la barrera de pilotes de gran diámetro construido como protección. La foto de la Fig. 68 muestra la construcción de los pilotes y la de la Fig. 69 muestra la excavación para construir la viga de atado y bloque de hormigón superficial. La Fig. 70 muestra los asientos medidos en profundidad, que son del orden de 1 mm al nivel de apoyo de la cimentación del Templo [17], lo que significa que el paso próximo del túnel de ADIF se hizo sin problemas.



(*) CON EXISTENCIA DE HUECOS PREVIOS EN EL TERRENO O AGUA EN BÓVEDA.
 (**) CON TERRENOS SIN COHESIÓN EN CLAVE.

Fig. 58. Riesgo relativo de producir socavones superficiales.



Fig. 59. Riesgo relativo para personas.



Fig. 60. Tratamiento desde el antiguo túnel Atocha Chamartín (Planta) Gentileza de ADIF



Gentileza de ADIF



Fig. 62. Inyecciones de compensación en la Línea 2 (Ventas – La Elipa). Disposición de taladros y presiones aplicada. Gentileza de Mintra



Fig. 63. Inyección de compensación en la Línea 2 (Ventas – La Elipa). Volumen final inyectado. Gentileza de Mintra.



Número de vagones reales por anillo





Fig. 65. Métodos de protección a utilizar en función de la situación relativa edificio-túnel.



Fig. 66. Perfil del terreno, zona Sagrada Familia (GENS, 2012)



Fig. 67. Esquema constructivo de la protección: Sección transversal al túnel (GENS, 2012)



Fig. 68. Medidas adicionales de protección: ejecución de los pilotes (GENS, 2012)



Fig. 69. Medidas adicionales de protección: viga de atado y bloque de hormigón (GENS, 2012)



Fig. 70. Desplazamientos verticales diferidos en profundidad (GENS, 2012)

No hemos incluido aquí los problemas de los pozos de ataque y extracción de las tuneladoras, para no alargar excesivamente es texto, pero debemos recordar que es un punto muy peligroso en que se pueden inducir socavones o entradas de agua (con niveles freáticos altos). En la Fig. 71 se muestra un típico "corralito" de protección de salida de tuneladora en terreno con agua, que obliga a construir un recinto aislado del terreno (del que puede extraerse, previamente, el agua, lo que, si se olvida, puede dar lugar al "estallido" de la pantalla), el cual se arma con pilotes de mortero o módulos de pantalla, no armados, para reforzar el terreno y darle una "cohesión equivalente" que disminuya los empujes sobre la pantalla (que no suele ir armada en la zona del túnel, o sólo armada con barras no metálicas).

También hay que tener en cuenta que en ámbito urbano se construyen muchos túneles de pequeño diámetro (Ø 3,0 a 4,0 m), para colectores, abastecimiento de agua, etc., con muy bajo recubrimiento. Ello puede obligar a tratamientos con paraguas de micropilotes (Figs. 72 y 73) en salidas o bajo vías como la M-500, desde dos pozos auxiliares (Fig. 74), obras del Servicio de Aguas del Ayuntamiento de Madrid.

En la Fig. 75 se han señalado algunos de los problemas a resolver en túneles urbanos, que resume lo que acabamos de señalar.



C) CON MUCHO AGUA Y PRESIÓN





Fig. 72. Salida de tubo hincado.



Fig. 73. Construcción de paraguas de micropilotes. Foto Gentileza del Ayto. de Madrid.



Fig. 74. Tubos hincados bajo la M-500, con protección de micropilotes.



Fig. 75. Algunos problemas a resolver en túneles urbanos.

6. SEGUIMIENTO, CONTROL E INSTRUMENTACIÓN.

El desarrollo de las obras ferroviarias urbanas lleva consigo todo lo que hemos expuesto y mucho más. Aunque las páginas anteriores puedan dar idea de los problemas a resolver, quedan otros "asuntos" difíciles de generalizar, por su especial casuística: Por ejemplo, cabe citar la inserción de la Nueva Estación de la Línea 8 del Metro de Madrid en Nuevos Ministerios (Nuevo intercambiador modal). Con la remodelación y nueva construcción de dicha estación (en la que, en realidad, hay tres niveles ferroviarios metropolitanos, Fig. 76) hubo que afectar a la estación de RENFE (antiguo "túnel de la risa", construido en los años 50 del siglo XX, Fig. 77). Ello obligó a diseñar un plan muy detallado para "cortar" las bóvedas de hormigón en masa de esa estación y hacer "ventanas" en los muros de la arquería exterior (Paseo de la Castellana, con su recalce adecuado, Fig. 78), a fin de insertar y apoyar debidamente la losa del vestíbulo general de la nueva estación de Metro.



Fig. 76. Las 4 estaciones más importantes en el Nuevo Intercambiador Modal de Nuevos Ministerios.



Fig. 77. Sección transversal del Intercambiador Modal de Nuevos Ministerios.



Fig. 78. Recalce de la Arquería de Nuevos Ministerios.

Una obra como ésta, difícil y singular, dirigida por D. Jesús Trabada y D. Antonio González, de MINTRA, no es posible de realizar si no se hace:

- Un proyecto detallado, con las situaciones provisionales y definitivas.
- Un diseño de los sistemas de protección de usuarios.

- Una instrumentación adecuada.
- Un seguimiento de detalle, con la definición de planos de "avance de obra" y con el control de diario de las acciones estructurales y geotécnicas, así como con una interpretación adecuada de los resultados de la auscultación instalada, previa estimación de los umbrales de riesgo (verde, amarillo y rojo, o "semáforo" de riesgo, definido por un desplome, un asiento, un peralte, etc., o sea, algo medible).

Ese seguimiento, prácticamente continuo, debe hacerse no sólo por la Asistencia Técnica y el Contratista, sino por las personas que han asesorado en el diseño del proceso constructivo. Hasta el punto que, en nuestro caso particular y como en otras ocasiones, hemos conocido todos los detalles del avance de la obra vía e-mail y/o vía fax, llevando en el bolsillo un plano con la situación de los puntos de auscultación para conocer, en cualquier momento y lugar, lo que estaba pasando (aunque fuera vía telefónica).

Ese seguimiento va, por ello, muy unido al control de la obra y a la auscultación instalada. Pero, además, debe incluir unos protocolos de actuación según el nivel de riesgo ("semáforo") que existe en cada momento definiendo a quienes hay que facilitar información y/o aviso urgente, según el riesgo que existe en cada momento.

A veces se habla de hacer un análisis de riesgos previo. Así lo hemos hecho, sobre el papel, en la perforación del Túnel de San Bernardo bajo otro túnel de cercanías (hecho con frente abierto y en gravas con agua a presión, tras los tratamientos del terreno convenientes). Para estos análisis, en general, se cuenta con el riesgo estadístico (número de accidentes referido al número de veces de producción de un suceso), pero en las obras de túneles y, en concreto, en las actuaciones geotécnicas es, a veces, muy difícil saber dónde está el riesgo. Este suele provenir, precisamente, de lo desconocido, de la aparición de capas de agua, no detectadas previamente, por excavaciones poco cuidadosas y excesivas, etc. Por lo que los estudios de riesgos, en nuestro ámbito, consideramos que son sólo orientativos, aunque quede muy bien hablar de que se han hecho.

Lo que importa es que el nivel de seguimiento por todos los protagonistas de "la obra" sea continuo y experto y que los controles se cumplan. Por ejemplo, resulta difícil, a veces, conseguir que los conos de Abrams de pilotes y pantallas sean del orden de 16-20 cm o 18-22 cm, dado que estas consistencias se salen fuera de la Instrucción Española para obras de hormigón armado y en masa, que sólo contempla conos hasta 15 cm (consistencia fluida). Lo que pasa es que está Instrucción no es válida para obras subterráneas, en que el uso de hormigón en masa, a veces, es predominante (Método Tradicional de Madrid, Método Alemán, etc.) o en el que se arman hastiales de túneles construidos por el método alemán (para puentear el cruce con otro túnel) con cerchas y tresillones, sin recurrir a armaduras convencionales ni a vigas (Fig. 79).



Fig. 79. Cruce de la Línea 8 sobre un antiguo túnel de la Línea 10 junto a Nuevos Ministerios.

La informatización del control de obras ferroviarias urbanas no es una elucubración, ya que, aproximadamente, a partir del 1997, dentro de la organización encargada de la dirección de obra de la Ampliación del Metro de Madrid (entonces Dirección General de Infraestructuras y, posteriormente, MINTRA) se constituyó una Unidad de Seguimiento, Auscultación y Control (USAC), a fin de crear un "modelo experto" que reuniera toda la información entorno al proyecto y las obras: Desde un banco de datos geotécnicos hasta el resumen actualizado de los resultados de la auscultación (visualizado en planta y con el "semáforo" de referencia), de lo que se controlaba en cada anillo instalado por cada tuneladora, pasando por las previsiones de asientos, tratamientos puntuales del terreno, etc. Posteriormente, en las obras de soterramiento de Calle 30, el Ayuntamiento de Madrid organizó un grupo similar (SECOIM) y en el soterramiento del ferrocarril en la ciudad de Cádiz se hizo, a menor escala, algo similar.

Ello da importancia a que "controlar" no sólo significa tener un Plan de Calidad (que también) sino que implica:

- Tratar la información adecuadamente, representándola en planos, gráficos, etc., de fácil asimilación (terrenos reales encontrados, elementos excavados y hormigonados, avance de túneles, etc.).
- Interpretar los resultados del control y adaptaciones al efecto (repetición de ensayos de integridad, invalidación de módulos de pantalla, etc.).
- Seguimiento de la auscultación (debidamente presentada gráficamente con evolución temporal de movimientos, presiones, etc., en relación con los hitos de la obra, [18]).
- Interpretación primaria (o inmediata) y secundaria (en relación con parámetros supuestos en los diferentes tipos de terreno, coeficientes de seguridad, etc.).
- Adopción de decisiones en relación con toda esta información, sobre todo de cara a puntos más avanzados de la obra, a los que no ha llegado el túnel, reconsideración de tratamientos previstos, etc.

Como indicó el sabio budista SHABKAR (en su obra "El vuelo de la Garuda"), ha de considerarse que "ningún concepto intelectual es válido, así que no supongas". Esto debe de interpretarse como un apoyo a la experimentación y auscultación. En nuestras obras tenemos que hacer suposiciones (parámetros del terreno, modelos de cálculo, etc.), pero estos deben de estar amparados por "la experimentación", o sea, por la experiencia de otras obras anteriores. O crear el precedente para el futuro.

7. AGRADECIMIENTOS.

El autor de estas líneas quiere expresar su agradecimiento a AETESS y SEMSIG por haberle dado, en una época de restricciones y dificultades, la oportunidad de publicar este trabajo, gracias que quiere personalizar en sus presidentes D. José M^a Echave y D. César Sagaseta. También quiere agradecer a D. Antonio Gens, Catedrático de la U.P.B. la información facilitada sobre obras de Barcelona y, especialmente, la Sagrada Familia. Por supuesto, gran parte de los datos y soluciones que aquí se muestran corresponden a obras en Madrid, en las que el autor ha participado. Por ello, quiere agradecer a MINTRA, al Ayuntamiento de Madrid, a la Dirección General de Ferrocarriles y a ADIF el que confiaran en él para llevar a cabo esas soluciones, controles e instrumentaciones y por el permiso para publicar estos trabajos. Gracias a todos y, además, a todos los que participaron en esas aventuras (Consultores, Asistencias Técnicas, Contratistas, Instrumentadores, etc.)

8. REFERENCIAS.

- PÉREZ ARENAS, R., ORTIZ, J. A.; OTEO, C; CASTANEDO, J. y MONTEJANO, J. C. (2003).
 "Tratamiento de la plataforma de la Radial R-3 a su paso por una zona con riesgo de existencia de cavidades cársticas por la existencia de un sustrato yesífero" III Congreso Andaluz de Carreteras. Vol. I, pp. 1001-1012.
- [2] OTEO, C. (2009) "Doce lecciones sobre Geotecnia de Infraestructuras lineales del transporte". Cap. 12 pp. 345-378. Asociación Técnica de Carreteras, Madrid.
- [3] SAGASETA, C. (1987). "Analysis of undrained soil deformation due to ground loss". Geotechnique, Vol. 37 (3), pp. 301-320.
- [4] AROZAMENA, P.; OTEO, C.; MORENO, J. de D.; GÓMEZ, P.; SANZ, I. y DIEZ, J. (2012). "La construcción de la Estación de Puerta de Jerez de la Línea 1 del Metro de Sevilla". Ingeotúneles. 18. Ed. Entorno Gráfico. Cap. 19, pp. 395-428.
- [5] SANHUEZA, C. (2008) "Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid". Tesis Doctoral. Univ. Politécnica de Madrid.
- [6] CLOUGH, G. W. y O'ROURKE, T. D. (1990) "Construction induced movements of "in situ walls". Proc. Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE. Special Tech. Publication 25, pp. 439-70.
- [7] GENS, A. y ARROYO, M. (2008). "Muros pantalla: Movimientos producidos por la excavación".
 8^a Jornada Técnica SEMSIG-AETESS. "Muros pantalla en ámbito urbano". pp. 37-64.
- [8] OTEO, C. (2012). "Inclusiones en recalces: De las inyecciones a los micropilotes". 12^a Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS ("Recalces con micropilotes y otras técnicas especiales"). Madrid, pp. 55-79.
- [9] DOMÍNGUEZ, E. (2001). "Análisis de la compensación de movimientos originados por la excavación de túneles". Tesis Doctoral. Univ. Politécnica de Madrid.
- [10] OTEO, C. (2011). "Inyecciones de compensación y otras técnicas especiales" 11^a Jornada Técnica SEMSIG-AETESS. "Tratamientos en túneles y galerías". Madrid. pp. 33-69.
- [11] ARNAIZ, M. (2003). "Sobre la inestabilidad de terrenos arenosos en túneles de Madrid, perforados con tuneladoras" Tesis Doctoral. Univ. Politécnica de Madrid.
- [12] PECK, R. B. (1969). "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th ICSM FE. México. State of the Art. Volume.
- [13] SAGASETA, C. y OTEO, C. (1974). "Análisis de la subsidencia originada por la excavación de túneles". 1er Simposio Nacional sobre Túneles. SEMS-SEMR. Madrid. Vol. 1. C. 10
- [14] OTEO, C. (1993). "Urban tunnels in hard soils". Proc. Int. Symp. on Indurated Soil and Soft Rocks. Atenas. General Repport. Vol. 3
- [15] OTEO, C. y SAGASETA, C. (1996). "Some Spanish experiences on measurement and evaluation of ground displacements around urban tunnels". Proc. Int. Symp. on Geotch. Aspects of Underground construction in soft ground". Londres. Abril, pp.731-6.

- [16] OTEO, C.; ARNAIZ, M.; TRABADA, J. y MELIS, M. (1999). "The Madrid Model: A semiempirical method for subsidence estimating". Proc. World Tunnel Congress '99. Oslo. Vol. 1. pp. 163-70.
- [17] GENS, A. (2011). "Excavaciones de túneles ferroviarios en el entorno de Barcelona" Conferencia dictada en la SEMSIG, Madrid, Mayo 2012. Información gentileza del Autor.
- [18] RODRÍGUEZ ORTIZ, J. M^a. (2008). "Algunos temas de interés en el diseño de muros pantalla" 8^a Jornada Técnica SEMSIG-AETESS. "Muros pantalla en ámbito urbano". pp. 15-35.

TÚNEL DE CONEXIÓN SANTS-LA SAGRERA. PASO AL LADO DEL TEMPLO DE LA SAGRADA FAMILIA

JUAN CARLOS MONGE CRISTÓBAL Ingeniero Caminos Canales y Puertos (ADIF)

Índice

- 1. Introducción.
- 2. El proyecto.
 - 2.1. Descripción general.
 - 2.2. Marco geológico.
 - 2.3. Sección tipo.
 - 2.4. Estudio de asientos al lado de la Sagrada Familia
 - 2.5. Asesoramiento de D. Eduardo Alonso.
- 3. Retroanálisis durante la obra.
 - 3.1 Objetivos.
 - 3.2 Descripción del modelo de cálculo.
 - 3.3 Datos constructivos.
 - 3.4 Datos geotécnicos.
 - 3.4.1 Modelo de comportamiento con Hardening en carga-descarga.
 - 3.4.2 Modelo "Small-Strain".
 - 3.5 Criterios de calibración.
 - 3.6 Cálculos realizados.
 - 3.7 Resultados de la calibración.
- 4. Modelo predictivo al paso por Sagrada Familia.
 - 4.1. Descripción del modelo cálculo.
 - 4.2. Resultados obtenidos.
- 5. Asientos realmente medidos.
- 6. Conclusiones.
- 7. Bibliografía.

1. Introducción.

La Línea de Alta Velocidad Barcelona – Figueras se ha puesto en servicio recientemente. Esta línea parte de la estación de Sants y su primer trazado es un túnel de unos 5,600 metros de longitud que une la citada estación con la futura estación de La Sagrera, situada al norte de la ciudad. El túnel cruza el barrio del Ensanche aprovechando el trazado de alguna de sus calles, resultando necesario que discurra próximo a algunas edificaciones singulares, entre las que destaca la obra del famoso arquitecto Gaudí: El Templo Expiatorio de La Sagrada Familia, declarado Patrimonio de la Humanidad por la UNESCO.

La presente ponencia describe las características singulares del proyecto a su paso por el Templo haciendo un recorrido cronológico por el Proyecto de Construcción, el inicio de las obras y los ajustes de los cálculos que se hicieron a partir de la información proporcionada por la auscultación del túnel y finalmente la comparativa con los datos reales al paso del túnel al lado del Templo.

2. El proyecto. 2.1. Descripción general.

El proyecto desarrolla la solución definida en el "Estudio Informativo Complementario. Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa. Tramo: Túnel de conexión Sants-La Sagrera (Barcelona)". (Abril 2006).

Este Estudio Informativo Complementario define la alternativa que, partiendo del lado norte de la estación de Sants, discurre bajo la calle Provença hasta la Avenida Diagonal, desde donde se encamina a la calle Mallorca hasta llegar a La Sagrera a través de la calle Clot.

El trazado, subterráneo en todo su recorrido y apto para doble vía UIC y servicios de alta velocidad, tiene una longitud total de 5.644 m y se ejecutó, prácticamente en su totalidad con tuneladora. Únicamente los tramos finales de enlace con las estaciones de Sants y La Sagrera se realizan mediante pantallas.

Con este trazado se evita cualquier afección a edificios al discurrir siempre por la zona central de las calles y avenidas. Aunque no se incluyen estaciones intermedias, entre la calle Balmes y el Passeig de Gràcia se definió una rasante horizontal que hace posible la construcción de una estación en ese tramo si así se decidiera en un futuro.



2.2. Marco geológico.

En superficie destaca la presencia de materiales cuaternarios, fundamentalmente arcillas y limos arenosos y arenas limosas y arcillosas con gravas. A una profundidad variable de entre unos 15 y 20 metros aparecen materiales del Plioceno. Éstos consisten en niveles de materiales finos, arcillosos y limosos con algo de arena y niveles de materiales más arenosos intercalados.

La unidad Terciaria se depositó en el Plioceno diferenciándose tres materiales básicos. Un primer material formado por arcillas grises azuladas a marrón grisáceas, un segundo material formado por arcillas margosas con arenas de color ocre marrón-verdoso, y un tercer material formado por arenas terciarias. En conjunto se trata de materiales con resistencias similares. A nivel basal aparecen materiales más cementados y de mayor resistencia, pero de escasa potencia y que no se encuentran afectados por las trazas ni elementos asociados propuestos en este estudio.

Estos materiales terciarios han sido detectados en la zona de estudio realizándose numerosos ensayos con la finalidad de caracterizarlos adecuadamente. La importancia de estos materiales es muy alta ya que el túnel discurre prácticamente en todo su recorrido en ellos.

La unidad cuaternaria está formada por materiales de piedemonte diferenciándose en esta unidad varios grupos de materiales: arcillas rojas, limos eólicos, costras calizas y gravas. Cabe mencionar la existencia de depósitos asociados a rieras en dirección montaña-mar. Esta unidad es de especial importancia por el hecho de que sus características tensodeformacionales influirán de forma decisiva en aspectos como
puedan ser los procesos de subsidencia asociados a la construcción del túnel, debido a que las estructuras preexistentes están cimentadas sobre estos depósitos cuaternarios.

La unidad de relleno superficial presenta unos espesores de orden decimétrico a métrico, destacando el aumento de su potencia en el sector comprendido entre la Avda. Meridiana y las actuales instalaciones ferroviarias de La Sagrera.



Extracto del perfil geológico del túnel

Del estudio hidrogeológico realizado se concluye la existencia de un nivel freático que se mantiene bastante estable con el tiempo situándose la cota de dicho nivel a una profundidad media respecto a la superficie de 13,00 metros, apreciándose un gradiente hidráulico máximo con dirección predominante perpendicular al eje del proyecto. Se han detectado variaciones puntuales del nivel freático, asociándose a una posible dinámica de riera o, con mayor probabilidad, a una fuga de la red de abastecimiento.

En el estudio hidrogeológico se ha analizado con detalle la variación que sufre el nivel freático en tres tramos diferentes:

- En el tramo de túnel de línea, concluyéndose que el nivel freático apenas experimenta modificaciones.
- En los tramos de muro-pantalla, en el que se prevé una subida del nivel freático aguas arriba de hasta 2 m, y una bajada aguas debajo de 1,3 m. El ascenso del nivel freático se reduce hasta 1 m al situar portillos en los muros pantalla.
- En el tramo frente a la Sagrada Familia, en el que se prevé situar una barrera de pilotes encamisados entre el túnel y el templo, según se explica más adelante. En este caso se prevé que el nivel freático ascenderá como máximo 13 cm.

2.3. Sección tipo.

La funcionalidad del túnel proyectado exige un diámetro interno de 10,40 m. El túnel está revestido por un anillo de dovelas universales de 38 cm de espesor. El anillo está formado por 6 dovelas más una de cierre.

Por otra parte, de acuerdo con el esquema adjunto se han considerado las siguientes dimensiones para la tuneladora:

Suma	30.0 cm
Espesor de la junta de grasa	2 x 5,75 cm
Espesor de la chapa del escudo de la tuneladora	2 x 8,0 cm
Holgura por la conicidad del escudo de la tuneladora	2,5 cm

A partir de los datos anteriores se puede deducir el diámetro de excavación de la tuneladora, que en tramos rectos será el siguiente:

Diámetro útil del túnel	10,4 m
Espesor anillo de dovelas	$2 \ge 0.38 = 0.76 \text{ m}$
Holguras de la tuneladora, espesor de coraza y juntas de grasa	0,30 m

Con estas dimensiones y considerando una sobreexcavacación de 1,5 cm resulta un diámetro de excavación de 11,475 m.





2.4. Estudio de asientos al lado de la Sagrada Familia.

Se ha estudiado de manera particularizada el tramo del túnel que transcurre al lado del Templo de la Sagrada Familia, ya que se trata de una estructura que transmite unas cargas muy elevadas al terreno y cuyo hiperestatismo y esbeltez obliga a analizar de manera particularizada los movimientos en superficie.

En el estudio de estas alternativas se ha considerado y analizado numéricamente una solución consistente en situar una barrera suficientemente rígida entre la Sagrada Familia y el túnel que intercepte la cubeta de subsidencia, reduciendo considerablemente los asientos en superficie.

En concreto, se proyecta una pantalla de pilotes encamisados, de 230 de longitud, del lado del túnel más próximo a la Sagrada Familia. Los pilotes encamisados tienen 1.5 m de diámetro, están separados a una distancia de 2 m entre ejes y poseen una longitud de 41 m medidos a partir de la cara inferior de la viga de riostra. Esta viga posee una sección de 2 x 2 m.



Los pilotes están unidos en cabeza mediante una viga de atado de 2 m de canto. Ésta se apoya sobre un dado de hormigón de 3 x 3 m, el cual se asienta en un terreno mejorado mediante inyecciones de consolidación. El conjunto "dado de hormigón-terreno mejorado" sirve como elemento rígido que restringe los movimientos en cabeza de los pilotes.

Para estudiar la bondad de la solución se ha utilizado un modelo de cálculo complejo con el programa FLAC3D, obteniéndose los desplazamientos en superficie. Igual cálculo se ha efectuado en el caso de no ejecutar ninguna protección con el objeto de disponer de una referencia que ayude a evaluar la eficacia de la alternativa.

El modelo utilizado tiene en cuenta el método de excavación, las estructuras existentes, los tratamientos del terreno propuestos y las propiedades del terreno, incluyendo la influencia del agua. Además permite simular la presión de tierras en cabeza y de inyección del mortero en cola, características de una máquina EPB que le permiten minimizar los asientos en superficie. Para la simulación del proceso constructivo mediante una tuneladora del tipo EPB se ha supuesto que el avance es discontinuo, excavando de forma instantánea cilindros de túnel de longitud igual a la de los anillos del revestimiento.

Las figuras siguientes representan los desplazamientos verticales y horizontales obtenidos en la superficie del modelo.





Analizando la aplicación del criterio de daños de Boscardin-Cording en el lado Sagrada Familia y en el lado opuesto, se observa lo siguiente:

- Con la protección de pilotes las distorsiones angulares permanecen alejadas del umbral de daños muy ligeros.
- Únicamente se roza dicho umbral para la hipótesis de no disponer ningún tipo de protección. Este resultado pudiera hacer pensar que es innecesario disponer de protecciones como las que aquí se analizan. Sin embargo, el grado de hiperestatismo de la Sagrada Familia y la complejidad del funcionamiento de su estructura lo aconseja.
- La protección analizada no sólo reduce los niveles deformacionales del lado Sagrada Familia, sino también del opuesto.

En la siguiente figura se recoge el criterio de daños de Borcardin-Cording. Lado Sagrada Familia. Se representan las distorsiones angulares y deformaciones horizontales de puntos de la superficie situados a distintas distancias del eje



2.5. Asesoramiento de D. Eduardo Alonso.

Para la validación de la solución propuesta en el proyecto se contó con la inestimable aportación de D. Eduardo Alonso. Experto en geotecnia y construcción de túneles, y particularmente en los terrenos del subsuelo de Barcelona.

En su análisis propone la aplicación al problema de la predicción analítica de movimientos de Longanathan y Poulos de 1998. Estos autores mejoraron las soluciones analíticas publicadas por Verrujit y Broker en 1996.

Antes de aplicar el método lo validó contrastándolo con los movimientos reales medidos durante la construcción de la Línea 9 del metro de Barcelona. Concretamente se aprovecharon los datos de la sección 4B de la C/ Salvador Seguí, porque el terreno encontrado en esta calle se asemejaba al de la C/ Mallorca.

Los gráficos que a continuación se presentan muestran la comparación de resultados obtenidos con este método y el método de los elementos finitos, ajustado a las medidas de campo. Tanto en asientos verticales como en movimientos horizontales.



Series 1: L-Poulos, pérdida oval, Pérdida = 0.20% / Series 2: FEM ajustado a medidas de campo



Ux: L-Poulos, pérdida oval, Pérdida = 0.35% / Series 2: FEM ajustado a medidas de campo

En los dos siguientes gráficos se comparan las cubetas de asientos obtenidas por el método analítico para el túnel objeto de esta ponencia, a su paso por el Templo comparadas con el los resultados del proyecto, tanto para la solución sin pantalla de pilotes como para la solución con la pantalla.



Sorprende gratamente la semejanza de resultados, máxime si se tiene en cuenta que ambos se obtuvieron por caminos paralelos, sin tener conocimiento previo sus autores de los resultados obtenidos por el otro método.

3. Retroanálisis durante la obra.

3.1 Objetivos.

En el marco de los trabajos realizados dentro del ámbito del contrato de Apoyo a la Dirección de Obras de Construcción de Túneles pertenecientes a los tramos Sants-La Roca del Vallés (Barcelona) y Riudellots-Figueres (Girona) se incluyó el control del túnel Sants-La Sagrera, en el cual se realizó un análisis mediante modelización numérica de determinadas secciones con el objetivo último de disponer de una estimación razonable de los asientos que se podían producir en las proximidades del Templo Expiatorio de La Sagrada Familia y otros edificios singulares del trazado.

La primera tarea consistió en poner a punto una herramienta numérica lo más fiable posible para que ésta se pudiera utilizar como herramienta predictiva de asientos siendo necesario que estuviera bien fundada de partida y posteriormente calibrada.

La primera pregunta que suscitó la construcción de la primera parte del túnel Sants- La Sagrera fue explicar las causas del menor nivel de asientos realmente producidos respecto a las previsiones de anteriores estudios, en particular, el proyecto de construcción. Para ello, en primer lugar se puso a punto una metodología de modelización que fuera capaz de explicar dicha realidad, tomando como referencia la monitorización realizada en la sección ST-34 (PK 4+800) que es representativa de los movimientos producidos en esta primera parte del trazado.

De este modo, se plantean en primer lugar las causas que objetivamente puedan explicar el menor nivel de asientos medidos (respecto al proyecto), y se hace un análisis de sensibilidad de las mismas para determinar cuál de ellas explica mejor, y de forma más robusta, el nivel de asientos medido.

Una vez calibrados los modelos sería posible realizar previsiones de asientos en zonas aun por atravesar. En las siguientes figuras se presentan el perfil geológico en el entorno de la zona de este estudio: sección ST-34 (PK 4+800) y donde se ha realizado una calibración con los movimientos realmente registrados.





3.2 Descripción del modelo de cálculo.

Los parámetros geométricos de la tuneladora y las dovelas que se han de introducir en el modelo son los que se presentan en la tabla siguiente.

	Diámetro de la cabeza de corte (m)	11.550
Econdo	Diámetro del escudo delantero (m)	11.520
Escudo	Diámetro del escudo de cola (m)	11.490
	Longitud de cálculo del escudo (m)	10.80
	Diámetro exterior anillo de dovelas (m)	11.160
Dovelas	Espesor dovela (m)	0.380
	Diámetro interior anillo de dovelas (m)	10.400

En esta sección, el centro del túnel se sitúa a 34.325 m de profundidad. Dado que la geometría del problema lo permite se optó por realizar un modelo con media simetría por el eje del túnel, para optimizar los tiempos de cálculo. El contorno lateral se ha situado a 100 m del eje del túnel, aproximadamente 9 diámetros, mientras que el contorno posterior (en el sentido del eje del túnel) se ha situado a 180 m, distancia tal que se obtiene un régimen permanente con el que se estabilicen las deformaciones tras el avance secuencial. En estos contornos se han fijado los desplazamientos horizontales al encontrarse suficientemente alejados para no influir en los resultados del cálculo. En el contorno superior (modelizado como condición de contorno libre) se corresponde con la superficie del terreno horizontal. Seguidamente se incluye una vista general del modelo de cálculo.



3.3 Datos constructivos.

En la siguiente figura se presenta los rellenos y presiones principales que se presenta en una tuneladora EPB. La inyección de coraza mediante relleno de Bentonita se tratará más adelante. Este relleno de Bentonita no se tuvo en cuenta en la fase de proyecto constructivo. Lo cierto es que se trata de una técnica que empezó emplearse con posterioridad a la redacción del proyecto.



En la siguiente figura se ilustra el detalle del escudo, anillo de dovelas y mortero en el entorno del frente del túnel. En el frente de excavación actúa la presión de tierras, que en el modelo se aplica como una presión mecánica horizontal. Desde un punto de vista teórico se recomienda que la presión de trabajo de la máquina sea igual al empuje de tierras al reposo, de manera que se inhiba completamente la deformación longitudinal del frente así como los asientos por delante del mismo. En el cálculo se ha considerado un valor para la presión de tierras de 2 bar en clave, siguiendo una ley creciente con la profundidad.



Alrededor de la EPB el diámetro de excavación es superior al de la tuneladora (por sobreexcavación de la rueda de corte y por conicidad del escudo). Para simular el contacto entre el terreno y la coraza es necesario definir una interfase en el extradós del escudo.

El cálculo se realiza en grandes deformaciones, de manera que el mallado se deforma según los desplazamientos de los nodos lo que hace que la interfase comience a funcionar cuando el terreno se haya deformado lo suficiente hasta ponerse en contacto con el escudo, existiendo un hueco hasta que llegue dicho instante. Para la fricción terreno-escudo se adopta un valor de $\delta = 15^{\circ}$.

Se asumen condiciones óptimas de trabajo para la tuneladora, con la inyección continua de mortero por la cola del escudo.

De acuerdo con los ensayos de los que se ha podido disponer, los morteros finalizan su fraguado en 10,5 hrs. A partir de dicha edad se puede determinar el módulo de deformación del mortero, habiéndose obtenido los siguientes resultados de variación del Módulo de Young con el tiempo.

Edad (días)	E (MPa)
1	78.6
2	145.7
3	533.3

Teniendo en cuenta que una tuneladora puede avanzar unos 10 anillos/día (unos 4 anillos cada 10 hrs.) se comprende que es necesario introducir en el modelo una ley de comportamiento que contemple el proceso completo de mortero. Para ello se acepta la siguiente ley de evolución del módulo de Young:

$$\mathbf{E}_{t} = \mathbf{E}_{2\delta} \left(\mathbf{1} - \mathbf{e}^{-\boldsymbol{\alpha} t} \right)$$

Donde:

E₁: módulo elástico para un tiempo t E₂₈: módulo elástico a 28 días α: constante de tiempos

Se ha encontrado que el mejor ajuste a los 3 ensayos disponibles se produce para $E_{28}=1$ GPa y $\alpha=0.2$, tal y como se observa en la siguiente figura.



Se asume la hipótesis de que al inicio de la inyección el mortero se comporta prácticamente como un fluido, con un módulo volumétrico K que se puede asumir igual al del agua y con un módulo de corte G=0, y que durante el fraguado se va incrementando el valor del módulo de corte hasta alcanzar su valor final. Esto equivale a decir que al inicio de la inyección el coeficiente de Poisson es 0.5 (el de un líquido) y que durante el proceso de fraguado éste se va reduciendo hasta su valor final. Realizando un proceso similar al anterior para despejar constantes, finalmente obtenemos la siguiente formulación para la variación del Coeficiente de Poisson con el tiempo.

$$\boldsymbol{v}_{t} = \frac{1}{2} - \frac{E_{t}}{6K_{t}} = \frac{1}{2} - \frac{E_{28} (1 - e^{-\theta.2t})}{K_{\theta} + (K_{28} - K_{\theta}) (1 - e^{-\theta.4t})}$$

Y cuya representación gráfica sería la siguiente:



Desde un punto de vista conservador se considera que la inyección de mortero llena el hueco existente, pero no trasmite presión al terreno (a pesar de las evidencias de que presiones de inyección elevadas son susceptibles de compensar la cubeta de asientos generada).

A las dovelas se les asignará los parámetros de cálculo (módulo elástico, coeficiente de Poisson y peso específico) dado por la instrucción EHE para la calidad del hormigón propia de las dovelas.

3.4 Datos geotécnicos.

La sección de estudio correspondiente con el P.K. 4+800 presenta el siguiente perfil vertical de terrenos:

Rellenos: Arcilla Marrón: Arcilla Verdosa: Arcilla Gris: de 0,0 a 1,9 m de prof. de 1,9 a 16,5 m de prof de 16,5 a 25,7 m de prof de 25,7 hasta contorno inferior del modelo.



Para los terrenos cuaternarios se emplea un modelo constitutivo elásto-plástico lineal de Mohr-Coulomb. Los parámetros geomecánicos de estos materiales son los propuestos por la UPC según consta en los diferentes informes redactados en fase de obra. Para los terrenos pliocenos se ha considerado un modelo constitutivo elásto-plástico puro con un comportamiento de hardening en carga y descarga, ya que en el frente y contorno de excavación del túnel puede producirse tanto procesos de carga como de descarga durante la excavación secuencial del túnel.

Con este modelo constitutivo los módulos en carga y descarga dependen de la presión media efectiva (de manera que se produce un aumento de la rigidez, o hardening con el aumento del confinamiento de la muestra) tanto en carga como en descarga. Para cuantificar el comportamiento en carga y descarga se emplean los coeficientes edométricos Cc y Cs. Los parámetros de cálculo finalmente empleados son los de la siguiente tabla.

	Parámetros elástico			Plásti	cos	Densidad	
Litotipo	E ₅₀ (MPa)	Parám. Edom.	ν	c' (kPa)	φ (°)	$\gamma_{ap}~(T/m^3)$	\mathbf{K}_{0}
Relleno	10	-	0.35	0	28	1.90	0.5
Arcilla Marrón	30	-	0.35	50	28	1.93	0.8
Arcilla verdosa	-	$C_{c} = 0.211$ $C_{s} = 0.0354$	0.30	60	28	2.06	0.8
Arcilla gris	-	$C_c = 0.115$ $C_s = 0.0307$	0.30	80	28	2.06	0.8

3.4.1 Modelo de comportamiento con Hardening en carga-descarga.

La compresibilidad de los suelos se caracteriza habitualmente mediante los ensayos edométricos, a partir de los cuales se determinan los coeficientes de consolidación (Cc) y de entumecimiento (Cs) para carga y descarga respectivamente.

La deformación volumétrica en carga, según el modelo constitutivo de Cam-Clay viene dada por la expresión siguiente:

$$\mathbf{v} = \mathbf{v}_{\lambda} - \lambda \ln \frac{\mathbf{p}}{\mathbf{p}_1}$$

La deformación volumétrica para un proceso de carga-descarga vendría dada por:

$$v = v_{\lambda} - \lambda \ln \frac{p_{c}}{p_{1}} + \kappa \ln \frac{p_{c}}{p}$$

Siendo:

v: volumen específico v= 1 + e p: presión media efectiva λ : pendiente de la recta de carga noval en el plano v – lnp κ : pendiente de la recta de descarga en el plano v – lnp pc: presión de preconsolidación del suelo v λ , p1: punto en la curva de carga noval

Las formulas anteriores se ilustran en la siguiente figura:



Es necesario entonces implementar en el modelo una rutina que simultáneamente al proceso de cálculo vaya calculando para cada elemento la presión efectiva media, determine si está en un proceso de carga o de descarga comparando dicha presión con la presión de preconsolidación, actualice la presión de preconsolidación durante un proceso de carga, y asigne a dicho elemento el módulo elástico volumétrico correspondiente, bien el de carga o bien el de descarga.

Se adopta un coeficiente de Poisson constante para cada litotipo, con lo que los 2 parámetros elásticos queda definidos. En la siguiente figura se presenta la calibración realizada de esta formulación contra los resultados del ensayo edométrico realizado en el sondeo S-2.9, del tramo 1 de la L-9 del Metro de Barcelona, con una muestra de limos arcillosos a 21.3 m de profundidad.



3.4.2 Modelo "Small-Strain".

Uno de los mayores problemas en la ingeniería de suelos es la aparente diferencia entre la rigidez de los suelos medida en ensayos de laboratorio y la que se obtiene de los retroanálisis de las medidas en los movimientos del terreno. Estas diferencias están actualmente reconciliadas a través del conocimiento de las principales características de la rigidez de los suelos, en particular la influencia de la "no linealidad" de los mismos. Esta propiedad afecta a todo tipo de suelos: arcillas, arenas, gravas e incluso rocas

(Tatsuoka et al, 2001) bajo cargas tanto estáticas como dinámicas y en condiciones de carga drenadas y no drenadas. En una escala logarítmica, la reducción de la rigidez se presenta en curvas en forma de S, tal y como se presenta en la siguiente figura.



El modelo small-strain. Se basa en un modelo constitutivo de Mohr-Coulomb en el que los módulos de corte G se degradan en función de la deformación cortante del elemento, desde el módulo dinámico hasta el módulo estático.

Los parámetros que intervienen en el modelo son Go y Eo que representan el máximo modulo de corte y el modulo de Young, respectivamente y $\gamma_{0.7}$ que denota la deformación a cortante en la cual el modulo de corte se reduce un 70 % respecto a Go. Esta última variable permite aumentar o disminuir la rigidez del sistema.

Para cuantificar los módulos en pequeñas deformaciones las curvas de degradación de módulo que se van a emplear son dos. La función de forma es la propuesta por Hardin, con una $\gamma_{0.7} = 2.10-4$ y 4.10-4 respectivamente. De forma gráfica puede verse en las siguientes figuras:





3.5 Criterios de calibración.

El orden de magnitud de los asientos máximos en superficie medidos hasta el momento de la calibración podría resumirse en:

- 3,4 mm en superficie sobre la clave de túnel. A efectos de calibración se va empleó la cubeta de la estación de control ST-34 (PK 4+800).
- 8 mm a una profundidad de 7,825 m. medidos en el Hito Nº 265W (cota 26,5 m.).

Para calibrar el modelo, de manera que reproduzcan, en la medida de lo posible, los citados valores, se va a estudiar el efecto de los siguientes parámetros:

- Estado tensional de partida, Ko; en general se trata de una incertidumbre de partida que tiene un efecto muy significativo en los asientos finalmente calculados.
- Inyección de coraza; la apreciación general de la operación de la tuneladora es que cuando se inyecta bentonita en el trasdós del escudo el nivel de asientos se reduce sensiblemente.
- Como propiedades del terreno se considera, como se ha indicado anteriormente, módulos en carga y descarga y módulos de deformación variable según la deformación.

La máquina EPB que se ha empleado permite la inyección de bentonita por una serie de válvulas a través de la coraza del escudo, esta inyección reduce la posibilidad de sobreexcavaciones y limita el hueco entre escudo y terreno, y por tanto minimiza la producción de asientos. Esta reducción del volumen de hueco EPB-terreno se reproduce en el modelo aumentando las dimensiones de la máquina tuneladora, tanto en cabeza como en cola, reduciendo por tanto los gaps existentes.

En la figura siguiente se presentan los gaps existentes en la EPB.



3.6 Cálculos realizados.

En primer lugar se calcula una hipótesis 1, "de partida", con los criterios similares a los empleados en proyecto:

- Modelo constitutivo en carga y descarga
- K0= 0.8 para cuaternario antiguo y terciarios
- No se simula la inyección de coraza.

A continuación se calculan una serie de hipótesis para comprobar el efecto exclusivo de la inyección de coraza (por lo tanto se mantiene el modelo constitutivo y el Ko).

En la tabla siguiente se presentan las hipótesis que se han calculado para cuantificar el efecto de la reducción de hueco por inyección de coraza.

Hipótesis	% hueco inyectado	Vol. inyectado (m ³ /ml)	φ _{EPB} cabeza (m)	φ _{EPB} cola (m)
2	55.5	0.45	11.53	10.53
3	66.6	0.54	11.535	11.535
4	77.7	0.63	11.54	11.54

A continuación se calculan una serie de hipótesis para comprobar el efecto de la inyección de coraza y del Ko (por lo tanto se mantiene el modelo constitutivo). En la siguiente tabla se presentan las hipótesis que se han calculado variando estos 2 parámetros.

Hipótesis	% hueco inyectado	Vol. inyectado (m ³ /ml)	φ _{EPB} cabeza (m)	φ _{EPB} cola (m)	Ko
5	55.5	0.45	11.53	10.53	0.5
6	55.5	0.45	11.53	11.53	1.2
7	33.3	0.27	11.52	11.52	1.2
8	55.5	0.45	11.53	11.53	1.0
9	33.3	0.27	11.52	11.52	1.0

A continuación se comprueba el efecto de considerar para el terreno el módulo de pequeñas deformaciones, con las 2 curvas de degradación de módulos presentadas anteriormente, con el Ko= 0.8 (valor de partida) y sin considerar inyección de coraza.

Hipótesis	% hueco inyectado	ф _{ЕРВ} cabeza (m)	φ _{EPB} cola (m)	K ₀	Modelo constitutivo
10	0.0	11.52	11.49	0.8	Pequeñas deformaciones $\gamma_{0.7}=4\cdot 10^{-4}$
11	0.0	11.52	11.49	0.8	Pequeñas deformaciones $\gamma_{0.7}=2\cdot 10^{-4}$

Finalmente, se comprueba el efecto de la inyección de coraza considerando para el terreno un modelo de comportamiento con deformabilidad en pequeñas deformaciones.

Hipótesis	% hueco inyectado	Vol. inyectado (m³/ml)	ф _{ЕРВ} cabeza (m)	φ _{EPB} cola (m)	Ko	Modelo constitutivo
12	77.7	0.63	11.54	11.54	0.8	Pequeñas deformaciones $\gamma_{0.7}=2\cdot 10^{-4}$

3.7 Resultados de la calibración.

El objetivo de los modelos realizados es calibrar los asientos medidos en la Sección ST-34, y que se resumen en:

- 3.4 mm de asiento en superficie.
- 8 mm de asiento a 7.825 m de profundidad (Hito N° 265W, a cota 26.5 m.).

Las hipótesis calculadas se resumen en la siguiente tabla:

Hipótesis	% hueco inyectado	Vol. inyectado (m³/ml)	ф _{ЕРВ} cabeza (m)	φ _{EPB} cola (m)	K₀	Modelo Constitutivo
2	55.5	0.45	11.53	10.53	0.8	Hardening
3	66.6	0.54	11.535	11.535	0.8	Hardening
4	77.7	0.63	11.54	11.54	0.8	Hardening
5	55.5	0.45	11.53	10.53	0.5	Hardening
6	55.5	0.45	11.53	11.53	1.2	Hardening
7	33.3	0.27	11.52	11.52	1.2	Hardening
8	55.5	0.45	11.53	11.53	1.0	Hardening
9	33.3	0.27	11.52	11.52	1.0	Hardening
10	0.0	0.0	11.52	11.49	0.8	Pequeñas deformaciones $\gamma_{0.7}=4\cdot 10^{-4}$
11	0.0	0.0	11.52	11.49	0.8	Pequeñas deformaciones $\gamma_{0.7}=2\cdot 10^{-4}$
12	77.7	0.63	11.54	11.54	0.8	Pequeñas deformaciones $\gamma_{0.7}=2\cdot 10^{-4}$

La primera hipótesis calculada responde a unas condiciones de modelización similares a las de proyecto:

- modelo constitutivo con hardening en carga y descarga,
- Ko= 0,8 para cuaternario antiguo y terciarios,
- no se considera la inyección de coraza.

En esta primera hipótesis se ha obtenido un asiento en superficie de 17.5 mm y superior a 46 mm en el hito profundo.

Los resultados de las hipótesis para el análisis de la inyección de coraza (manteniendo el Ko= 0.8 y el modelo de comportamiento igual a la hipótesis anterior) se resume en la siguiente tabla.

Hipótesis	% de hueco inyectado	δ _{max} (mm) en superficie	δ _{max} (mm) a cota 25.6 m	δ _{max} (mm) a cota 27.1 m
2	55.5	5.8	18.0	22.0
3	66.6	5.2	17.0	21.0
4	77.7	3.9	14.0	16.0

Además, en la medida que se reduce el hueco terreno-escudo por el volumen inyectado (modelizado como un aumento del diámetro de la tuneladora) se acentúa el efecto de rebote elástico que se produce en el modelo por entumecimiento del terreno situado bajo el túnel, lo que produce una recuperación de asientos tras el paso de la tuneladora que no parece tener lugar en la realidad. Ha modo de ejemplo se incluye el resultado para la hipótesis 3, donde puede apreciarse como con el paso de las fases e calculo el asiento en superficie se incrementa hasta un máximo de unos 6 mm después recuperar hasta los 5,2 mm.



Continuando con el análisis, a continuación se han calculado varias hipótesis con distintas inyecciones de coraza y distintos valores de Ko, manteniendo el mismo modelo de comportamiento de hardening en carga y descarga de apartados anteriores.

Hipótesis	% de hueco inyectado	Ko	δ _{max} (mm) en superficie	δ _{max} (mm) a cota 25.6 m	δ _{max} (mm) a cota 27.1 m
5	55.5	0.5	1.3	32.0	36.0
6	55.5	1.2	1.6	7.0	10.0
7	33.3	1.2	3.4	11.5	15.5
8	55.5	1.0	4.6	13.6	16.2
9	33.3	1.0	6.2	21.0	24.5

El resultado de estos cálculos nos refleja que en el caso de disminuir el Ko se reduce el rebote elástico del modelo, pero los asientos son mayores. Para valores de Ko =1.2 se reduce el asiento máximo, pero se genera una cubeta con una forma que no es gaussiana, sino bimodal, y que tampoco se ajusta a la realidad. Adicionalmente, tanto para los casos con Ko= 1.2 como para Ko= 1.0, el rebote elástico del túnel tras el paso de la tuneladora es muy acusado. Ha modo de ejemplo se incluye el resultado para la hipótesis 7.



En la siguiente figura se muestran las cubetas de los cálculos indicados anteriormente, comparadas con la cubeta de la hipótesis Nº 1 de partida y la medida en obra en la ST-34.



En las anteriores hipótesis, la reducción del asiento máximo venía asociada bien con un rebote elástico del terreno por debajo el túnel muy acusado, bien con un cambio en la forma de la cubeta. Las últimas tendencias para caracterizar el comportamiento deformacional de los suelos, y que responda a las deformaciones realmente observadas, van en la línea de considerar la dependencia de los módulos con el grado de deformación. Por ello se han calculado 2 hipótesis considerando 2 curvas de degradación de módulos, y con el resto de criterios como los de partida. Los resultados se resumen a continuación.

Hipótesis	Modelo constitutivo	δ _{max} (mm) en superficie	δ _{max} (mm) a cota 25.6 m	δ _{max} (mm) a cota 27.1 m
10	small strain γ ₇₀ =4·10 ⁻⁴	5.6	13.0	14.5
11	small strain γ ₇₀ =2·10 ⁻⁴	7.1	17.5	19.5

Puede comprobarse como el rebote elástico desaparece completamente (ejemplo para la hipótesis 10).



Se muestran las cubetas de los cálculos realizados con módulos en pequeñas deformaciones, comparadas con las cubetas de hipótesis de partida y la medida en obra.



Finalmente, para reducir el asiento en superficie se comprobó una última hipótesis en la que adicionalmente se reducía en un 77.7% el volumen de huecos por inyección de coraza.

Hipótesis δ _{max} (mm)		δ _{max} (mm)	δ _{max} (mm)	
en superficie		a cota 25.6 m	a cota 27.1 m	
12	4.2	10.4	11.4	

En la Figura siguiente se muestran las cubetas de la hipótesis 12 comparada con las cubetas de hipótesis de partida y la medida en obra. El ajuste obtenido se puede considerar adecuado tanto en cuanto a valor máximo como en forma de la cubeta.



4. Modelo predictivo al paso por Sagrada Familia.

Con los anteriores trabajos de calibración realizados en el PK 4+800 se puso a punto una metodología de cálculo que incluye un modelo de comportamiento en pequeñas deformaciones del terreno, con la que se obtiene una respuesta del modelo muy verosímil y que se ajusta mejor a las medidas de asientos disponibles.

En el presente apartado se presentan los resultados de la simulación realizada empleando la misma metodología de cálculo, pero en el entorno de la Sagrada Familia, que se realizaron con el objeto de tener una estimación preliminar de los asientos potenciales, previo al paso de la tuneladora al lado del Templo. Teniendo en cuenta que desde un punto de vista conservador, se consideró no tener en cuenta la inyección de coraza.

4.1. Descripción del modelo cálculo.

El mallado de cálculo empleado en este cálculo predictivo es el encargado por ADIF a INTEMAC al amparo del contrato de Servicios para la Evaluación de los Servicios de Interacción entre las Obras del Túnel de Conexión Sants- La Sagrera y las del Templo Expiatorio de la Sagrada Familia

La sección del túnel se excava principalmente en la facies más arenosa del Plioceno, designada en la caracterización geotécnica como arenas (verdosas) del terciario. Para los parámetros geomecánicos de este litotipo no se adoptaron los propuestos por la UPC, empleados en trabajos anteriores. La codificación

de litotipos del modelo, su descripción geotécnica según el proyecto, y los parámetros de cálculo se presentan en la siguiente tabla.

Leyenda modelo	Litotipo	Elásticos			Plásticos		γ
		E ₅₀ (MPa)	Edométricos	v	c' (kPa)	ф (?)	(T/m ³)
R	Relleno	10	-	0.35	0	28	1.90
Qı	Arcilla Marrón	30	-	0.35	50	28	1.93
Q2 - Q4	Arenas con proporciones variables de limo	18	-	0.35	10	34	2.11
T _I	Arcilla verdosa	-	$C_{C}= 0.211$ $C_{S}= 0.0354$	0.30	60	28	2.06
<i>T</i> ₂	Arenas terciario	-	$C_{C} = 0.10$ $C_{S} = 0.015$	0.30	20	32	2.10

En el modelo se tiene en cuenta la cimentación del Templo.



Del mismo modo se reproduce la estructura del Templo, mediante el modelo facilitado por la propia Junta Constructora.



Y por último puede apreciarse la posición relativa del túnel, la pantalla de protección de pilotes, las cimentaciones del Templo y otras estructuras próximas.



4.2. Resultados obtenidos.

A continuación se presenta un resumen de los resultados proporcionados por el modelo, en cuanto a asientos en terreno, para los siguientes pases de avance que se consideran más interesantes.

Pase de avance	Justificación
60 de 130	La EPB se sitúa al inicio de la cimentación de la fachada de La Gloria
70 de 130	La EPB se sitúa en el centro de la fachada de La Gloria
80 de 130	La EPB se sitúa al final de la cimentación de la fachada de La Gloria
85 de 130	La EPB se sitúa inmediatamente tras la cimentación de la fachada de La Gloria
130	La EPB se sitúa a 90 m del Templo, y su efecto es despreciable

Seguidamente se presentan una serie de perfiles transversal de asientos comparados con el perfil obtenido con módulos constantes (equivalentes al empleado en el proyecto). En estas gráficas comparativas puede comprobarse como se reduce sensiblemente los asientos obtenidos en superficie.











En la tabla siguiente se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los perfiles transversales por el eje del Templo.

Pase	Máximo asiento e	m superficie (mm)	Máximo asiento en la cimentación del Templo (mm)		
	Módulos constantes	Módulos en pequeñas deformaciones	Módulos constantes	Módulos en pequeñas deformaciones	
60	2.2	0.3	1.7	0.2	
70	7.9	1.4	2.3	0.7	
80	14.3	3.8	3.4	1.7	
85	15.4	4.3	3.8	2.0	
130	14.2	4.7	3.5	2.3	

Respecto a los anteriores cálculos realizados con modelos de elasticidad lineal, con módulos en pequeñas deformaciones se obtiene una reducción significativa de los asientos máximos en superficie hasta valores inferiores a 5 mm (respecto a los 15 mm calculados con elasticidad lineal).

El máximo asiento previsto para el Templo es inferior a 2.5 mm.

Adicionalmente, la forma de la cubeta obtenida con módulos en pequeñas deformaciones resulta mucho más verosímil: los asientos se reducen progresivamente confirme aumenta la distancia al eje del túnel, siendo despreciables a un menor distancia al túnel, y además no aparece un máximo local de asientos a unos 25 a 35 m del eje del túnel (como sí se observa en las cubetas calculadas con elasticidad lineal).

5. Asientos realmente medidos.

Lógicamente se continuó con la auscultación por lo que se pudo comparar la predicción realizada con los movimientos realmente obtenidos.

En las siguientes gráficas se establece esta comparativa para las mismas secciones de paso indicadas en el punto anterior.









Como puede apreciarse los movimientos fueron aún menores de los previstos, prácticamente despreciables. El motivo es muy simple, la predicción se realizó sin considerar la inyección en coraza, para estar del lado de la seguridad. Como esta inyección se realizó satisfactoriamente, unida a la correcta

presión en el frente, los asientos prácticamente fueron nulos, no alterándose prácticamente el estado tensional inicial del terreno.

6. Conclusiones.

Queda demostrado que una obra con gran dificultad técnica como la presente, puede ser ejecutada de suficientes recursos de análisis durante la fase de estudio/proyecto, así como de seguimiento durante la fase de obra.

Las últimas tendencias para caracterizar el comportamiento deformacional de los suelos, y que responda a las deformaciones realmente observadas, van en la línea de considerar la dependencia de los módulos con el grado de deformación (small-strain). El modelo Mohr-Coulomb no es capaz de reproducir los asientos medidos (rebotes excesivos).

Es fundamental realizar una correcta gestión de la obra y en particular mantener una interacción con la máquina y los parámetros de perforación. Esa interacción debe ser conocida y dirigida desde la Dirección de Obra y de este modo se realizó en este caso, constituyendo una gestión pionera en su campo.

7. Bibliografía.

- (1) Informe sobre el proyecto del Túnel de Línea del TAV. Tramo Sants Sagrera. Eduardo Alonso para ADIF. 2005.
- (2) Proyecto de Construcción de Plataforma y Vía. Línea de Alta Velocidad Madrid-Zaragoza-Barcelona-Frontera Francesa. Tramo: Túnel de Conexión Sants-La Sagrera. (Barcelona). Intensa – Inarsa para ADIF. 2007.
- (3) Modelización numérica para la calibración de los asientos medidos en la primera parte del Túnel de Conexión Sants – La Sagrera (sección de cálculo 4+800) y extrapolación a un modelo predictivo en Sagrada Familia. GEOCONSULT para ADIF. 2010.

TRATAMIENTO DEL TERRENO MEDIANTE COMPACTION GROUTING ACCESO FERROVIARIO A LA ESTACIÓN DE SANTS EN BARCELONA

GORAN VUKOTIĆ INGENIERO CIVIL KELLERTERRA, S.L.

RESUMEN

En este artículo se presenta un caso de aplicación de mejora de suelo mediante compaction grouting (*inyecciones de compactación*), para el tratamiento y mejora del terreno en obras ferroviarias, siendo aplicable tanto para obra nueva como para el recalce o rehabilitación de obras existentes con diferentes patologías geotécnicas. En concreto se analiza un caso particular de aplicación de compaction grouting para la mejora del terreno de apoyo de una cimentación superficial y una plataforma de tránsito, destacando los aspectos más importantes de la solución adoptada y del proceso constructivo realizado. También se analiza el control y auscultación efectuado previamente y durante el proceso de ejecución, así como la verificación general de la idoneidad del tratamiento aplicado, afianzando su aplicabilidad para obras de infraestructura de alta prestaciones en entornos urbanos.

1. INTRODUCCIÓN

Tanto la estructura prevista para cubrir las vías del acceso ferroviario, como las obras de adecuación medioambiental próximas a la estación de Sants, representan la creación de una nueva rambla ajardinada de unos 700 m de longitud, mejorando la difícil conexión entre los dos lados de las vías, uniendo diferentes calles del barrio, de la estación de Sants y del municipio de l'Hospitalet. El área total a urbanizar es de 57.000 m², mientras que el área de cobertura del corredor ferroviario ocupará 21.500 m².



Figura 1. ÁMBITO DE PROYECTO - ENTRADA A LA ESTACIÓN DE SANTS (BARCELONA).

Así, la zona de actuación contará con más espacios peatonales y zonas verdes, nuevos pavimentos, pasos inferiores y una notable mejora en la accesibilidad general de la zona, la cual estaba limitada únicamente a conexiones a través de los pasos inferiores de Riera de Tena, Badal y Riera Blanca.

La cobertura de las vías es un objetivo que el Ajuntament de Barcelona persigue desde hace tiempo con el fin de:

- Mejorar sustancialmente las condiciones ambientales ruidos y vibraciones del tránsito ferroviario y del Metro.
- Ganar un gran espacio libre y ajardinado sobre la plataforma, favoreciendo la relación entre los barrios.
- Generar la permeabilidad circulatoria y peatonal mediante la reforma de tres pasos inferiores.
- Alejar los trenes de las fachadas de los edificios de viviendas colindantes.



Figuras 2 y 3. ESTADO DE LA ZONA DE PROYECTO ANTES Y DESPUÉS DE SU REALIZACIÓN- C/Antony Campany.

Uno de los condicionantes principales a resolver consistió en el mantenimiento del servicio ferroviario durante los trabajos de cobertura y urbanización, tanto de RENFE como de Metro. De hecho, esta necesidad fue una de las razones más importantes para descartar el soterramiento de las vías en todo el emplazamiento, el cual ha sido una solución reclamada históricamente por el vecindario. No obstante, el soterramiento de las vías constituye una solución muy compleja debido, entre otras cosas, a la limitación del espacio en la zona, a la necesidad de mantener una circulación ferroviaria mínima, y a la difícil adaptación con la actual estación de Sants, la cual también debía mantenerse en servicio.



Figuras 4 y 5. VISTA DESDE RIERA DE TENA HACIA L'HOSPITALET Y HACIA SANTS UNA VEZ CONCLUIDAS LAS OBRAS.

Dentro del marco general del proyecto se diferenciaron tres zonas de actuación correspondientes a las tres áreas geográficas:

- El lado montaña, ocupado por la calle Antonio de Campany, entre la nueva fachada de la cubierta y las edificaciones existentes.
- La cubierta del corredor ferroviario y las vías de metro.
- El lado mar, delimitado por la fachada sur de la cobertura y las edificaciones y espacios liberados por instalaciones desmanteladas.



Figura 6. TRES ÁREAS DE ACTUACIÓN: LADO MONTAÑA, CUBIERTA Y LADO MAR.

Dentro de las tres zonas principales, **el lado montaña** supuso uno de los hitos principales en el desarrollo del proyecto. Esta zona se caracterizaba por un espacio muy limitado entre la edificación y el cierre del corredor. Además, una parte importante del trazado de esta zona coincidía con el túnel de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, Tramo: L'Hospitalet-La Torassa-Sants, localizado a una profundidad de entre 10 y 20 m respecto de la superficie. Estos condicionantes representaron una complicación adicional para la solución del soterramiento de las vías ferroviarias, y a su vez obligó a buscar soluciones y medidas preventivas para evitar posibles afecciones a dicho túnel debido a la realización de la cubierta.

Analizada toda la información y teniendo en cuenta los condicionantes geotécnicos y las restricciones y particularidades de trabajar en una zona muy limitada dentro del centro urbano, se optó por una mejora del terreno mediante la técnica compaction grouting debido a las ventajas técnico-económicas que presentaba en este caso particular, caracterizado por la necesidad de acometer los trabajos por encima del túnel de LAV, en el tramo más complejo del lado montaña de la cubierta.

2. ANTECENDENTES Y DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Teniendo en cuenta la proximidad de los trenes para ejecutar una cimentación directa, en el lado montaña inicialmente el Proyecto planteaba en la primera fase la realización de una pantalla de pilotes cortos que permitirían la excavación y posterior ejecución de un muro en "L" por bataches, el cual trabajaría solidariamente con los pilotes (figura 7).

Para la transmisión de esfuerzos al terreno se consideró la colaboración de los pilotes, aunque despreciando su resistencia por punta, y considerando únicamente la contribución por fuste. El objetivo de esta tipología de cimentación relativamente compleja, a parte de asegurar la estabilidad y capacidad de la misma, consiste en reducir sensiblemente la transmisión de cargas al túnel de la LAV.


Figura 7. FASES DE EJECUCIÓN DE PANTALLA DE PILOTES CORTOS Y MURO EN "L" – SOLUCIÓN INICIAL.

Para el diseño de las cimentaciones incluidas en el Proyecto constructivo de la cubierta de Sants en el lado montaña, se partió de la documentación geotécnica recogida en el Proyecto Constructivo de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa, tramo: La Torassa-Sants con fecha de 2002, y de otros tres sondeos adicionales, más cercanos a la zona de actuación realizados en el año 2005. Dadas las dificultades de acceso de las máquinas y debido al continuo paso de los trenes y a la presencia de la catenaria, los ensayos no se pudieron efectuar en el emplazamiento de la plataforma ferroviaria y la futura cimentación de la cubierta en el lado montaña. Por ese motivo, una vez iniciadas las obras de cimentación en el año 2010, se propuso la realización de una nueva campaña geotécnica con el objetivo de definir con mayor precisión el perfil y las características del terreno dentro de la plataforma ferroviaria, así como en el ámbito de la cimentación del proyecto de cobertura, entre los pasos inferiores de Riera Blanca y Badal y entre Badas y Riera de Tena. La ubicación de los ensayos de estas campañas geotécnicas respecto a la estructura y a la cimentación de la cubierta puede verse en la figura 8.



Figura 8. UBICACIÓN DE LOS ENSAYOS IN-SITU CORRESPONDIENTES A LAS DIFERENTES CAMAPAÑAS GEOTÉCNICAS.

Tanto los sondeos como los penetrómetros dinámicos indicaron la presencia de un nivel de arenas limosas y arcillas arenosas blandas, cuya capacidad portante era muy inferior a la tensión admisible de 200 kPa,

utilizada para el dimensionamiento de las cimentaciones superficiales del proyecto de la cubierta. Esta tensión admisible fue adoptada en base a los ensayos y las recomendaciones de las campañas anteriores. El origen de la diferencia entre las características del terreno previstas en los informes geotécnicos de los años 2002-2005 y el informe del año 2010, muy posiblemente se debe a las alteraciones sufridas durante la realización del túnel de la LAV y todas las obras efectuadas en la zona. En este sentido, la presencia de un muro de mampostería sin un sistema de drenaje en su trasdós pudo haber provocado la acumulación de agua afectando la resistencia de este nivel, tal y como se puede ver en la figura 8. Cabe mencionar que la humedad de los materiales examinados corroboraba esta hipótesis relacionada con la infiltración y acumulación de agua.

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

De acuerdo con la última campaña geotécnica efectuada a lo largo del emplazamiento exacto correspondiente a la cimentación de la cubierta en el lado montaña, los niveles detectados fueron los siguientes:

- Nivel 1: Rellenos antrópicos superficiales formados predominantemente por arenas y gravas con matriz limosa y/o arcillosa, con restos de cascotes, de compacidad floja, y con un espesor de entre 0,5 y 2 m.
- Nivel 2: Arenas limosas y arcillas con un contenido variable en arena y con algunos nódulos, granulométricamente clasificado como SC-CL según criterios de Casagrande, aumentando sus propiedades geomecánicas con la profundidad, desde compacidades flojas en los primeros 7-10 m, hasta niveles compactos a muy compactos a partir de esta profundidad. Este estrato presenta una potencia de entre 10 y 20 m.
- **Nivel 3:** Arcillas y arcillas margosas (sustrato terciario) de consistencia dura a muy dura, con intercalaciones de materiales predominantemente granulares.

El nivel freático se detectó a partir de 15 m de profundidad, aproximadamente.

4. SOLUCIÓN ADOPTADA

Al analizar las posibles soluciones con el fin de garantizar la capacidad portante, limitar los asientos de la estructura de la cubierta en el lado montaña, y para evitar afecciones al túnel de la LAV, se adoptó un tratamiento del terreno mediante compaction grouting debido a su viabilidad técnico-económica. Asimismo, se han tenido en cuenta los condicionantes geotécnicos y las particularidades de ejecución de la obra que se han descrito en los apartados anteriores.

Es importante destacar que a pesar de que esta técnica se basa en un concepto relativamente sencillo, la misma abarca todas las complejidades de la mecánica de suelos, las propiedades reológicas del mortero, así como las dificultades propias de los procesos de perforación e inyección, los cuales requieren un seguimiento conveniente por parte de especialistas capaces de manejar dichos factores, ya que estos determinan el éxito final de la aplicación del compaction grouting.

Con el tratamiento adoptado pudo mantenerse la geometría de la cimentación superficial definida en el proyecto inicial, contando con una mejora de las características del terreno en profundidad, básicamente por densificación. De esta manera pudo evitarse que las tensiones transmitidas por la estructura al terreno (bulbo de tensiones) afectaran a la estructura del túnel, lo cual suponía un objetivo muy difícil de obtener mediante otras técnicas de mejora o cimentación profunda.

Asimismo, para garantizar que el proceso de ejecución del compaction grouting no deteriorara a la estructura del túnel de la LAV, el criterio aprobado por el departamento de mantenimiento de ADIF fue el control de los movimientos de la estructura del túnel durante las diferentes fases de ejecución de obra. En el apartado 6 del presente documento se podrán ver más detalles sobre los criterios y controles llevados a cabo.

4.1 COMPACTION GROUTING

La técnica de mejora de suelo mediante compaction grouting fue empleada por primera vez en Estados Unidos en los años 50, y luego fue desarrollada principalmente por ingenieros de Hayward Baker Inc. (compañía del grupo Keller). A partir de los años 90 esta técnica ha sido cada vez más empleada en Europa. En sus inicios la técnica de compaction grouting se utilizaba sobretodo para obras de rehabilitación con problemas de asientos. Hoy en día la técnica se ha extendido a varios tipos de proyectos, con la característica común de solventar problemas relacionados con estructuras en servicio y sensibles a posibles asientos.

En concreto, el método de compaction grouting se basa en la inyección en el terreno de un mortero de baja movilidad, de forma que la mezcla inyectada no fluya por el terreno, quedando concentrada alrededor del punto de inyección (según ASCE, 1980).

Esta tecnología es efectiva en suelos predominante granulares sueltos, saturados y no saturados, y en suelos de granos finos blandos no saturados, tal y como se puede observar en la figura siguiente.



Figura 9. COMPACTION GROUTING – APLICABILIDAD EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SUELO.

El mortero se puede inyectar con la presión necesaria para transportarlo al punto de inyección, habitualmente hasta 40 bares, y con un asiento en el cono de Abrams menor de 5 a 10 cm, lo que permite una correcta densificación del terreno colindante al punto de inyección sin destruir su estructura. Consecuentemente, el control de las velocidades de bombeo es fundamental. Cabe mencionad que las inyecciones suelen realizarse en escalones, o separaciones verticales entre puntos de inyección, de entre 0,33 y 1 m, pudiendo realizarse de forma tanto ascendente como descendente.

El mortero a inyectar debe poseer una dosificación adecuada a su destino en base a cemento, arena y aditivos, para garantizar su bombeabilidad con poca agua de amasado. Además, debe estar provisto de una gran fricción interna que le mantenga como una masa homogénea en expansión. Su resistencia característica a la compresión simple a los 28 días suele ser superior a 5 MPa, aunque la misma no condiciona el diseño del tratamiento, debido a que el mismo se basa en inyectar una cantidad de volumen de un material que desplace y densifique al terreno.

El índice de sustitución, el cual representa el cociente entre el volumen de mortero inyectado y el volumen del terreno a tratar, suele variar entre 5 y 15% en función de las características del terreno natural, de los objetivos de la mejora y de la distribución de los puntos de inyección. La principal limitación del volumen a inyectar es la posibilidad de levantamientos en la superficie y/o la excesiva deformación lateral que se podría inducir a las estructuras subterráneas. En muchos casos el volumen de mortero a inyectar se estima a partir de relaciones empíricas, variando habitualmente entre 0,1 y 0,25

 m^3/m para mejorar terrenos sueltos a medianamente densos, y localizados a poca profundidad. Al incrementar la profundidad se podrían inyectar volúmenes mayores sin generar movimientos en la superficie.



Figura 10. COMPACTION GROUTING – ESQUEMA DEL PROCESO DE EJECUCIÓN.

Dependiendo de las propiedades en cada punto del terreno, este tipo de inyecciones permite finalizar cada etapa de inyección según alguno de los siguientes criterios:

- **Por volumen:** una vez alcanzado el volumen de mortero máximo establecido en proyecto para cada fase.
- **Por presión:** en caso de alcanzar la presión máxima establecida en el proyecto, independientemente del volumen inyectado en la fase.
- **Por movimientos en superficie:** en caso de detectarse movimientos en superficie o en las estructuras próximas superiores a los límites previamente establecidos.
- **Por reflujo por la boca del taladro:** en caso de que el mortero salga por la boca del taladro. Este suele ser el criterio de corte que marca el final de los escalones próximos a la plataforma de trabajo.

Para comprobar el levantamiento en superficie suele aplicarse el modelo propuesto por Moh et al. (1997), que compara la tensión vertical de la capa tratada o la sobrecarga existente sobre el bulbo de mortero y la presión provocada por la inyección (ver figura 11). Posteriormente, de manera iterativa se define la relación entre el volumen y la presión límite en función de la profundidad, para determinar los criterios de rechazo.



Figura 11. ESTIMACIÓN DE RELACIÓN PRESIÓN-VOLUMEN DE INYECCIÓN (Moh et al. 1997).

Es importante resaltar que el efecto real de la mejora es el producto de dos efectos: la densificación del terreno e inyección de mortero y la creación de inclusiones. El análisis de este efecto compuesto es muy complejo y no suele aplicarse, aunque la experiencia ha demostrado tener éxito en numerosas ocasiones (Rubright y Bendimere, 2004).

4.2 GEOMETRÍA Y JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

La solución propuesta y ejecutada por Kellerterra consistió en mejora del terreno mediante compaction grouting a lo largo de 225 m del tramo denominado lado montaña de la cubierta, divididos en las siguientes dos zonas o tramos (figura 12):

- **TRAMO 1:** Zona entre los pasos inferiores Riera Blanca y Badal de 175 m.
- **TRAMO 2:** Zona entre los pasos inferiores Badal y Riera de Tena de 50 m.



Figura 12. ZONAS/TRAMOS DE MEJORA DEL TERRENO – LADO MONTAÑA.

El patrón del tratamiento en planta consistió en la ejecución de una malla de puntos de inyección de 1,25 x 1,25 m dispuestos al tresbolillo. Las perforaciones de los taladros extremos o perimetrales se realizaron con una inclinación de 10°, con el objetivo de abarcar mediante el tratamiento unos 10-12 m de ancho en profundidad. Los taladros correspondientes a la zona central se realizaron con una inclinación de 5° o verticales, tal y como se puede ver en la figura 13.

La longitud total de taladros variaba entre 9 y 14 m, mientras que la longitud correspondiente a la inyección variaba entre 6 y 11 m, en función de la cota de la plataforma de trabajo y de la bóveda del túnel de la LAV. Cabe subrayar que los puntos de inyección más próximos a la cobertura del túnel estaban alejados de la misma como mínimo 1,5 m.

Es importante resaltar que el objetivo del tratamiento se fundamentó básicamente en el volumen de mortero inyectado establecido en el proyecto, en este caso hasta un máximo de 200 l/m, con una media en

torno a 150 l/m, que sin romper la estructura del terreno lo densificaba y homogeneizaba su comportamiento geomecánico, y por consiguiente el comportamiento del apoyo de la cimentación superficial.

Por otra parte, la presión de inyección fue básicamente el criterio de corte o finalización de inyección, y no un elemento fundamental para la mejora del terreno. La presión máxima prevista dependía tanto de la profundidad del tratamiento como de las características del terreno a tratar. Para este caso en concreto, la presión máxima prevista de 30 bares correspondía a las zonas donde la profundidad del tratamiento superaba 7 m desde la plataforma de trabajo. En los tramos menos profundos, las presiones variaban entre 10 y 20 bares. Los límites de presión definitivos se definieron y controlaron in-situ tanto durante la calibración inicial de los parámetros de ejecución como durante la realización de la obra en general.

Teniendo en cuenta la distribución de los puntos de inyección y el volumen de inyección estimado, el grado de sustitución por debajo de la cimentación varió aproximadamente entre 7 y 15%. Aunque el grado de sustitución fue relativamente alto, para homogeneizar las condiciones de apoyo por debajo de la cota de cimentación prevista en el proyecto, como medida complementaria se realizó un colchón de reparto formado por un material predominantemente granular de entre 20 y 40 cm de espesor.



Figura 13. DISTRIBUCIÓN EN PLANTA DE PUNTOS DE INYECCIÓN Y SECCIÓN TIPO.

Como parte de los estudios del proyecto se realizaron unas simulaciones numéricas para analizar el efecto del proceso de inyección, básicamente a través del incremento del volumen de mortero inyecto. El análisis se efectuó mediante una modelización con FEM utilizando el software Plaxis, cuyos objetivos fueron los siguientes:

- Tener un orden de magnitud sobre la posible influencia en túnel de la LAV.
- Comprobar el grado de mejora.
- Estimar los asientos de la cimentación de la cubierta.



Figura 14. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (cortesía de Esteyco y KV Consultores).

Conviene subrayar la complejidad que supone la modelización real de este tipo de tratamientos, teniendo en cuenta que la misma debería centrarse en el estudio de las modificaciones del terreno como consecuencia de los incrementos de volumen provocados por el material inyectado, en lugar de la aplicación directa de las presiones de inyección.



Figura 15. HIPÓTESIS BÁSICAS DEL MODELO DE CÁLCULO – CAMBIO VOLUMETRICO Y DEFINICIÓN DE LA ZONA DE INYECCIÓN.

En este sentido, para una adecuada simulación del tratamiento, es imprescindible estimar la zona de influencia, que en este tipo de tratamientos y teniendo en cuenta los volúmenes de inyección previstos, puede llegar a zonas de hasta 2,00 m. Para la modelización se consultaron los trabajos y publicaciones de Kummerer (2003) y El-Kelesh et al. (2001), basados en los trabajos de Vesić (1972), Sagaseta (1987) y Veruijt y Booker (1996), sobre la expansión de cavidades.

El resultado de la modelización fue favorable respecto a las posibles deformaciones de la estructura del túnel. Las deformaciones estuvieron dentro de los límites admisibles, es decir entre 3 y 5 mm. A pesar de ello se estableció un estricto control de movimientos de la estructura del túnel durante la ejecución de la obra. Por otro lado los asientos de la estructura de la cubierta estimados en base a la modelización realizada se mantuvieron dentro de los límites admisibles para este tipo de estructura.

5. EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS

La ejecución de trabajos relacionados con la mejora del terreno mediante compaction grouting consistió en las siguientes fases:

- Preparación de la plataforma de trabajo y montaje del sistema de inyección y auscultación.
- Calibración inicial de los parámetros de ejecución y control de la fabricación del mortero.
- Ejecución general de los trabajos de compaction grouting.
- Control durante la realización de los trabajos: control de volúmenes y presiones de inyección; control de deformaciones inducidas en el terreno durante la ejecución de las inyecciones; control de posibles afecciones al túnel de la LAV y otras estructuras colindantes.
- Control de resultados de la mejora del terreno.

En este apartado se abordarán básicamente las fases de la obra relacionadas con la preparación y ejecución general de los trabajos de compaction grotuing, mientras que las fases correspondientes a los trabajos de control y auscultación se exponen en el apartado 6.



Figura 16. REALIZACIÓN DE TRABAJOS – EQUIPO DE PERFORACIÓN E INYECCIÓN.

5.1 PREPARACIÓN DE LA PLATAFORMA DE TRABAJO Y MONTAJE DEL SISTEMA DE INYECCIÓN Y AUSCULTACIÓN

Debido a las limitaciones y restricciones relacionadas con el espacio físico disponible, algunos de los puntos de mayor importancia fueron la disposición de una adecuada plataforma de trabajo y de los accesos para los suministros necesarios.



Figuras 17 y 18. PREPARACIÓN DE LA PLATAFORMA DE TRABAJO – REBAJE DE HASTA 2 m.

Además, se realizó una excavación o rebaje de toda la plataforma de hasta 2 m aproximadamente, aprovechando por un lado el muro de gravedad existente, y por otro lado la pantalla de pilotes previamente ejecutada. Teniendo en cuenta que el entorno alrededor del ámbito de actuación se hallaba fuertemente urbanizado, con esta medida se consiguió reducir el impacto ambiental en lo que se refiere a ruido, vibraciones y suciedad producida por la realización de los trabajos. Asímismo se pudo reducir significativamente la longitud de la perforación estéril inicialmente prevista.

Dado que se preveía la realización de los trabajos con hasta 3 maquinas con sus correspondientes sistemas de bombeo de mortero, se prestó especial atención a los posibles posicionamientos de las bombas de inyección y silos de gravedad para el almacenamiento del mortero o granel, previstos de mezcladoras de tornillo sinfín.

En esta fase previa también se eligieron e instalaron los puntos de control de movimientos verticales y horizontales de las estructuras próximas, los cuales indicaban puntos de referencia suficientemente alejados de la zona de influencia de la obra. La primera lectura se realizó con anterioridad a los trabajos de perforación e inyección. Además, se realizó un inventario de los desperfectos existentes, antes del comienzo de la obra.

5.2 CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE EJECUCIÓN Y DE LA DOSIFICACIÓN DEL MORTERO

Una vez terminada la preparación de la plataforma de trabajo y efectuado el montaje de los equipos a emplear, se realizaron varios taladros de prueba para optimizar el sistema de perforación y calibrar el sistema de inyección y su correspondiente registro informático continuo, teniendo en cuenta tanto los parámetros de ejecución previstos como los criterios de control, los cuales fueron:

- Etapas o escalones verticales de inyección: 0,50 m.
- Presión de inyección: entre 10 y 30 bares.
- Volumen de mezcla inyectada: hasta 2001/m.
- Caudal de mezcla inyectada: entre 60 y 80 1 / min.

En cuanto a la elección del mortero, para esta actuación se seleccionó un mortero predosificado y suministrado en silo, con la siguiente dosificación en peso:

1

2

Dosificación del mortero en peso:

- Cemento (CEM II/A-M (V-L) 42,5 R) + cenizas:
- Arena: Caliza 0 2 mm:
- Agua de amasado y superplastificante: para $con \le 7,5 cm$

Las características del mortero se controlaron rigurosamente a lo largo de toda la obra, para garantizar una correcta bombeabilidad, así como el asiento en el cono de Abrams de hasta 7,5 cm aproximadamente.



Figuras 19 y 20. DETALLE MEZCLADORA-AMASADORA DE TORNILLO Y CONTROL DE ASIENTO EN EL CONO DE ABRAMS.

5.3 EJECUCIÓN GENERAL DE LOS TRABAJOS DE COMPACTION GROUTING

En este tipo de tratamientos es fundamental una correcta planificación del orden de ejecución de los puntos de inyección teniendo en cuenta la distribución de los taladros. El patrón del tratamiento en este caso, tal y como se ha indicado en los apartados anteriores, consistió en una malla triangular de 1,25 x 1,25 m. Con el objetivo de aumentar el confinamiento lateral y consecuentemente el grado de mejora, las secuencias de ejecución fueron las siguientes:

- Secuencia I: realización de taladros perimetrales inclinados 10°, con el objetivo de aumentar el grado de confinamiento de la zona central del tratamiento.
- Secuencia II: realización de taladros centrales verticales.
- Secuencia III: realización de taladros intermedios, inclinados hacía los laterales 5°.



Figuras 21 y 22. SECUENCIAS DE EJECUCIÓN.

La inyección de mortero se efectuó tras la perforación de los taladro, desde el fondo de los mismos y en sentido ascendente, efectuando la inyección en etapas de 0,50 m. En total se ejecutaron 1.050 taladros o

columnas de mortero, con una longitud de perforación que varió entre 9 y 14 m y una longitud de inyección de entre 6 y 11 m. Se perforaron en total 12.100 m, con un consumo de mortero de 1.540 m³ correspondiente a la longitud total de inyección de 9.600 m.

Teniendo en cuenta la distribución de los volúmenes de mortero inyectados, el índice de sustitución real se situó entre 7 y 15%, coincidiendo con las estimaciones y objetivos de mejora previamente marcados.

Los medios específicos empleados en la ejecución del compaction grouting variaron en función de la necesidad de producción, llegando a intervenir tres equipos de forma simultánea en esta actividad:

- Equipos de perforación y realización del compaction grouting: 2 Comacchio 1200, KB0 (fabricación propia de Keller) y Klemm 806 de reserva.
- 2 bombas Putzmeister con panel de control informatizado, más una bomba de reserva.
- 2 mezcladoras de tornillo, más una de reserva.
- 2 silos de mortero predosificado.



Figura 23. VISTA GENERAL DEL DESARROLLO DE LOS TRABAJOS (3 equipos trabajando simultáneamente).

6. CONTROL DE EJECUCIÓN Y DE RESULTADOS

Los objetivos del control realizado durante todas las fases constructivas fueron los siguientes:

- Verificar la calidad de los trabajos realizados, teniendo la posibilidad de reaccionar a tiempo ante un posible imprevisto y proporcionar los datos adecuados y suficientes para tomar decisiones de ejecución.
- Comprobar la validez de las estimaciones sobre el comportamiento del terreno.
- Evaluar las hipótesis de diseño y asegurar que el comportamiento tanto del terreno a tratar como de la estructura de la cubierta en general seguirán siendo los requeridos una vez se haya terminado la obra.
- Garantizar la seguridad del túnel de LAV.
- Controlar y evitar movimientos de las estructuras colindantes.

6.1 CONTROL DE PARÁMETROS DE EJECUCIÓN

El control de ejecución del compaction grouting exige un estricto control de los parámetros de ejecución en tiempo real. En esta obra se realizó el registro informatizado y continuo de los parámetros de ejecución, permitiendo la vigilancia de las presiones, caudales y volúmenes inyectados. Así, este sistema empleado permitió el almacenaje de los datos de presión y volumen de mortero inyectado, anotando el criterio de finalización en cada una de las fases o escalones de inyección. El mismo sistema permitió la finalización automática de la inyección en cuanto se alcanzaban los criterios de cierre preestablecidos (tabla 1).

CRITERIOS DE FINALIZACIÓN DE INYECCIÓN								
PROFUNDIDAD (m)	PRESIÓN (bar)	VOLUMEN (l/m)						
< 7	10 - 20	≤ 200						
> 7	≤ 3 0	(≤ 100 por etapa/escalón de 0,50 m)						

Tabla 1. CRITERIOS DE FINALIZACIÓN DE INYECCIÓN.



Figuras 24 y 25. BOMBA DE INYECCIÓN CON REGISTRO DE PARÁMETROS DE EJECUCIÓN.

En base a los registros de los parámetros de ejecución durante la realización de la obra se elaboraban planos indicando las presiones y volúmenes inyectados en cada tramo de tratamiento, lo que facilitó una mejor visualización y control de los trabajos efectuados. Además, en función de los parámetros obtenidos se pudieron diferenciar zonas y capas con mayor porcentaje de finos y de mayor consistencia/compacidad del terreno natural.

Por otro lado se prestó especial atención al orden de ejecución de los taladros, y al control de verticalidad e inclinación de estos, ejecutando los mismos siempre con la misma orientación de la maquina y minimizando de esta manera los riesgos de inclinaciones diferenciales entre taladros contiguos.



Figuras 26 y 27. EJEMPLO DE REGISTRO TIPO Y VISUALIZACIÓN DE PARÁMETROS DE EJECUCIÓN.

6.2 AUSCULTACIÓN – CONTROL DE MOVIEMIENTOS

6.2.1 Auscultación del túnel de la LAV

Para garantizar la seguridad y evitar afecciones al túnel de la LAV que discurre por debajo de las cimentaciones de la obra de cobertura (figura 13), se estableció un protocolo de actuación en función de los movimientos detectados durante la ejecución del compaction grouting. Dado que ya se disponía de un dispositivo de auscultación del túnel, las inyecciones se realizaron bajo la supervisión de los resultados obtenidos mediante este sistema, que consistía en mediciones topográficas automáticas, con secciones de control distribuidas a lo largo del túnel cada 25 m. El dispositivo permitió medir y controlar las posibles convergencias, es decir las variaciones de distancia entre prismas de control, que pudieron surgir en el desarrollo de la obra. En cada sección se definieron 6 cuerdas para el control de las convergencia, tal y como se puede ver en la Figura 28. El ciclo de lectura se programó para realizar itinerarios en todos los prismas de control cada 2 horas.



Figuras 28. UBICACIÓN DE DISPOSITIVOS DE AUSCULTACIÓN DENTRO DEL TÚNEL.

En general el sistema de que dispone ADIF consiste en secciones formadas por 5 mini prismas para el sistema de referencia, un teodolito automático, una caja de componentes para el control del teodolito que lleva integrado el sistema de comunicación para el funcionamiento programado del mismo, y una base nivelada, empotrada en el hastial para la fijación del teodolito.

El criterio de movimiento de la estructura del túnel, establecido y aprobado por el Departamento de mantenimiento de ADIF, fue el mismo que se empleaba durante otras obras y fases de construcción previamente realizadas en esta zona. En la tabla 2 se indican los límites admisibles:

TIPO DE CONTROL	DISPOSITIVO	PARÁMETROS DE CONTROL	LÍMITES			
			NOTIFICACIÓN	PREAVISO	ATENCIÓN	
INSTRUMENTACIÓN TÚNEL EXISTENTE	Convergencias mediante prismas	Movimiento en túneles	3 mm	5 mm	7 mm	

Tabla 2. LÍMITES ADMISIBLES DE MOVIMIENTOS DEL TÚNEL DE LAV.

Durante la realización de los trabajos de compaction grouting se pudo comprobar que no se superaban los límites admisibles de deformación del túnel. Tal y como se ha indicado previamente los puntos de inyección más próximos a la cobertura del túnel estuvieron alejados de la misma como mínimo 1,5 m.



Figura 29. REGISTRO DE AUSCULTACIÓN DEL TÚNEL - MEDICIONES TOPOGRÁFICAS AUTOMATIZADAS (cortesía ADIF).

6.2.2 Control de movimientos

Para el seguimiento de los movimientos, en el primer tramo de la obra de 50 m se realizó una campaña de instrumentación mediante el sistema láser rotativo multipunto de lectura continua, abarcando la zona de influencia de cada taladro. Este sistema se vinculó con la instalación de puntos de lectura mediante alerta auditiva, para informar in-situ y en tiempo real sobre posibles asientos o levantamientos diferenciales producidos en cada regleta de control.

Durante toda la obra no se detectaron deformaciones fuera de los umbrales definidos por la Dirección de Obra. En específico, las máximas deformaciones laterales asociadas a las estructuras de contención de la plataforma ferroviaria, y los asientos de la cimentación de la misma estructura fueron los siguientes:

- 2,0 cm para las deformaciones absolutas laterales.
- 2,5 cm para los asientos diferenciales.



Figura 30. LASER ROTATIVO Y REGLETAS DE CONTROL DE MOVIMIENTOS.

Además, el sistema de control de movimientos contó con una campaña de topografía óptica de precisión de movimientos y giros de elementos estructurales, que se realizaba diariamente, posicionando un punto de referencia a cada 20 m de obra lineal.

6.3 CONTROL DE LOS RESULTADOS DE MEJORA

Con el objetivo de verificar la eficacia de los trabajos de mejora del terreno, se realizó una serie de ensayos de penetración dinámica tipo DPSH, distribuidos en el eje entre los puntos de inyección previamente realizados. Los ensayos se realizaron en los tramos de la obra donde previamente a la ejecución de mejora del terreno ya se había ejecutado el mismo tipo de ensayos, permitiendo de esta manera una comparación más acertada sobre la valoración del tratamiento.

Es importante subrayar que los ensayos de penetración dinámica, debido a su carácter puntual, no permiten una evaluación global de la mejora conseguida mediante el tratamiento de compaction grouting, que consiste en la densificación del terreno natural y en la formación de elementos semi-rígidos. En cualquier caso, una sencilla comparación entre el golpeo representativo (N_{20}) antes y después del tratamiento permitió una rápida valoración de los incrementos en las densidades relativas que se obtuvieron. El incremento registrado en el golpeo N_{20} fue muy importante, registrándose incrementos de entre 2 y más de 6 veces. Asimismo, después del tratamiento se llegaron a obtener incrementos medios en las densidades relativas de entre 1,5 y 3 veces las densidades relativas iniciales. Como se esperaba, las inyecciones tuvieron mayor efectividad en los estratos con menores porcentajes de finos.

Los resultados de los ensayos realizados fueron satisfactorios y muy similares a los esperables según el diseño y las estimaciones iniciales, demostrando que el tratamiento efectuado fue exitoso, y cumpliendo los objetivos establecidos respecto al grado de mejora previsto.



Figuras 31 y 32. CUBIERTA Y LA PLATAFORMA DE TRÁNSITO – TRABAJOS FINALIZADOS.

Adicionalmente, la bondad del tratamiento fue confirmada mediante la campaña de topografía óptica llevada a cabo durante todas las fases de la construcción de la cubierta. El resultado de la misma fue plenamente positivo dado que los asientos y giros de los elementos estructurales fueron mínimos, muy por debajo de los límites admisibles.

7. CONCLUSIONES

- Aunque esta técnica se basa en un concepto relativamente sencillo, la misma abarca todas las complejidades de la mecánica de suelos, las propiedades reológicas del mortero, así como las dificultades propias de los procesos de perforación e inyección, los cuales requieren un seguimiento conveniente por parte de especialistas capaces de manejar dichos factores, ya que estos determinan el éxito final de la aplicación del compaction grouting.
- Para una adecuada modelización de este tipo de tratamientos hay que tener en cuenta que la misma debe centrarse en el estudio de las modificaciones del terreno como consecuencia de los incrementos de volumen provocados por el material inyectado, en lugar de la aplicación directa de las presiones de inyección.
- Los controles de ejecución y de resultados deberían fundamentarse en el registro continuo informatizado de parámetros de ejecución en tiempo real. De esta manera puede verificarse la calidad de los trabajos realizados, y tener la posibilidad de reaccionar a tiempo ante los posibles imprevistos, así como proporcionar datos para tomar decisiones de ejecución. Por eso es imprescindible adoptar sistemas de control de movimientos similares a los empleados en este proyecto.
- Los ensayos de penetración dinámica, debido a su carácter puntual, no permiten una evaluación global de la mejora conseguida mediante el tratamiento de compaction grouting. La única manera de verificar la mejora real, dado que una parte de la misma corresponde a la densificación del terreno natural y otra al refuerzo que suponen las inclusiones de mortero con el grado de sustitución previsto, es la prueba de carga a escala real.
- Con base en los argumentos expuestos en los apartados anteriores se puede concluir que tanto la separación y longitud de los taladros, como los parámetros de ejecución adoptados (volúmenes de inyección, presión, caudal, etc.) cumplieron satisfactoriamente los objetivos del proyecto. En definitiva se obtuvieron incrementos en la densidad relativa de entre 1,5 y 3 veces.

Agradecimientos

Kellerterra, S.L. quiere agradecer la colaboración del ADIF y de las empresas VIAS Y CONSTRUCCIONES y ESTEYCO, tanto durante la ejecución de la obra como durante la elaboración de este artículo.

8. REFERENCIAS

ASCE Committee on grouting (1980). "Preliminary glossary of terms to grouting". *Journal Geotech. Eng. Div. Proc. ASCE*, Vol. 106, 803-815.

El-Kelesh, A.M. et al., (2001). "Model of Compaction Grouting", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 955-964.

ESTEYCO (2011). "Propuesta de Inicio de la actuación de mejora del terreno del Proyecto de cobertura del acceso ferroviario a la Estación de Sants".

ESTEYCO (2011). "Informe relativo a las cimentaciones del lado montaña del Proyecto de cobertura del acceso ferroviario a la Estación de Sants".

Kummerer, C. (2003). "Numerical modelling of displacement grouting and application to case histories". Technische Universität Graz, *Gruppe Geotechnik Graz*.

Moh, Z.C. et al. (1997). "Jacking up buildings by grouting", Proc. 14th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1633-1636.

Pinilla, M. (2012). "Actuaciones en entorno portuario, Aparcamiento subterráneo en el muelle del Parrote (A Coruña)", Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 12^a Sesión: *Recalces con micropilotes y otras técnicas especiales*.

Rubright, R. y Bandimere, S. (2004). "Compaction Grouting", *Ground Improvement*, 2nd Ed., Edited by Moseley & Kirsch, 197-219.

Sagaseta, C. (1987). "Anapysis of undrained soil deformation due to ground loss". *Géotechnique*, 37(3), 301-320.

Veruijt, A. y Broker, J.R. (1996). "Surface settlements due to deformation of a tunnel in en elastic half space plane". *Géotechnique*, 46(6), 753-757.

Vesic, A.S. (1972). "Expansion of cavities in infinite soil mass". Journal of Soil Mechanics and Foundation, ASCE, 98 (3), 265-290.

APLICACIÓN DE LA TÉCNICA DE COLUMNAS DE MÓDULO CONTROLADO EN LAS PLATAFORMAS FERROVIARIAS DE ALTA VELOCIDAD

JOSÉ LUIS ARCOS ÁLVAREZ INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. GRUPO RODIO-KRONSA

JUAN CARLOS MONTEJANO SANZ GEÓLOGO MENARD ESPAÑA

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES.

En los últimos años, las técnicas de mejora/refuerzo del terreno mediante inclusiones se ha empleado en un gran número de obras de infraestructuras lineales, instalaciones industriales y edificaciones, lo que ha permitido comprobar y demostrar su eficacia como técnica constructiva en terrenos de mala calidad geotécnica.

Dentro del campo de las *inclusiones rígidas* existen una gran variedad de técnicas (tabla nº1), y así recoge Briançon (1): pilotes de madera, hincado de tuberías o perfiles metálicos, pilotes hincados y perforados, jet-grouting, columnas de vibrocemento, columna de mortero/hormigón (con o sin refuerzo) o columnas de soilmixing, entre otras.

TIPOS DE INCLUSIONES			vibración	ruido	desechos	E (MPa)
	PILOTES DE MADERA		sí	sí	no	14000
PILOTES	PILOTES METÁLICOS		sí	sí	no	200000
PREFABRICADOS	PILOTES DE HORMIGÓN		sí	sí	no	10000- 20000*
INCLUSIONES EJECUTADOS IN SITU	PILOTES HINCADOS Y PERFORADOS	HINCADOS	sí	sí	no	Mortero:
		PERFORADOS	no	no	sí	2000 7400 Hormigón B15:9000 Hormigón
		PERFORADOS ENCAMISADOS	no	no	sí	
		BARRENA CONTINUA	no	no	sí	
		STARSOL	no	no	sí	B25: 10815
	VCC	COLUMNAS DE VIBROCEMENTO	no	no	no	10000
	СМС	COLUMNAS MODULO CONTROLADO	no	no	no	500- 20000**
	MEZCLA CON EL TERRENO	COLMIX	no	no	no	50-300***
		JET GROUTING	no	no	no	
		LCC (LIME CEMENT COLUMNS)	no	no	no	20-200***

Tabla nº1. Diferentes técnicas de refuerzo mediante inclusiones rígidas (Briançon, 2002).

NOTAS: (*) en función de la naturaleza del hormigón y armado; (**) según la naturaleza del mortero; (***) según la naturaleza del cemento y del suelo.

También se pueden clasificar por la forma de trabajo, por el tipo de inclusión, o por el procedimiento de ejecución. Una de las clasificaciones más aceptadas internacionalmente por los comités técnicos es a través del procedimiento constructivo, diferenciandose:

- a) inclusiones por desplazamiento, el suelo es desplazado lateralmente y no se extrae, sino que queda embebido en lo que sería el anillo de perforación.
- b) métodos de extracción, el terreno perforado se extrae y se sustituye por el nuevo material aportado.
- c) métodos de mezclado, donde el terreno se mezcla con una aglomerante aportado (cal, cemento, cemento-bentonita).

Los métodos de inclusión rígida son similares a la utilización de pilotes, sin embargo la resistencia y rigidez de estas inclusiones son menores por el objetivo buscado de mejora del terreno y naturalmente por razones económicas. El funcionamiento también es diferente, ya que el objetivo de instalar un conjunto de inclusiones en suelos con baja capacidad portante y alta deformabilidad, es modificar las propiedades tensodeformacionales de este terreno hasta proporcionarle la suficiente capacidad portante y asientos compatibles con la infraestructura proyectada.

Las columnas de módulo controlado se clasifican vomo inclusiones rígidas debido a que el material que se introduce presenta una fuerte cohesión que se traduce en una elevada rigidez independientemente del confinamiento lateral del terreno circundante.

En países de nuestro entorno, se emplean las inclusiones rígidas de manera generalizada como refuerzos de rellenos o plataformas ferroviarias. Cuando se asientan en terrenos altamente deformables se combinan inclusiones rígidas y refuerzos con geosinteticos de la base del relleno. Dependiendo del país reciben diferentes nombres, tales como: piled embankment, column-supported embankment, geosynthetic reinforced pile supported embankment, pile-supported earth platform o soil column reinforcement.

Dada la importancia que ha adquirido este tipo procedimiento constructivo en los últimos años, se han llevado a cabo diversos programas de investigación en varios países europeos que han permito crear guías para el diseño, construcción y control de las inclusiones desde 1990.

En el 2010, tres de estos países, Gran Bretaña, Alemania y Holanda, han publicado nuevas o revisadas normativas para el diseño de *"piled embankments"*, BS8006 (2), EBGEO2010 (3) y CUR 226-2010(4). Durante el 2012, en Francia, se ha editado las experiencias y recomendaciones sobre mejoras del terreno por medio de inclusiones rígidas, a través de un programa de cinco años, donde han participado más de treinta empresas especialistas, denominado programa ASIRI (5).

En nuestro país exiten experiencias de inclusiones rígidas como técnica de mejora del terreno desde hace más de tres décadas, y son bastantes los casos donde se han empleado como refuerzo y consolidación de las plataformas ferroviarias. Una de las técnicas que mayor aceptación ha tenido ha sido las inclusiones de mortero o de hormigón en masa, describiéndose con diversas terminologías:

- Columnas de módulo controlado.
- Columnas de mortero.
- Columnas CMC.
- *Pilotes omega.*
- Pilotes pasivos.
- Columnas de mortero con desplazamiento.
- Pilotes amorterados.

En el presente artículo, se lleva a cabo una breve revisión de los conceptos básicos sobre el funcionamiento de la técnica, campo de aplicación en las plataformas LAV y descripción de una obra de reciente aplicación.

2. FUNCIONAMIENTO.

Las columnas de mortero por desplazamiento o de módulo controlado (CMCs) se ejecutan con equipos de pilotaje con una gran capacidad torsora y un alto empuje estático, donde la principal innovación es que dispone de una barrena que desplaza el terreno lateralmente, comprimiéndolo, y sin generar extracción del terreno que excava, tal como se muestra la figura 1.

La barrena, en su interior es hueca, lo que permite inyectar el mortero conforme se va retirando. El mortero se inyecta a presiones moderadas, normalmente inferiores a 5 bares, controlando en todo momento la velocidad de extracción para garantizar la continuidad de la columna.

Se suele emplear un hormigón en masa bombeable, en función del diseño y si es necesario una resistencia adicional, estas inclusiones se pueden reforzar mediante barras o armaduras de acero, que se introducen dentro de la inclusión cuando el mortero está fresco.



Figura 1. Procedimiento de ejecución por desplazamiento.

Todas las fases de ejecución estan monitorizadas por un ordenador a bordo. Para cada una de estas inclusiones queda registrada la perforación, velocidad de penetración, par torsor, empuje y profundidad alcanzada. Durante la fase de extracción e inyección, se registra la velocidad de extracción, presión y volumen del mortero inyectado. Esta monitorización es en tiempo real, y constituye una herramienta fundamental para verificar el diseño previo y como garantía de ejecución.

El concepto de la técnica se basa en la distribución óptima de las cargas entre el suelo y las inclusiones, y se dimensionan de tal manera que la malla de inclusiones (diámetros usuales de 360 ó 420 mm) introducidas en el terreno se adapten a las cargas transmitidas y a las características del terreno, produciendose los siguientes efectos:

• Aumento de las propiedades resistentes y deformacionales del terreno tratado. Su orden de magnitud va a depender del espaciado entre inclusiones, naturaleza del propio terreno, grado de empotramiento y

dosificación del mortero de la inclusión (que debe estar en sintonía con la tensión de trabajo a la que se les va a someter).

- Importante descarga de la tensión o carga que se transmite al terreno blando que se sitúa entre las inclusiones debido al denominado "efecto arco o bóveda". Se ha comprobado, en las numerosas obras instrumentadas, que buena parte de la carga (del 60 al 95%) se transmite a través de las inclusiones a un sustrato más profundo disminuyendo de esta forma tanto los asientos totales instantáneos como diferidos.
- Este fenómeno de "descarga" del terreno, permite reducir el fenómeno de consolidación en los rellenos blandos saturados, cargando al máximo las columnas de CMC y transmitiendo al suelo la menor carga posible.

El funcionamiento de una inclusión individual se basa en alcanzar el equilibrio entre las cargas (Combarieu, 1988), tal como se muestra en la figura 2.



Figura 2. Distribución de esfuerzo-asiento en una inclusión aisladas según Combarieu (6).

Cuando se alcanza el equilibrio, los esfuerzos movilizados a lo largo de la inclusión quedan igualados $(Q + R_{s-} = R_b + R_{s+})$, siendo:

- (Q) carga vertical sobre la cabeza de la inclusión.
- (R_{s-}) rozamiento negativo actuando en el tramo superior de la inclusión, desarrollado en el espesor "h" de la inclusión.
- (R_{s+}) rozamiento positivo movilizado en la parte inferior de la inclusión.
- (R_b) reacción vertical de la punta.

En el caso de cargas repartidas, se debe colocar un *colchón o capa de reparto* sobre las inclusiones. Se trata de un elemento fundamental dentro de la efectividad del tratamiento, ya que actúa como elemento transmisor de las cargas hacía las columnas, absorbe el punzonamiento que se produce en la cabeza de las inclusiones al entrar en carga y homogeniza los asientos garantizando un comportamiento sano del sistema (limita las plastificaciones de los materiales). En la figura 3 se muestra el funcionamiento de una red de inclusiones bajo una carga repartida, esquematizando el proceso de transferencia de cargas a lo largo de las inclusiones.



 Transmisión de la carga a las inclusiones y asiento del suelo flojo (consolidación)



3 - Asiento inclusión, transferencia de carga al terreno competente en la punta (rozamiento positivo y resistencia punta)



2 – Transferencia de la carga del terreno alrededor de la inclusión (rozamiento negativo inclusión)



4 – Estado de equilibrio de fuerzas: Resistencia en punta + Resistencia fricción + resistencia suelo = carga total (distribución asientos cuasiplana por encima columna)

Figura 3. Esquema funcionamiento de una red de inclusiones bajo una carga repartida.

A esta capa también se denomina *plataforma de transferencia de carga (LTP)*, y se recomienda emplear un material granular de buena calidad para su constitución. También es posible el empleo de un suelo estabilizado con algún ligante hidráulicos, si bien en este caso, debe tenerse en cuenta que un comportamiento frágil del suelo puede afectar a los mecanismos de transferencia de la carga.

En los casos de cargas verticales concentradas como zapatas aisladas o corridas se pueden transmitir las cargas de manera directa sobre el suelo mejorado sin necesidad de esta capa LTP.

El modelo de deformación que se produce en el caso de un terraplén o relleno ha sido descrito recientemente por Simon. B (7) y se muestra en el esquema de la figura 4, diferenciándose tres zonas donde se igualan los asientos, que serían:



Figura 4. Planos de igualdad de asientos desarrollados en inclusiones bajo un terraplén.

- a) En la base o cimiento del relleno del terraplén, se producen mecanismos de esfuerzos cortantes que son activados por los asientos diferenciales que se generan entre la inclusión con baja compresibilidad y el suelo circundante de elevada deformabilidad. Estos asientos diferenciales se extienden a las capas superiores del arco de distribución de cargas hasta que el asiento se vuelve uniforme, esto se produce a cierta distancia por encima de la cabeza de las inclusiones (plano superior de igualdad de asientos).
- b) Debajo del arco de transferencia, como el suelo asienta más que las inclusiones, la fricción desarrollada a lo largo de las inclusiones produce una carga adicional debido al rozamiento negativo. La deformación relativa disminuye con la profundidad, hasta que alcanza el equilibrio donde el suelo y la inclusión muestran la misma tensión; a esta línea se le denomina plano neutro o plano intermedio de igual asiento.
- c) Por debajo del plano neutro, la inclusión se asienta más que el suelo que lo rodea y por lo tanto, la carga se transfiere a través del rozamiento positivo. La carga de la inclusión se libera en la punta a la capa de soporte. Por debajo, de la punta se vuelven a igualar las deformaciones, alcanzando el denominado plano inferior de asentamiento.

Para la valoración de todos estos aspectos de transferencia de carga entre elementos de diferentes rigideces, se deben emplear programas de elementos finitos bidimensionales o tridimensionales, donde es posible resolver la interacción del sistema suelo/inclusión/colchón o capa LTP/estructura.

La validación del dimensionado de este tipo de soluciones, debe verificarse comprobando los siguientes aspectos:

- 1. Cálculo de asientos, tanteos sucesivos de diferentes mallas hasta alcanzar objetivos.
- 2. Estimación de la tensión máxima de la inclusión en el punto neutro.
- 3. Verificacion de la capacidad portante de la inclusión según ELS.
- 4. Comprobación de la resistencia a los esfuerzos horizontales que se generan.
- 5. Diseño de la plataforma LTP para transferir adecuadamente la carga y el punzonamiento de las inclusiones.
- 6. Cálculo de estabilidad del conjunto.

En la figura 5 se muestra las diferentes comprobaciones que recomienda acometer la norma inglesa BS 8006 para rellenos reforzados mediante técnicas de inclusión.



a. Capacidad grupo de columnas

b. Extensión lateral del tratamiento

c. Reparto carga vertical (LTP)



Figura 5. Modelos de estados límites últimos (BS 8006).

3. CAMPOS DE APLICACIÓN EN LAS PLATAFORMAS FERROVIARIAS.

Este tipo de mejora/refuerzo se han empleado en una gran variedad de suelos con baja capacidad portante y elevada deformabilidad, o bien, en situaciones donde el terreno presenta un comportamiento muy heterogéneo con riesgo de asientos diferenciales, destacando: rellenos antrópicos incontrolados, suelos orgánicos, turbas, arcillas blandas a rígidas, residuos sólidos urbanos y arenas de baja compacidad.

Los campos de actuación de esta técnica dentro de las plataformas ferroviarias se pueden agrupar en función de la problemática geotécnica, en las siguientes situaciones (ver figura 6):

a) Plataformas apoyadas sobre rellenos antrópicos o escombreras.

Es habitual, sobre todo en los alrededores de las grandes ciudades, encontrar importantes zonas de vaciados o antiguas graveras que se han rellenado por echadizos antrópicos o materiales no clasificados ni controlados. En este tipo de situaciones, se ha aplicado la técnica para evitar asentamientos excesivos y diferenciales, asi como para minimizar el posible riesgo de colapsibidad de los mismos, reforzando el terreno y puenteando las cargas hasta un sustrato portante inferior.

b) *Rellenos sobre cimientos con presencia de materiales evolutivos y/o degradables.*

Aunque se trata de actuaciones muy localizadas, en suelos con alto contenido en materia orgánica, o terrenos evolutivos y degradables, es decir, suelos que presenten a corto/largo plazo pérdidas de características volumétricas y/o mecánicas (p.e. vertederos RSU, turbas, terrenos con pérdidas al fuego superior al 5%), es aplicable la técnica ya que la capacidad de resistencia de la inclusión no esta limitada a la resistencia lateral o de confinamiento del terreno.

c) Rellenos de cierta altura donde la mejora del terreno contribuye en la estabilidad del cimiento.

En situaciones donde se acometen obras de tierras de gran envergadura, debido claro esta, a la capacidad portante de estas inclusiones de mortero se ha aplicado la técnica. En estos casos, es preciso llevar a cabo comprobaciones de los esfuerzos a flexión y cortantes impuestos por las solicitaciones generadas, con relación a la capacidad estructural de la inclusión. Puede ser necesario reforzar las inclusiones con armaduras, o bien, utilizar geomallas en la base de los rellenos para absorver las deformaciones horizontales impuestas.

d) *Rellenos sobre suelos muy compresibles y de elevada deformabilidad.*

En suelos o terrenos altamente deformables y compresibles como fangos y arcillas muy blandas se pueden alcanzar asientos diferidos importantes en el tiempo. Transfiriendo la mayor parte de la carga a las inclusiones de mortero (del 85 al 95% de la carga total), se minimizan los asientos a valores mínimos. Además, tiene la ventaja de poder ejecutar el relleno de una manera segura en una única fase de construcción, reduciendo los plazos de ejecución.

e) Minimización de asientos en las cuñas de transición a viaductos.

Al aportar un material con unas características tensodeformacionales radicalmente diferente al material preexistente (relación E_{cmc}/E_{suelo} al menos 100 veces o más), se puede conseguir una importate rigidización del terreno tratado, minimizando los asientos absolutos y diferenciales a valores mínimos. Por ello, se ha empleado en obras o estructuras muy sensibles a los asientos, para conseguir una transición gradual a un estribo pilotado además de minimizar las cargas laterales que le llegan a los pilotes.

f) Cimentación bajo muros y obras de fábrica.

En el caso de estructuras con cargas puntuales no muy elevadas, la técnica permite reforzar el terreno pasando a una cimentación superficial, siendo una alternativa para todas estas estructuras de segundo orden que conlleva una infraestructura como las líneas LAV.

g) Refuerzo de plataformas con problemas de asientos diferenciales.

Siempre y cuando exista espacio suficiente para la maniobrabilidad de la maquinaria, existe la posibilidad de aplicar la técnica para el refuerzo y consolidación de rellenos donde se producen problemas de asentamientos excesivos. Al introducir una malla o red de inclusiones se rigiza el terreno por el doble efecto de densificación del material perforado y sustitución o reemplazamiento por un material de mejores propiedades, además de descargar el terreno y puentean las cargas de trafico y de la superestructura a un nivel más competente infrayacente.

h) Rigidización para minimizar desplazamientos que pudieran afectar a líneas en servicio.

Debido a las altas restricciones en cuanto a desplazamientos verticales y horizontales en vías en funcionamiento, este tipo de actuaciones han demostrado que es una técnica muy eficiente minimizando el riesgo de asientos diferenciales entre ambos terraplenes, y evitando problemas de afección a la plataforma en funcionamiento y de inestabilidad.



Figura 6. Diferentes aplicaciones de refuerzos de inclusiones rígidas en las plataformas ferroviarias.

4. TRATAMIENTO DEL TERRENO MEDIANTE COLUMNAS DE MORTERO PLATAFORMA LAV EN TORREJON DE VELASCO.

Los trabajos en la LAV entre Atocha y Torrejón de Velasco, surgen como solución para la construcción de la plataforma para el incremento de capacidad en las líneas de alta velocidad entre Madrid-Atocha y Torrejón de Velasco, ramal de conexión L.A.V. Madrid-Levante con L.A.V. Madrid-Sevilla.

Dentro del tramo se contempla la realización de dos vías únicas para velocidades de 160 km/h. La vía de sentido Levante presenta una longitud de 5593 m y la vía de sentido Sevilla 5702 m.

Ambas vías, hasta aproximadamente el PK 2+800, discurren de forma paralela por una zona de nuevo trazado, realizándose en ella la mayor parte de los tramos de relleno (ver figura 7). Desde dicho punto kilométrico hasta el final, ambas vías se adosan lateralmente por ambos lados a la actual plataforma ferroviaria L.A.V. Madrid-Sevilla. En este último sector la mayor parte del tramo se sitúa prácticamente a nivel o bien en trinchera discurriendo a lo largo de la llanura aluvial del arroyo Guatén, y es en dicho tramo donde efectuaron los trabajos de tratamiento del cimiento de la plataforma mediante inclusiones rígidas por columnas de mortero.



4.1 DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA.

La zona de actuación se sitúa en los aluviales del arroyo del Guatén, entre las localidades madrileñas de Torrejón de Velasco y Yeles/Esquivias. Aunque se trata de un afluente del rio Tajo, con una extensión en planta reducida, estos depósitos aluviales tienen espesores muy importantes debido a su historia geológica, ya que constituyó el antiguo cauce del río Manzanares, con espesores detectados de 6 a 12m, con zonas puntuales que alcanzan hasta 16m.

El sustrato de la zona lo constituye la formación yesífera de la Unidad Vallecas, en cuyo techo se detectaron importantes acumulaciones de arcillas negras muy reblandecidas y alteradas, posiblemente relacionadas a la existencia de un paleokarst.

Debido a las pésimas características geotécnicas del tramo y a la singularidad geológica de la zona, se llevó a cabo en fase de proyecto una campaña de prospecciones para poder definir correctamente tanto los espesores de los aluviales, detección de zonas de arcillas reblandecidas asociables a procesos de karstificación, y situación del contacto con la formación yesífera infrayacente sana, campaña que fue completada en obra, principalmente, con piezoconos y penetrómetros dinámicos.

Los suelos aluviales están constituidos por una mezcla de arcillas plásticas (CH) y arcillas orgánicas (MH-OH) con intercalaciones de limos inorgánicos (ML) y arenas arcillosas (SC). Se trata de suelos blandos a muy blandos, con golpeos a la penetración inferiores 10, con módulos de deformación en torno

a los 60-80 kp/cm² y coeficientes de consolidación vertical de 10^{-3} a 10^{-5} cm²/s dependiendo del contenido en finos y plasticidad.

Bajo este espesor de suelos aluviales, se sitúan unas arcillas limosas negras con presencia de yesos totalmente alterados, y espesores medios de unos 5m, aunque muy variables de unas zonas a otras. En los ensayos de resistencia a la penetración se registraron golpeos de 4 a 8 para los horizontes más alterados, a golpeos de 10 a 30 para los horizontes más compactos. En los ensayos de presiometría se obtuvieron módulos presiométricos (Ep) de 23 a 107 MPa, y presiones límites con valores de 2,76 a 3,32 MPa.

La sección representativa puede verse en las figuras 8 y 9, con la estratigrafía caracterizada por los valores medios del golpeo SPT:



La formación sana, presenta un horizonte muy irregular en cota, y se reconoce en la parte del techo de la formación un predominio de los niveles de arcillas o margas muy consistentes con presencia de nódulos e hiladas de yeso sacaroideo y hacia el muro va aumentando el contenido en yeso, lo que se traduce en un interestratificado de arcillas y yesos, e incluso yesos masivos con potencias métricas.



La necesidad de tratamiento del cimiento del terraplén en este tramo viene impuesta por la deformabilidad propia del terreno y la proximidad del ramal nuevo a la plataforma existente de la L.A.V. Madrid-Sevilla.

El nuevo terraplén discurre adosado al existente en algo menos de 3 kilómetros, aproximadamente desde el p.k 2+800 al p.k. 5+702. Para evitar que las nuevas cargas trasmitidas por el terraplén adosado afecten al existente, se llevó a cabo esta actuación consistente en una malla de inclusiones rígidas que evitara empujes laterales y asientos inducidos sobre la plataforma existente.

De cara a la planificación del tratamiento, en proyecto se marcó como criterio la limitación de movimientos a la vía existente: se consideró un descenso máximo de la plataforma de línea en servicio de 6 mm y una distorsión angular de 1/1400.

Para el estudio de afección, el proyecto había llevado a cabo un análisis de la interferencia de las nuevas obras proyectadas en la plataforma en servicio, a través de cálculos mediante elementos finitos en 3D. En dichos modelos se introdujo la geometría real de la sección, características geomecánicas del terreno y cargas de servicio. Asimismo, se introdujo en el modelo el tratamiento mediante inclusiones de mortero con sus características estructurales (figura 10).



4.2 GEOMETRÍA DE LA MALLA DEL TRATAMIENTO

Para el dimensionamiento del tratamiento de consolidación de la plataforma, se había efectuado un estudio de elementos finitos tridimensionales 3D, incluyendo la malla de columnas del tratamiento, con el fin de confirmar la capacidad portante del cimiento de la plataforma y minimizar cualquier afección a la plataforma existente que pudiera provocar problemas de nivelación en la vía actual.

La solución adoptada, tras la realización de dos terraplenes de prueba, para estudiar la deformabilidad y consolidación de las arcillas blandas y completar la estratigrafía de la zona con la campaña de piezoconos y penetrómetros, finalmente consistió en una malla de espaciamiento variable, distinguiendo entre la zona del terraplén adosado más próxima a la plataforma existente y la más alejada; solución definida por los Asesores de la Dirección de Obra de ADIF.

Se eligió una malla de columnas de diámetro 360mm con espaciamiento 1.50mx2.00m para las dos filas de columnas más próximas a la vía existente y una malla de 2.0mx2.0m, también de 360mm de diámetro, para el tratamiento del resto del cimiento del nuevo terraplén (figura 11). Las dos primeras filas, más próximas a la vía existente, se realizaron con equipos perforadores con extracción de terreno, para evitar cualquier empuje sobre la plataforma existente. El resto de las columnas se realizó con equipos de perforación por desplazamiento. La base de estas columnas debía alcanzar el rechazo a una profundidad media del orden de 15 metros.



Figura 11. Malla de replanteo de columnas de mortero. Diferenciación de las columnas de extracción y las de desplazamiento.



Figura 12. Ejecución de las columnas de mortero - proximidad a la plataforma existente.

La longitud de las columnas era definida por los asesores a la Dirección de Obra y aprobada por ésta, mediante pruebas in situ con equipo de perforación por desplazamiento en diferentes zonas. De esta forma se dividía la obra en tramos de 150-200 metros con la finalidad de concretar la longitud de las columnas en cada uno de esos tramos. Con este procedimiento la longitud total del tratamiento se redujo en un 40%, respecto a lo previsto en proyecto.

Generalmente se daban dos situaciones en función de la dureza del terreno encontrado:

- Zonas con terrenos más blandos, donde se aumentaba la longitud media hasta los 17m de profundidad.
- Zonas con terreno competente a menor profundidad. Para estas zonas se definía un criterio de rechazo basado en alcanzar un determinado par del equipo de perforación y mantenerlo durante unos minutos para garantizar el apoyo del pilote en un estrato suficientemente competente.

La maniobra de ejecución de las columnas de la fila más próxima a la vía en servicio requería un emplazamiento de la maquinaria en posición perpendicular a la vía; al no poderse, como en el resto de las alineaciones de columnas, mantener el punto de perforación entre las orugas de la máquina con un desplazamiento rectilíneo entre puntos de perforación.

Las columnas recién hormigonadas no debían ser "pisadas" en las 48h posteriores a su ejecución, no solo por la maquinaria, sino tampoco por los vehículos y camiones que transitaban por la obra.

Para la primera alineación de columnas, la más cercana a la vía en servicio, el horario de trabajo se limitaba a franja entre la 1:00h y las 4:00h, obligado por la necesidad de corte de catenaria. En el resto de las alineaciones, el horario era ampliable hasta las 24 horas.

4.3 MAQUINARIA Y MEDIOS EMPLEADOS.

Para la realización de las columnas de mortero de extracción se emplearon equipos de barrena continua de 360mm de diámetro, con máquina pilotera, y equipos específicos para la realización de columnas de desplazamiento (figura 13).

Durante toda la obra se mantuvo la atención sobre el buen estado de la maquinaria, con revisiones visuales diarias previas al comienzo de la jornada, dada la responsabilidad que supone el trabajo principalmente nocturno y cerca de la vía en servicio.

La limpieza y el mantenimiento de la maquinaria era también un aspecto importante a controlar, principalmente en los equipos de extracción que trabajaban en las dos alineaciones más próximas a la vía en servicio, para evitar posibles proyecciones de detritus o salpicaduras de aceite hacia la vía.

En determinados momentos de la obra llegaron a coincidir simultáneamente en obra hasta 7 equipos, dos de perforación por extracción y 5 de perforación con desplazamiento, con picos de producción en torno a los 5000-6000 metros lineales por día.

Los rendimientos medios de estos equipos llegan a alcanzar los 400 o 500 ml por turno de 11 horas, pudiéndose llegar incluso a los 1000ml en rendimiento puntual.



Figura 13 – Equipos de ejecución de columnas por desplazamiento

Las condiciones exigibles a un equipo de pilotes-columnas con desplazamiento serían las siguientes:

- Equipos ágiles, con posibilidad de giro en 360°
- Par de rotación en torno a las 15-30m·t
- Fuerza de empuje superior a las 10 toneladas.
- Posibilidad de alcanzar profundidad adecuada (normalmente 20-25m)
- Diametros de 360mm y 450mm, (algunos con posibilidad de alcanzar hasta 600mm).
- Herramientas de perforación fabricadas con materiales de alta resistencia y elementos de unión reforzados.
- Útiles de perforación con el diseño adecuado al tipo de terreno (posibilidad de picas en ataque, contra-hélice en zona superior para garantizar desplazamiento del terreno y la no extracción de material)

La perforación se realizó con una cabeza de barrena especial que no saca las tierras en la perforación sino las desplaza lateralmente. Esto se consiguía ensanchando exteriormente el eje de la barrena en forma cónica, y disminuyendo el ancho de la hélice hasta hacer desaparecer la misma en el cilindro del diámetro de la perforación.

Mediante la aplicación de rotación y empuje se llega a la profundidad prevista y se hormigona mediante la inyección a presión controlada por el tubo central de la maniobra, lo cual induce aún más el desplazamiento lateral y asegura la mejor adherencia pilote-terreno. En la extracción de la barrena (gracias a la aplicación de rotación y tiro) ésta sigue girando, presionando y desplazando las tierras en el ascenso.

En esta obra se utilizaron principalmente dos tipos de barrena de desplazamiento, que se muestran en la figura 14.



Fig. 14 - Barrenas para ejecución de pilotes o columnas de desplazamiento.



Fig. 15 – Equipos de ejecución de columnas por extracción en el momento del hormigonado (con mortero): Perforadora + bomba de mortero + camión mantenedor.

Las características del material de aporte, el mortero, dependen de diversos factores:

- La resistencia requerida al mortero depende de la carga intrínseca a la que vayan a trabajar las columnas.
- El tipo de terreno (permeabilidad, agresividad y riego de circulación de agua) también condiciona el cemento a utilizar y su dosificación.
- La necesidad de bombeo hace que se requiera una consistencia de cono superior a 18cm.

En esta obra se utilizó un mortero con 250kg/m3 de cemento más filler calizo, para mejorar la bombeabilidad. El asiento del cono exigido fue de 20cm.

En cada una de las máquinas se instaló un sistema de registro de parámetros, generando una salida gráfica por cada columna ejecutada (figura 16). En total, se documentaron más de 12000 columnas y los partes del registro debían ser remitidos en un plazo máximo de 48 horas. Estos registros fueron controlados por la Dirección de Obra y sus asesores y permitían dar el visto bueno a las columnas o repetir alguna defectuosa.

Los parámetros de producción registrados en este tipo de columnas diferencian entre los medidos durante la perforación y los medidos en ascenso. Durante la perforación, los parámetros fundamentales son la velocidad de avance, el par y empuje aplicado a la barrena y la velocidad de rotación. Durante el ascenso, al hormigonar, es interesante conocer la velocidad de avance en la recuperación de la barrena y la presión y caudal del mortero inyectado.

En la obra de Torrejón de Velasco se utilizaron las siguientes consignas con el fin de garantizar el correcto hormigonado de las columnas:

a) En las columnas de extracción:

- a.1. Presión de inyección de mortero de 0,25 a 0,3 Kg/cm² Velocidad de ascenso: 200-250 m/h
- a.2. Presión de inyección del mortero de 0,5 a 1 Kg/cm² Velocidad de ascenso: 300-400 m/h
- a.3. Presión de inyección de mortero 2 a 3 Kg/cm² Velocidad de ascenso: 500-550 m/h

b) En las columnas de desplazamiento:

- b.1. Presión de inyección del orden de 1 Kg/cm² Velocidad de ascenso inferior a 350 m/h
- b.2. Presión de inyección del orden de 2 Kg/cm² Velocidad de ascenso 500-550 m/h.

Durante la realización del tratamiento se controlaron los movimientos de la via en servicio, que estuvieron dentro de lo admisible tanto al realizar el tratamiento como durante la construcción de los nuevos terraplenes.



5. AGRADECIMIENTOS.

Los autores quieren agradecer la colaboración de D. Ángel López, D. Manuel Puga y D^a. Violeta González (ADIF), D^a Cristina Fort (INECO), D. Carlos Oteo y D. Javier Oteo (Asesores) y a la empresa AZVI, tanto en la ejecución de los trabajos como en la elaboración de este artículo.

6. BIBLIOGRAFIA.

(1) Briançon, L. 2002, Renforcement des sols par inclusions rigides – Etat de l'Art en France et à l'Etranger, (in french) / Paris / IREX.

(2) BS8006, 2010, Code of Practice for Strengthened/reinforced soils and other fills, Section 8, Design of Embankments with reinforced soil foundations on poor ground.

(3) EBGEO, 2010, Reinforced earth Structures over Point or Linear Bearing Elements. In Recommendations for Design and analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements (Translation of the 2nd German edition)/ Ernst and Sohn / DGGT

(4) CUR 226, 2010, Ontwerprichtlijn paalmatrassystemen (Design guideline piled embankments). ISBN 978-90-376-0518-1 (in Dutch).
(5) ASIRI, 2012, Amélioration des sols par inclusions rigides, (with English translation on CD : Rigid Inclusions Ground Improvement)/Presses des Ponts/ISBN 978-2-85978-462-1.

(6) Combarieu, O. 1988. Amélioratieon des sols par inclusions rigides verticales-application à l'édification de remblais sur sols, médiocres, Revue Française de géotechnique nº44 :57-59.

(7) Simon B.& Scholosser F., 2006, Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in France, Symposium Rigid inclusions in difficult suboil conditions / ISSMGE TC36 / UNAM.

Pilotes prefabricados en obras ferroviarias: una realidad

Eduardo MANZANO ARROYO INGENIERO TÉCNICO DE OBRAS PÚBLICAS MÁSTER EN MEC. DEL SUELO E ING. DE CIMENTACIONES TERRATEST

1. Introducción

Los pilotes hincados son, a diferencia de los ejecutados in situ, que se han desarrollado mucho más recientemente, el tipo más antiguo de pilote. Ya en tiempos de los romanos se utilizaban rollizos de madera hincados como medio para mejorar los cimientos de los edificios, y abundan en Centroeuropa y Norteamérica (Venecia, Ámsterdam, México, EE.UU.) pilotes de este material bajo edificios centenarios, donde por disponibilidad y economía todavía se utilizan actualmente en determinadas ocasiones.

La tecnología moderna del hormigón y de los procesos de prefabricación, de los equipos de hinca, así como las actualizaciones normativas en materia de cimentaciones (Eurocódigos, normas UNE-EN de trabajos geotécnicos especiales y de marcado CE de productos de construcción, CTE, Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera, ROM 0.5, etc.) han impulsado el empleo de los pilotes prefabricados tal y como hoy los conocemos, y este impulso, unido a las mejoras de la red de ferrocarriles españoles y al desarrollo de los diferentes corredores de alta velocidad, ha supuesto también su introducción en las actuaciones geotécnicas en obras ferroviarias, no sólo como cimentación profunda, sino también como contención, mejora del terreno o inclusiones rígidas.

Con esta ponencia, lejos de ahondar en los textos y normas de referencia y de reproducir las formulaciones analíticas que en ellos se desarrollan, más relacionadas con el diseño y el control (primera sesión), se recopilan varias de las obras de pilote prefabricado ejecutadas por Terratest en ámbito ferroviario durante la última década para poner de manifiesto la aplicabilidad real de esta técnica en obras de estas características con distintos objetivos y en contextos geotécnicos variados.



2. Saltos de carnero de Almodóvar del Río (Córdoba)

Foto 1. Vista desde el noroeste (Google maps)

Entre los meses de febrero y noviembre de 2002, en distintas fases, se realizó la cimentación mediante pilotaje prefabricado Terra de las pilas y estribos de las estructuras (la izquierda, de 728m, y la derecha, de 827m) con las que la L.A.V. Córdoba-Málaga pasa por encima de la línea Madrid-Sevilla, tanto la de alta velocidad como la antigua convencional, antes de su llegada al municipio de Almodóvar del Río, en el barrio de Los Mochos.

Debido a la escasez de espacio entre las vías de la L.A.V y la convencional, así como por condicionantes de plazo y coste, y siempre sin impedir el servicio de la línea Madrid-Sevilla, se optó por una solución de cimentación de pilotaje prefabricado, con armado especial para la obra y distintas inclinaciones en su posicionamiento para soportar los esfuerzos horizontales transmitidos por la estructura. Se realizaron 9 ensayos dinámicos de carga con el Analizador de Hinca de Pilotes (PDA) y análisis CAPWAP que verificaron la idoneidad de esta solución.



Foto 3. Vista aérea (Google maps)

La medición total de la obra fue de unos 9.400 ml de pilote vertical y unos 7.000 ml inclinados hasta 15°. Para la ejecución de los trabajos se dispuso de un equipo Banut con martillo hidráulico de hinca de alto rendimiento y 6t de peso.

El terreno está constituido por 6 primeros metros de limos arenosos, entre esta cota y los 10-13 metros, gravas con arena, y a partir de aquí, un nivel potente de gravas gruesas muy compactas, donde los pilotes se empotraron entre 2 y 4 metros hasta alcanzar el rechazo requerido con longitudes variables entre los 12 y los 17 metros.





Foto 5. Equipo en posición de hinca y paso de tren AVE Madrid-Sevilla

Foto 4. Proximidad de la línea Madrid-Sevilla en servicio

3. Pérgola OF 37 en Perales del Río (Madrid)

Otro salto entre dos vías de alta velocidad, en este caso del ramal de conexión entre la línea Madrid-Barcelona sobre la preexistente línea Madrid-Sevilla, se resolvía en

2003 con una pérgola cimentada también mediante pilotes prefabricados hincados. El pilotaje consistió en 224 pilotes tipo Terra T-400, 180 de los cuales se ejecutaron con inclinaciones de 15° y 17,5°, en el intradós de los muros, para oponerse a la componente horizontal de la carga asociada al empuje de tierras. La medición total rondó los 6.000 ml y se debió salvar una pequeña obra de drenaje transversal que no se vio afectada durante los trabajos.



Foto 6. Planta de distribución de pilotes, encepados y vigas

Una vez más el mantenimiento del servicio de la línea activa entre Madrid y Sevilla, así como condicionantes de plazo y coste, motivaron la elección de una solución de estas características, propicia desde el punto de vista de la ejecución por las favorables condiciones geotécnicas para la hinca: un nivel superficial areno-arcilloso de compacidad media con una potencia de unos 15 metros subyacido por arcillas firmes terciarias de gran firmeza (peñuela) en las que se empotraba la punta de los pilotes obteniendo rechazo a profundidades variables entre los 18 y los 24 metros.





Foto 7. Pilotes verticales e inclinados en estribos



Foto 9. Vista norte desde Vereda de la Torrecilla (Google maps)

4. Losa pilotada en Cornellá de Llobregat (Barcelona)

Entre los meses de febrero y abril de 2005 se ejecutó el pilotaje de una losa de 400 metros de longitud que corona un terraplén de tierra

armada y sobre la que se alojan las vías de la línea de alta velocidad Madrid-Barcelona a su paso por Cornellá, formando parte de las oan Despí-L'Hospitalet de Llobregat.

entre la autovía A-2 y una vía sin electrificar existente daba encajado el trazado del tramo en construcción, la

Foto 10. Equipo de hinca trabajando en coronación de muro de tierra armada

elevación de la plataforma venía proyectada con un muro de tierra armada, pero bajo el montículo apareció un antiguo vertedero que imposibilitaba la ejecución de precargas, por lo que se recurrió a pilotar una losa por encima de la tierra armada de forma que la superestructura de la vía quedase protegida de posibles asientos.

Para poder ejecutar los pilotes hincados en las proximidades del muro de tierra armada sin la interferencia de los flejes, durante la ejecución de éste se dejaron aplomados tubos de fibrocemento para guiar los pilotes, rellenando con posterioridad el espacio anular. Dada la elevada carga horizontal que recibía la losa por la frenada de los trenes de alta velocidad, tanto para resistirla como para, por criterios de durabilidad, impedir la apertura de fisuras en los pilotes a su paso por el tramo de basuras, se optó por los pilotes pretensados tipo PT-350, y fueron necesarios un total de 550 unidades.

Para la ejecución de la obra se dispuso de dos equipos Banut con matillos hidráulicos de 7 toneladas con los que se hincaron en plazo los pilotes hasta una profundidad media de 31 metros, para una medición total superior a 17.000 ml. Como control de calidad y verificación de la capacidad de carga de los pilotes se realizaron 15 ensayos dinámicos que permitieron además la optimización de la longitud de hinca.



pilas de vanos isostáticos y estribos, así como de los apoyos provisionales de los tramos hiperestáticos (cimentados sobre pilotes ejecutados in situ de 2 metros de diámetro) del viaducto sobre el río Guadalete y su cuenca de inundación, en la línea de alta velocidad Sevilla-Cádiz, a la salida de Jerez de la Frontera, en la variante de El Portal.

5. Viaducto de El Portal (Cádiz)

Unos meses antes, en noviembre de 2004, se concluía la ejecución de la cimentación mediante pilotes prefabricados Terra de las



El viaducto, que con sus 3.221,70 m es el más largo de España, cuenta con 86 vanos isostáticos de 30-30,5 metros de luz y 3 tramos hiperestáticos independientes de 207 metros, dos de los cuales son para salvar el río Guadalete y el tercero la carretera local CA-2011, y en distintos puntos atraviesa tres balsas de decantación de aguas residuales de Azucarera Ebro Agrícolas, dentro de las



cuales se realizaron rellenos que posibilitaran la ejecución de los trabajos.

Un primer condicionante de la estructura era su cimentación sobre un estrato blando de más de 25 metros de espesor en la mayoría de la traza, especialmente inadecuado para resistir los esfuerzos horizontales provenientes de las fuerzas de arranque y frenado de las composiciones ferroviarias. Por otro lado, para minimizar el impacto ambiental, se consideró adecuado disminuir en lo posible el número de apoyos en el cauce del río y la búsqueda de soluciones industrializadas llevó a la prefabricación como procedimiento óptimo no sólo en el tablero, sino también en el pilotaje, por su rapidez de ejecución, limpieza y respeto al entorno medioambiental, al no generar detritus contaminantes, ni extracción de tierras, ni influir en los niveles freáticos.

Las pilas de vanos isostáticos se proyectaron cimentadas sobre un conjunto de 25 pilotes prefabricados hincados de sección Terra T-400 dispuestos en un encepado de 11x7x2,5 metros según damero de de 5x5 unidades separadas 2,5 metros en sentido transversal y 1,5 metros en sentido longitudinal, con los pilotes perimetrales inclinados 10° hacia el exterior del encepado para resistir los esfuerzos horizontales transmitidos por las pilas.

Foto 13. Tramo 1 terminado en las balsas de Azucarera (Revista OO.PP.)

Los estribos, de tipología cerrada (muro y aletas), se cimentaron sobre un encepado de 13,5 metros

en sentido transversal, 6,5 en sentido longitudinal, y canto de 2,5 metros, sobre un conjunto de 28 pilotes prefabricados como los de las pilas, dispuestos según una cuadrícula de 7x4 unidades con separación entre ejes de pilotes en sentido transversal de 2,083 metros y en sentido longitudinal de 1,833 metros, y con una inclinación hacia el intradós variable según el estribo y la posición del pilote dentro del encepado, con un máximo de hasta 18°.

El elevado número de elementos pilotados con esta solución, 88 pilas, los dos estribos y 16 apoyos provisionales en los que apoyan las cimbras metálicas sobre las que



apoyan las cimbras metálicas sobre las que descansan los arcos de los vanos hiperestáticos hasta

que se materializa su unión en la clave, supusieron un reto logístico importante, por una parte en la

fabricación y transporte de los pilotes prefabricados, y por otra en la propia organización de los tajos y la habilitación de accesos no exenta de dificultades por las características de los terrenos e infraestructuras atravesadas, a tres equipos de hinca dotados de mazas de 9 toneladas con los que se llegaron a conseguir producciones punta de hasta 1.000 ml diarios.

Los pilotes hincados se sometieron a un riguroso control de calidad consistente en ensayos de integridad sobre los más de 2.200 pilotes ejecutados y dos ensayos dinámicos de carga dinámica por encepado.



Desde el punto de vista geotécnico aparec

Foto 15. Equipo hincando pilotes del viaducto de El Portal,

caracterizada en superficie, bajo los primeros meros de oucro regetar, por depositos aternates de arcillas limosas con gravilla presentes hasta una profundidad variable entre 12 y 27 metros, bajo los que los pilotes daban rechazo en niveles de gravas densas, en margas grises terciarias muy firmes, o en zonas de Keuper triásico elevadas por ascenso diapírico, con empotramientos de entre 3 y 7 metros para longitudes de entre 15 y 34 metros, sumando una medición total de unos 60.000 ml de pilote.

Además de la singularidad y magnitud del pilotaje, los encepados tuvieron su complejidad en los apoyos de las cimbras en el río y pilas en las balsas de Azucarera, donde por el nivel freático elevado fue necesaria para la excavación la realización de recintos estancos de tablestacas.



(Foto 16. Ferrallado de un encepado r(Revista OO.PP.)

Foto 17. Encepado excavado al abrigo de tablestacasa (Revista OO.PP.)₃

pilotes prefabricados en obras de ferrocarril de la última década.

6. Puentes sobre los ríos Guadalete y San Pedro en El Puerto de Sta. María (Cádiz)

S

а

Pocos kilómetros después de la variante de El Portal, tras el paso de la línea por El Puerto de Santa María pero todavía dentro de su término municipal, el trazado de la línea Sevilla-Cádiz transcurre paralelo a la carretera N-IV y en este tramo se acometían obras de mejora y duplicación de la vía única existente para adaptarla a la alta velocidad, cruzando de nuevo el río Guadalete, y poco después, al abandonar el municipio por el barrio de Valdelagrana, el río San Pedro. En estos casos, siendo puentes adyacentes a la vía que debía permanecer en servicio todo el tiempo, venían proyectados con tableros típicos de vigas prefabricadas pretensadas en doble T, con luces máximas de unos 28,5 metros, y la ejecución de cada uno estaba planteada en dos fases, desde sendas



Foto 18. Ubicación de los puentes en El Puerto de Sta. María (Google maps)



Foto 19. Perfil y vista aérea del puente sobre el río Guadalete (Google maps)

penínsulas de terreno ejecutadas desde las márgenes de los ríos que permitían el acceso a las pilas dentro de los cauces.

El puente sobre el río San Pedro, cuya cimentación en primera fase se ejecutó en febrero de 2006 (Estribo 1 y pilas P1 y P2), y en octubre de 2007 la segunda (Estribo 2 y pilas P3 y P4) se apoya sobre un total de 74 pilotes T-400 prefabricados Terra con armadura especial e inclinación de 14° en el caso de los estribos para absorber, más que los empujes, bajos por la reducida altura de éstos, los esfuerzos horizontales transmitidos por el tablero se concentraban sobre que estos elementos. La solución inicial contemplaba algún pilote más, pero debido a la presencia de la cimentación de las pilas del viaducto gemelo preexistente, en las pilas P2 y P3 no se pudieron hincar los pilotes más cercanos a esa estructura, que fueron sustituidos por micropilotes.

La geotecnia viene condicionada por un gran espesor de depósitos fluviales, de marisma, de consistencia blanda, compuestos por limos arenosos de deposición más reciente en un espesor de unos 20 metros, un nivel de unos 8 metros de potencia de arcillas limosas muy plásticas, tras los que pasa a aumentar el contenido de arena, apareciendo a más de 40 metros de profundidad un nivel de arenas densas donde los pilotes se empotraban unos 3 metros hasta alcanzar el rechazo adecuado con longitudes variables entre 45 y 48 metros.

Para el control de la capacidad de carga de los pilotes se realizaron ensayos dinámicos de carga en pilotes de las cuatro pilas y los dos estribos, ejecutándose los trabajos con un equipo IMT de última generación dotado de maza de 9 toneladas en la primera fase, y un equipo Banut con maza de 8 toneladas en la segunda. En la primera fase del pilotaje del sobre río Guadalete. puente el ejecutada en septiembre de 2006, se hincaron los pilotes del Estribo 2 y de las pilas P3, P4 y P5, y el resto (Estribo 1 y pilas P1 y P2), en una segunda fase en marzo de 2008. En este caso se tenía una quinta pila y un tablero más ancho, para albergar vía doble ya que el trazado de la línea en la aproximación al viaducto no coincidía con el antiguo, y la cimentación requería de más pilotes, 180 en total, igualmente proyectados en sección Terra T-400 con armadura especial y con pilotes





inclinados en los estribos. En este caso, ubicado junto al casco urbano de El Puerto de Santa María y más hacia el perímetro de las marismas del río San Pedro, el sustrato plioceno ganaba competencia a mucha menor profundidad, alcanzando los pilotes el rechazo necesario para resistir la carga a la que se ven sometidos (avalada también en última instancia por ensayos dinámicos de carga), con longitudes variables entre 24 y 28 metros. Ambas fases se ejecutaron con el mismo equipo IMT utilizado en la primera fase se la anterior estructura.

Estas dos estructuras, ya no como la anterior por su singularidad ni magnitud, pero sí por la gran longitud de pilote necesaria (río San Pedro) y por la sensibilidad del entorno a la ejecución, tanto medioambiental, tratándose de una zona de marismas, como de mantenimiento del servicio del ferrocarril existente, son un buen ejemplo de la

adaptabilidad de las soluciones de cimentación con pilotes prefabricados de gran longitud y en las que se ha de velar por una mínima intromisión en el equilibrio

Foto 21. Perfil y vista aérea del puente sobre el río San Pedro (Google maps)

7. Plataforma sobre el río Llobregat en El Prat (Barcelona)

hidrogeológico del terreno.

Si la losa de Cornellá aparecía poco después de la bifurcación del ramal de mercancías, el ramal de pasajeros baja hacia El Prat de Llobregat y vuelve a cruzar el río aguas abajo de la autovía de Castelldefels en una estructura que también pasa sobre la ronda de Llevant. Se trata de dos tableros, uno para la doble vía de ancho ibérico, que sustituiría al actual, y otro para la de alta velocidad de ancho UIC, apoyados ambos sobre las mismas 4 pilas apantalladas, pero con estribos

Foto 20. Equipo hincando pilotes inclinados sobre el río San Pedro

independientes.

La solución de cimentación contempló la hinca de 580 pilotes



Foto 1. Ubicación de la plataforma en relación a la anterior losa en Cornellá (Google maps)

de sección Terra T-400 con armadura especial de refuerzo y con inclinaciones de hasta 10° en los estribos de punto fijo sobre los que se concentraba la acción del tablero. horizontal La ejecución de los trabajos se dividió en dos fases, la primera entre marzo y octubre de 2006, y la segunda de abril a julio de 2007, empleándose varios equipos IMT con martillos de 11 toneladas con los que se obtuvo un alto rendimiento que permitió cumplir



los hitos parciales y totales impuestos por la obra.

La geotecnia se corresponde con la habitual en la desembocadura del río Llobregat, en este caso con un primer nivel de 20 metros de arenas en matriz limosa, seguido de otro arcillo-limoso de color marrón grisáceo con fragmentos conchíferos hasta los 36-40 metros de profundidad, donde se encontraba un nivel de gravas muy denso donde los pilotes se empotraban y ganaban suficiente capacidad de carga con longitudes variables entre 38 y 42 metros.

Como parte del control del pilotaje se realizaron ensayos de integridad sobre el 100% de los pilotes y ensayos de carga dinámica sobre el 15% de ellos, un número bastante elevado en comparación con la práctica habitual.

En la elección de esta tipología de pilote ponderaron significativamente, igual que en las estructuras anteriores, las ventajas medioambientales que supone, sin apenas generación de residuos en obra ni posibilidad de contaminación de aguas superficiales las 0 subterráneas por lodos de perforación u hormigón fluido, además del escaso espacio del que se disponía junto a las pilas y la necesidad de no afectar al tráfico ferroviario en el viaducto a sustituir. Foto 23. Perfil y vista lateral de la estructura (Google maps)



8. Viaducto sobre el Cordel de Sax (Alicante)

Junto con la cimentación del viaducto de El Portal, esta cimentación con pilotes prefabricados hincados supone uno de los hitos más significativos de esta técnica en España, en este caso no sólo por la medición total, del orden de los 50.000 ml, sino por la gran longitud de hinca de los pilotes, con una media de unos 50 metros llegando a 60 muchos pilotes de la zona central de viaducto.

Así, entre los meses de julio y octubre de 2008 se ejecuta la cimentación de esta estructura que forma parte del tramo Nudo de la Encina-Alicante del corredor ferroviario de alta velocidad Madrid-Levante, más concretamente del subtramo Villena-Sax. Se trata de una estructura de 46 vanos de 32 metros de luz. Con motivo de la complejidad de ejecución de pilotes de gran diámetro

a gran profundidad, además de los condicionantes económicos y de plazo, y teniendo en cuenta el contexto geotécnico propicio para la hinca, se planteó la alternativa de cimentar las 45 pilas mediante 24 pilotes prefabricados hincados de 400x400 mm de sección, 6 de ellos verticales, y los 18 restantes, en el perímetro, inclinados 12º para que la componente horizontal de su reacción permitiese resistir los esfuerzos cortantes en arranque de pilas.

El terreno está constituido por un nivel inferior competente correspondiente a los materiales arcillosos y yesíferos versicolores con pasadas arenosas del Keuper, que aparece a una profundidad variable entre los 10 y los 50 metros, sobre el que se han depositado rellenos cuaternarios de la cuenca palustre formados por arcillas y limos con niveles de arenas y materia orgánica, de tonos grises y marrón verdoso y en ocasiones con cristales de yeso, de consistencia blanda a media según aumenta la profundidad.



Foto 25. Perfil geotécnico del Cordel de Sax

Con anterioridad a comienzo de los trabajos, se realizaron pruebas de hinca en cuatro puntos de la traza, sobre pilotes verticales e inclinados, que permitieron acotar las profundidades objetivo así como precisar, mediante pilotes-penetrómetro y ensayos dinámicos de carga, tanto en hinca como en rehinca varios días después, las resistencias por punta y por fuste que se podía atribuir a la cimentación de cara a la máxima optimización en el diseño. Se pudo constatar, por un lado, la penalización que suponía dejar los pilotes a profundidad fija, por lo que la longitud definitiva de cada pilote debía venir fijada por el control del rechazo en vez de ser establecida a priori. Por otro, se constató cierto carácter tixotrópico del terreno por el que la resistencia movilizada aumentaba una vez cesaba la acción dinámica de la hinca y el terreno se estabilizaba.





ElFoto 26. Equipos trabajando simultáneamente y proprograd.



Cabe destacar en este epígrafe que recientemente, a finales de 2012, se ha concluido la ejecución



Foto 28. Descabezado de pilotes en encepado y aspecto final tras hormigón de limpieza

del pilotaje prefabricado de la futura estación de Villena, próxima a este viaducto, con pilotes de sección T-300, T-350 y T-400, algunos de ellos con armadura especial, poniéndose de manifiesto la versatilidad de esta tipología de pilotes para adaptarse a distintas actuaciones en obras ferroviarias, siendo de aplicación no sólo en las estructuras de obra civil, sino también en los edificios, como se vio en el anterior punto, bajo losas, y como se recoge en el siguiente, en elementos de contención.

9. Contención para la supresión de un paso a nivel en Cabrerizos (Salamanca)

Lejos en magnitud y profundidad de las cimentaciones singulares de puentes ferroviarios, es interesante un ejemplo de una utilidad totalmente diferente de los pilotes prefabricados: las pantallas discontinuas de pilotes. Esta aplicación todavía no muy explotada, aunque ha servido de contención en excavaciones de edificación ya en bastantes obras, supuso una solución ventajosa en las obras de supresión de un paso a nivel conflictivo que cruzaba la línea férrea entre Ávila y Salamanca desde la carretera SA-804 en un punto a medio camino entre Aldealengua y Cabrerizos.



Foto 29. Vista aérea de la pantalla (Google maps)



Foto 31. Planta y alzado de la pantalla

Foto 30. Pantalla vista desde carretera SA-804 (Google maps)

Para rebajar la cota de dicha carretera, paralela y próxima a las vías, en la construcción del paso inferior era necesaria una contención permanente que evitase movimientos en su trasdós que comprometiesen el paso de los trenes. Inicialmente estaba proyectada con pantalla discontinua de pilotes barrenados de 50cm de diámetro separados 1 metro y anclada en coronación, pero manteniendo la misma configuración Terratest presentó una alternativa con 62 pilotes pretensados tipo

Terra PT-300 separados 80cm, y de 7 a 9 metros de longitud según cota de coronación,

que finalmente sería ejecutada en septiembre de 2008, en sólo 4 días incluido el montaje del equipo, permitiendo a la obra, sin necesidad de esperas por fraguado de los pilotes, ejecutar viga de coronación y anclajes en un plazo mínimo.

10. Estructuras E-4.1, E-4.2, E-4.3, E-5.1, E-5.2, E-5.3.1, E-7 y E-8.1 en el Nudo Mollet (Barcelona)

Entre los meses de febrero y noviembre de 2009 se realizó en tres intervenciones la cimentación mediante pilotes prefabricados Terra de varias de las estructuras de la adecuación del nudo ferroviario de Mollet, del ramal Papiol-Mollet, que permitirá la circulación de mercancías en ancho ibérico y en ancho internacional entre Barcelona y la frontera francesa, evitando su paso por los túneles urbanos de la ciudad condal.

Estas estructuras, paralelas, tangentes y secantes entre sí en distintos puntos, y con algunos encepados compuestos por hasta 40 pilotes de sección tipo Terra T-400, supusieron un reto



Foto 32. Panorámica de las estructuras con pilotes prefabricados (www.acciona.es)

organizativo tanto de los propios tajos de hinca de pilotes como de su interacción con otras unidades de obra en construcción.

El terreno, en las proximidades del cauce del río Besós, está constituido por una primera capa de relleno antrópico de 2,70 metros de espesor, a continuación un estrato de limo arcillo-arenoso de tonalidad marrónrojiza oscura cuyo potencia es de 3 metros, seguido de un estrato de limos de aspecto margoso con algo de arcilla con una profundidad de unos 7 metros. Finalmente se encuentra una capa de arcillas margosas firmes de color marrón donde los pilotes se empotraron del orden de 5 metros



Foto 33. Planta general y detalle de algunos encepados

hasta alcanzar el rechazo adecuado. La longitud de los pilotes varió entre 12 y 18 metros, hincándose un total de 1.395 pilotes de sección T-400.

Como control del pilotaje, ejecutado con dos equipos IMT dotados de martillos de 9 y 11 toneladas respectivamente, se realizaron 104 pruebas de carga dinámicas.





Foto 34. Perspectiva de equipos de hinca y encepados terminados Foto 35. Vista aérea de uno de los taios junto a otra estructura ejecutada

Foto 35. Vista aérea de uno de los tajos junto a otra estructura ejecutada en una fase anterior La solución de cimentación de pilotes prefabricados fue elegida por ser la solución técnica y económica más adecuada para la obra, además de su alto nivel de control, su rapidez de ejecución, limpieza y respeto con el entorno medioambiental, al no generar detritus contaminantes ni extracción de tierras.

11. Viaducto sobre AP-7 y CV-904 en L.A.V. Madrid-Levante, tramo Crevillente-San Isidro (Alicante)



Foto 36. Planta de cimentación del viaducto sobre el ferrocarril, la AP-7 y la CV-904

Entre los meses de noviembre de 2010 y julio de 2011 Terratest intervino (también RodioKronsa en menor medida) en la cimentación mediante pilotes prefabricados del viaducto sobre la carretera CV-904, la autopista AP-7 y una vía de ferrocarril, perteneciente al tramo Crevillente-San Isidro de la línea de alta velocidad Madrid-Levante a su paso por El Realengo, una pedanía de Crevillente.

Se trata de un viaducto de más de 1,8 kilómetros soportado por 48 pilas que nacen en encepados de pilotes prefabricados de 400x400mm de sección, con inclinaciones de hasta 15°, alguno de los cuales llega a contar con casi 100 unidades, convirtiéndose en uno de los viaductos de alta velocidad con mayor medición de pilotes prefabricados de la red.

Terratest dispuso para los trabajos de varios equipos IMT con martillos Junttan de 9 toneladas, ejecutándose pilotes de longitud variable entre 24 y 48 metros, por la heterogeneidad del terreno asociada a la longitud de la estructura, hincándose hasta alcanzar el rechazo adecuado en un nivel inferior de arcillas margosas compactas una vez atravesado el paquete de limos superior.



Foto 37. Equipo hincando pilotes junto a vías ff.cc.



Foto 38. Encepado tras la hinca, descabezado y hormigón de limpieza

12. Estructuras varias en L.A.V. Madrid-Levante, tramo San Isidro-Orihuela (Alicante)

En el siguiente tramo de esta línea, desde finales de 2011, Terratest, en UTE con RodioKronsa, están ejecutando la cimentación mediante pilotes prefabricados de sección T-400 y distintos esquemas de armado, verticales e inclinados, de los viaductos de Callosa-Cox y Redován, ubicados justo antes y después respectivamente del túnel de Callosa de Segura, así como de los pasos superiores sobre la línea que comunican sus márgenes en distintos puntos de la traza: PS-400.7, PS-401.8, PS-408.4 y PS-409.0. El primero de los viaductos tiene la singularidad de que sobre sus primeros vanos está prevista la construcción de la futura estación de Callosa-Cox.





Con una geotecnia condicionada por los depósitos aluviales cuaternarios de la Vega Baja del Segura, los pilotes se están hincando hasta depósitos pliocenos granulares densos alcanzándose longitudes variables entre 30 y más de 60 metros en algunos casos, con medias del orden de 40-50 metros y una medición total prevista superior a los 70.000 ml de pilote.

Foto 40. Hinca de pilotes en Vto. de Callosa-Cox. Al fondo, emboquille norte del túnel bajo la Sierra de Callosa

13. Estructuras varias en L.A.V. Madrid-Levante, tramo Orihuela-Colada de la Buena Vida (Alicante)

En el tramo de la línea que viene a continuación, hasta la frontera con la provincia de Murcia, los pilotes prefabricados también se han impuesto como solución idónea para la cimentación de la mayoría de sus estructuras, especialmente las pilas, ya que algunos de los estribos de los viaductos de alta velocidad, apoyos de punto fijo, concentran cargas horizontales tan elevadas que la solución con pilotes de pequeña sección deja de ser competitiva.



Terratest ha intervenido y todavía está ejecutando algunas de las cimentaciones de este tramo, siendo las más singulares las del viaducto sobre el trasvase Tajo-Segura, de más de 1 km, sobre 27 pilas, y el viaducto de cinco módulos sobre la carretera CV-95 y la acequia de Almoradí, con 18 pilas. En ambas la cimentación de todos los apoyos consta de pilotes tipo Terra T-400, verticales e inclinados, con longitudes entorno a 40-45 metros en la primera estructura y de unos 45-55 metros en la segunda.

Foto 41. Hinca de pilotes del Vto. del trasvase visto desde las tuberías

+ 17	7.000	21,500	1	21,500	6.000	21,500	+	21,525	1 21.	500	8.	21,500	1 21,50	0 + 21.	500 1	21,500	* * *	1,500	21,500	21	,500 21	.500 + 17.	.000 +
+		63,00	,		1	-		70,500 MODULO 2	_		1	_	70,50 MODUL	0 3		-	7 M00	0,500 DULO 4		1	63,00 MODULO	5	+
+870,200 E-1	P-1		P-2		P-3	P-4	P-5		P-6	P-7	P-8	D	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17	P-18	E-2 P.K.=50
	1	CV-95	T	CV-95	T	1	T		1	Ĭ	T	ACEQUIA	T	1	T	1	T		T	1	T		100
R	吊	568	R s	ALC: NO	R	4	吊		fit.	F	A	ALMORADI	R	眾	A	R	氘	帀	R	尻	凩	帘	R



Foto 42. Perfil y planta del viaducto sobre la carretera CV-95 y la acequia Almoradí

También se han empleado este tipo de pilotes en la cimentación de un pequeño viaducto con estructura de arco-celosía apoyada sobre dos estribos con el que la línea salva el cauce del río Segura, así como en dos pasos superiores, el PS-500.9 y el PS-506.4, con una medición total de pilote prefabricado en todo el tramo superior a los 40.000 ml, para los que Terratest ha dispuesto varios equipos de hinca IMT.

Foto 43. Hinca de pilotes en uno de los pasos superiores del tramo



14. Estructuras varias en L.A.V. Madrid-Levante, tramo Colada de la Buena Vida-Murcia (Murcia)



Foto 44. Vista aérea de la ubicación del viaducto de La Basca (Google maps)

Foto 45. Plano de planta del viaducto de La Basca

Para terminar con la ejecución reciente de cimentaciones mediante pilotes prefabricados en la línea Madrid-Levante, este último tramo anterior al acceso a Murcia también cuenta con varias estructuras y pasos superiores cimentados en su mayoría con esta técnica. De los puentes ferroviarios, Terratest ha ejecutado la cimentación del viaducto de La Basca, que consta de 4 módulos de 5 apoyos para una longitud total de 180 metros, utilizándose pilotes prefabricados tipo Terra T-400 con distintas armaduras, algunos inclinados 5°, alcanzándose profundidades variables entre 33 y 36 metros.





Foto 46. Vista del entorno de la pilas 5 antes de inicio de las obras (Google maps)

Foto 47. Hinca de pilotes en pila 5

Aparte de este viaducto, también se ha ejecutado con este tipo de pilotes la cimentación de los pasos superiores PS-507.7, PS-508.4, PS-511.8 y PS-513.5, con longitudes de pilote similares, variables entre 35 y 40 metros. Dentro de este tramo, además de las estructuras mencionadas, se ha cimentado con pilotes prefabricados la estación y marquesina de Beniel, con sección T-300 y longitud media de hinca de unos 36



metros. Este tramo es un ejemplo más de la versatilidad de los pilotes prefabricados, los cuales, dadas las características geotécnicas de la zona, propicias para la hinca, se han convertido en la solución las cimentaciones, integral para permitiendo tajos. concatenar aumentar la productividad y reducir los plazos, contribuyendo a la sostenibilidad y al respeto por el medio ambiente, especialmente sensible en vegas fluviales, sus depósitos aluviales y sus acuíferos.



15. Viaducto sobre el río Retortillo (Palencia)

Foto 49. Pilotes inclinados del estribo 2 en el viaducto de La Basca

Entre los meses de Septiembre y Octubre de 2010 se realizó en una única intervención la

cimentación mediante pilotaje prefabricado Terra del viaducto sobre el Río Retortillo y el arroyo de Puente Caño, en el tramo de 12,8 km entre Becerril de Campos y Valle del Retortillo del corredor de alta velocidad Norte-Noroeste. Se trata de una estructura de 248 metros de longitud, y 7 vamos, el mayor de 53,5 metros, apoyada sobre 6 pilas y dos estribos cerrados, íntegramente cimentada sobre pilotes prefabricados Terra T-400, algunos con armadura reforzada, e hincados con inclinaciones entre 5º y hasta 18º.



¡Foto 50. Planta de distribución de pilotes y perfil longitudinal del viaducto sobre el río Retortillo

Para poder ejecutar el pilotaje, se dispuso de un equipo IMT con martillo de 9 toneladas y se realizó el descabezado de todos los pilotes con elementos hidráulicos.



Foto 53. Planta del pilotaje del PS-08



Foto 51. Equipo hincando un pilote inclinado 10º

En este tramo también se ejecutó con esta técnica la cimentación de los dos estribos del paso superior



Foto 52. Pilotes descabezados en Estribo 2

PS-08, de un único vano de 32 metros resuelto con vigas prefabricadas, para los que se dispusieron 30 pilotes T-400 en cada encepado, con inclinación de 15° en la fila de pilotes del intradós.

16. Viaducto sobre el Barranco Salado, Villafranca (Navarra)

En último lugar he querido mencionar una cimentación con pilotes prefabricados de otro corredor de alta velocidad cuyas obras se han iniciado recientemente. Se trata del corredor navarro, que discurre paralelo a la autopista AP-15 entre Castejón y Pamplona. Así, en el verano de 2012 se acometieron las obras de cimentación del viaducto sobre el Barranco Salado, en el subtramo Cadreita-Villafranca de la línea, estructura de 3 vanos y 133 metros de longitud con la que se salva este barranco poco después de que la traza divida en dos la planta fotovoltaica que Parques Solares de

Navarra tiene en este municipio.

Las dos pilas, con sus encepados girados en relación al eje por la proximidad al



Foto 54. Encaje de la estructura en las proximidades de la autopista AP-15 y de la planta fotovoltaica de Parques Solares de Navarra

cauce, se cimentan sobre 25 pilotes tipo Terra T-400 verticales, el estribo 1 sobre 49 pilotes de igual sección, pero más armadura y ejecutados con inclinación hacia el intradós de hasta 15°, y el estribo 2 sobre 36 pilotes más, sumando un total de 135 pilotes.



Foto 55. Planta de distribución de pilotes del viaducto

Estando el terreno constituido por un primer nivel de depósitos aluviales arcillosos y arenosos, con algo de grava a muro, de unos 12-15 metros de espesor, seguido del sustrato mioceno de arcillas de color marrón verdoso de consistencia creciente con la profundidad, en los 45 metros de profundidad sondeados durante la campaña geotécnica no se detectó ningún nivel cuya firmeza fuese indicativa de un adecuado apoyo por punta de los pilotes (aunque con golpeos elevados, no se registró rechazo en los ensayos SPT). Con una longitud de 30 metros que se contempló en origen, tras la realización de los primeros ensayos dinámicos de carga la resistencia movilizada no era suficiente, por lo que la longitud final del pilotaje fue de 36 metros, siendo necesaria la repetición de los ensayos en algunos pilotes varias semanas después de la hinca para validar su resistencia, la cual se constató aumentaba con el tiempo por un fenómeno habitual en obras de hinca de pilote llamado rehínca (set-up, en inglés), asociado a la disipación de las tensiones en el entorno del pilote.

17. Comentarios finales

A lo largo de esta ponencia se han expuesto y descrito sucintamente varias de las cimentaciones con pilotes prefabricados ejecutadas por Terratest en obras ferroviarias durante la última década, de entre todas las que existen y se están ejecutando en la actualidad con esta técnica, las cuales suponen ya una medición considerable y están presentes en gran variedad y tipologías de estructuras, desde pequeñas obras de paso, hasta grandes viaductos singulares de kilómetros de longitud. Son ejemplo, por tanto, no sólo de la viabilidad de la aplicación de esta técnica en cualquier unidad estructural y en diversos contextos geotécnicos, sino de su gran adaptabilidad y su fiabilidad, asociada al exhaustivo control de calidad a la que se las puede someter, desde la prefabricación de los elementos en instalaciones industriales fijas, hasta la ejecución de ensayos de integridad y de carga dinámica con los que validar e incluso optimizar las cimentaciones.

Estas soluciones presentan, además, ventajas medioambientales y de limpieza en la obra. Dado que el pilote es un producto prefabricado, y que no es necesaria la extracción del terreno, no existe ningún material procedente de la excavación del pilotaje que necesite ser transportado a vertedero. A su vez, queda descartada toda contaminación de suelos y acuíferos, apenas se modifica el equilibrio hidrogeológico de la zona, y al ser elementos terminados prácticamente inertes tampoco modifican el equilibrio químico del terreno. Todo ello, junto con los elevados rendimientos y reducidos plazos de ejecución, llevan a una eficaz optimización de recursos y materiales contribuyendo a mejorar el índice de sostenibilidad de la obra.

A pesar de que la utilización de pilotes prefabricados hincados en España hasta finales del siglo pasado se había limitado en general a las obras de edificación, su incorporación a las obras civiles y su implementación en las cimentaciones de obras de ferrocarril es una realidad. Dado que ya se cuenta con abundante experiencia y precedentes de éxito con este tipo de soluciones, se está en disposición de incorporar esta técnica en los nuevos proyectos y estudios previos, de forma que se pueda sacar partido de las ventajas del sistema en fases más tempranas del proceso de concepción y construcción de los nuevos corredores ferroviarios de la península.

18. Referencias

Revista Cimbra nº 355 nov-dic 2003 (CITOP), Línea de alta velocidad Córdoba-Málaga.

Revista de Obras Públicas nº 3.468 jul-ago 2006 (CICCP), Duplicación de la línea de ferrocarril Sevilla-Cádiz. Tramo Aeropuerto de Jerez de la Frontera-Cádiz. Subtramo El Portal.

19. Agradecimientos

Agradecemos a la propiedad (M° Fomento/G.I.F./A.D.I.F.) y a nuestros clientes de cada una de las obras que se han expuesto en esta ponencia por confiar en Terratest para la ejecución de los trabajos de hinca de pilotes prefabricados y posibilitar la redacción de la misma, en concreto:

UTE ALMOD (SACYR-AZVI) ACS CONSTRUCCIONES RUBAU UTE EL PORTAL (CORSAN CORVIAN-GEA 21) FCC CORSAN CORVIAN UTE VILLENA-SAX (FCC-CONVENSA) COPCISA ACCIONA INFRAESTRUCTURAS UTE MOLLET (FCC-ACCIONA) UTE CREVILLENTE-SAN ISIDRO (ACCIONA-VILLEGAS) UTE ORIHUELA (SACYR-NEOPOL) CONSTRUCTORA SAN JOSÉ UTE SAN ISIDRO-ORIHUELA (DRAGADOS-TECSA-HORMIGONES MARTÍNEZ) UTE BECERRIL (GEA 21-OGENSA) COMSA

INYECCIONES DE IMPREGNACIÓN Y DE FRACTURACIÓN EN LONDRES

Gustavo ARMIJO (*), Ernesto HONTORIA(**) y Carmen GONZÁLEZ (*) (*) Dr. Ingeniero de C. C. y P. (**) Ingeniero de C. C. y P.

Servicio Técnico de GEOCISA

RESUMEN

En la zona entre el portal de lanzamiento de las tuneladoras y el río Lea, dentro del contrato C-305 de las obras de CROSSRAIL, en Londres, se diseñó un tratamiento del terreno en función del espesor de arcilla de Londres y de la cobertera de tierras sobre la clave de los túneles.

El objetivo de este tratamiento era disminuir la permeabilidad de la terraza del río y mejorar la resistencia del aluvial por medio de inyecciones de impregnación y de fracturación, respectivamente.

Este tratamiento se efectuó con tubos manguito de PVC y de acero, a través de los cuales se inyectaron lechadas de cemento y de silicatos, en varios episodios, hasta alcanzar unos volúmenes y presiones prefijados. Debido a las características del lugar, fue necesario instalar los tubos manguito en una combinación de taladros verticales y horizontales realizados desde un pozo.

Durante la realización de los trabajos y con el objeto de verificar que los mismos se llevaban a cabo según las especificaciones, se realizó un control de ejecución. Al finalizar las inyecciones en cada área se realizó un control de resultados que permitió comprobar que el terreno tratado cumplía con los objetivos especificados de permeabilidad y de resistencia al corte

1. CONDICIONES EXISTENTES

El contrato C-305, dentro de las obras de CROSSRAIL, incluye el lanzamiento de dos tuneladoras (TBMs) desde un portal situado en el sitio denominado Pudding Mill Lane (PML), en la zona llamada Docklands, en el este de Londres, a poca distancia del río Lea y cerca del Pabellón O₂, en el cual se realizaron los deportes bajo techo, durante los Juegos Olímpicos de 2012. En la Figura 1 se aprecia una vista en planta de dicha zona y en las Figuras 2 y 3 se observan una sección longitudinal y una sección transversal, respectivamente, con las diferentes capas que componen el subsuelo del lugar. Asimismo, en la Figuras 4, 5, 6 y 7 se incluyen fotos con una vista general de la obra, una vista del portal de entrada de las TBMs, un detalle de la zona cercana al río Lea y una vista de los alrededores de la obra, respectivamente.







Figura 2. Sección longitudinal de la obra



Figure 3: Sección transversal de los túneles entre el portal y el río Lea



Figura 4. Vista general de la obra



Figura 5. Vista del portal de entrada de las tuneladoras



Figura 6. Detalle de la zona del río



Figura 7. Vista de los alrededores de la obra, con el pabellón O2

Durante los trabajos de limpieza del lugar, previos al comienzo de la obra, se observó que la capa de relleno superficial, de unos 2 m de espesor, estaba compuesta en algunas zonas por restos de hormigón con armaduras de acero, tal y como se aprecia en la Figura 8.

Otros aspectos importantes a tener en cuenta para la ejecución de la obra eran:

• La presencia de un cable subterráneo, de 400 kV, perteneciente a la National Grid (Red Nacional) con una traza adyacente y casi paralela a la pantalla de contención de tierras situada en margen derecha del río.

• Las puntas metálicas de los pilotes hincados, de madera, que forman parte de la pantalla mencionada, situadas a una profundidad que prácticamente coincidiría con la cota prevista para la clave de los túneles en esa zona.

En la Figura 9 se incluye una sección longitudinal con la situación del cable de 400 kVA, la punta de los pilotes y la silueta de los túneles.



Figura 8. Detalle de los restos de hormigón con armaduras de acero encontrados en el relleno superior



Figura 9. Detalle del cable de 400 kV y de la punta de los pilotes de madera en la margen del río

2. DISEÑO DEL TRATAMIENTO DEL TERRENO

2.1. Casos en los que debe tratarse el terreno:

Cuando los túneles no pasan por debajo de edificios, CROSSRAIL ha definido, básicamente, dos casos en los que se debe tratar el terreno afectado por la excavación de los mismos. Estos casos, que se esquematizan en las Figuras 10 y 11, se describen a continuación:

Caso 1:

- La cobertera es mayor que el diámetro del túnel, pero
- El espesor de arcilla de Londres encima de la clave del túnel es menor de 2 m.

Caso 2:

- La cobertera es menor que el diámetro del túnel,
- La clave del túnel está por encima de la arcilla de Londres

2.2. Áreas a tratar:

Teniendo en cuenta lo anterior, se definieron dos áreas en las cuales se debía tratar el terreno:

- Área A: zona entre el portal y el río, en la cual la cobertera tiene un espesor medio similar al diámetro del túnel (D = 6,8 m) y la arcilla de Londres tiene un espesor algo inferior a los 2 m en la zona cercana al portal.
- Área B: zona del río

2.3. Objetivos del tratamiento:

El tratamiento tiene dos objetivos fundamentales:

- Que los asientos generados por la excavación de los túneles no superen a los admisibles, los cuales corresponden a una pérdida de sección del 1%.
- Que no se produzcan colapsos del terreno.

Para lograr lo anterior, los proyectistas especificaron que el aluvial y la terraza del río (Figuras 2 y 3) debían tener, después del tratamiento, la resistencia al corte no drenado (s_u) y el coeficiente de permeabilidad vertical (k_v) que se detallan en la Tabla 1.

2.4. Tipos de tratamiento

El tipo de tratamiento elegido ha sido:

- Inyecciones de impregnación en la terraza del río, con un contenido de finos inferior al 15%.
- Inyecciones de fracturación en el aluvial, con un contenido de finos superior al 15%.

Ambos tipos de tratamientos se efectuarán con tubos manguito (TAMs), inyectando lechada de cemento y silicatos.



Figura 10. Caso 1: espesor insuficiente de arcilla de Londres sobre la clave del túnel



Figura 11. Caso 2: espesor de la cobertera menor que el diámetro del túnel

	ANTES DEL TRA'	DESPUÉS DEL					
PARÁMETROS	RIVER TERRACE DEPOSITS	ALLUVIUM	TRATAMIENTO				
s _u (kPa)	-	6-71	150				
k _v (m/s)	10 ⁻³ -10 ⁻⁷	10 ⁻¹² -10 ⁻⁸	5.10-6				

Tabla 1. Parámetros a alcanzar por el terreno después del tratamiento

2.5. Distribución de los puntos de tratamiento y mediciones

En las Figuras 12 y 13 se incluyen, respectivamente, una vista en planta y una sección longitudinal de la obra con la disposición de los TAMs a través de los cuales se harán las inyecciones.

El tratamiento se dividió en las áreas y sub áreas siguientes:

Área A, entre el río Lea y el portal:

- Sub área A1: TAM verticales alrededor pozo hexagonal
- Sub área A2: TAM horizontales desde pozo hexagonal
- Sub área A3: TAM verticales dentro pozo hexagonal

Área B, bajo el río Lea:

- Sub área B1: cofferdam en el río Lea
- Sub área B2: resto del río Lea

En la Figura 14 se observa el pozo hexagonal desde el cual se ejecutaron los taladros sub horizontales que permitieron tratar la mayor parte de la zona entre el portal y el río sin tener que atravesar los obstáculos detectados en el relleno, según se aprecia en la Figura 8. Estos taladros se emboquillaron por encima del nivel freático para evitar el uso de "preventer". Asimismo, en la Figura 15 se incluye una vista del cofferdam que se construyó con tablestacas para `permitir el tratamiento en la zona del río Lea.



Figura 12. Vista en planta de la obra con la disposición de los TAMs



Figura 13. Sección longitudinal de la obra con la disposición de los TAMs



Figura 14. Pozo hexagonal desde el que se ejecutaron los taladros sub horizontales



Figura 15. Cofferdam para ejecutar los taladros en la zona del río Lea

La medición correspondiente a cada una de las áreas y sub áreas se resume a continuación:

Área A:

- Superficie a tratar: 790 m²
- Volumen a inyectar: 1.185 m³, de los cuales, aproximadamente, 1/3 corresponde a silicato de sodio y 2/3 a de lechada de cemento.

- Presiones máximas de inyección:
 - 5 bares en la terraza del río
 - 15 bares en el aluvial

Sub áreas A_i:

- Sub área A1:
 - 77 TAM verticales y sub verticales de PVC, de 7 m de longitud
 - Volumen a inyectar: 75 l/manguito y episodio
- Sub área A2:
 - 125 TAM sub horizontales de acero, de longitudes comprendidas entre 4 m y 21 m.
 - Volumen a inyectar: 85 l/manguito y episodio
- Área A3:
- 37 TAM verticales de 5 m de longitud
- Volumen a inyectar: 150 l/manguito y episodio

Área B:

- Área a tratar 880 m²
- Volumen a inyectar; 1.320 m³, de los cuales, aproximadamente, 1/3 corresponde a silicato de sodio y 2/3 a lechada de cemento.
- Presiones máximas de inyección:
 - 5 bares en la terraza del río
 - 15 bares en el aluvial

Sub áreas B_i:

- Sub área B1:
 - 152 TAM verticales divididos en:
 - 81 TAM verticales de PVC, de 10 m de longitud, entre las tablestacas. Volumen a inyectar de 50 l/manguito y episodio.
 - 25 TAM verticales de acero, de 13 m de longitud, a los lados de los túneles. Volumen a inyectar de 100 l/manguito y episodio.
 - 46 TAM verticales de PVC, de 6 m de longitud, dentro del cajón. Volumen a inyectar de 100 l/manguito y episodio.
- Sub área B2:
 - 170 TAM verticales divididos en:
 - 147 TAM verticales de PVC, de 9m de longitud, entre las tablestacas. Volumen a inyectar de 100 l/manguito y episodio.
 - 28 TAM verticales de acero, de 14m de longitud, a los lados de los túneles. Volumen s inyectar de 100l/manguito y episodio.

Los TAMs sub horizontales de acero, en la sub área A2, tienen por objeto reforzar el terreno tratado, creando un "efecto losa" que se suma a la mejora del terreno por las inyecciones. Asimismo, los TAMs verticales de acero, en las sub áreas B1 y B2, ambos lados de los túneles, tienen por objeto funcionar como unos micropilotes sobre los que se apoya "la losa de suelo tratado" creada sobre los túneles, en el río Lea.

3. EJECUCIÓN DEL TRATAMIENTO

3.1. Perforación para la instalación de los tubos manguito

Al momento de publicar este artículo se habían instalado todos los TAMs del área A y los taladros verticales, entre tablestacas, de la sub área B1.

En general, los taladros para instalar los TAMs se han perforado rotando la tubería de revestimiento y limpiando con agua a presión por dentro de dicha tubería.

En la Figura 16 se ve a la perforadora, dotada de una jaula de seguridad, preparada para hacer los taladros desde el pozo, en la 17 se aprecian los orificios hechos en las tablestacas para hacer los taladros sub horizontales (sub área A2) y en la 18 se observan los taladros verticales hechos en el fondo del pozo (sub área A3). Asimismo, en la Figura 19 aparece la perforadora ejecutando los taladros verticales alrededor del pozo hexagonal (sub área A1), en la 20 se incluye una vista de los TAMs entre tablestacas ya instalados (sub área B1) y en la 21 y la 22 se muestran, respectivamente, los TAMs de acero y de PVC utilizados.



Figura 16. Perforación de taladros en el interior del pozo hexagonal con la perforadora provista de jaula de seguridad



Figura 17. TAMs subhorizontales instalados desde el pozo hexagonal a través de orificios practicados en las tablestacas



Figura 18. Taladros verticales perforados en el fondo del pozo hexagonal



Figura 19. Ejecución de taladros verticales alrededor del pozo hexagonal



Figura 20. TAMs instalados entre las tablestacas del cofferdam y las tablestacas en la margen del río Lea



Figura 21. Vista de los TAMs de acero utilizados



Figura 22. Vista de los TAMs de PVC utilizados

La perforadora llevaba instalado un registrador de parámetros de perforación denominado Slogger, desarrollado por la División de Desarrollos Tecnológicos del Servicio Técnico de GEOCISA. Este equipo tiene una pantalla (Figura 23) en la que el perforista puede ver en todo momento los siguientes parámetros de perforación (Figura 24):

- Velocidad de avance (cm/minuto)
- Fuerza de empuje (kN)
- Par (kN.m)
- Velocidad de rotación (rpm)

A partir de los parámetros anteriores, se calculó la energía específica de perforación, en función de la cual se podía tener una idea del tipo de terreno atravesado.



Figura 23. Panel de control de la perforadora con la pantalla de control del registrador de parámetros encima


Figura 24. Salida del registrador de parámetros correspondiente a un taladro vertical alrededor del pozo

Además de lo anterior, al terminar cada taladro se hizo un control de desviación, introduciendo la sonda denominada HDAD-1 (Figura 25-a), desarrollada también por la División de Desarrollos Tecnológicos del Servicio Técnico de GEOCISA. Este equipo permite medir la posición de los taladros según las direcciones X (en el plano horizontal) e Y (en el plano vertical) mediante la determinación del desplazamiento relativo entre dos puntos separados 1.0 m (figura 25-b). Tiene una pantalla (Figura 25-c) en la que el perforista puede ver la desviación del taladro en horizontal y en vertical (Figura 25-d).

La desviación medida en los taladros se mantuvo por debajo de un 1% en horizontal y en vertical.

3.2. Inyección de los tubos manguito

La inyección se realizó utilizando un doble obturador conectado a una manguera a través de la cual le llegaba la mezcla a inyectar desde un contenedor provisto de 2 bombas (Figura 26-a), con cuatro líneas, una mezcladora y un tanque agitador (Figura 26-b).

Este contenedor contaba con un sistema automático de dosificación de las mezclas y de programación de los parámetros de inyección (presión, caudal y volumen), en función de los taladros y manguitos a inyectar (Figura 27), preparado por la División de Desarrollos Tecnológicos del Servicio Técnico de Geocisa.



Figura 25. Equipo de control de desviación de taladros HDAD-1





Figura 26. Contenedor con planta de inyección



Figura 27. Vista de las pantallas del sistema automático de programación de las inyecciones

En general, se realizaron 3 ó 4 episodios o pasadas de inyección, siendo las dos primeras con lechada de cemento y la tercera o cuarto con silicatos. Las dosificaciones empleadas fueron:

- Inyección de sellado: Agua / cemento / bentonita (en peso) w/c: 1.5/1 bentonita: 3 %
- Inyección a través de manguitos: Agua / cemento / bentonita (en peso) w/c: 1/1 bentonita: 2 %

Silicato (en volumen): 50% agua 45% silicato 5% reactivo

Las lechadas fueron sometidas a ensayos realizados en obra, como los que aparecen en la Figura 28, para determinar su densidad, su viscosidad y su exudación, y a ensayos de laboratorio para determinar su resistencia a compresión simple.





Figura 28 (I). Resultados de los ensayos de densidad (a) y de viscosidad (b)



Figura 28 (II). Resultados de los ensayos de exudación (c)

Los criterios de cese de inyección empleados se resumen a continuación:

- Volumen máximo de inyección: 70 litros/válvula/episodio
- Presión máxima de inyección:
 - o Aluvial: 15 bares
 - Terraza del río: 5 bares
- Relación de volumen = Volumen de mezcla / Volumen de terreno
 - o Aluvial: 15-20%
 - o Terraza del río: 20-25%

A modo de ejemplo, en la Tabla 2 se incluye un resumen de los parámetros del tratamiento correspondientes a la sub área A1.

	Aluvial			Terraza		
	V / manguito (I)	Presión (bar)	% suelo tratado	V / manguito (I)	Presión (bar)	% suelo tratado
1º episodio (cemento)	72	6,6	8,2%	72	3,2	9,7%
2 [°] episodio (cemento)	59	10,4	6,8%	66	6,0	9,5%
3° episodio (silicato)	88	12,4	9,9%	64	4,9	7,7%
4º episodio (silicato)	22	13,4	3,8%	4	5,2	0,9%
Total	241		28,7%	206		27,8%

Tabla 2. Parámetros del tratamiento (Sub área A1)

4. CONTROL DE EJECUCIÓN

El control de ejecución tuvo por objetivo verificar que el tratamiento se hacía según lo especificado e incluyó las siguientes actividades descritas en los apartados previos:

- Registro de parámetros de perforación (Figura 25)
- Control automático de los parámetros de inyección (Figuras 26 y 27)
- Ensayos de mezclas in situ (Figura 28)

Además de lo anterior, se realizó un seguimiento del tratamiento por medio del programa denominado SAI (Sistema de Auscultación Integrada), desarrollado por GEOCISA, al cual se puede acceder vía Web, para consultar todos los datos vinculados con la instalación de los tubos manguito (Figura 29) o con la ejecución de las inyecciones (Figuras 30 y 31).

También se llevó a cabo un control de movimientos en la zona tratada (Figuras 32 y 33) para verificar que no se superaran los umbrales de alarma que aparecen en la Tabla 3.



Figura 29. Pantalla del programa SAI con datos sobre la instalación de los tubos manguito en la sub área A2

5. CONTROL DE RESULTADOS

El control de resultados se basó en los siguientes trabajos:

- Anáisis de los registros de admisión de mezcla y de presión en cada episodio, los cuales permitieron comprobar que se alcanzaron las relaciones de volúmenes especificadas para la terraza del río y las presiones de cierre indicadas para el aluvial.
- Ensayos de penetración dinámica y estática, para verificar que la resisltencia a compresión simple era superior al mínimo especificado (300 kPa).



Figura 30. Pantalla del programa SAI con los volúmenes de inyección en la sub área A1



Figura 31. Pantalla del programa SAI con las presiones de inyección en la sub área A1



Figura 32. Control de movimientos en el área tratada

Tabla 3. Umbrales de	alarma para el	cable de 400 kV
----------------------	----------------	-----------------

	Movimiento vertical, mm
Pre-verde	17
Verde	30
Ámbar	38
Rojo	47



Figura 33. Resultados del control de movimientos: a- Durante la perforación de los taladros sub horizontales (Sub área A2); b- En función de la distancia al pozo hexagonal (Sub área A1) y c- En función de los episodios de inyección (Sub área A1)

- Taladros a destroza con registro de parámetros, en las zonas tratadas, para mostrar el aumento significativo de la energía específica de perforación a causa del tratamiento con inyecciones.
- Ensayos Lefranc, en los taladros anteriores, para verificar que el coeficiente de permeabilidad de la terraza del río era inferior al máximo especificado (5x10⁻⁶m/s).

La información obtenida con este control permitió concluir que el terreno tratado cumplía con los requisitos de resistencia al corte no drenada (aluvial con $s_u > 150$ kPa) y de permeabilidad (terraza del río con $k < 5 \times 10^{-6}$ m/s) fijados en el proyecto.

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES:

En la zona entre el portal de lanzamiento de las tuneladoras y el río Lea, dentro del contrato C-305 de las obras de CROSSRAIL, en Londres, se diseñó un tratamiento del terreno en función del espesor de arcilla de Londres y de la cobertera de tierras sobre la clave de los túneles.

El objetivo de este tratamiento era disminuir la permeabilidad de la terraza del río y mejorar la resistencia del aluvial por medio de inyecciones de impregnación y de fracturación, respectivamente.

Este tratamiento se efectuó con tubos manguito de PVC y de acero, a través de los cuales se inyectaron lechadas de cemento y de silicatos, en varios episodios, hasta alcanzar unos volúmenes y presiones prefijados.

Debido a las características del lugar, fue necesario instalar los tubos manguito en una combinación de taladros verticales y horizontales desde pozo, para poder lograr tratar le terreno adecuadamente.

Durante la realización de los trabajos y con el objeto de verificar que los mismos se llevaban a cabo según las especificaciones, se realizó un control de ejecución que incluyó los siguientes trabajos:

- Registro de parámetros de perforación
- Control de las desviaciones de los taladros
- Control automático de los parámetros de inyección
- Ensayos de mezclas in situ y en laboratorio
- Control de movimientos y comparación con los umbrales de alarma
- Utilización del programa de seguimiento, SAI

Al finalizar las inyecciones en cada área se realizó un control de resultados que incluyó:

- Análisis de los registros de admisión de mezcla y de presión en cada episodio
- Ensayos de penetración dinámica y estática
- Taladros con registro de parámetros de perforación, en las zonas tratadas
- Ensayos Lefranc en los taladros anteriores

Los datos obtenidos con este control permitieron concluir que el terreno tratado cumplía con los requisitos de resistencia al corte no drenada (aluvial con $s_u > 150$ kPa) y de permeabilidad (terraza del río con $k < 5 \times 10^{-6}$ m/s) establecidos en el diseño.