

El Modelo Numérico de Predicción de Asientos para la ampliación del Metro de Madrid

Luis Medina Rodríguez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Área de Ingeniería del Terreno. ETS Ingenieros de Caminos (La Coruña)

Manuel J. Melis Maynar

Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, M.Sc, MBA

Dir. Gral. Infraestructuras, Consejería de Obras Públicas, Comunidad de Madrid. Presidente, Metro de Madrid

RESUMEN

El artículo describe el modelo numérico desarrollado para la estimación de las subsidencias originadas por los túneles de la reciente Ampliación del Metro de Madrid. El modelo, basado en los esquemas de diferencias finitas del código FLAC 3D de Itasca, permite simular todas las características de los equipos EPB y realizar los análisis de sensibilidad necesarios.

ABSTRACT

This paper describes in detail the numerical model developed by the authors for the subsidence estimation of the Madrid metro Extension tunnels. The finite-difference model is based in the code FLAC 3D from Itasca, and allows a complete simulation of all details of the EPB boring machines used in the extension.

INTRODUCCIÓN

La excavación subterránea introduce una alteración del estado tensional del terreno, lo cual lleva asociada una generación de movimientos en zonas relativamente próximas a fin de restablecer el equilibrio tensional del suelo. Este hecho ha sido comprobado en numerosas ocasiones, con motivo de la construcción de túneles de metropolitano y ferrocarril, midiendo los movimientos superficiales originados por la excavación. En estos casos se han medido asientos que van desde pocos milímetros hasta varios decímetros. Además, el fenómeno se extiende a una distancia del eje del túnel que puede llegar hasta 10 veces el diámetro del mismo.

Estas deformaciones que se producen en superficie, originadas por alteraciones en el equilibrio interno del terreno y no por sobrecargas directamente aplicadas en ella, constituyen el fenómeno denominado **subsidencia**.

Los mencionados desplazamientos tienen, simplificada-mente, un carácter radial hacia el centro del túnel y pueden afectar a los edificios próximos si sus magnitudes son suficientes para que, al experimentarlos las cimentaciones, se originen deformaciones peligrosas en las estructuras. Aunque generalmente se presta mayor atención a los movimientos de la superficie, por su gran repercusión en cimentaciones superficiales, no debe olvidarse que en el interior del terreno se inducen movimientos considerables que pueden afectar, también,

a cimentaciones profundas. Además de los asientos, que son los movimientos que más habitualmente se evalúan, deben ser considerados los movimientos horizontales, cuya influencia suele ser más dañina.

Los movimientos finales son función de un gran número de variables, como la geometría del problema, heterogeneidad del terreno, presencia de agua, proceso constructivo, deformabilidad relativa entibación-terreno y su evolución en el tiempo, los huecos entre terreno y sostenimiento, el tiempo que transcurre hasta que se realizan las inyecciones de contacto, etc.

La estimación teórica de estos asientos resulta extremadamente difícil por la gran cantidad de variables que intervienen en el fenómeno (teniendo en cuenta además que se trata de un problema tridimensional y variable en el tiempo). Siempre deben asumirse algunas hipótesis empíricas acerca del comportamiento del suelo, incluso cuando se opte por abordar el problema con métodos numéricos, que son los que permiten mayor versatilidad y la inclusión de mayor número de variables.

Existen métodos teóricos, empíricos y numéricos que permiten estimar, de forma aproximada, la ley de movimientos verticales de la superficie del terreno, de forma que pueda analizarse su influencia sobre las cimentaciones de edificios próximos a la excavación subterránea.

Los métodos teóricos (Sagaseta, 1987; Verruijt y Booker, 1996; Loganathan y Poulos, 1998) y semiempíricos (Peck, 1969; Oteo y Moya, 1979) son sencillos de aplicar y útiles para obtener primeras aproximaciones, aunque no por ello poco realistas, al problema de la estimación de los movimientos producidos por la excavación de túneles. Sin embargo, cualquiera de estos métodos introduce una serie de supuestos que pueden significar grandes diferencias con la realidad:

- ▼ a) No tienen en cuenta la estratigrafía del terreno ni su posible heterogeneidad y anisotropía.
- ▼ b) No tienen en cuenta el estado tensional original del suelo.
- ▼ c) La situación del punto de inflexión, i , se fija a partir de la extrapolación de otros casos observados, en ocasiones muy distintos al que se está estudiando.
- ▼ d) El cálculo de la pérdida de sección, V_0 , o del volumen de asientos, V_S , se suele realizar sin tener en cuenta la posición de la superficie del terreno y también a partir de la extrapolación de medidas procedentes de anteriores túneles.
- ▼ e) No se tiene en cuenta el proceso constructivo, ni siquiera la velocidad de excavación y colocación del revestimiento.
- ▼ f) No consideran la plastificación progresiva del terreno, o su comportamiento reológico en general.
- ▼ g) No se obtiene información sobre los desplazamientos horizontales del suelo.

La repercusión de las obras subterráneas justifica un análisis más a fondo de la cuestión; es preciso recurrir a los métodos numéricos (diferencias finitas y elementos finitos), que permiten analizar un caso particular cualquiera, teniendo en cuenta los diversos factores enumerados anteriormente.

Los estudios más destacables en el campo de los modelos numéricos son los llevados a cabo por Sagaseta y Oteo (1974), Sagaseta *et al.* (1980), Oteo (1993), Mair *et al.* (1981), Rowe y Kack (1983) y Benmebarek *et al.* (1998).

El Estado del Conocimiento de esta línea de investigación puede consultarse en Medina (2000).

2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE EXCAVACIÓN

2.1. Introducción

Si se analizan los movimientos originados por la perforación con tuneladoras, en las distintas obras que han sido instrumentadas hasta la fecha, puede verse que dependen de manera muy importante de las diversas etapas de la construcción del túnel y de los parámetros de la tuneladora. De esta forma, los métodos de previsión empíricos y las aproximaciones numéricas que simulen únicamente el estado final (análisis en deformación plana) son insuficientes cuando se pretende abordar un problema concreto de una forma más rigurosa.

Es necesario, por tanto, decidir qué etapas del proceso constructivo repercuten de forma más significativa en los movimientos del suelo, para pasar a continuación a modelarlas de la forma más fidedigna posible.

Benmebarek *et al.* (1998) concluyeron que los fenómenos, relacionados con el proceso constructivo, que más repercuten en los movimientos son la presión de tierras en el frente, la sobreexcavación (espacio comprendido entre la excavación y la tuneladora), la velocidad de avance del frente y la acción del sostenimiento.

Precisamente estos factores son a los que más atención se ha prestado en la elaboración del modelo numérico desarrollado y que a continuación se va a describir.

Para representar correctamente el problema debe tenerse en cuenta el efecto tridimensional del mismo. Los medios de cálculo actuales hacen ya posible este tipo de planteamiento con notable rigor, sin tener que recurrir a las comprometidas, y frecuentemente poco realistas, simplificaciones que han caracterizado y limitado los intentos precedentes.

2.2. Programa numérico empleado

La modelización numérica del proceso de excavación mediante EPB de los túneles correspondientes a la Ampliación del Metro de Madrid se ha llevado a cabo con el programa comercial FLAC^{3D} (Medina, 2000).

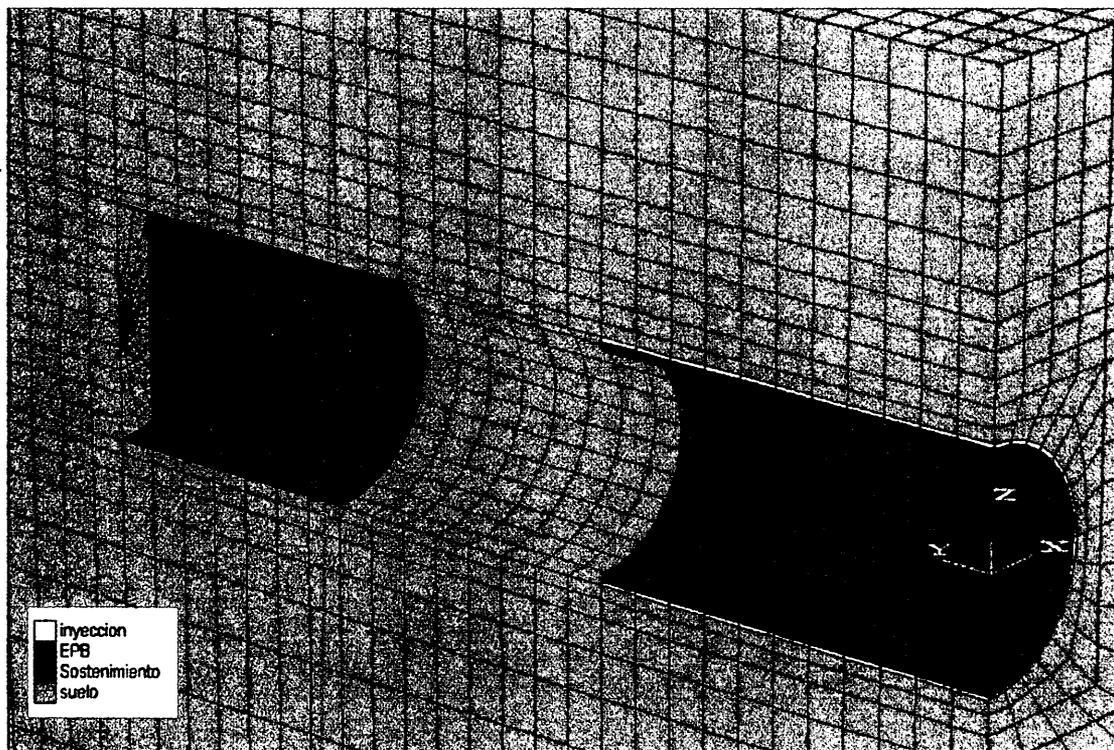


Figura 1: Sistema de ejes cartesianos, malla adoptada y esquema del proceso de excavación mediante EPB.

Windows (Windows 95, 98 ó NT) como en entorno DOS

2.3. Modelo geométrico y mecánico del suelo

Para la simulación por diferencias finitas del proceso de excavación de un túnel mediante tuneladora de presión de tierras se ha adoptado un dominio de suelo cuyas principales características se desarrollan a continuación.

El sistema de ejes cartesianos adoptado es el siguiente (figura 1): el eje y coincide con el eje del túnel, y su sentido es el de avance de la tuneladora; el eje z es vertical y con sentido ascendente; el eje x está orientado de forma que el triedro resultante sea dextrógiro. El origen de coordenadas se ubica en la sección de comienzo de la malla. Por simetría del problema, únicamente se ha estudiado el semiespacio $x \geq 0$.

A partir de los resultados alcanzados en las publicaciones disponibles y de la realización de diversas simulaciones con el modelo, se han establecido las dimensiones más adecuadas para la malla (figura 2):

- ▼ Longitud de la malla = $4D + H + D$ (m)
- ▼ Anchura de la malla = $3H$ (m)
- ▼ Altura de la malla = $H + 4D$ (m)

Siendo D el diámetro del túnel y H la profundidad

FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) es un programa tridimensional, que emplea un esquema explícito de diferencias finitas, y que permite simular el comportamiento elasto-plástico de suelos, rocas u otros materiales estructurales. FLAC^{3D} está escrito en ANSI C++ y puede ejecutarse en un PC compatible tanto en entorno

siguiente (figura 1): el eje y coincide con el eje del túnel, y su sentido es el de avance de la tuneladora; el eje z es vertical y con sentido ascendente; el eje x está orientado de forma que el triedro resultante sea dextrógiro. El origen de coordenadas se ubica en la sección de comienzo de la malla. Por simetría del problema, únicamente se ha estudiado el semiespacio $x \geq 0$.

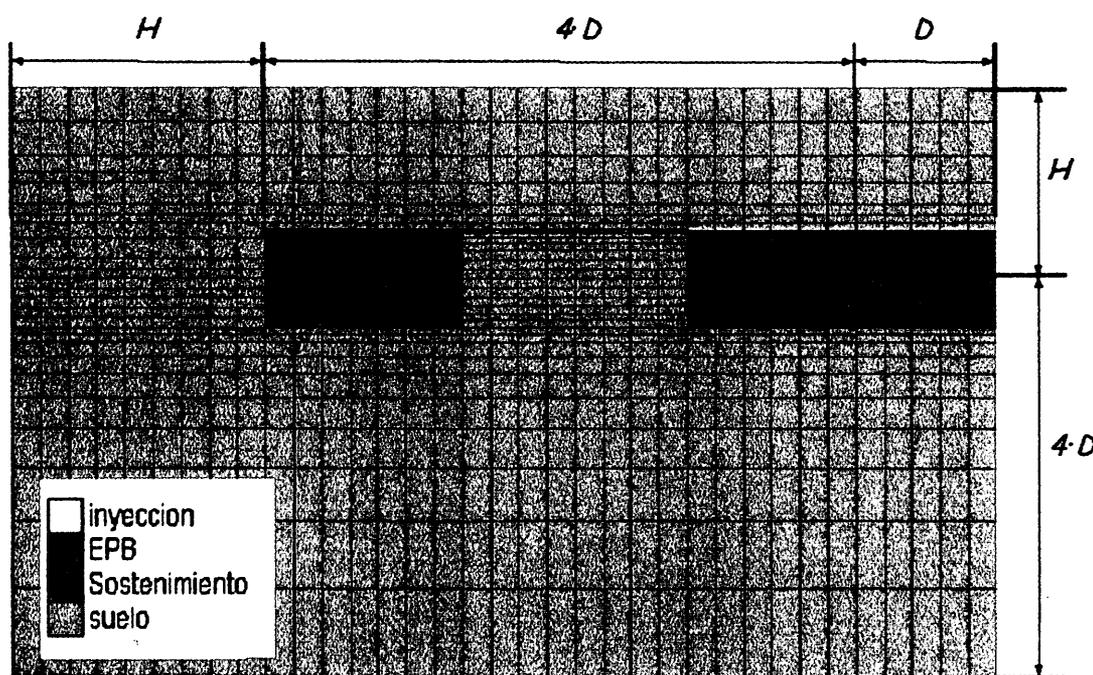


Figura 2: Dimensiones adoptadas para la malla.

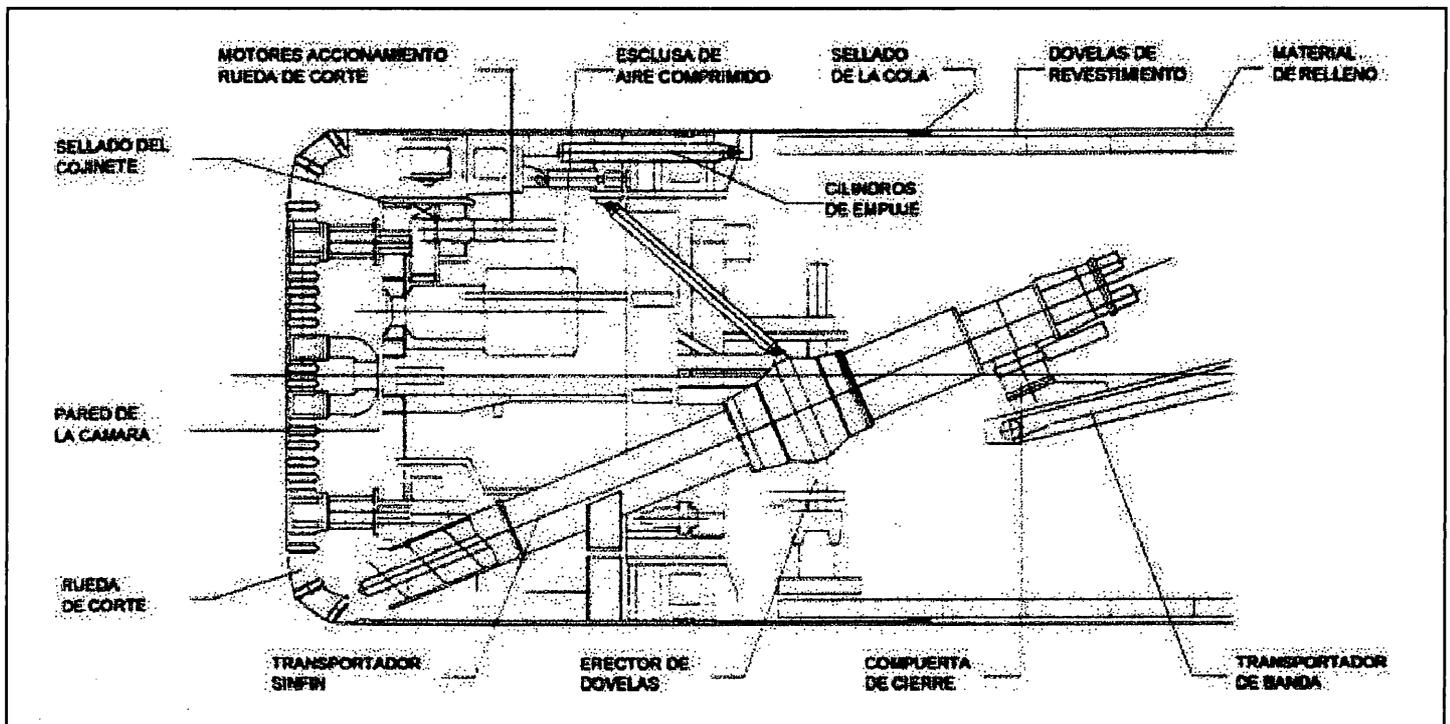


Figura 3: Esquema de una tuneladora de presión de tierras (EPB).

dad a la que se encuentra el eje del mismo. El plano $y = D$ es donde se estudian los movimientos finales del suelo tras el paso de la tuneladora; de esta forma se evitan las posibles perturbaciones ocasionadas por el borde de la malla $y = 0$.

En cuanto a la discretización del medio en elementos, en las secciones perpendiculares al eje del túnel, se ha seguido el criterio general de aumentar la densidad de la malla en aquellas zonas que presenten mayores gradientes de tensiones (las proximidades del túnel, en concreto). También es más tupida por encima que por debajo del eje, ya que es allí donde ocurren los fenómenos que más interesa conocer y los que, por lo tanto, con mayor precisión deben ser reproducidos.

Con esta discretización y las dimensiones justificadas anteriormente, el número aproximado de elementos de la malla es 11,000, y el de nodos unos 13,000. El proceso completo de excavación se resuelve en unas 7 horas en un Pentium III a 750 MHz y 256 MBytes de RAM.

Los modelos constitutivos que se han empleado en la modelización han sido los siguientes:

- ▼ Modelo elástico lineal, con módulos de deformación obtenidos a partir de ensayos triaxiales con muestras bloque inalteradas.
- ▼ Modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb, con los parámetros resistentes obtenidos a partir de ensayos triaxiales con muestras bloque inalteradas.

▼ Modelo de Estado Crítico Cam-Clay Modificado, con los parámetros obtenidos a partir de correlaciones empíricas.

Sin embargo, para los terrenos analizados, muy rígidos y con tensiones de rotura elevadas, la utilización de un modelo elasto-plástico frente al modelo elástico-lineal se ha comprobado que no aporta considerables ventajas, puesto que la zona de suelo que plastifica es pequeña, afectando sólo a los elementos colindantes a la excavación y repercutiendo de modo poco significativo en los movimientos del terreno. De esta forma, los resultados que se presentan en este trabajo corresponden únicamente a los modelos elástico y Cam-Clay.

El estado tensional inicial del suelo se determina, para cada profundidad h desde la superficie, mediante las relaciones:

$$\sigma_z(h) = \int_0^h \rho(z) \cdot g \cdot dz \quad [1]$$

$$\sigma_x(h) = \sigma_y(h) = \sigma_z(h) \cdot K_0 \quad [2]$$

Siendo K_0 el coeficiente de empuje al reposo, que puede obtenerse, por ejemplo, a partir de la conocida ecuación de Atterberg:

$$K_0 = K_{0nc} \cdot OCR^{\beta} \quad [3]$$

Donde K_{0nc} es el coeficiente de empuje al reposo para el caso en que el suelo esté normalmente consolidado; OCR (*OverConsolidation Ratio*) es el grado de sobreconsolidación del suelo y β es un parámetro que depende del suelo.

2.4. Modelo del proceso de excavación mediante EPB

Se ha supuesto que el avance de la tuneladora es discontinuo; es decir, que se excavan instantáneamente cilindros de túnel de longitud igual a la de los anillos del revestimiento. Tras la excavación de cada uno de estos bloques, se permite el reajuste del estado tensional en la malla.

El modelo permite decidir si la perforación se lleva a cabo con frente abierto (sin presión de tierras) o con frente cerrado (presurizando las tierras contenidas en la cámara frontal de la EPB para evitar problemas de inestabilidad en dicho frente).

Se ha optado por la opción de grandes deformaciones (se trabaja con la geometría deformada de la malla). Con el tipo de suelos que se está tratando y las técnicas de excavación empleadas, no se producen movimientos tan importantes en el terreno que justifiquen esta decisión; sin embargo, el objetivo fundamental del empleo de grandes deformaciones es conseguir una simulación más correcta de la interacción entre tuneladora y suelo.

Para finalizar, se ha reproducido la forma troncocónica de la tuneladora.

En cada desplazamiento de la tuneladora, o cada paso de excavación, se efectúan las operaciones que se describen a continuación (ver figuras 1, 2, 3 y 4).

- ▼ a) Eliminación de los elementos correspondientes al frente del túnel (en una longitud correspondiente a un anillo).
- ▼ b) Generación de una interfaz en la superficie libre originada por la excavación. Al trabajar en el modo de grandes deformaciones, la malla se deforma; la interfaz creada permite detectar y reproducir los correspondientes esfuerzos entre las mallas de la tuneladora y el suelo cuándo y dónde las mismas entren en contacto.
- ▼ c) Avance de la tuneladora una distancia igual a la longitud de túnel excavada.
- ▼ d) Aplicación de la presión de inyección, tras el paso de la tuneladora, sobre las paredes del túnel.

A poca distancia de la cola de la EPB la inyección está sin fraguar (no tiene rigidez), por lo que el sostenimiento aún no puede recibir los empujes del suelo. Se supone que la inyección fragua a las 12 horas de ponerse en obra. Como el avance medio de la EPB puede estimarse en 1 m/hora (Melis Maynar *et al.*, 1997), la zona en la que se aplica la

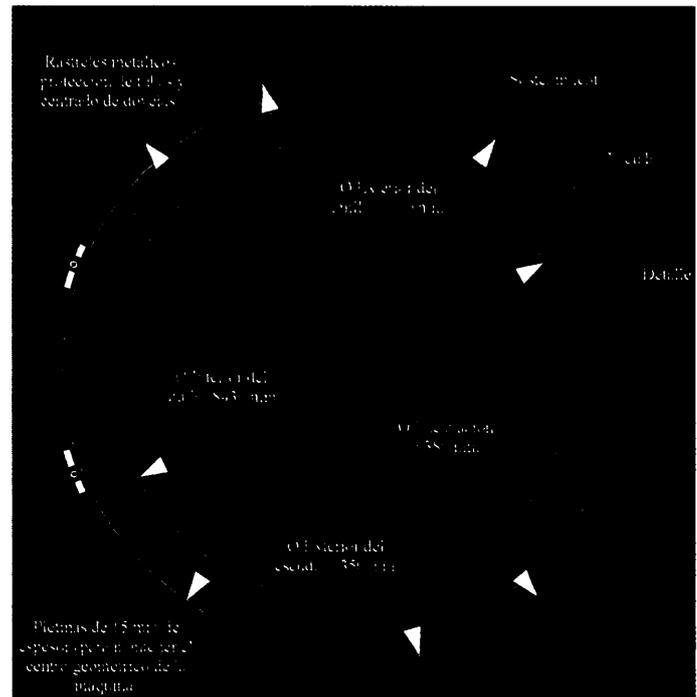


Figura 4a: Elementos que intervienen en el proceso de excavación.

presión de inyección, manteniendo 'inactivo' el sostenimiento se toma igual a 12 metros.

La inyección del hueco existente entre la sección de excavación y el trasdós de las dovelas (*gap*) tiene una doble finalidad, por una parte minimizar la pérdida de sección (V_0) y por consiguiente reducir los asientos en el terreno circundante, y por otra generar un anillo de mortero que constituya una primera barrera de impermeabilización del túnel.

▼ e) Fraguado de la inyección a 12 metros de la cola de la EPB. A partir de esta distancia, se aplican los parámetros elásticos correspondientes a la inyección endurecida. De esta forma, el suelo puede ya transmitir esfuerzos sobre el sostenimiento.

▼ f) Generación de los elementos que modelan los anillos.

▼ g) Aplicación de la presión de tierras en el frente (en el caso de que se trabaje con frente cerrado y se emplee dicha presión para mejorar las condiciones de estabilidad del frente).

▼ h) El peso del *Back-up* de la tuneladora se añade al peso de los anillos del sostenimiento, en el tramo de túnel correspondiente a la longitud de aquél.

Un aspecto importante en la modelización de la excavación es la determinación del *gap* entre excavación y sostenimiento, y la holgura entre excavación y tuneladora (figura 4). El diámetro de la tuneladora es ligeramente inferior al de la excavación (unos 30 mm). A este hueco se le denomina holgura. Para mantener el 'centro geométrico' de la máquina (que no se vaya

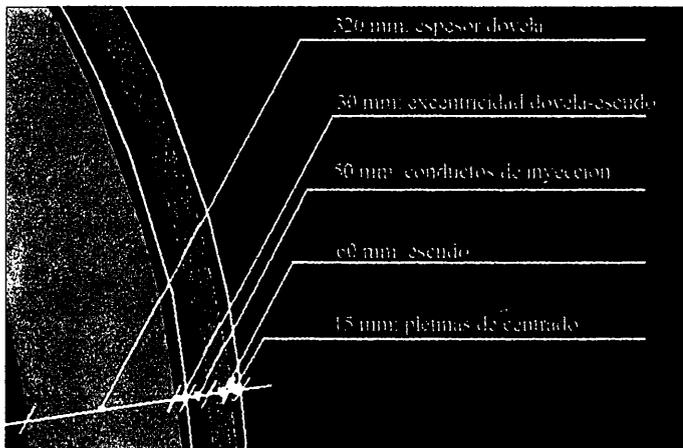


Figura 4b: Detalle.

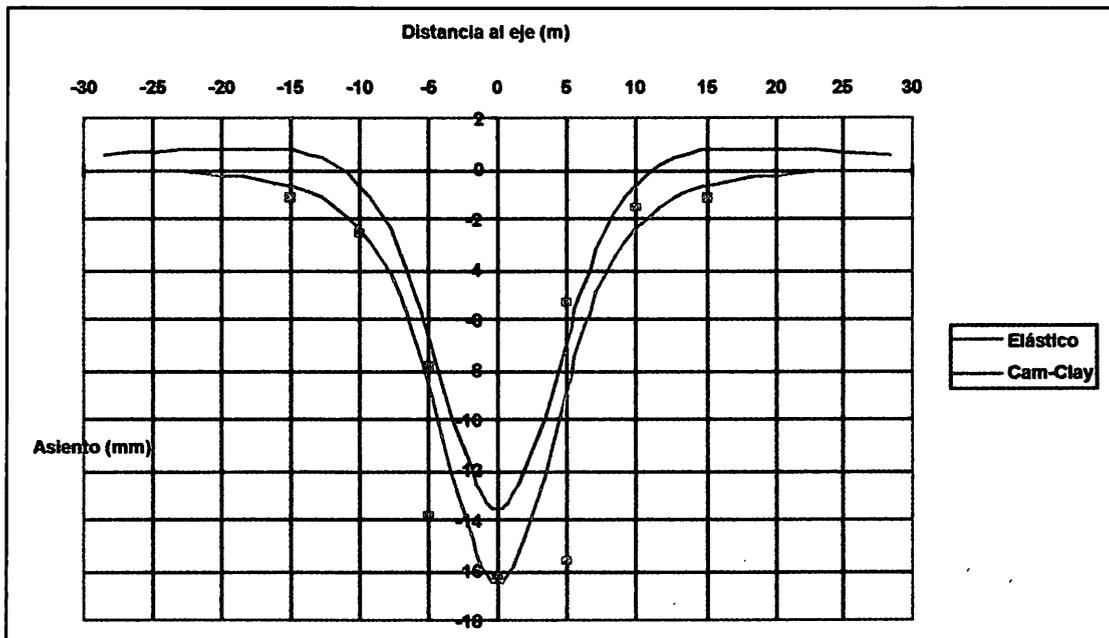
hacia el interior de la Tierra), a la zona en contacto con el suelo se le han soldado unas pletinas de 15 mm de espesor.

El *gap* se determina como diferencia entre el diámetro de la excavación y el diámetro exterior del anillo (en túneles de 9.38 metros de diámetro, su magnitud es de 310 mm).

3. VALIDACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

Para validar el modelo desarrollado se ha simulado la excavación de los túneles a través de diversas secciones instrumentadas correspondientes a la Ampliación del Metro de Madrid (1995-1999). El trabajo se ha centrado, lógicamente, en las líneas que han sido ampliadas con tuneladoras.

Figura 5: Línea 4-1, PK 0+220. Asientos en superficie.



La comparación entre movimientos previstos y medidas procedentes de los instrumentos de auscultación se ha centrado en los siguientes puntos:

- ▼ a) Movimientos verticales en superficie.
- ▼ b) Movimientos verticales profundos.
- ▼ c) Movimientos horizontales profundos en dirección perpendicular al avance.
- ▼ d) Evolución temporal de asientos en superficie.

A continuación se reproducen los resultados obtenidos para algunas de las secciones analizadas.

Línea 4-1, PK 0+220

La profundidad del eje es de 9.5 metros y la presión de tierras en esta zona fue de 220 kPa. La instrumentación disponible consiste en 9 hitos de nivelación. En la figura 5 puede verse la comparación entre medidas reales y las procedentes de la modelización numérica.

En lo que sigue, las medidas procedentes de la instrumentación se van a representar por puntos y los resultados de la simulación por líneas continuas. Si en la gráfica sólo se compara un tipo de medida (asientos, evolución de asientos, movimientos según *x*, movimientos según *z*) se representarán en rojo las medidas reales y en azul las previstas. Si se comparan varios tipos de medida, en la leyenda correspondiente se indicará el significado de los símbolos empleados.

La aproximación elástica produce un comportamiento poco realista para esta sección. Los levantamientos que prevé, a partir

de una distancia al eje de 10 metros, son originados por la relajación de tensiones que supone la excavación del túnel. Como los módulos en descarga, en el modelo elástico, son iguales a los de carga, el suelo bajo los anillos de sostenimiento se deforma mucho más de lo que ocurre en la realidad, empujando excesivamente al sostenimiento hacia arriba. El fenómeno se agrava como consecuencia del escaso recubrimiento del túnel en esta zona ($H = 9.5$ m).

El problema se ha solucionado con la introducción del modelo Cam-Clay modificado. Este modelo emplea distintos módulos

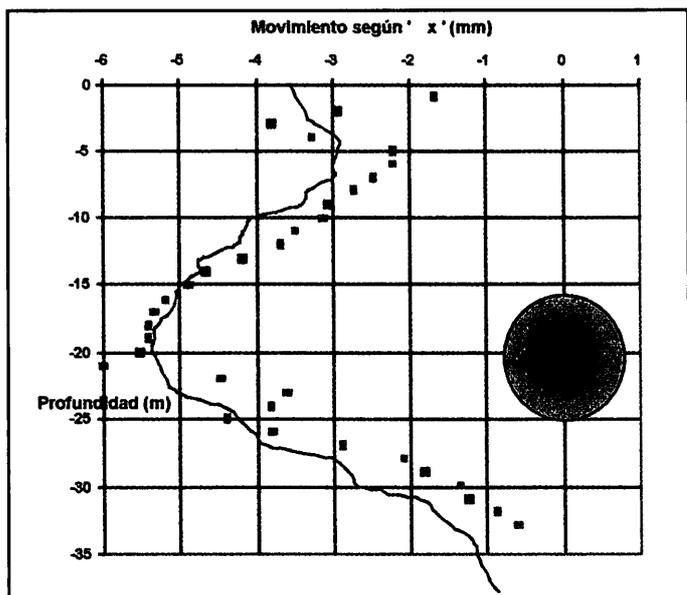


Figura 6: Línea 7-3, PK 3+087. Movimientos horizontales profundos.

en carga y descarga por lo que la relajación tensional originada en la zona bajo el túnel no produce levantamientos tan acusados como los predichos por el elástico.

Además, los resultados obtenidos son, cuantitativamente, más ajustados a la realidad que los de la aproximación elástica, debido probablemente a que el terreno ha plastificado en las proximidades del túnel, y este fenómeno no es contemplado por la teoría elástica.

Línea 7-3, PK 3+087

El eje discurre en esta sección a una profundidad de 20 m. La presión de tierras que aplicó la tuneladora fue de 40 kPa.

Se han reproducido los movimientos que experimentó 1 un inclinómetro situado a 8.5 metros de distancia del centro del túnel. En la figura 6 se muestran los movimientos medidos y los previstos.

Para la simulación se ha empleado el modelo elástico y el ajuste ha sido correcto.

PK 4+617

La profundidad del eje en la sección correspondiente al PK 4+617 es de 15 m. No se empleó presión de tierras.

Se han examinado los movimientos producidos en 6 hitos de

nivelación. Las medidas reales y las obtenidas a partir del modelo numérico se adjuntan en la figura 7.

Los resultados obtenidos mediante la aproximación elástica para los asientos en superficie son muy adecuados. En esta sección existe un considerable espesor de rellenos (unos 7 m). Estos materiales, al ser muy deformables, absorben con gran facilidad los empujes ascendentes transmitidos por los anillos (ocasionados por el entumecimiento de las capas de suelo bajo la solera). De esta forma, no se propagan hasta la superficie del suelo, como ocurre cuando los materiales sobre la clave son más rígidos.

Línea 7-4, PK 0+590

En la sección correspondiente al punto kilométrico 0+590 la profundidad del eje es de 20 m. El valor de la presión de tierras fue 190 kPa.

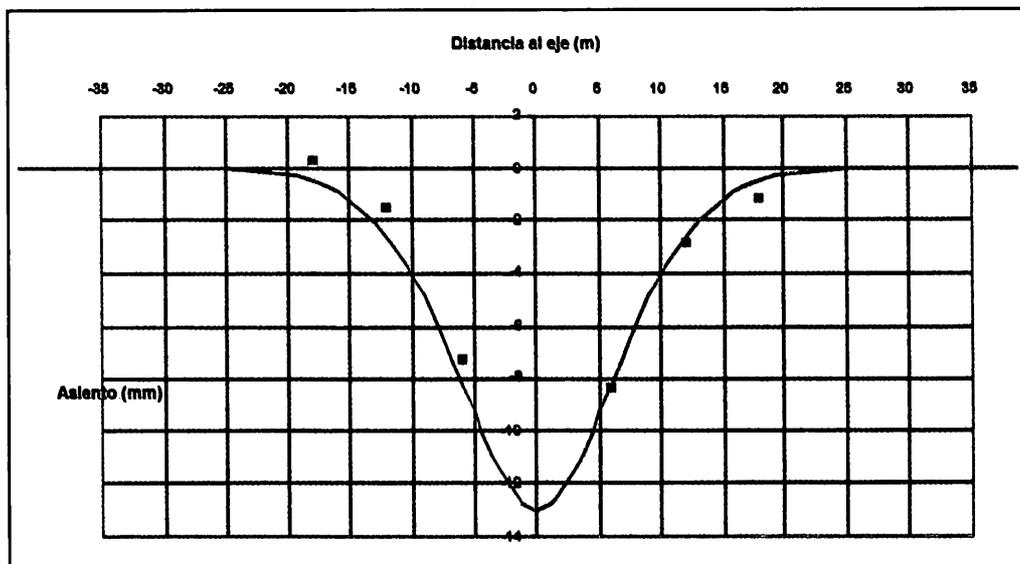
En esta sección se ha examinado el comportamiento de un inclinómetro, situado a 6 m del eje. En la figura 8 se han representado los movimientos reales y los obtenidos a partir del modelo numérico.

La simulación se ha llevado a cabo con el modelo elástico. La previsión de movimientos horizontales profundos a una distancia del eje de 6 metros es aceptable, aunque en los diez metros más superficiales los errores son del orden de 3 mm.

Línea 7-4, PK 1+640

La superficie de suelo se encuentra a la cota 664.1 m, y la del eje es la 650.2 m; es decir, $H = 13.9$ m. La presión de tierras empleada en la sección fue de 280 kPa. En esta zona existe un espesor muy importante de rellenos (vertidos incontrolados) sin compactar.

Figura 7: Línea 7-3, PK 4+617. Asientos en superficie.



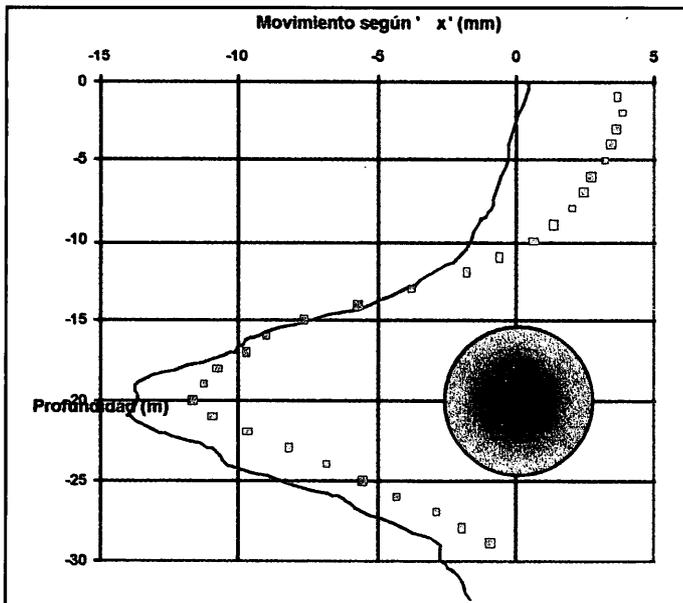


Figura 8: Línea 7-4, PK 0+590. Movimientos horizontales profundos.

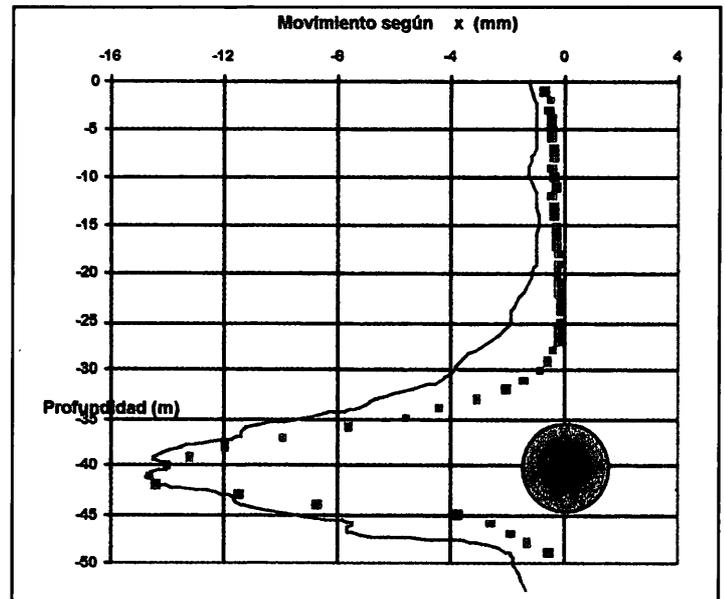


Figura 10: Línea 7-4, PK 2+106. Movimientos horizontales profundos.

Se han analizado los movimientos de 7 hitos de nivelación. La comparación entre las medidas reales y las previstas se refleja en la figura 9.

Los asientos previstos con el modelo Cam-Clay son adecuados. El elástico, minusvalora los movimientos; sin embargo, al existir un espesor importante de rellenos sobre la clave, los levantamientos del sostenimiento no se transmiten a la superficie.

Línea 7-4, PK 2+106

A la altura del PK 2+106, el eje tiene una profundidad de 40 m. A su paso por esta sección, la presión de tierras fue de 260

kPa. Esta zona, correspondiente al paso bajo la calle Cardenal Herrera Oria, es la de máxima cobertura de la Línea 7-4.

Se han sometido a estudio un inclinómetro instalado a 6 metros de distancia del eje. Los datos proporcionados por el mismo y los movimientos estimados numéricamente se han representado en la figura 10.

Los cálculos se han realizado admitiendo la hipótesis de comportamiento elástico. La estimación obtenida es satisfactoria.

Línea 8-2, PK 3+921

En la sección correspondiente al PK 3+921 el eje del túnel está situado a una profundidad de 16.8 m. La tuneladora, a su paso por la misma, empleó una presión de tierras de 100 kPa. En esta zona se ejecutaron pozos de descontaminación, sobre los jardines de AENA.

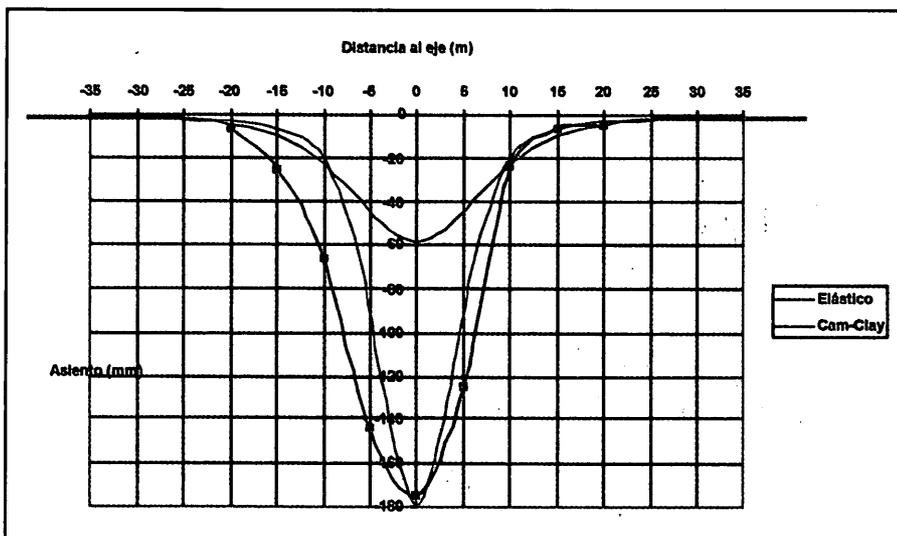
Se ha analizado un extensómetro incremental colocado en la vertical del eje. Los movimientos experimentados por este instrumento de auscultación y los previstos a partir del modelo se comparan en la figura 11.

La aproximación conseguida mediante el modelo elástico ha sido aceptable.

Línea 8-2, PK 4+310

La sección correspondiente al PK 4+310 está situada en la plataforma de las vías de RENFE. La profundidad del eje del túnel es de 15 m, y la presión de tierras empleada fue de 100 kPa. El trazado pasa bajo unas tuberías

Figura 9: Línea 7-4, PK 1+640. Asientos en superficie.



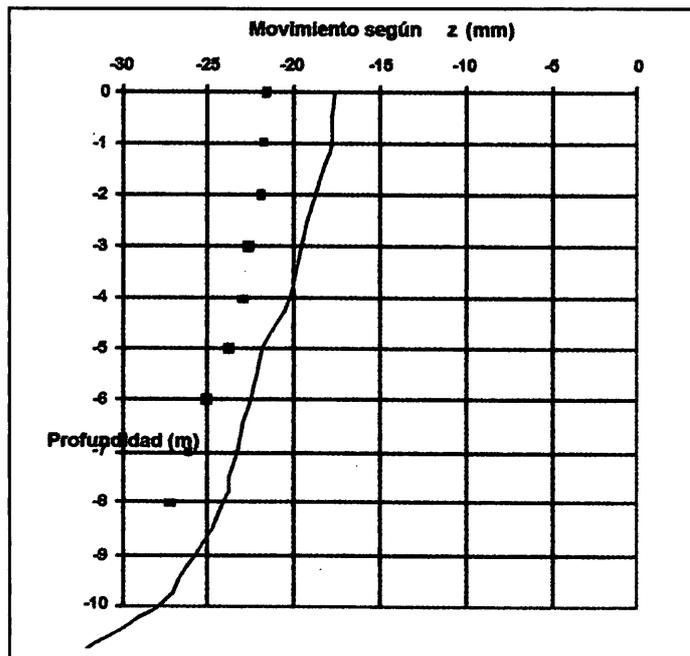


Figura 11: Línea 8-2, PK 3+921. Movimientos verticales profundos.

de conducción de HCl, por lo que las condiciones de ejecución debieron cuidarse de forma especial.

La instrumentación objeto de estudio se compone de 7 hitos de nivelación y 6 extensómetros de varilla, dos de estos últimos situados en la vertical del eje y los otros cuatro a una distancia de 5 m del eje. Tres extensómetros están anclados a 4 metros de profundidad y los otros tres a 7 metros. La comparación entre medidas reales y movimientos previstos se puede ver en la figura 12.

Se ha empleado el modelo Cam-Clay para la simulación. Respecto a los asientos en superficie, se ha obtenido una buena estimación de la forma de la cubeta y de la magnitud de los asientos, con un error máximo del 14%.

La aproximación también es satisfactoria para los extensómetros de varilla, aunque menos en los dos centrales, para los que se han sobrestimado los asientos.

Puede comprobarse que, a medida que se incrementa la profundidad, el asiento máximo aumenta, la distancia del punto de inflexión al eje disminuye y la extensión de la cubeta de asientos también disminuye.

Línea 9, PK 2+260

A su paso por el punto kilométrico 2+260 el trazado del eje del túnel tiene una profundidad de 16.8 m. La tuneladora empleó una presión de tierras de 40 kPa.

Para el hito de nivelación situado sobre la clave, se dispone de varias medidas que

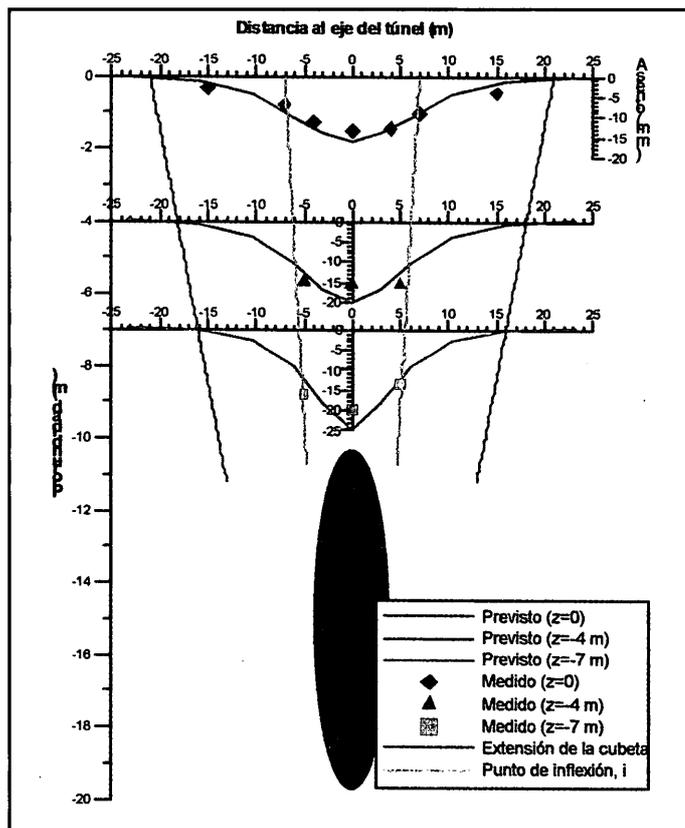
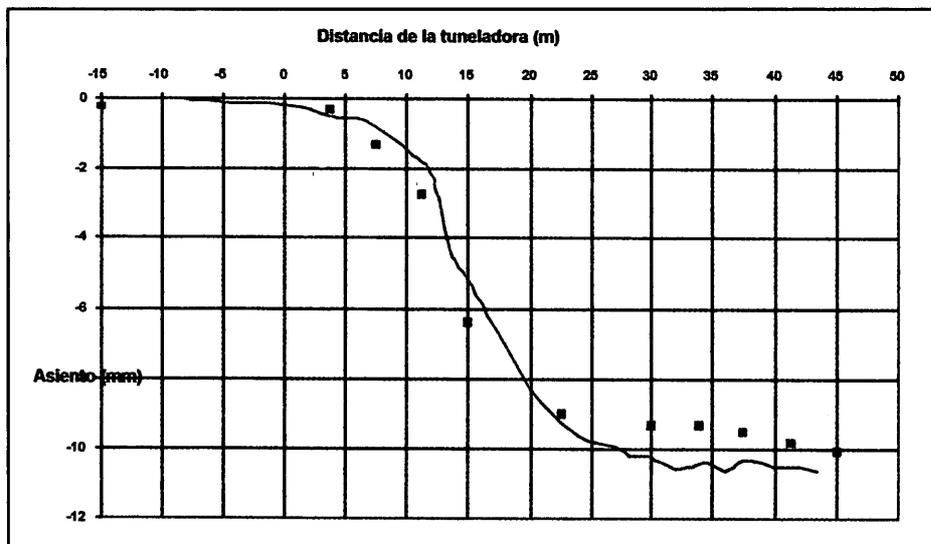


Figura 12: Línea 8-2, PK 4+310. Cubetas de asientos a distintas profundidades.

corresponden al periodo del paso del frente por la sección. Aprovechando esta oportunidad, se ha comparado la evolución de asientos reales con la obtenida del modelo numérico. El resultado puede verse en la figura 13.

La aproximación obtenida a partir del modelo elástico ha sido bastante correcta.

Figura 13: Línea 9, PK 2+260. Evolución de asientos en superficie, sobre la clave.



4. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha presentado un modelo de excavación de túneles mediante EPB, en tres dimensiones, que tiene en cuenta las principales variables que repercuten en los movimientos originados en el terreno, y que contempla las etapas del proceso constructivo.

Para los terrenos analizados, muy rígidos y con tensiones de rotura elevadas, la utilización de un modelo elasto-plástico frente al modelo elástico-lineal no aporta considerables ventajas puesto que la zona de suelo que plastifica es pequeña, afectando sólo a los elementos colindantes a la excavación y repercutiendo de modo poco significativo en los movimientos del terreno.

Se ha simulado la excavación de varias secciones instrumentadas correspondientes a la Ampliación del Metro de Madrid. Tanto los asentamientos en superficie como los movimientos profundos (horizontales y verticales) previstos se han contrastado con medidas reales.

El modelo elástico reproduce de manera aceptable los movimientos que se producen en el suelo, excepto cuando el túnel está a poca profundidad ($H < 1.5D$), en cuyo caso es más recomendable el empleo del modelo de Estado Crítico Cam clay Modificado.

La evolución de asentamientos en el tiempo ha sido adecuadamente reproducida en aquellas secciones de las que se dispone de varias medidas efectuadas durante el paso de la tuneladora.

5. UTILIDAD PRÁCTICA DEL MODELO

Otros métodos de estimación de subsidencias sólo permiten variar los parámetros resistentes del terreno y algunas variables adicionales, como por ejemplo, la posición del punto de inflexión, la profundidad adimensional H/D o el volumen de

asientos (o pérdida de suelo). Sin embargo, el modelo aquí presentado permite simular en todos sus detalles:

- ▼ a.- La geometría de la tuneladora con todos sus detalles como se ha visto más arriba
- ▼ b.- El proceso de excavación, teniendo en cuenta las presiones en cámara, las presiones de inyección, las características del material de inyección
- ▼ c.- Las características del anillo de dovelas.
- ▼ d.- La estratigrafía completa del terreno
- ▼ e.- El estado tensional del terreno previo a la excavación
- ▼ f.- Las cargas de edificios y estructuras en superficie o a profundidad
- ▼ g.- Las medidas correctoras construídas para control de asentamientos, tales como las pantallas de jet grouting o las inyecciones de compensación

Por otra parte, el hecho de que el programa FLAC 3D funcione a base de ficheros ASCII como input del proceso de cálculo, permite de forma muy sencilla el cambio de cualquiera de las hipótesis de trabajo. El mallado es también rápido y sencillo, y la potencia del lenguaje FISH permite adaptar el programa a las necesidades específicas de cada túnel. También permite realizar rápidos análisis de sensibilidad que ayudan a los proyectistas en sus estimaciones iniciales de forma muy ágil. Estas posibilidades no son frecuentes en los programas de elementos finitos que los autores utilizaron al comienzo de los trabajos de la ampliación.

En consecuencia, y dados los buenos resultados obtenidos en la correlación entre las predicciones de este modelo numérico con las medidas reales, se ha adoptado este modelo numérico basado en el FLAC 3D como estándar para la estimación de subsidencias en las siguientes Ampliaciones de Metro, y muy en concreto para el Metrosur actualmente en construcción. ■

REFERENCIAS

- Benmebarek, S., Kastner, R., Ollier, C. y Charif, A. (1998). "Auscultation et modélisation numérique du processus de creusement à l'aide d'un tunnelier". Géotechnique 48, N° 6, 801-818.
- Loganathan, N. y Poulos, H. G. (1998). "Analytical prediction for tunnelling-induced ground movements in clays". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, N° 9: 846-856.
- Mair, R. J., Gunn, M. J. y O'Reilly, M. P. (1981). "Ground movements around shallow tunnels in soft clay". Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Estocolmo, Vol. 1, 323-328.
- Medina, L. (2000). "Estudio de los movimientos originados por la excavación de túneles con escudos de presión de tierras en los suelos tosquizos de Madrid". Tesis Doctoral. Universidad de La Coruña.
- Melis Maynar, M. y varios autores más (1997). "Jornadas Técnicas sobre la ampliación del Metro de Madrid" Tomos I, II y III. Fundación Agustín de Bethencourt y Comunidad de Madrid (Consejería de Obras Públicas, Urbanismo y Transporte).
- Oteo, C. (1993). "Urban tunnels in hard soils". Int. Symp. on Indurated Soil and Soft Rocks, General Report, Vol. 3.
- Oteo, C. y Moya, J. F. (1979). "Evaluación de parámetros del suelo de Madrid con relación a la construcción de túneles". 7th Eur. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Brighton, paper f13, Vol. 3, 239-247. Traducción en el Boletín del Laboratorio de Carreteras y Geotecnia, N° 137 (1980), 27-37.
- Peck, R. B. (1969). "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. IV (State of the Art), 225-290.
- Rowe, R. K. y Kack, G. J. (1983). "A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: four case histories". Can. Geotech. J., N° 20, 299-314.
- Sagasetta, C. y Oteo, C. (1974). "Análisis de la subsidencia originada por la excavación de túneles". 1^o Simp. Nac. de Túneles, Vol. I, paper II.10.
- Sagasetta, C. (1987). "Analysis of undrained soil deformation due to ground loss". Géotechnique 37, N° 3, 301-320.
- Sagasetta, C., Moya, J. F. y Oteo, C. (1980). "Estimation of ground subsidence over urban tunnels". 2nd Conference on Ground Mov. and Structures, Cardiff, 331-344.
- Verruijt, A. y Booker, J. R. (1996). "Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane". Géotechnique 46, N° 4, 753-757.