

SOBRE LOS SISTEMAS Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO EN LA AMPLIACIÓN DEL METRO DE MADRID

GEOTECHNICAL DESIGN SYSTEMS AND PARAMETERS IN THE MADRID UNDERGROUND EXTENSION

CARLOS OTEO MAZO. Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid. carlosoteo@retemail.es

JOSÉ M^º RODRÍGUEZ ORTIZ. Prof. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid. info@gamma.e.telefonica.net

FELIPE MENDAÑA SAAVEDRA. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
S.P.I.C.C., S.L.. fmstucuman@retemail.es

RESUMEN: En el presente trabajo se muestran los diversos sistemas de diseño relacionados para el proyecto de la Ampliación del Metro de Madrid y los parámetros geotécnicos seleccionados para cada sistema, a efectos de tener en cuenta la trayectoria real de tensiones y el riesgo de fallo en cada caso. También se exponen algunos de los resultados obtenidos con estos sistemas, comparados con lo realmente medido, tanto en el caso de pantallas continuas de contención como en el de asientos medidos en el terreno durante la excavación de los túneles y en el diseño de tuneladoras.

PALABRAS CLAVE: PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE MADRID, CÁLCULO DE PANTALLAS, ANÁLISIS DE SUBSIDENCIA, TUNELADORAS.

ABSTRACT: The article refers to the different design systems employed in the Madrid Underground Extension and the geotechnical parameters selected for each system in order to consider the field stress paths and the risk of subsidence in each case. The article also compares some of the results obtained by these systems with those actually recorded, both in the case of continuous retaining walls as well as in the settlement measured in the soil during tunnel excavation and in the design of the tunnelling machines.

KEYWORDS: GEOTECHNICAL PARAMETERS, MADRID, SCREEN CALCULATION, SUBSIDENCE ANALYSIS, TUNNELLING MACHINES

1. INTRODUCCIÓN

Para que un Plan tan ambicioso como el de la Ampliación del Metro de Madrid pudiera tener resultado y batir, así, los récords mundiales de construcción de obras de Metro, tenía que ser planteado, desarrollado y gestionado con una absoluta rigurosidad y con un control férreo. Hay que intentar prever cualquier incidencia esperable en el desarrollo de las obras. Para ello se ha de:

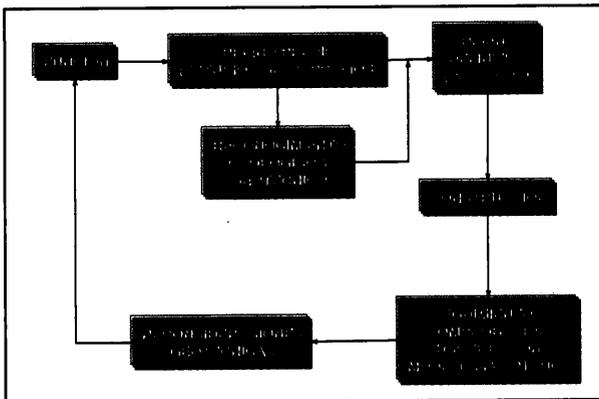
- Recurrir a maquinaria moderna de excavación de túneles, así como distribuir su uso en el espacio y en el tiempo.
- Coordinar el trabajo de las tuneladoras con la ejecución de las estaciones y tramos a cielo abierto.

- Establecer un equipo de apoyo técnico para resolver, rápidamente, tanto los problemas geotécnico-estructurales presentes durante las fases de Proyecto, como durante la construcción (Asesoramiento Básico).
- Crear un proceso de control que sirva para la toma de decisiones y conocer en cada momento la marcha de la obra, interacción con edificios y estructuras, etc.
- Contar con contratistas preparados y con suficientes recursos técnicos.

El sistema Integral de Gestión de Ingeniería Geotécnica, creado al efecto, ha tenido como objetivos los siguientes:

- Llegar a un alto conocimiento del comportamiento del terreno afectado por las obras.

Figura 1. Ciclo geotécnico en obras lineales.



- Establecer modelos de comportamiento representativos de la "realidad geotécnica".
- Poder evaluar el efecto sobre las construcciones en el entorno próximo con suficiente antelación como para tomar las decisiones adecuadas.
- Establecer un sistema de auscultación que permitiera conocer: a) El grado de seguridad de las obras. b) La idoneidad de los parámetros supuestos para el terreno. c) Los movimientos reales del terreno, etc.
- Completar el sistema de tratamiento de datos de auscultación con el de los datos procedentes de la propia construcción: Avance de los frentes de excavación, parámetros de las tuneladoras, etc. Se trataba de cerrar un ciclo como el resumido en la Fig. 1.

Todo ello se ha podido conseguir a través de dos Grupos de trabajo (MELIS et al., 2000):

- El GRUPO de ASESORAMIENTO ESPECIAL (G.A.E.), controlado directamente por la Dirección General de Infraestructura del Transporte, a través de los Servicios de Proyecto y Construcción de la Comunidad de Madrid (estos Servicios son los responsables de las Direcciones de obra) o los propios Directores de Obra. Está compuesto por un grupo de asesores especializados en temas geotécnicos y de construcción de túneles (precisamente, los autores de este artículo) cuyo trabajo se completa —cuando es necesario— por los servicios técnicos de las empresas proyectistas y constructoras o por empresas especializadas. Este Grupo ha funcionado, para temas de amplio espectro (como el diseño de las dovelas de revestimiento), a manera de Consejo Asesor. Esta Unidad proporcionaba a las Direcciones de Obra, tanto a nivel de Proyecto como de construcción:

— Definición de marcos geotécnicos: Estratigrafías tipo en cada zona, parámetros de cálculo, etc. Para ello intervenía en la planificación de los trabajos de campo (sondeos, penetrómetros, etc.).

- Asesoramiento en el diseño y cálculo de elementos fundamentales: Diseño del revestimiento prefabricado (dovelas), cálculo de pantallas continuas en estaciones, sistemas de drenaje, etc.
- Previsión de asentamientos y diseño de tratamientos del terreno, cuando fuese necesario.
- Asesoramiento en problemas constructivos: Especificaciones para el diseño de tuneladoras, empleo de sistemas tradicionales de excavación, análisis de problemas de suelos contaminados y su remediación, etc.

- La UNIDAD DE SEGUIMIENTO, AUSCULTACIÓN Y CONTROL (U.S.A.C.), que depende directamente del Servicio de Planificación de la Dirección General de Infraestructura del Transporte y que cuenta como asesores a los miembros del G.A.E. Esta U.S.A.C. tiene a su cargo el diseño de los programas de auscultación, ensayos especiales de campo, ensayos de laboratorio especiales, puesta a punto de un Sistema Integrado de Tratamiento de Datos, fijar límites de riesgo, elaboran un banco de datos geotécnicos, etc.

En este trabajo se resumen parte de los trabajos realizados por el G.A.E., en lo que respecta a definir un marco geotécnico adecuado al diseño de las obras y los sistemas de cálculo recomendados, junto con los parámetros geotécnicos adecuados a esos sistemas de diseño, incluidos los de las tuneladoras, comparando los resultados teóricos con los realmente obtenidos en la Ampliación.

2. SOBRE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

El terreno atravesado por la Ampliación del Metro de Madrid 1999-2003 incluye, prácticamente, todos los tipos geotécnicos distinguibles en Madrid y su Alfoz:

- Rellenos antrópicos, flojos y colapsables (con compresibilidad del 5-7 %).
- Sedimentos aluviales cuaternarios en vaguadas y paleocauces, de naturaleza muy dispar (limos blandos, arenas flojas, etc), compresibles.
- Los sedimentos pliocénicos en sus diversas graduaciones: a) "Arena de Miga" con menos del 25 % de finos; b) "Arena tosquiza", arena algo arcillosa con finos entre 25 a 40 %; c) "Tosco", que es una arcilla rígida.
- Sedimentos, que están constituidos por arcillas rígidas, fisuradas, grises, marrones y verdosas, miocenas, denominados localmente "peñuelas", con algo de yeso y esmectitas.

En general, puede decirse que las propiedades geotécnicas de estos materiales son muy diferentes, abarcando un

TABLA 1. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS SUELOS DE MADRID

MATERIALES	CONTENIDO DE FINOS %	LÍM. LÍQUIDO	ÍNDICE PLÁSTIC.	DENSIDAD SECA (Kg/m ³)	HUMEDAD NATURAL (%)	RESIST. A COMPR. SIMPLE (MPa)	COHESIÓN EFECTIVA (KPa)'	ROZ. INTERNO EFECTIVO (°)	MÓDULO DE DEFORM. EN EXTENSIÓN (MPa)	MÓDULO DE DEFORM. EN CARGA (MPa)
Arena de Miga	< 25	N.P. -30	N.P. -14	1800-1950	7-14	0,0,3	10-30	33-38	50-120	55-180
Arena Tosquiza	25-40	28-38	8-18	1800-1930	9-14	0,2,0,4	10-50	33-37	75-150	80-250
Tosco arenoso	40-60	30-50	10-20	1750-1880	11-16	0,3-1,0	40-100	31-35	110-180	151-350
Tosco	60-85	36-54	13-30	1700-1850	14-25	0,5-2,0	80-150	28-34	150-225	250-550
Rellenos antrópicos	10-65	N.P. -50	N.P. -20	1200-1600	5-20	0,0,05	0-5	25-28	5-8	4-6
Aluviales	20-45	20-50	10-20	1300-1650	15-35	0,0,07	30-70	27-30	7-10	6-8
Peñuelas algo alteradas	80-95	50-90	20-40	1400-1550	25-30	0,5-1,5	60-150	26-30	100-150	150-250
Peñuelas sanas	80-95	50-90	20-40	1500-1650	22-25	0,7-2,5	> 150	28-32	200-250	250-350

* Valores obtenidos en ensayos de laboratorio

amplio espectro de valores de resistencia al corte y módulo de deformación, según se trate de materiales antiguos o recientes y según el contenido de finos, que suele expresar –de forma más o menos directa– su grado de cementación.

Los materiales pliocénicos con más del 60 % de finos son prácticamente impermeables, mientras que las capas de "arena de miga" pueden ser bastante permeables, según los finos que contengan, su grado de cementación, etc. Generalmente, por eso, van asociadas a flujos de agua. Aunque en una misma vertical existan dos o más capas de "arena de miga" no suelen estar en comunicación, gracias a la alternancia con otras capas más impermeables. Esto hace que las presiones de agua en el terreno no superen los 3-10 m de columna de agua (30-100 KPa), por lo que, en principio los frentes de los túneles no tienen que soportar presiones importantes (del orden de 150-200 KPa, incluyendo la presión efectiva del terreno, y esa presión del agua).

En la Tabla 1 se han resumido las características geotécnicas de los principales tipos de suelos de Madrid: Contenido de finos, plasticidad, densidad seca aparente, humedad, resistencia a compresión simple, orden de magnitud de la resistencia al corte y orden de magnitud de los módulos de deformación en extensión y en carga. El módulo de deformación en extensión es el que debe utilizarse en los procesos de subsidencia, pues este fenómeno de extensión es el que se produce entre clave y superficie al excavar el túnel. Sin embargo, para procesos de compresión (zapatas, pilas-pilote, etc) debe de tenerse en cuenta el módulo en carga. La variación de este módulo de extensión puede verse en la Fig. 2.

3. SOBRE EL DISEÑO DE PANTALLAS

Durante el período 1995 y 1999 la Ampliación del Metro ha supuesto la entrada en servicio de 38 estaciones. De

estas estaciones, 37 han sido construidas a cielo abierto, al abrigo de pantallas continuas ("cut and cover" o método Milán), lo mismo que unos 5 km de túnel (unos 250.000 m² de pantallas).

En la Ampliación actual del Metro de Madrid (1999-2003) también se han realizado 34 estaciones, por sistema análogo, más una estación realizada con pantalla discontinua de pilotes, por no haber agua en el terreno excavado y por construirse en la Casa de Campo (Nuevo Batán, por lo que se necesitaba maquinaria de menor envergadura). Esta

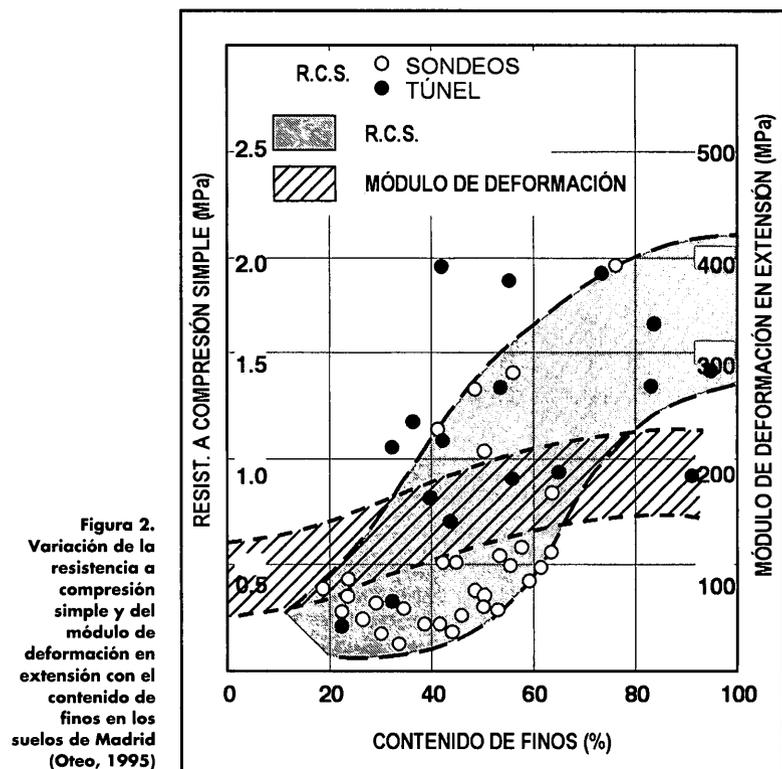


Figura 2. Variación de la resistencia a compresión simple y del módulo de deformación en extensión con el contenido de finos en los suelos de Madrid (Oteo, 1995)

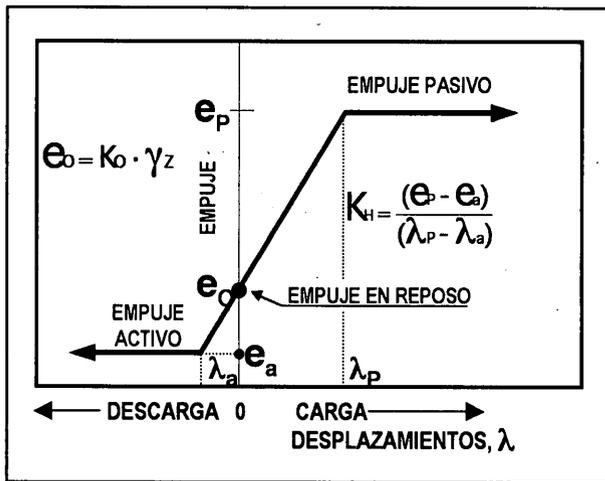


Figura 3. Relación entre el empuje de tierras y los desplazamientos para el análisis de pantallas continuas.

última técnica también se ha utilizado en obras provisionales: pozos de ataque de tuneladoras, rampas de acceso, etc. En esta ocasión se han llegado a construir más de 300.000 m² de pantalla continua.

Por todo ello, el MINTRA consideró conveniente unificar los sistemas de diseño de las pantallas continuas de forma que:

- Se analizarán los tipos de terreno de Madrid y se definirán unos grupos o estratos tipos concretos, con propiedades geotécnicas índices fácilmente definibles, estableciendo unos parámetros geotécnicos tipo.
- Se eligiera un modelo numérico para el cálculo de las pantallas, con criterios adicionales de cálculo (movimientos máximos, longitudes de empotramiento, etc).
- Se impusieran unas condiciones adecuadas para la ejecución: puesta en obra del hormigón y criterios para la instrumentación adecuada.

El modelo teórico seleccionado para el cálculo de pantallas continuas ha sido del tipo que permitiera introducir la interacción suelo-estructura, es decir, que tuviera en cuenta valores límites de empujes activos y pasivos (Fig. 3), considerando la rigidez de la propia pantalla. A tal efecto se han considerado dos tipos de modelos de cálculo:

- Los que tienen en cuenta la relación desplazamientos-empujes de tipo poligonal (Fig. 3). En este caso es necesario establecer los valores límites del empuje activo y pasivo, que se obtienen a partir de las densidades efectivas del terreno y de su cohesión, c' , y ángulo de rozamientos efectivos, ϕ' . Y además es necesario definir el módulo de deformación del terreno (en descarga para el empuje activo y en carga para el pasivo, aunque es normal utilizar un valor medio único) o unos coeficientes de reacción lateral de terreno, K_H , que definan las líneas inclinadas de la Fig. 3 (muelles horizontales equivalentes).

Existen diversos programas de ordenador que reproducen este modelo. En nuestro caso se ha utilizado, principalmente, el llamado RIDO (pantalla, en francés) y otros similares (el DEVOLA).

- Los que consideran la pantalla y todo el terreno circundante, a través de Códigos de elementos finitos, como el REO-STAUH o el PLAXIS. Estos Códigos permiten considerar la interacción suelo-terreno en conjunto y no concentrarla en muelles, lo que permite introducir el "efecto" arco que puede producirse en el trasdós de las pantallas y determinar las deformaciones producidas por la excavación. Suelen obtener momentos flectores algo menores que los proporcionados por el Código RIDO (por el efecto arco). En estos programas han de tenerse en cuenta que la descarga por excavación puede dar lugar a movimientos mayores que los reales por lo que se necesita utilizar módulos en descarga (del orden del doble de los de carga) por debajo de la zona a excavar.

Para el diseño de pantallas se decidió:

- Utilizar el modelo RIDO para el diseño, o sea, para evaluar sus movimientos y esfuerzos.
- La excavación debía reproducirse siguiendo las fases de construcción excavaciones, colocación de puntales o losas, etc.
- En las fases provisionales se podía admitir un coeficiente de seguridad de 1,40 (excepcionalmente, 1,25) para el dimensionado de las armaduras de pantallas. Para situación definitiva se exigía el coeficiente de mayoración de cargas de 1,60.
- El módulo de deformación del hormigón de las pantallas se tomaba igual a 30.000 MPa, exigiendo una resistencia característica a 28 días de 25 MPa (y un cono de Abrahams de 16-20 cm).
- El máximo desplazamiento horizontal obtenido en el cálculo no podía exceder de unos 15-20 mm, salvo en algún caso en que, por proximidad de edificios, se limitaba a unos 12 mm o en caso de pozos provisionales, en los que se permitían valores mayores: hasta 30 mm.
- Dada la alternancia de capas permeables (arena miga o "arena tosquiza", con coeficientes de permeabilidad del orden de 10^2 a 10^{-4} cm/sg) e impermeables ("tosco", con coeficiente de permeabilidad del orden de 10^{-7} cm/sg) los niveles freáticos de Madrid no son continuos, sino que se puede hablar de "niveles de agua colgados". Se plantean dudas, sobre la magnitud y continuidad de las presiones cuando en el terreno existen capas suficientemente impermeables como para romper la transmisión vertical de presiones. Además de la baja permeabilidad dichas capas deben encontrarse en estado no saturado para poder asegurar que no transmiten las presiones intersticiales. Con motivo de la ejecución de

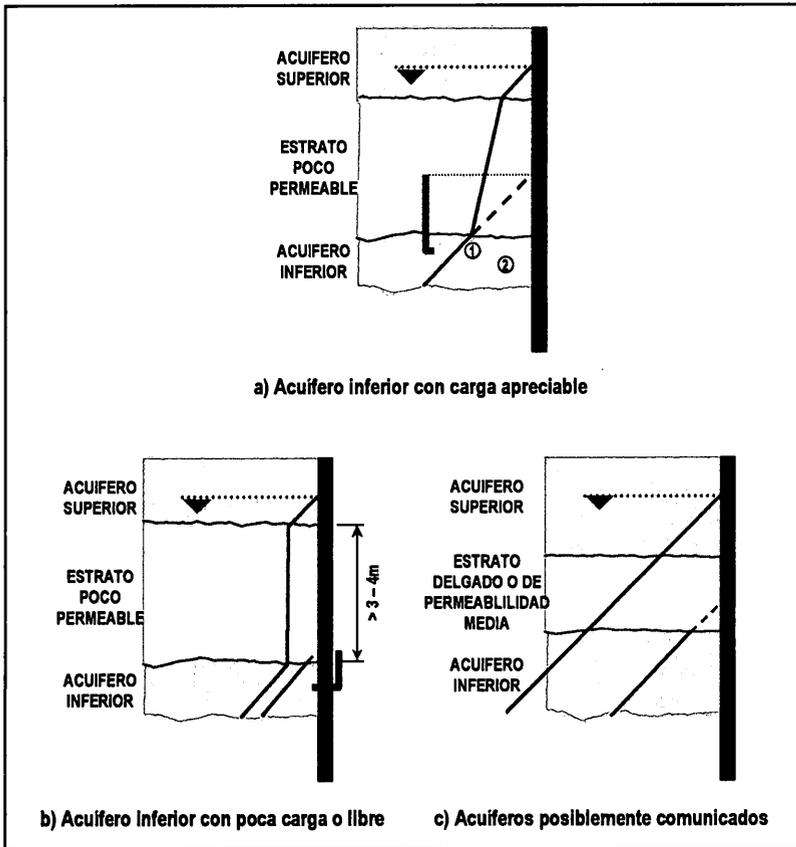
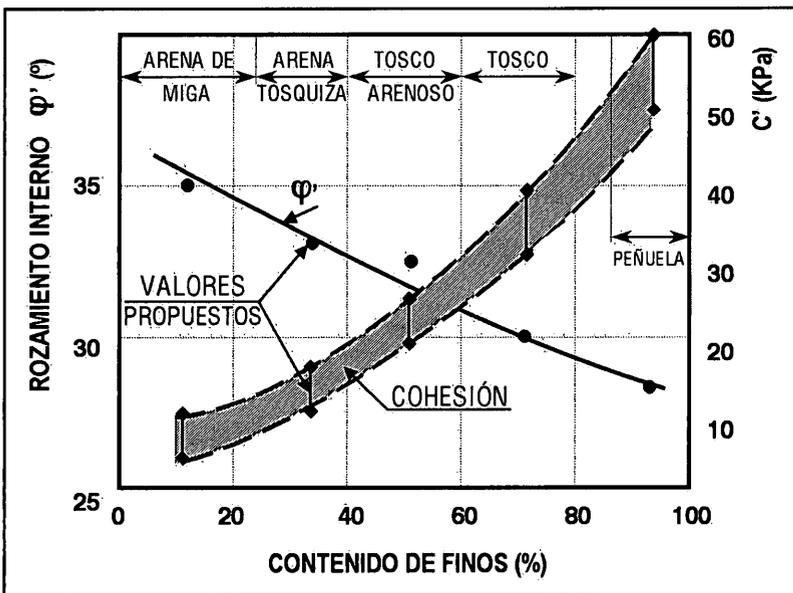


Figura 4. Leyes de presiones hidrostáticas adoptadas en el cálculo de pantallas.

Figura 5. Resistencia al corte propuesta para el diseño de pantallas continuas.

estaciones en el Metro de Madrid se ha podido comprobar la existencia de capas de tosco con humedades muy bajas a pesar de llevar a techo acuíferos arenosos colgados. Con bastante frecuencia también existían acuíferos en la parte inferior, si bien no llegaban a ponerse en



carga normalmente. En estas condiciones y siempre que se tratase de capas de espesor apreciable (generalmente superior a 3-4 m) se adoptaban leyes no lineales de presiones en el diseño de las pantallas, del tipo que aparecen en la Fig. 4.

- El empotramiento mínimo de las pantallas en el terreno inferior sería de 3 m y el máximo de 6 m. En el caso de introducirse en terrenos con predominio de yeso, se autorizó un empotramiento de 1,5 m.
- La excavación de cálculo para colocar codales o losas se suponía 0,5 m por debajo del elemento a instalar.
- El empuje en reposo, K_0 , se tomó igual a 0,8 m en los materiales terciarios.

Los parámetros de resistencia al corte que deben utilizarse en estas condiciones fueron fijados inicialmente por R. Ortiz y Oteo en base a diversas experiencias personales y datos publicados con anterioridad (Oteo y Moya, 1979; Escario y Otros, 1981; De la Fuente y Oteo, 1985, R. Ortiz, 2000, etc).

La Figura 5 muestra los valores adoptados para la cohesión efectiva, c' , y para el rozamiento efectivo, ϕ' , en función del contenido de finos, para todos los materiales pliocénicos y miocénicos, los cuales prácticamente constituyen una variación continua con el contenido de finos. En esa figura los valores más bajos de la cohesión corresponden a profundidades inferiores a 10 m y los más altos a profundidades mayores. El conjunto de parámetros adoptados para el cálculo de todas las pantallas utilizadas en las dos últimas Ampliaciones del Metro de Madrid (1995-2003), que constituyen más de 450.000 m² de pantallas en túneles y estaciones), se han agrupado en la Tabla 2, adjunta. Estos parámetros corresponden al Conjunto de hipótesis hechas y explicadas anteriormente y al diseño de estaciones y túneles a cielo abierto del Metro de Madrid. No deben utilizarse indistintamente para cualquier tipo de problemas, especialmente para el caso de túneles construidos con excavación subterránea (diferente trayectoria de tensiones). Estos valores vienen a corresponder a los efectivos que se obtienen en diversos ensayos de laboratorio y campo con una confianza de no ser superados hacia abajo del orden del 60-70 %.

En la Fig. 6 puede verse la comparación entre los valores calculados en dos casos diferentes (Alcorcón, o sea en Metrosur; y en Vicalvaro en la Línea 9). En el primero (pantalla en voladizo) los movimientos medidos son ligeramente superiores a los calculados (< 10 %) y en el segundo los calculados son del orden del 50 % superiores a los medidos.

En la Fig. 7 puede verse una comparación entre los desplazamientos máximos calculados y medidos en los tramos de Fuenlabrada y Móstoles de Metrosur. En general puede decirse que los desplazamientos medidos oscilan entre el 50 y el 100 % de los calculados, salvo en un 13 % de los casos en que lo medido es superior a lo calculado. Puede indicar-

**TABLA 2.
PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA LOS PROYECTOS DE LA AMPLIACIÓN DEL METRO DE MADRID
(1999-2003)**

TIPO DE SUELO	PESO ESPECÍFICO APARENTE $\gamma = (t/m^3)$	COHESIÓN $c' = (t/m^2)$	ÁNGULO DE ROZM. INTERNO $\phi' (^\circ)$	MÓDULO DE DEFORM. (Subsid.) E (t/m²)	COEFIC. DE POISSON	COEFC. DE BALASTO K (t/m²)
Rellenos antrópicos	1.80	0.00	28	800-1000	0.35	2000
Rellenos compactados	2.00	1	33	3500 4500	0.28	8000 10000
Rellenos selec. Bien compactados	2.10	2.0	34	20000	0.28	20000
Aluviales	2.00	0.00	32	1000-1500	0.32	5000
Arenas de miga	2.00	0.5-1.0	35	5500 7500	0.30	15000 20000
Arenas tosquizas	2.05	1.0-1.5	33	8000 10000	0.30	15000 20000
Toscas arenosas	2.08	2.0-2.5	32.5	13000	0.30	25000 35000
Toscas	2.10	3.0-4.0	30	15000 18000	0.30	30000 40000
Peñuelas verdes y grises	2.00	5.0-6.0	28	20000	0.28	35000 50000
Peñuelas verdes o grises con yesos	2.10	5.0-8.0	30	25000	0.27	40000 55000
Peñuelas reblandecidas con yesos (redepositadas o rellenos)	2.00	0-1	28	1000	0.35	5000
Sepiolitas	1.60	2	28	5000 10000	0.28	20000
Caliches niveles litificados	2.20	1.5	32	60000	0.25	80000 100000
Yesos	2.30	7.0-10.0	28	40000	0.26	60000

NOTA: Cuando aparecen dos valores, el superior es para niveles profundos (> 10 m) o más consolidados o cementados.

se que en el 85 % de los casos existe un coeficiente de seguridad del orden de 1,3-1,5 en desplazamientos (los calculados son, superiores a los medidos). Ello puede deberse a haber sido conservador en algunos o varios de los parámetros geotécnicos seleccionados. Pero se prefirió dejar el conjunto de acuerdo con lo recomendado en la Tabla 2 y tener ese coeficiente de seguridad en desplazamientos.

Además, como se ha indicado, se pretendía limitar el desplazamiento máximo a 15-20 mm (según la proximidad de edificios, importancia de instalaciones, etc.). En la Fig. 8 aparecen los movimientos máximos medidos en las pantallas del tramo de Alcorcón de Metrosur. Como se deduce de esa figura, en el caso de pantallas en voladizo (fases provisionales) el desplazamiento horizontal relativo, (desplazamiento absoluto ρ_H , referido a la profundidad de excavación, H) aumenta al hacerlo la profundidad y puede llegar al 3,5 %, superando incluso los 20 mm (se trata de casos provisionales -túnel de línea- lejos de edificios). Cuando se coloca un apoyo en cabeza (anclaje, losa, etc) los movimientos son más pequeños y, en general, han sido inferiores a los 15 mm. Sólo en algún caso, (menos del 10 %) han llegado a ser de 20 mm. En la Fig. 8 también aparece el caso de pantallas de pilotes con un anclaje en cabeza (movimientos relativos menores del 2 % pero absolutos de unos 30 mm), que corresponde a "pozos de ataque", o sea, a pozos de gran longitud preparados para que entren tuneladoras, lejos de edificios, en los que se permitió mayor movimiento: La excavación llegó a 20-22 m de profundidad con pantallas de pilotes cuasi-tangentes y con un solo anclaje en cabeza, por motivos económicos y, sobre todo, de plazo.

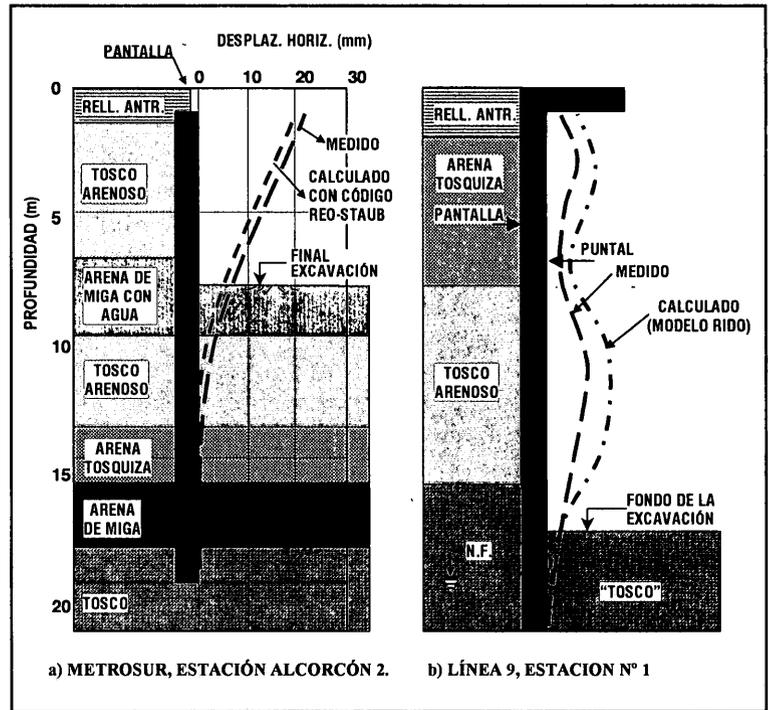


Figura 6. Desplazamientos típicos medidos.

Como se ve en la Fig. 8, en el caso de pantallas con uno o dos apuntalamientos, el movimiento horizontal máximo resulta del orden de 0,5-1 % de la profundidad máxima de excavación. Si se toma sólo la distancia máxima entre puntales ese valor está entre 0,7 y 2 % de esa distancia. Lo cual tiene importancia a la hora de determinar el asiento

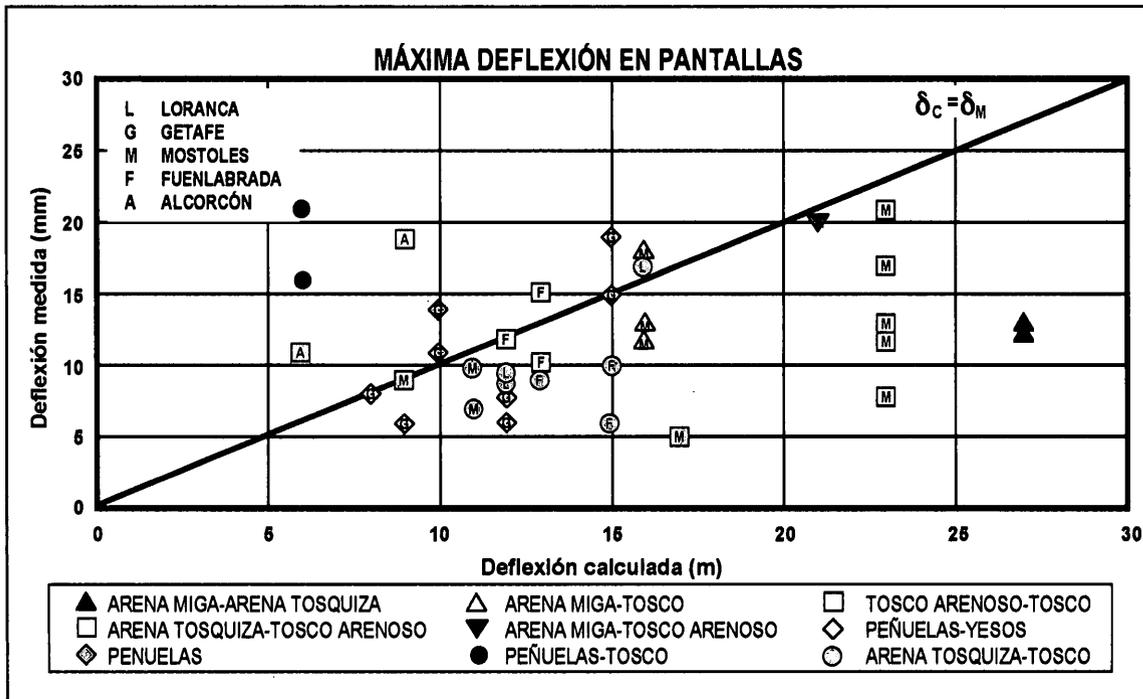


Figura 7. Comparación entre las flechas máximas medidas y calculadas en varias obras de Metrosur.

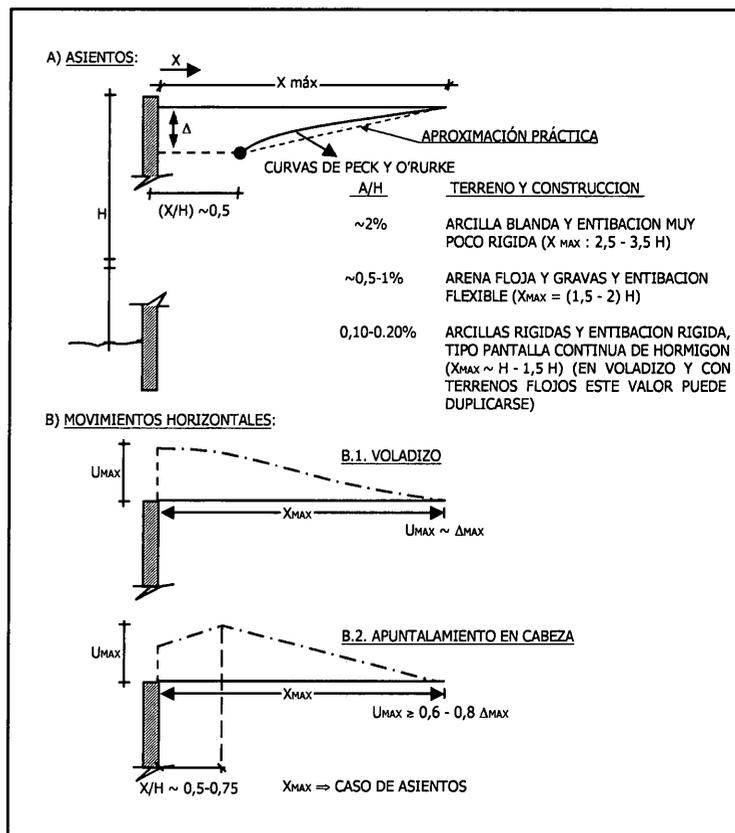
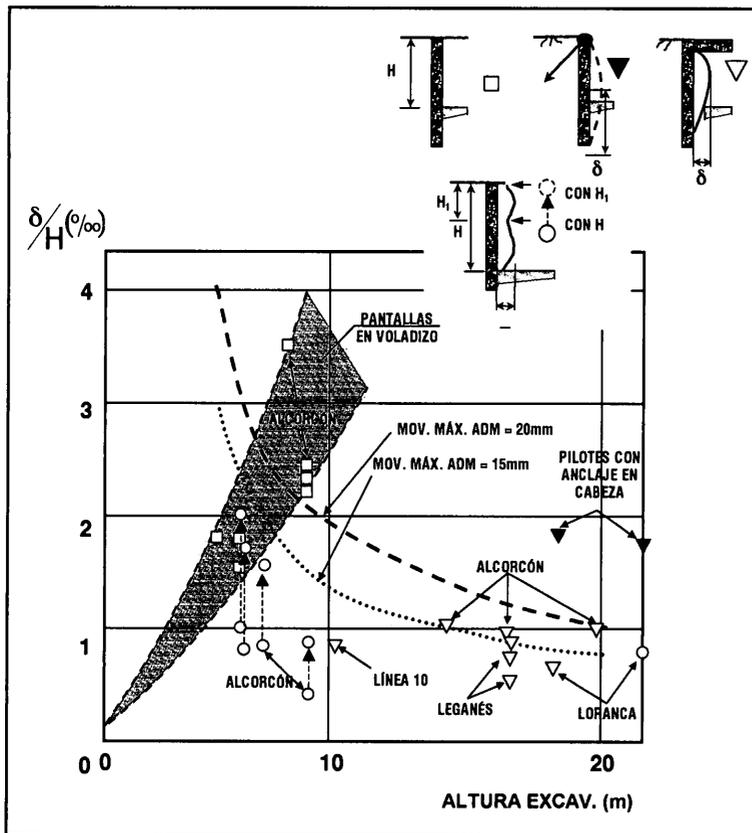


Figura 8. Movimientos máximos horizontales medidos en pantallas. Figura 9. Espectro de movimientos originados por la excavación de pantallas a tener en cuenta en superficie (Orden de magnitud).

tras la pantalla. En la Fig. 9 puede verse la recomendación que se hizo para estimar los asentamientos en el trasdós de la pantalla. De las medidas realizadas (ver ejemplo en la Fig. 10) se deduce que estas recomendaciones son aceptables pero teniendo en cuenta que el valor de H (altura de pantalla que influye en la deformación) se toma igual a la máxima distancia entre puntales y no igual a la máxima excavación.

4. SOBRE EL ANÁLISIS DE SUBSIDIENCIAS

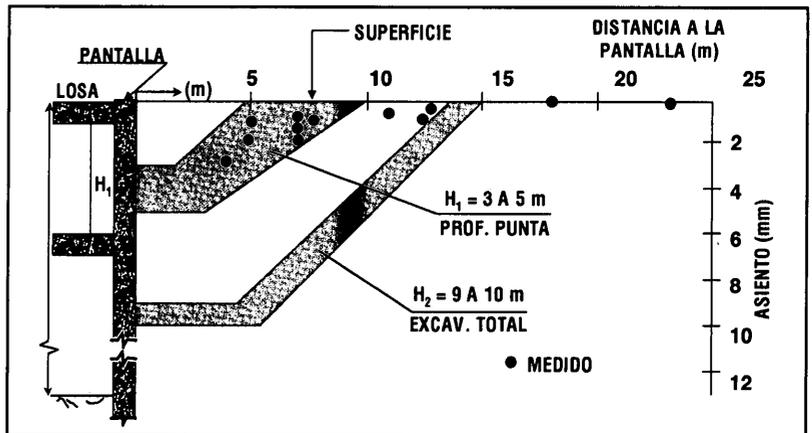
Generalmente, dado que se pretendía que las nuevas obras estuvieran lo más cerca posible de la superficie, a fin de disminuir los problemas de acceso de los usuarios a las estaciones, se puede hacer un esquema estratigráfico sencillo para análisis de subsidencia (Figura 11):

- Nivel 1: Se consideraba una capa (la más superficial) constituida por rellenos y cuaternarios flojos. Estos materiales pueden tener un módulo de deformación en decompresión de 5 a 10 MPa.
- Nivel 2: Por debajo se consideraba la presencia -generalmente- del material terciario. Puede indicarse que el módulo de deformación en decompresión oscila entre unos 50 MPa (arenas de miga) a 225 MPa (toscos du-

ros). El agrupar todos estos materiales en un sólo nivel de cálculo queda justificado, en muchas ocasiones, por la alternancia de las capas terciarias, por la gran diferencia de sus módulos de deformación con los del Nivel 1, etc.

La instrumentación instalada a lo largo de las obras permitió establecer órdenes de magnitud de asentamientos superficiales, en los que se observó la importancia del espesor del terreno resistente por encima de la clave del túnel y de la influencia de los suelos flojos (rellenos antrópicos y sedi-

Figura 10. Comparación entre asentamientos medidos en Alcorcón y recomendación empírica.



mentos aluviales) que existen por encima. Por eso se consideró como válido, a efectos simplificativos, el modelo de la Figura 11.

A esta idea hay que añadir otras observaciones:

- La evolución de los asientos es rápida (estabilización de 3 a 7 días después).
- El asiento de un punto, el día que pasa el túnel por debajo de él, es del orden de 0 al 20 % del máximo. Se registran ligeros levantamientos iniciales, al excavar con el sistema E.P.B.
- El punto de inflexión, está a una distancia del eje entre 7 y 13 m según la profundidad y el diámetro de la excavación.
- El espesor de rellenos superficiales no influye prácticamente cuando el recubrimiento en terreno pliocénico por encima de la clave del túnel es de 2 diámetros o superior. Si el recubrimiento varía entre 0,75 y 2 D, el volumen de asientos varía entre 0,15 y el 1 % de la sección excavada. Para recubrimientos entre 0 y 0,75 D, el volumen de asientos varía entre el 0,6 y el 4 %.
- En caso de que la sección de excavación afecte a rellenos antrópicos o el espesor de terreno sobre clave sea, predominantemente, rellenos se pueden producir problemas de hundimiento (socavones).
- El método de Sagaseta y Oteo (1974), con las correcciones descritas por dichos autores en 1996 puede adoptarse para el terreno homogéneo, sin considerable influencia del relleno ($H_p \leq 1-1,5 D$).

Partiendo de estos hechos, de análisis tridimensionales para estudiar la forma de la cubeta de asientos o de Attewel y de correcciones empíricas, basadas en las medidas de campo realizadas etc, se ha desarrollado el Modelo Madrid (Oteo et al, 1999) que comprende las fases siguientes en:

- Se supone que el corte estratigráfico es el de la Fig. 11.
- La ley de asientos superficiales puede simularse mediante una función de Gauss, definida por dos parámetros, por ejemplo, la distancia del eje de simetría al punto de inflexión, i , y el asiento máximo superficial, δ_{max} , aunque este último puede sustituirse por el volumen de asientos, $V_s \approx 2,5 \cdot \delta_{max} \cdot i$.
- Para determinar la situación del punto de inflexión, i , puede utilizarse la expresión de Sagaseta y Oteo: $i/D = \eta (0,52 H/D - 0,21)$. Esta expresión puede ser sustituida por: $i = \alpha H$, en que α vale del orden de 0,5 - 0,6 (según medidas reales) η varía entre 0,75 y 1,25.
- Para determinar el volumen de asientos se recomienda utilizar la ley empírica de la Figura 12, deducida a partir de estudios teóricos y un gran volumen de medidas realizadas en la obra de la Ampliación del Metro de Ma-

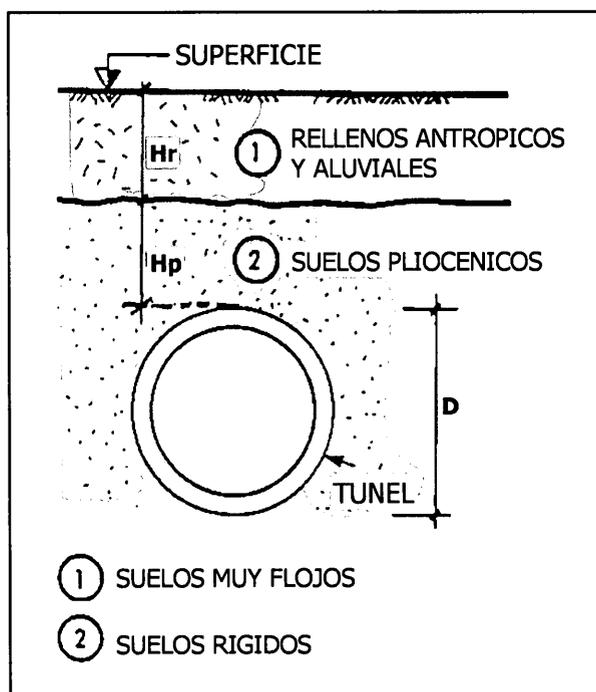


Figura 11. Perfil esquemático para análisis de subsidencia en Madrid.

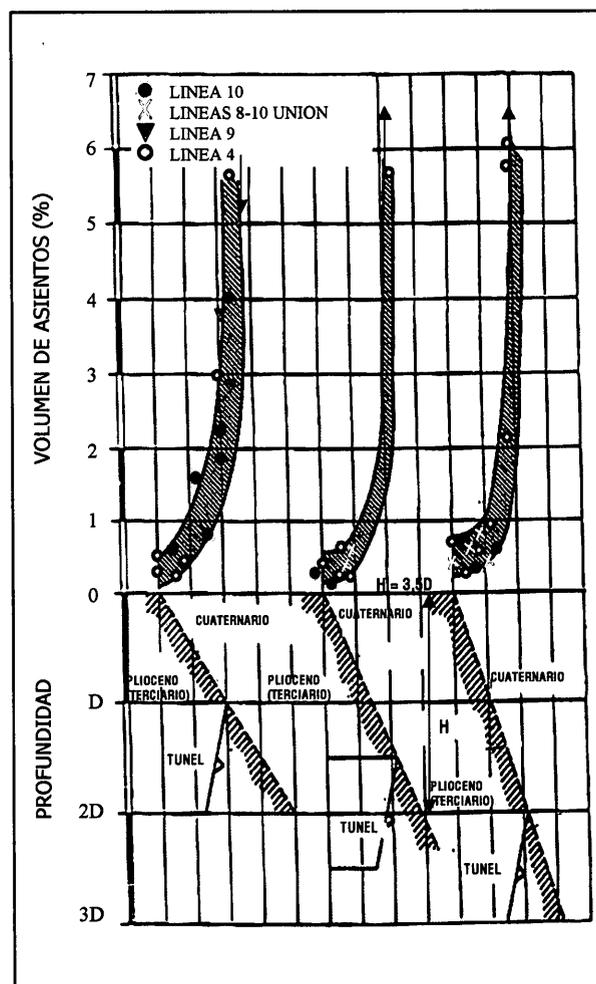


Figura 12. Modelo Madrid: (Oteo y otros, 1999).

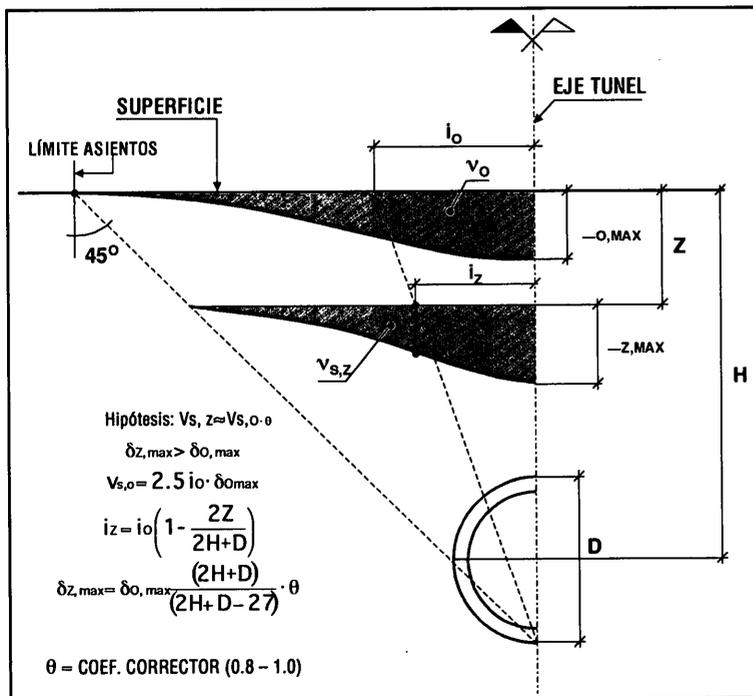


Figura 13. Determinación de asentamientos en el interior del terreno, a partir de los de superficie.

Figura 14. Asentamientos en el terreno sobre la clave del túnel referido al de superficie.

drud. En general las curvas responden a expresiones del tipo $V_s = KD/T$, siendo T el recubrimiento de material competente.

• En cuanto a los movimientos superficiales y a la extensión superficial de la cubeta de asentamientos, están definidos en trabajos anteriores (Oteo y otros, 1997).

En la Figura 12 se ha representado la comparación del Modelo Madrid, expresado en forma de volumen de asentamientos, con

diversos casos medidos en las Líneas 4, 9 y 10 y en la Unión de la Línea 8 y 10 del Metro de Madrid. En el caso de tuneladora con presión adecuada en el frente, los asentamientos pueden reducirse a la mitad de los mínimos deducidos con la fig. 12.

En las Figs. 13 y 14 pueden verse recomendaciones para determinar los asentamientos en el interior del terreno, a partir de los de la superficie y su comparación con medidas reales.

5. SOBRE EL DISEÑO DE PILOTAJES

También se ha prestado atención a esta parte del diseño ya que en las estaciones existen numerosas pilas-pilote, que, en definitiva, suponen la existencia de pilotes de gran diámetro ($\varnothing 1,50$ a $2,0$ m) aislados, ya que, a veces, están separados del orden de 6-12 m (5 a 7 diámetros).

Para el cálculo de estos pilotes excavados "in situ", se impusieron las siguientes condiciones:

- Construcción de murete guía de, al menos, 40 cm de altura, para guiar la cuchara de excavación.
 - Utilización de tubería metálica de entubación -mínimo de 6 m de longitud- cuando existieran rellenos o aluviales flojos en superficie.
 - Si existían capas de arena con agua en el terreno pliocénico y había problemas en el avance, se utilizaban bien lodos bentoníticos, bien tuberías de entubación.
 - El cono de Abrahams debía variar entre 16 y 20 cm. En algún caso que, por error, se hormigonó con conos del orden de 7 a 10 cm, el tubo Tremie de hormigonado quedó atrapado y fue necesario reforzar el pilote.
 - Todos los pilotes llevan 4 tubos en la armadura para posterior control de continuidad con el método sónico. En algún caso uno de los tubos tenía mayor diámetro para poder realizar una inyección en punta (apoyo en arenas con pocos finos o en yesos con huecos).
 - Los parámetros para el cálculo de los pilotes fueron los incluidos en la Tabla 3 (valores de hundimiento), con coeficientes de seguridad de 3-4 para la resistencia por punta y 2-1,5 para la de fuste.
- Las resistencias por punta corresponden a largo plazo.

6. SOBRE TRATAMIENTOS DEL TERRENO

A este tema se le ha prestado especial atención a fin de poder:

- Establecer la estabilidad del terreno, en el caso de existir la tendencia a inestabilidades.
- Disminuir los asentamientos de edificios.

En el primer caso se han realizado diferentes tipos de tratamientos: Desde tratamientos verticales sistemáticos (jet-

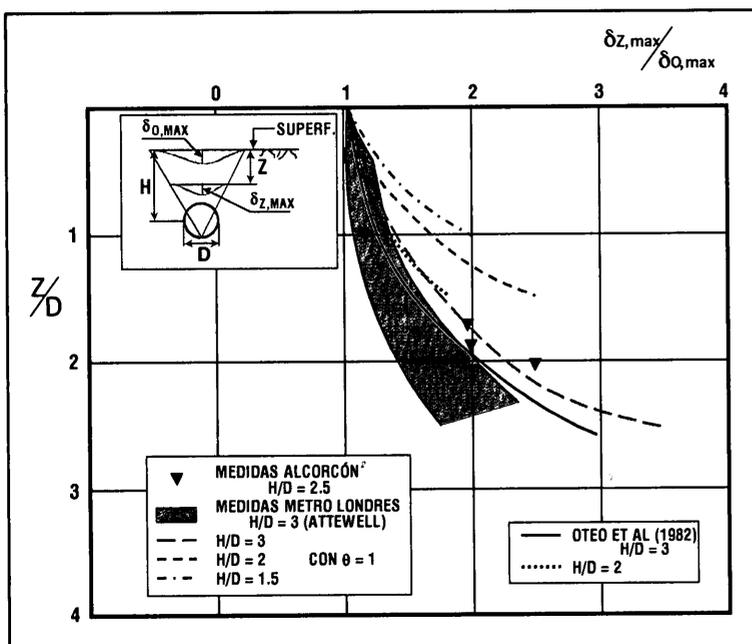


TABLA 3. PARÁMETROS PARA EL CÁLCULO DE PILOTAJES

TERRENO	ROZAMIENTO LATERAL (T/m ²)	RESIST. POR PUNTA (T/m ²)
Arena de miga	7-9	700-800
Arena tosquiza	8-10	800-900
Tosco arenoso	10-12	900-1000
Tosco	12-16	1000-1100
Peñuela algo alterada	8-12	600-800
Peñuela dura	14-18	800-1000
Yesos	15-20	1100-1200

Para el segundo objetivo se han utilizado, generalmente, dos tipos de soluciones:

- Inyecciones de compensación, con taladros horizontales (desde pozo próximo) debajo de la estructura a compensar. El tratamiento se hacía en dos fases (pretratamientos o adecuación y la propia compensación). En la Fig. 17 puede verse un criterio práctico que permite calcular la eficacia del tratamiento (relación entre el volumen a inyectar y el volumen de asientos a compensar), según la experiencia que se ha obtenido de diversas obras de la Ampliación del Metro.

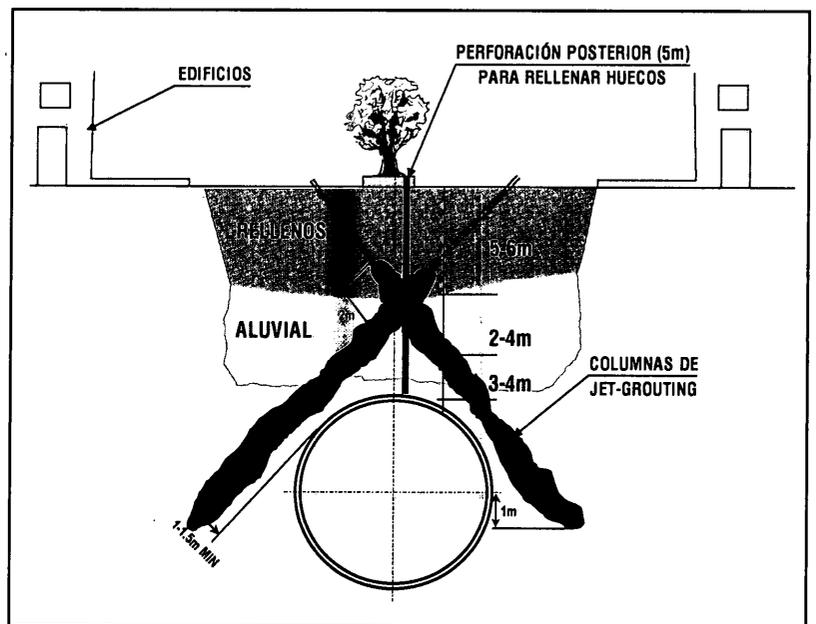
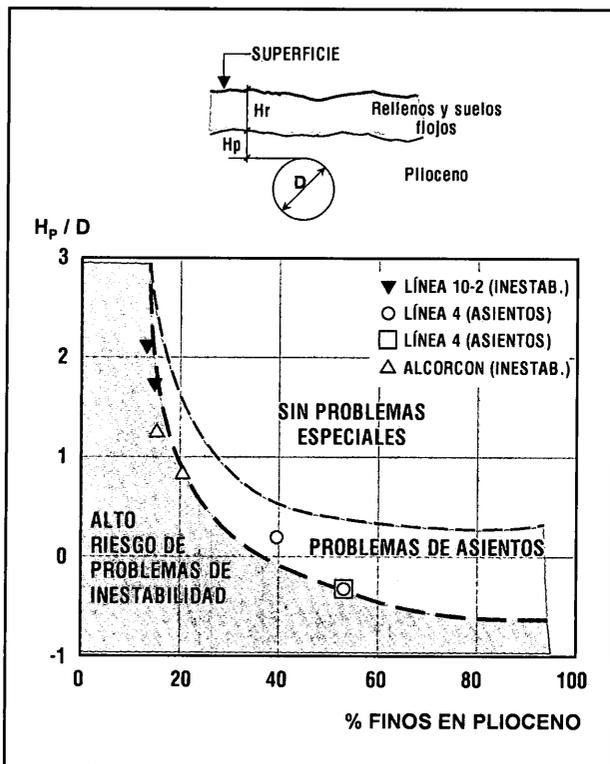


Figura 15. Posible criterio de estabilidad para túneles con E.P.B. en Madrid.
Figura 16. Solución en "Tienda de campaña" en avenidas y bajo autopistas.

grouting y pilotes de mortero, generalmente), para coser el terreno y darle una cohesión aparente (entrada y salida de tuneladoras, zonas de rellenos, etc), hasta tratamientos con taladros inclinados para conseguir proteger el terreno de la inestabilidad que pudiera producirse (uso de "tiendas de campaña" en el caso de recubrimientos flojos), pasando al relleno sistemático con mortero -a través de perforaciones verticales Ø 190-225 mm- de los huecos que podían formarse en los trasdós de las tuneladoras, en el caso de arenas sin finos. En la Fig. 15 se incluye el criterio de inestabilidad (para la de tipo dorsal) deducido de las experiencias de la zona de Alcorcón. En la Fig. 16 pueden verse uno de estos tipos de tratamientos (el de "tienda campaña", utilizado en Leganés), descritos con más detalle en otros artículos de este número de la Revista de Obras Públicas.

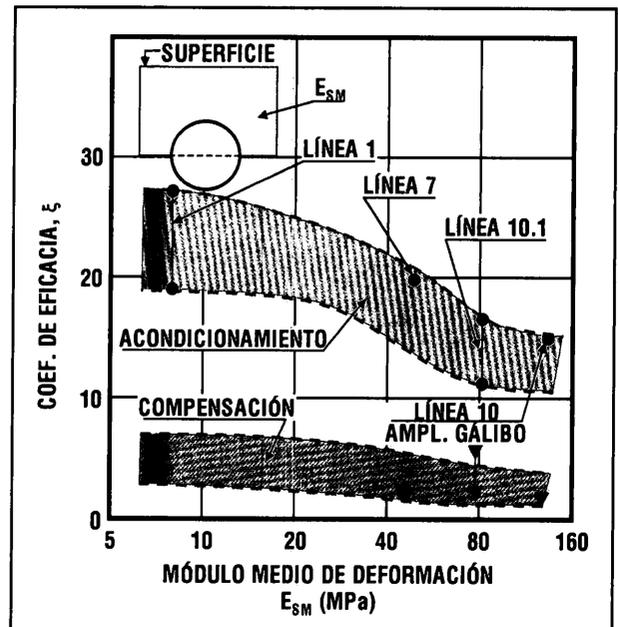


Figura 17. Coeficiente de eficacia ξ según la deformabilidad del terreno (Oteo, 2000).

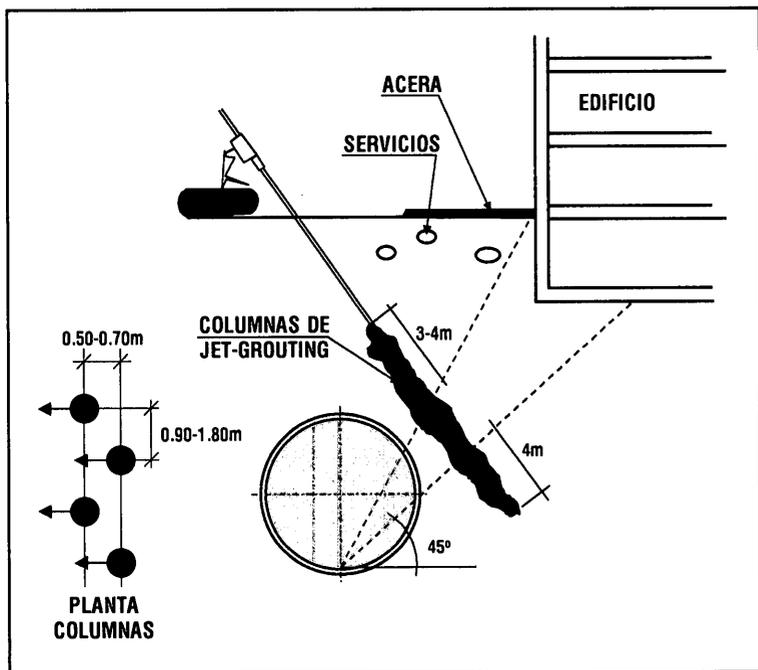


Figura 18. Protección de edificios.

• Barreras laterales (verticales e inclinadas) de taladros de jet-grouting entre el túnel y el edificio, para intentar "cortar la cubeta de asentos". Este sistema se ha utilizado generalmente colocando cada barrera con doble fila de taladros (separados 0,70 a 0,80 m), de forma que la separación entre taladros de una misma fila fuera del orden de 1,20 a 1,80 m, según la deformabilidad del terreno (Fig. 18).

7. SOBRE LA EXCAVABILIDAD CON ESCUDOS DE PRESIÓN DE TIERRA

La construcción con escudos EPB de los túneles de línea de las Ampliaciones del Metro de Madrid, desde 1996 hasta la fecha, ha permitido estudiar el campo de aplicación de este tipo de tuneladoras, con vistas a establecer las normas de diseño y operación para la excavabilidad de suelos de muy diferentes características. En efecto, las formaciones geológicas en las que discurren los trazados de los túneles de línea presentan una amplísima variedad de suelos duros y blandos y "rocas blandas inmaduras", por lo que puede decirse que su ejecución ha obligado a resolver la problemática de la excavabilidad de suelos de todo tipo con escudos de presión de tierra.

Son dos las cuestiones que conciernen básicamente a la excavabilidad y que la experiencia de la Ampliación del Metro de Madrid ha permitido estudiar y resolver con los recursos que ofrece la actual tecnología de equipos: Por una parte, la que se refiere a los parámetros principales de diseño de los escudos EPB (Empuje y Par de giro máximos

nominales o de funcionamiento continuo) y, por otra, la adecuación de las mezclas de excavación para poder excavar terrenos de características límites con rendimientos aceptables, o, si se quiere, la ampliación del campo de aplicación de esta tipología de tuneladoras a suelos de todo tipo.

Se viene estudiando ambas cuestiones desde las obras del I Plan de Ampliación del Metro de Madrid (1995-99) pero puede decirse que hasta terminar los túneles del II Plan (1999-2003) no se ha llegado a poder establecer unas conclusiones fruto de dichos trabajos, que puedan servir como recomendaciones para el futuro inmediato.

Los parámetros básicos de los escudos de Madrid de \varnothing_{exc} 9,40 m, se establecieron a través de métodos semiempíricos, es decir, teniendo en cuenta, por una parte, sus características geotécnicas y, por otra, la experiencia de los distintos fabricantes. En concreto, el Par de giro nominal de la máquina ha de vencer: a) el rozamiento cabeza-terreno en la parte cilíndrica de aquella y b) el de su superficie frontal (que en Madrid, con aberturas próximas al 30 %, es el 70 % de la superficie frontal de la cabeza) más el corte del terreno por medio de las herramientas (cinceles o picas). Por lo tanto:

- Estimando en los suelos una resistencia máxima al corte de unas 10 T/m², para los escudos de \varnothing 9,40 m resultó un Par de giro máximo continuo de 2.000 T x m y, para posibles situaciones de bloqueo un Par instantáneo de desbloqueo de 2.000/0,8 = 2.500 T x m.
- El Empuje máximo nominal de la máquina ha de vencer: a) el empuje del terreno en el frente, con mínima deformación de éste; b) el rozamiento o adhesión del escudo contra el terreno y c) una serie de esfuerzos secundarios, como son la hincia de las herramientas de corte (cinces o picas); el arrastre del "back up" de la máquina; el rozamiento de la cola con el anillo de revestimiento, etc. Para \varnothing_{exc} 9,40 m resultó un Empuje máximo nominal o de aplicación continua de 8.000 T, con la posibilidad de aumentarlo hasta 8.000/0,8 = 10.000 T para vencer los casos de posible bloqueo.

De acuerdo con las experiencias de estos 7 últimos años, debe decirse que el Par de giro se comprobó como muy ajustado, por no decir ligeramente insuficiente, para las necesidades de las obras, lo cuál, aparte de otras causas, se debe a que la resistencia media al corte de algunos terrenos cohesivos de Madrid, ("toscos" y "peñuelas") se ha comprobado supera las cifras antes indicadas, como ya se deduce de lo expuesto en el Capítulo 2. Por el contrario, por lo que respecta al Empuje, nunca se pasó de unas 5.000 T como valor máximo, si bien tampoco se sufrieron situaciones de atrapamiento de la máquina, que hubieran requerido esfuerzos de desbloqueo.

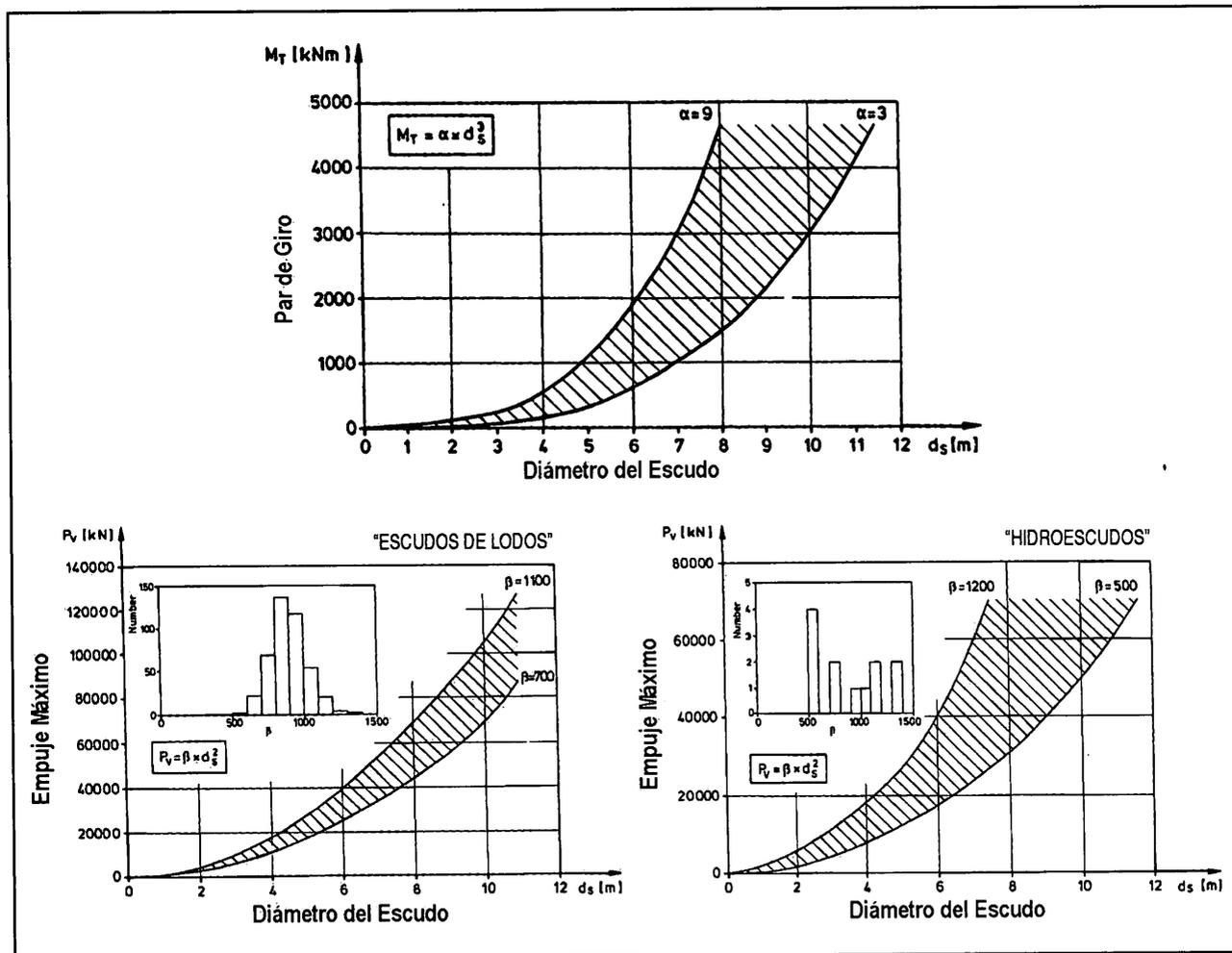


Figura 19. Capacidad de las tuneladoras.

Ahora bien, las cifras de diseño indicadas rebasaron sensiblemente las experiencias de los fabricantes, como puede verse en la Fig. 19 y, realmente, con la tecnología de última generación, no es posible aumentar más el Par, por limitaciones de la transmisión mecánica del esfuerzo, concretamente del llamado cojinete principal del escudo (conjunto del rodamiento y corona de accionamiento).

Podría decirse que un camino a seguir es el empleo de metales especiales en los cojinetes, pero no deja de ser un planteamiento para un futuro a medio plazo e inabordable en este momento, en el que se ha llegado al desarrollo límite de los cojinetes de grandes dimensiones de acero fundido de alta resistencia. Son diseños que se encuadran en un marco económico logrado por la experiencia de los últimos 15 años en que se han construido un gran número de máquinas, pese a lo cual todavía alguna vez se presentan fallos que obligan a repetir la construcción de la pieza.

En cuanto al Empuje, sería perfectamente factible incrementar incluso los valores actuales, ya que el tipo de conductos de los circuitos hidráulicos flexibles pueden calificarse

de convencional, pues el mercado ofrece ya ahora modelos para presiones de trabajo superiores.

En resumen, y como conclusión, y puede decir que, en el nivel actual de la tecnología, los escudos EPB para suelos de Madrid están en el límite máximo de los parámetros básicos, particularmente del Par de giro de la cabeza de corte. De aquí que, en primera aproximación, puede utilizarse la experiencia de Madrid para prediseños con otros diámetros, estimando el Par de giro proporcionalmente al cubo de la relación de diámetros de excavación y el Empuje al cuadrado de dicha relación.

8. SOBRE LOS ADITIVOS EN LOS ESCUDOS E.P.B.

Usualmente se definen los escudos de presión de tierra como las tuneladoras para la excavación en terrenos blandos cohesivos, en los que es inadecuado el empleo de los escudos de lodos (o hidroescudos) por la dificultad de la separación de los lodos para su recuperación, aparte de otros impedimentos.

El supuesto contrario, es decir, que los escudos de presión en tierras tienen muchas dificultades, que llegan a la imposibilidad, de poder trabajar en terrenos no cohesivos, se ha venido aceptando hasta hace unos 4 años con carácter general.

Pues bien, ambos planteamientos han de matizarse debidamente, ya que el empleo de aditivos ha permitido ampliar notablemente el campo del empleo de los escudos de presión de tierras. En efecto, ciertos productos de adición han permitido resolver las limitaciones expuestas en el apartado anterior, relativas a su trabajo en terrenos cohesivos, y otros tipo de aditivos, por el contrario, han hecho posible trabajar en terrenos no cohesivos, de momento con muy pocas excepciones, como pueden ser el caso de freáticos importantes, digamos por encima de los 4 Bares.

Así, las limitaciones del Par de giro mencionadas en el Capítulo anterior se han resuelto gracias al empleo de diversos productos de adición para conseguir, por una parte, disminuir la resistencia al corte en el frente y, por otra, adecuar la "mezcla" que pasa a la cámara del escudo (terreno y aditivos) para su manejo bajo presión y posible extracción con tornillo.

De ambos casos se ha tenido la oportunidad de desarrollar experiencias en las Ampliaciones del Metro de Madrid, con éxitos muy limitados en las obras del Plan 1995-99, y con resultados muy satisfactorios en las del último Plan 1999-2003, cuyo resumen se expone seguidamente.

Puede decirse que se han logrado penetraciones mantenidas del orden de los 80 a 100 mm por minuto en los suelos de todo tipo de Madrid, que van desde las formaciones superiores aluviales hasta las series detríticas superiores o intermedias con las facies evaporíticas inferiores del subsuelo del área de Madrid, es decir, formaciones de suelos no cohesivos y de suelos cohesivos de características resistentes muy elevadas.

Los productos empleados en Madrid para la adecuación de las mezclas de suelos al trabajo de un escudo EPB, es decir, para facilitar su entrada a la cámara y después su transporte por tornillo sinfín son de tres tipos: Agua a alta presión, Espumas y Polímeros.

En todo tipo de terreno, pero principalmente en suelos cohesivos, la cantidad de agua para el trabajo a presión (o en "modo cerrado") hubo de estar entre el 20 % y el 30 % de la mezcla. Por debajo del 20 % la mezcla era difícilmente moldeable y los rozamientos eran además importantes cuando había una cierta proporción de terreno granular, pudiendo llegar al bloqueo de la rueda de corte y/o del tornillo sinfín. Por el contrario, por encima del 30 % la mezcla se hacía demasiado fluida, siendo imposible lograr la estanqueidad del tornillo y presentando además problemas serios para transportar por cinta mezclas tan líquidas.

Cuando el contenido de agua del terreno era insuficiente (< 20 %) se añadía agua en la cámara, a través

de los puntos de inyección del tabique estanco y, cuando, por el contrario, la proporción era excesiva (más del 30 %) se aumentaba la presión de confinamiento para frenar la salida de agua del terreno. Además, en el caso de terrenos arcillosos se utilizó con éxito agua inyectada a alta presión (20-30 Bar) para ayudar a romper los bloques que se tendían a formar dentro de la cámara.

Los caudales dependieron mucho de la naturaleza y características del terreno, con aportaciones máximas en la excavación de terrenos muy arcillosos en los que se llegaron a inyectar caudales de 60 m³/h.

En cuanto a las espumas y polímeros, su adición convierte el suelo excavado en una mezcla pastosa, adecuada a la aplicación de la presión soporte requerida para su manejo y transporte por tornillo. De la experiencia de Madrid se deduce que casi siempre hay que utilizar los dos tipos de productos a la vez.

La espuma o producto espumante, es un producto tensoactivo que hace posible lograr una mezcla de agua, productor tensoactivo y aire, capaz de producir pequeñas burbujas, con buena estabilidad bajo presión y a medio plazo. El polímero, una vez disuelto en agua, da lugar a fluidos muy viscosos que ayudan a mantener la cohesión de la espuma, estando indicados muy especialmente en aquellos casos en que la espuma no es suficiente para reaccionar contra la afluencia de agua en la cámara.

Las funciones de estos productos en la excavación son fundamentalmente:

- El refuerzo de la estanqueidad de la mezcla al agua del terreno, disminuyendo las aportaciones y facilitando el mantenimiento de la presión de confinamiento.
- La homogeneización de la mezcla en la cámara del escudo, rellenando los vacíos creados por el esponjamiento del terreno a excavar.
- La disminución del coeficiente de rozamiento del terreno con el acero de la cabeza y, como consecuencia, la disminución del Par de giro (a veces espectacular) y del desgaste de herramientas.
- La eliminación de la pegajosidad de las arcillas sobre la estructura de la cabeza de giro, facilitando la entrada del material excavado por las aberturas de la misma.
- Finalmente, el mantenimiento de la homogeneidad de la mezcla en el tornillo, disminuyendo el riesgo de pérdidas de presión de confinamiento.

En la zona de Metrosur los consumos de aditivos han sido:

- Tasa de tratamiento (FIR) del 40 % al 60 %.
- Tasa de expansión (FER) de 1/10 a 1/14.

Su distribución, según el tipo de suelo tratado, ha sido (litros/m³ de suelo):

- Terrenos de naturaleza arcillosa predominante: los aditivos se utilizaron para evitar la pegajosidad del terreno a las estructuras. Consumos: a) Espumas: 0,8 a 1,5 litros. b) Polímero desestructurante: 0,2 a 0,25 litros.
- Terrenos predominantemente arenosos. Se emplearon espumas con una pequeña adición de polímero convencional para ayudar a mantener la cohesión de la espuma. Consumos: a) Espumas: 0,5 a 1,5 litros. b) Polímeros: 0,2 a 0,3 litros.
- Terrenos limo-arcillosos excavados bajo carga freática (< 2,5 bares). Se emplearon espumas y polímeros convencionales como refuerzo a la estanqueidad del terreno. Consumos: a) Espumas: 1,5 a 2,5 litros. b) Polímero: 0,9 a 1,5 litros.
- Terrenos arcillosos con margas arcillosas o yesos. Se emplearon sólo espumas para la homogeneización de la mezcla en la cámara y la disminución del ángulo de rozamiento. Consumo: Espumas: 1,0 a 1,5 litros.

Las experiencias que acaban de describirse demuestran que los escudos de presión de tierras de última generación permiten la excavación de todo tipo de suelos de Madrid con muy pocas excepciones, si se adoptan, por una parte los criterios de diseño más avanzados posible de los parámetros básicos y, por otra, el empleo de agua a presión, espumas y polímeros para lograr la adecuación de la mezcla que esta tipología requiere.

Ciertamente no puede decirse que el escudo de presión de tierras sea una máquina universal plenamente lograda para la excavación de suelos, porque hay todavía algunas

cuestiones pendientes de gran importancia. Baste mencionar la posibilidad de rellenar el "gap" entre escudo y terreno para disminuir más los asentamientos; el caso de cargas freáticas muy importante, etc. Pero también debe añadirse que algunas de estas excepciones están ya en vías de solución.

Por todo ello, aparte de que la tecnología de equipos seguirá avanzando, como lo ha hecho en estos últimos 20 años, y que se resolverán plenamente las excepciones actualmente existentes, puede decirse que, al nivel actual de la tecnología, el escudo de presión de tierras ofrece un campo de aplicación amplísimo. Por ello, puede decirse que permite afrontar la excavación de túneles en formaciones de suelos o rocas inmaduras de características geotécnicas muy cambiantes.

9. AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo quieren expresar su agradecimiento más efusivo a D. Manuel Melis, Director General de Infraestructuras y Consejero Delegado de MINTRA (Comunidad de Madrid), por el permiso para publicarlo y por su confianza constante, así como a D. Manuel Arnaiz, D. Jesús Trabada y D. Ildefonso de Matías por su apoyo continuo y amistad. Además quieren expresar su reconocimiento a todas las Direcciones de Obra de la Comunidad de Madrid por su permanente ayuda, a las Asistencias Técnicas y Controles de Calidad por su soporte técnico y a las empresas Contratistas y Proyectistas por la colaboración prestada en todo momento. Por último, no quieren olvidar el agradecimiento a los técnicos de la U.S.A.C. que siempre han estado en la sombra, contribuyendo al éxito técnico de la Ampliación del Metro. ■

BIBLIOGRAFÍA

–Arnaiz, M.; Melis, M. y Mendaña, F. (2000): "Tuneladoras de presión de tierra para el Plan 1999-2003 de Ampliación del Metro de Madrid (1ª Parte: Máquinas del Plan 1995-999)". Revista de Obras Públicas, Madrid, Diciembre 2000 (Nº Extraordinario). Pp. 131-138).

–De la Fuente, P. y Oteo, C. (1984): "Deformabilidad de los suelos tosquizos de Madrid". CEDEX, Cuadernos de Investigación. Monografía nº 11.

–Maidl B., Herrenknecht M., & Anghenl L. (1995): "Mechanised shield tunnelling". Erns & Sohn.

–Melis, M.; Oteo, C. y Rodríguez Ortiz, J.M. (2000): "Estrategia geotécnica aplicada a la Ampliación del Metro de Madrid 1995-99" Capítulo del Libro Homenaje a J. A. Jiménez Salas, Ed. por CEDEX y SEMSIG, Madrid, pp 159-171.

–Melis, M.; Mendaña, F. y Trabada, J. (2000): "Tuneladoras de presión de tierras para el Plan 1999-2003 de Ampliación del Metro de Madrid (2ª Parte: Nueva Tuneladora para el proyecto Metrosur)". ROP. Madrid, diciembre-2000 (extraordinario). Pp 139-150.

–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, June, Vol. 1, pp 163-70.

–Sagaseta, C. y Oteo, C. (1974): "Análisis de la subsidencia originada por la excavación de túneles". 1er Simp. Nacional de Túnel. Vol 1.

–Rodríguez Ortiz, J. M.º (2000): "Algunos temas de interés en el diseño de muros pantalla". Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS sobre muros pantalla en ámbito urbano. Madrid, pp 11-31.