

PROBLEMAS DE INESTABILIDAD EN TERRENOS ARENOSOS EN LA AMPLIACIÓN DEL METRO DE MADRID

PROBLEMS OF INSTABILITY IN SANDY SOILS IN THE MADRID UNDERGROUND EXTENSION

MANUEL ARNÁIZ RONDA. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Director General de Transporte. Comunidad de Madrid. manuel.arnaiz@madrid.org

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

Consejero Delegado de MINTRA. Comunidad de Madrid. admon@mintra.c.telefonica.net

RESUMEN: En el presente artículo se clasifican los posibles problemas de inestabilidad en terrenos arenosos al excavar un túnel, en relación con los condicionantes geotécnicos del suelo de Madrid. Se dan ejemplos concretos de esos tipos de problemas surgidos durante la reciente Ampliación del Metro de Madrid y se describen los procedimientos seguidos para solucionarlos. Se presta atención especial al problema de inestabilidad dorsal cuando existen arenas con pocos finos sobre la clave de tuneladoras.

PALABRAS CLAVE: INESTABILIDAD DE TÚNELES, TÚNELES EN MADRID, TRATAMIENTOS DEL TERRENO, TÚNELES EN ARENAS

ABSTRACT: This article describes possible problems of instability when excavating tunnels in sandy soils such as those found in Madrid. The article gives specific examples of the problems which were encountered in this regard during the recent Madrid Underground Extension and describes the procedures carried out to solve the same. The article places particular attention on the problem of crown instability when cutting through sands with little fines over the head of the tunnel boring machine.

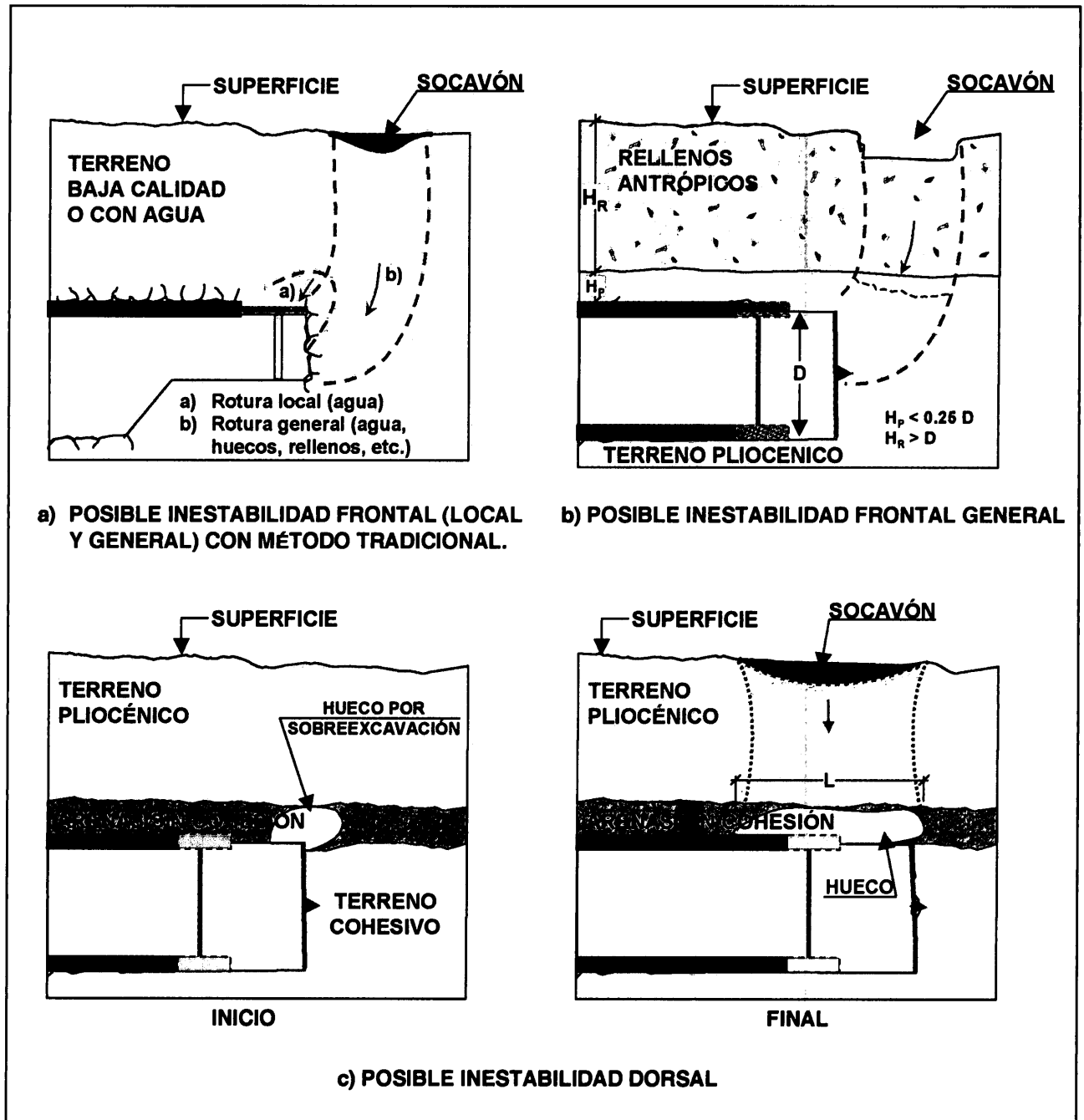
KEYWORDS: INSTABILITY IN TUNNELS, TUNNELS IN MADRID, SOIL TREATMENT, TUNNELS IN SANDS

1. INTRODUCCIÓN

El comportamiento del terreno, en términos de deformación, alrededor de un túnel depende, además de las características mecánicas del terreno, del proceso constructivo seguido. Cuando se emplean métodos convencionales de excavación a sección partida, como puede ser el Método Tradicional de Madrid, la sección transversal del túnel tiende a cerrarse con un movimiento de cierre mayor en la clave que en los hastiales. Con respecto al frente, al no estar contenido, tiende a moverse hacia la excavación. Si el terreno por encima del eje del túnel es poco competente puede producirse una inestabilidad que puede llegar hasta la superficie, pero generalmente siempre por delante del frente.

Cuando se trata de túneles construidos utilizando escudos de sección completa y de frente compensado (tuneladoras tipo E.P.B.), el movimiento del terreno a su alrededor ya no tiene por qué ser análogo. La deformación del túnel en una sección transversal puede ser muy diferente de un caso a otro, ya que entre otros factores depende del tiempo que transcurre desde que se excava hasta que se coloca el anillo y de la presión de inyección del mortero en el trasdós de las dovelas. El frente al estar contenido no puede moverse hacia la excavación, pero puede (en terrenos con poca cohesión) moverse hacia la excavación, y producirse (en terrenos con poca cohesión) una sobreexcavación e inducirse huecos por encima de la cabeza del escudo. Si la tuneladora continua avanzando y el terreno en su clave sigue sin cohesión, el

Figura 1.
Posibles
inestabilidades.



huevo puede aumentar longitudinalmente y dar lugar, al cabo de varios avances, a una inestabilidad que puede llegar a superficie.

Se tiene así (fig.1) dos diferentes problemas de inestabilidad que pueden llevar a importantes socavones en superficie:

a) La inestabilidad frontal, propia de túneles excavados tradicionalmente y de recubrimientos en que predomina la baja resistencia. También se da en el caso de tunela-

doras, cuando predominan los rellenos en el recubrimiento.

b) La inestabilidad dorsal, originada por sobreexcavación continua en arenas sin cohesión situadas por encima de la clave de la tuneladora. Cuando la longitud, L , es adecuada puede producirse rotura del terreno y un socavón de importantes dimensiones (18-20 m).

En el caso del Método tradicional de Madrid pueden presentarse problemas locales en terrenos arenosos con

agua en clave (o algo más abajo). Se producen inestabilidades locales, como indica la fig. 1.A.a, que pueden dar lugar a problemas muy importantes: arrastres, movimientos, etc., con riesgo para los operarios. A veces están motivados, además, por la presencia de viejos pozos mal rellenos.

También pueden producirse inestabilidades generales en el caso del Método tradicional, de forma que la rotura llegue hasta la superficie y se forme un gran socavón. Fue el caso, entre otros, del de la calle de Almagro (de unos 30 m, de longitud) hace unos 35 años y el de la calle Pío XII (de unos 10 m de largo) de hace unos 30 años. En ambos el problema se vio influido por la presencia de huecos en el terreno generados por flujo de agua y arrastre de arenas.

En el caso de tuneladoras pueden producirse inestabilidades generales (llegar a superficie), pero tanto frontales como dorsales.

En las siguientes páginas se tratan estos temas en el entorno de los suelos de Madrid y de la Ampliación del Metro entre 1995 y 2002.

2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS SUELOS DE MADRID

Los terrenos sobre los que se asienta la ciudad de Madrid, pueden considerarse dentro de un esquema clásico de sedimentación en condiciones subdesérticas; sedimentos detríticos en el borde y evaporíticos en el interior, con una zona intermedia en la que se encuentran depositados materiales detríticos con interstratificaciones de materiales neoformados.

Los sedimentos detríticos de la franja Norte de alfoz, están constituidos a partir de las formaciones rocosas del macizo de Guadarrama, con proporciones distintas de elementos finos y gruesos. Su composición es básicamente cuarzo feldespática. Dentro de Madrid, estos sedimentos se distribuyen de forma que, moviéndose en dirección perpendicular a la sierra en dirección SE, se pasa de los sedimentos detríticos (arena de miga y tosco), -mediante un cambio lateral de facies a los intermedias (peñuelas), terminando con los evaporíticos (yesos).

En las facies detríticas, son frecuentes las intercalaciones arcillosas o tosquizas, se encuentran cementaciones debidas a procesos diagenéticos -presencia de cristales feldespáticos y cuarcíferos- de los propios sedimentos. (De la Fuente, 1984).

En la zona Sur de Madrid, donde se realizan las obras de Metrosur, las peñuelas y las formaciones son las que predominan al este de Getafe y Parla, mientras que al Oeste, en el área de Fuenlabrada, Móstoles, Alcorcón y Leganés, los materiales corresponden a la facies detrítica,

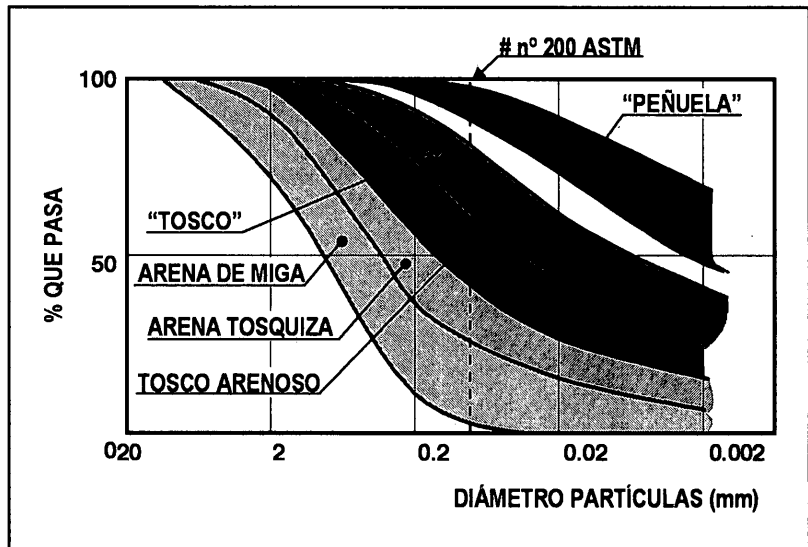


Figura 2. Granulometría de los suelos de Madrid. (Oteo, 1995).

lo mismo que en la bajada del Metro de Madrid hacia Metrosur (Línea-10).

El conjunto detrítico -que es el aquí se ha analizado- se compone de materiales cuyo contenido en finos varía desde el 5 al 80%. Dentro de este rango, la clasificación habitual más utilizada es la que propuso Escario (1970) (fig 2).

- a) Arena de miga, con menos del 25% de contenidos de finos
- b) Arena Tosquiza, entre un 25 y un 40%
- c) Tosco arenosos, entre un 40 y un 6%
- d) Tosco, con más de 60%

Su composición granulométrica, varía en función del contenido de finos. Las Arenas de Miga constituyen un conjunto básicamente arenoso, de alta compacidad, salvo en niveles superficiales que pueden estar afectados por la meteorización. La transición de estas arenas a los toscos, las constituyen las arenas tosquizas y los toscos arenosos, que corresponden a cambios laterales o verticales en la sedimentación.

En cuanto a su composición mineralógica, los materiales que constituyen estas formaciones (montmorillonita, clorita, ilita, calcita, cuarzo, feldespato) no varían, pero sí lo hacen en su proporción. Las mayores proporciones corresponden a la ilita, al interstratificado montmorillonita-ilita junto con proporciones muy significativas de cuarzo y feldespato. En el caso de la Arena de Miga, el cuarzo está comprendido entre un 40 y un 60% los feldespatos cerca del 25% y las micas suelen estar representadas por láminas de biolita. En los toscos, es frecuente la aparición de arcosas, sepiolitas y sílex. (De la Fuente, 1984)

La plasticidad de estos materiales es variable. Aumenta con el contenido de finos, siendo los toscos los materiales

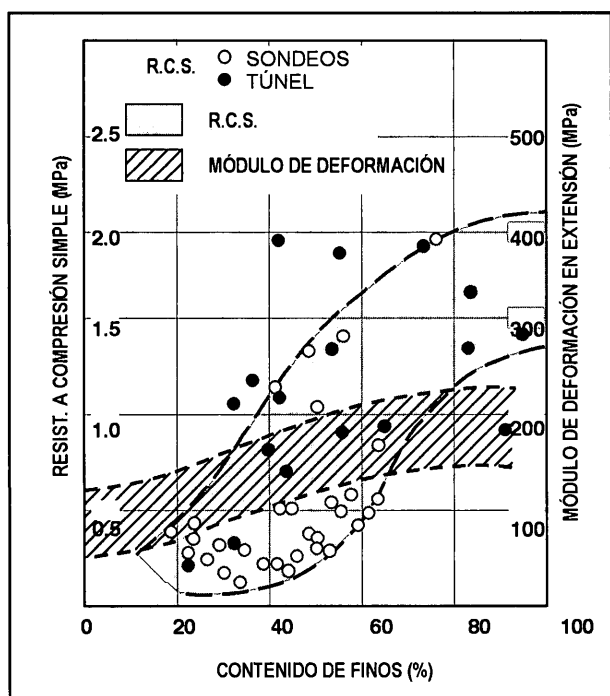


Figura 3. Variación de la resistencia a compresión simple del módulo de deformación en extensión con el contenido de finos en los suelos de Madrid (Oteo, 1995).

con mayor plasticidad. Este aumento paulatino hace pensar que el comportamiento de las arenas de miga y las arenas tosquizas es muy similar, salvo en contenidos de finos muy bajos.

La Fig. 3 resumen los valores habituales de resistencia a compresión simple y del módulo de deformación en extremos (el que se utiliza para cálculos de subsistencia por excavación de túneles) en estos terrenos. Estos valores dan idea de que estos materiales pliocénicos son muy resistentes frente a capas verticales. Su resistencia al corte drenada es también apreciable: En los suelos arenosos (arena de miga y arena tosquiza) la cohesión varía de 10 a 50 Kpa y el rozamiento interno entre 30 y 35°, para procesos de carga monótona creciente y con presiones efectivas superiores a 100 kPa. (Oteo, 1995)

La distinción granulométrica clásica, antes citada, a veces queda un poco indefinida para las obras de túneles, ya que también cuenta la resistencia al arrastre frente al agua y la cohesión que puede quedar (para esfuerzos rápidos) de descompresión. En la Fig. 3 se aprecia que la resistencia a compresión simple desciende hacia cero al disminuir el contenido de finos. Con la curvatura de las leyes empíricas de esa figura podría considerarse otros intervalos granulométricos que los clásicos, a efectos resistentes. Podría hablarse de: a) Arenas sin finos (menos del 15% de finos), b) Arenas tosquizas (25 a 40), c) Materiales tosco-arenosos (40 a 60%), c) Toscos (60<80%). Con esta idea se conseguiría un intervalo más adecuado al comportamiento tenso-deformaciones y de resistencia al arrastre por agua y frente a la erosión.

3. INESTABILIDADES FRONTALES LOCALES

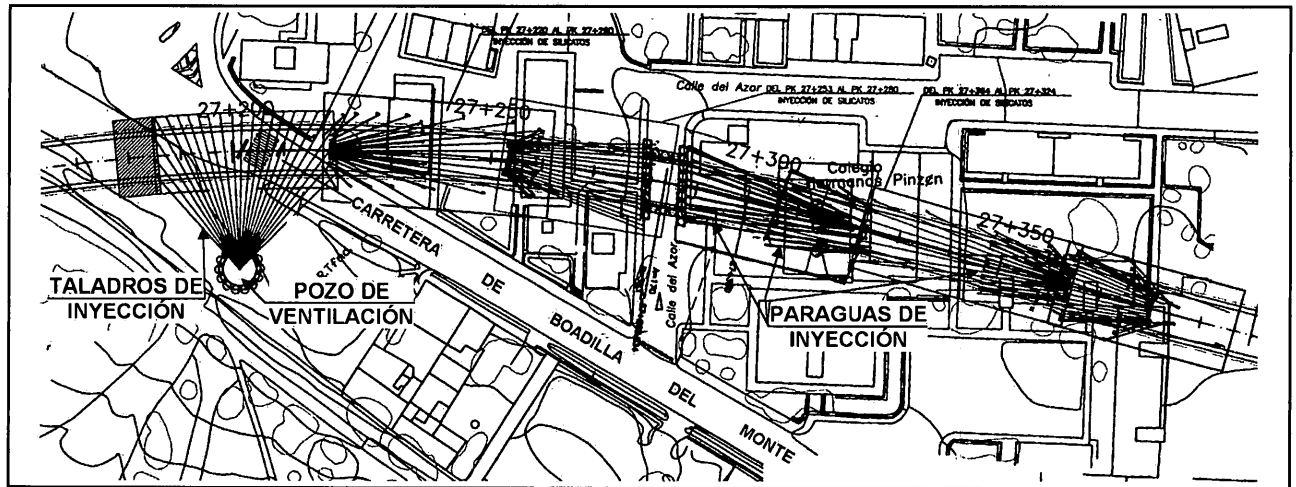
Este tipo de problemas se ha presentado en diversas ocasiones, con escalas diferentes: desde problemas muy locales por desprendimientos en clave o en hombros de unos pocos metros cúbicos de arena con algo de agua, de fácil resolución, hasta arrastres continuos a lo largo de sucesivos avances que introducían un grave riesgo para los operarios y hacían imposible la continuidad de las obras.

Digno de contar ha sido un caso en la calle de Almagro, en la Unión de las Líneas 8 y 10 (1995-1999), en que la presencia de un lentejón de arena entre clave y hombro derecho fueron dificultando poco a poco el avance (unos 8-10 anillos) hasta que hicieron arriesgado el avance. En este caso, el problema local se resolvió con inyecciones de lechada pesada de cemento (proporción agua/cemento de 1:2) desde la calle, con taladros verticales e inclinados que, recintando previamente la zona de arenas con agua, permitieron consolidar la zona e impermeabilizar lo suficiente como para continuar el avance.

Más importante, por su extensión, ha sido la experiencia tenida en la obra "Ampliación de Galibo de la Línea-10", inaugurada en noviembre de 2002, en un tramo nuevo de túnel, bajo la casa de campo, en la zona próxima a El Batán. En esa zona el túnel discurrió en la clásica alternancia de "arenas de miga", "arenas tosquizas" y "toscos", propias de esa área de Madrid, con un recubrimiento sobre clave de unos 22 a 25 m, con edificios de 4-5 plantas en superficie. En clave apareció una capa, de un espesor del orden de 1,5-2,0 m, de arenas pliocenas sin finos (<15%), con agua. Aunque estas arenas, frente a cargas verticales de compresión, tendrían un buen comportamiento (de cara, por ejemplo, a apoyo de cimentaciones), la presencia de agua y su escaso contenido de finos hace que no tengan, prácticamente, cohesión y sean muy permeables, con baja ó nula resistencia al arrastre. Ello provoca, al abrir un avance con el Método Tradicional de Madrid, una ola de barro que impide la excavación y el sostenimiento.

Por estas razones se diseñó un "paraguas" de taladros para inyectar silicatos, con el fin de aislar la zona en que el túnel se iba a construir del resto del terreno, tratando solamente la zona de clave y hombros que tenían agua. El consumo de inyección de silicatos fue del orden de 50 a 150 l de mezcla por m.l. y las presiones de inyección variaron entre 15 y 25 bares. Durante todo el proceso se fueron controlando las presiones y las admisiones para optimizar el tratamiento. En la Fig. 4 puede verse la planta de la zona (con los edificios existentes en la superficie) con los "paraguas" realizados y el tratamiento complementario hecho desde algún pozo de ventilación. En todos los casos, antes de iniciar un nuevo "paraguas" se intentó continuar la excavación sin tratamiento (3m antes de alcanzar cada paraguas), pero el flujo de agua obligó a tratar toda la zona. Un detalle de

Figura 4.
Paraguas de
inyección
(Planta).



uno de los paraguas puede verse en la Fig. 5, en que se aprecia que cada "paraguas" para distribuir el tratamiento en la capa arenosa, prácticamente horizontal que aparecía en clave. Durante todo el proceso se controlaron los asientos de los edificios, pudiendo comprobarse que no se midieron asientos superiores a 6 mm y que no se indujeron daños en ellos.

4. INESTABILIDADES FRONTALES GENERALES

En el caso del Método Tradicional de Madrid no se ha producido, en la Ampliación del Metro 1995-2002, ningún tipo de inestabilidad frontal general. En el pasado si se produjeron (pueden indicarse los ejemplos citados de calle de Almagro y de la Avenida de Pío XII), pero quizás el mejor conocimiento geotécnico y la suerte han hecho que, en esta ocasión, no se produjeran problemas de este tipo con dicho sistema constructivo. Cabe citar, sin embargo, como un

ejemplo un poco especial, el socavón inducido en la calle Guzmán el Bueno esquina a Beatriz de Bobadilla, originado con la excavación de un cañón inclinado de una estación con muy poco recubrimiento.

Sin embargo con las tuneladoras sí se han presentado problemas de este tipo en algunas ocasiones especiales:

- Durante la construcción de la Ampliación de la Línea 4, en la Plaza de Los Ayacuchos, se produjo un socavón, de unos 10-12 m de longitud y una anchura similar a la del túnel. En esta zona el recubrimiento de terreno pliocénico era mínimo (0 a 1 m) y el resto hasta la superficie eran rellenos antrópicos flojos y colapsables (≈ 10 m.). La zona estaba acordonada, ya que se temía el problema, por lo que no hubo más que daños en el firme, fácilmente reparables.
- En la misma Línea 4, dentro del patio de juegos del Liceo Francés, la tuneladora atravesó una zona con un espesor de rellenos tal que llegaba hasta el eje de la má-

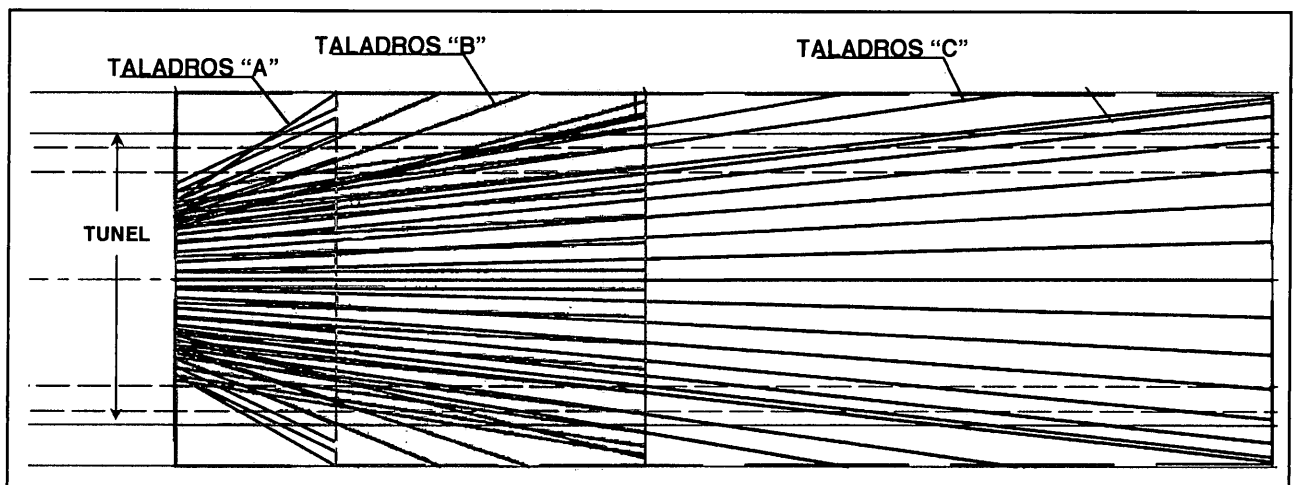


Figura 5.
Diseño de
paraguas de
inyección
(Planta).
(Mediante la
superposición
de tres series
de taladros).

quina. Los asientos fueron de 30 cm, marcándose perfectamente en la solera del patio del Liceo los edificios próximos tuvieron asientos de 2-3 mm, ya que se había construido una barrera de jet-grouting entre el túnel y los edificios para proteger éstos.

- En la Línea 9, cerca de la estación de R.E.N.F.E. de Vilcálvaro, hubo un socavón de unos 6 m de largo por 7 m de ancho en zona cercana a vías ferroviarias sin uso. El espesor de relleno era también grande (prácticamente hasta clave). Las vías en uso se habían protegido con inyecciones de lechada de cemento (consolidando los rellenos), realizadas desde un paso inferior para peatones próximo y no experimentaron asientos superiores a 3 mm.

Como se deduce de todo ésto, las inestabilidades frontales se han debido, principalmente, a la presencia de rellenos. En los tres casos citados las tuneladoras iban en lo que suele llamarse régimen "abierto", sin verdadera presión de frente.

5. INESTABILIDADES DORSALES

5.1. Generalidades

Este tipo de inestabilidad ha constituido un problema mayor en la zona sur de Madrid, en la que aparecen muchos niveles arenosos, con pocos finos, con o sin agua. Como ya se ha indicado, estas zonas, al estar más alejadas del lugar de origen de los sedimentos, están algo menos preconsolidadas (principalmente, por haber tenido menos peso de sedimentos antiguos).

Además son zonas en que no se había construido, prácticamente nunca, obras subterráneas. Por ello los niveles de agua (generalmente colgados) estaban algo más intactos que en la zona centro y norte de Madrid, más drenadas por sucesivos colectores y túneles de Metro. En algunas zonas de Alcorcón ha habido explotaciones agrícolas abastecidas por pozos, lo que da idea de la abundancia inicial de agua (alguna zona se denomina localmente "Los Pozos").

En dos obras concretas -El Tramo 2 de la Línea 10, o sea Cuatro Vientos-Alcorcón y en el Tramo de Alcorcón de Metrosur- la presencia en clave de capas arenosas sin finos (con y sin agua) ha creado muchos problemas.

En el Tramo de Alcorcón se produjo, al principio de la obra, algún socavón en la zona de campo abierto, lo que permitió estudiar el problema. Se trataba de la inestabilidad dorsal esquematizada en la Fig. 1.c.

La excavación con tuneladora (sea "en abierto" o en cerrado", con presión de tierras en la cámara frontal) tiende a producir una ligera sobreexcavación en la parte alta del frente de la máquina. Si el terreno es arcilloso y cohesivo esa sobreexcavación es muy pequeña y queda rellena con

Figura 6. Principio de una inestabilidad dorsal.

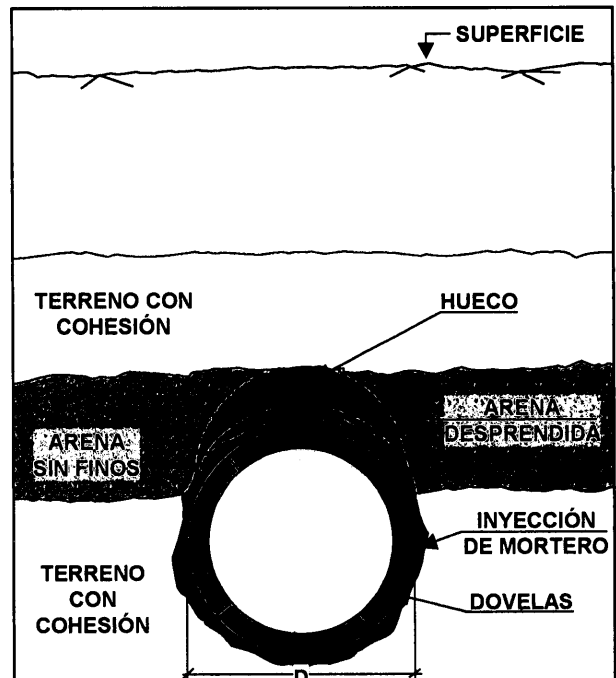
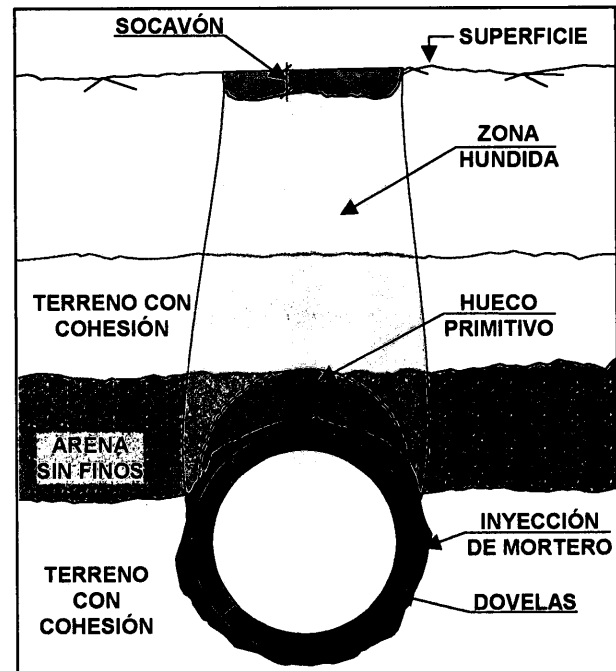


Figura 7. Inestabilidad dorsal.



la inyección de mortero que realiza la tuneladora sistemáticamente, cada vez que se monta un anillo. Pero si en clave existe una capa de arenas con pocos finos, su cohesión es mínima y entonces se produce una sobreexcavación más importante, que queda limitada por la presencia de un terreno algo más cohesivo sobre la clave (Fig. 1.c.)

Generalmente las capas de arena sin finos tenían un espesor máximo de 2 m, por lo que el hueco que se gene-

ra tiene, inicialmente, una altura de esa magnitud y una anchura algo menor que la del túnel (Fig. 6). Al continuar el avance el hueco permanece ya que el terreno superior resiste por la cohesión y rozamiento que tiene. Cuando la longitud del hueco (L en la Fig. 1.c.) es tal que la resistencia al corte del terreno superior se supera, se produce el hundimiento del terreno y aparece un socavón superficial (Fig. 7).

5.2. Excavación en zonas arenosas

La perforación de parte del túnel de Metrosur se ha realizado afectando principalmente a arenas con pocos finos (10-25%) en clave y parte superior del frente de la tuneladora. Ello no impide el avance, en principio, siempre que se tenga la cámara frontal suficientemente llena. La velocidad de avance puede llegar a ser muy grande.

En la zona de Alcorcón, concretamente en el tramo 2 de la Línea-10 (bajada hacia el Sur para conectar el Metro de Madrid con Metrosur) y el de Alcorcón de Metrosur, se ha presentado –en muchas ocasiones– esa situación que acabamos de describir. Sin embargo las tuneladoras eran diferentes en ambos casos: en la Línea-10.2 se trataba de doble túnel perforado con una tuneladora Lovat de Ø 7,60 m (que ya ha hecho tres obras previamente), con un sistema de “quasi-presión de tierras” y en el tramo de Alcorcón se utilizó simple túnel perforado por una tuneladora Herrntkech, de Ø 9,40 m y con verdadero sistema E.P.B., que solo había hecho otra obra antes (Ampliación de la Línea-9 entre 1995 y 1999).

En la Fig. 8 pueden verse las curvas avance-tiempo de esta última tuneladora (“La Almudena”): En el caso de Línea-9 se sacó un rendimiento medio (desde el día de colocación del primer anillo hasta acabar el túnel) de 8,3 m/día y una velocidad promedio entre dos estaciones (en

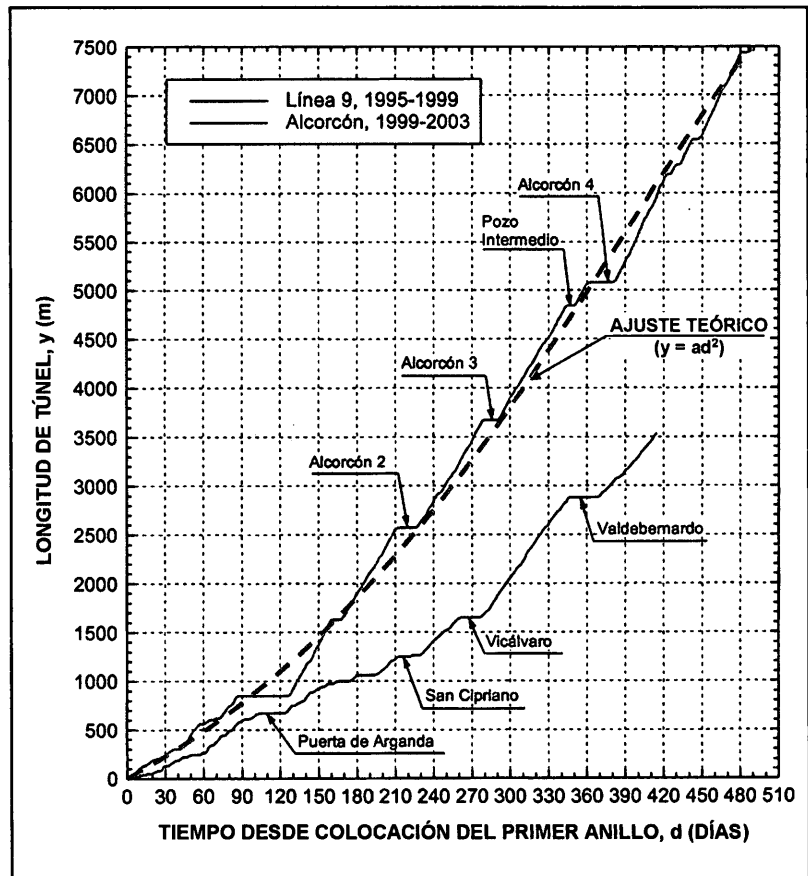
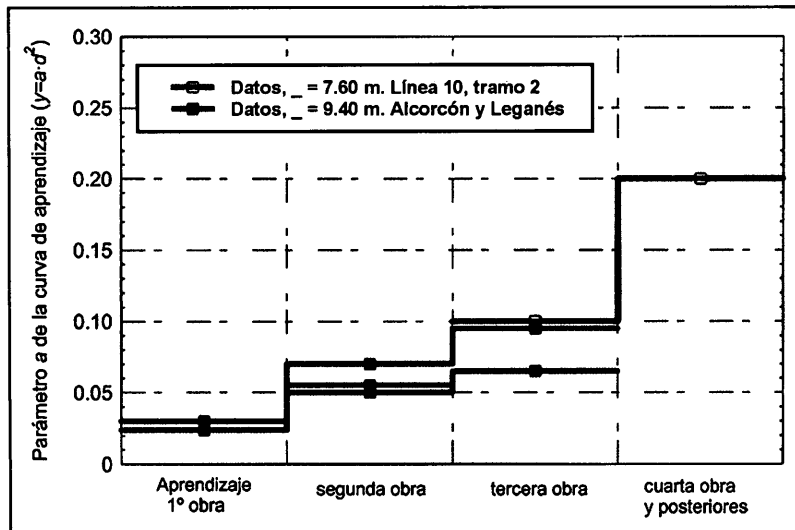


Figura 8. Avance comparativo de la tuneladora La Almudena.

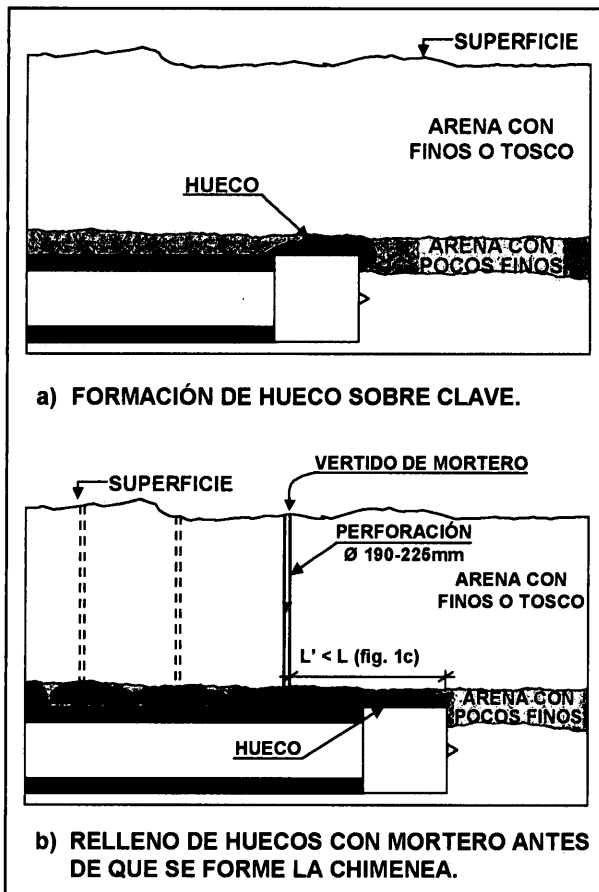
Figura 9. Evolución del parámetro “a” de la curva de aprendizaje con el número de obras.



régimen de avance adelantado) de 18,4 m/día. En el caso de Metrosur, la misma máquina (con algunas mejoras, como el aumento de inyección de espuma, lanza de agua para deshacer aglomeraciones arcillosas, etc) alcanzó una la velocidad media (primero a último día) de 15,6 m, con velocidad promedio entre dos estaciones de 20m/día. Estas curvas indican una fase de aprendizaje (parte inicial de la curva) que fue mayor en el caso de la Línea-9. Pueden asimilarse a parábolas de ecuación $y=ad^2$, siendo y la distancia recorrida desde el origen, en m., d el tiempo transcurrido desde el arranque de la obra (en días) y a un coeficiente que varía según la experiencia de la obra.

En la Fig 9 puede verse la variación del parámetro “a” obtenido en túneles con predominio arenoso, para las dos obras y máquinas citadas. En lo que respecta a la máquina de Ø 7,60m, con mas veteranía, puede verse que el valor de a se eleva de 0,10 (tercera obra) a 0,20 (cuarta obra), habiéndose llegado a colocar mas de 40 anillos (de 1,25 m de longitud) por día. En la otra máquina, en la primera obra (Línea-9) el coeficiente “a” fue bastante menor (0,03), pero prácticamente se duplicó en la segunda obra (0,05). También se ha incluido en ese grafico el caso del tramo de Leganes de Metrosur (con bastante arena con pocos finos también) y puede verse en ese caso como tam-

Figura 10. Tratamiento sistemático desde superficie para detener inestabilidades dorsales.



bién va subiendo el parámetro "a" con la experiencia de la máquina y sus operadores.

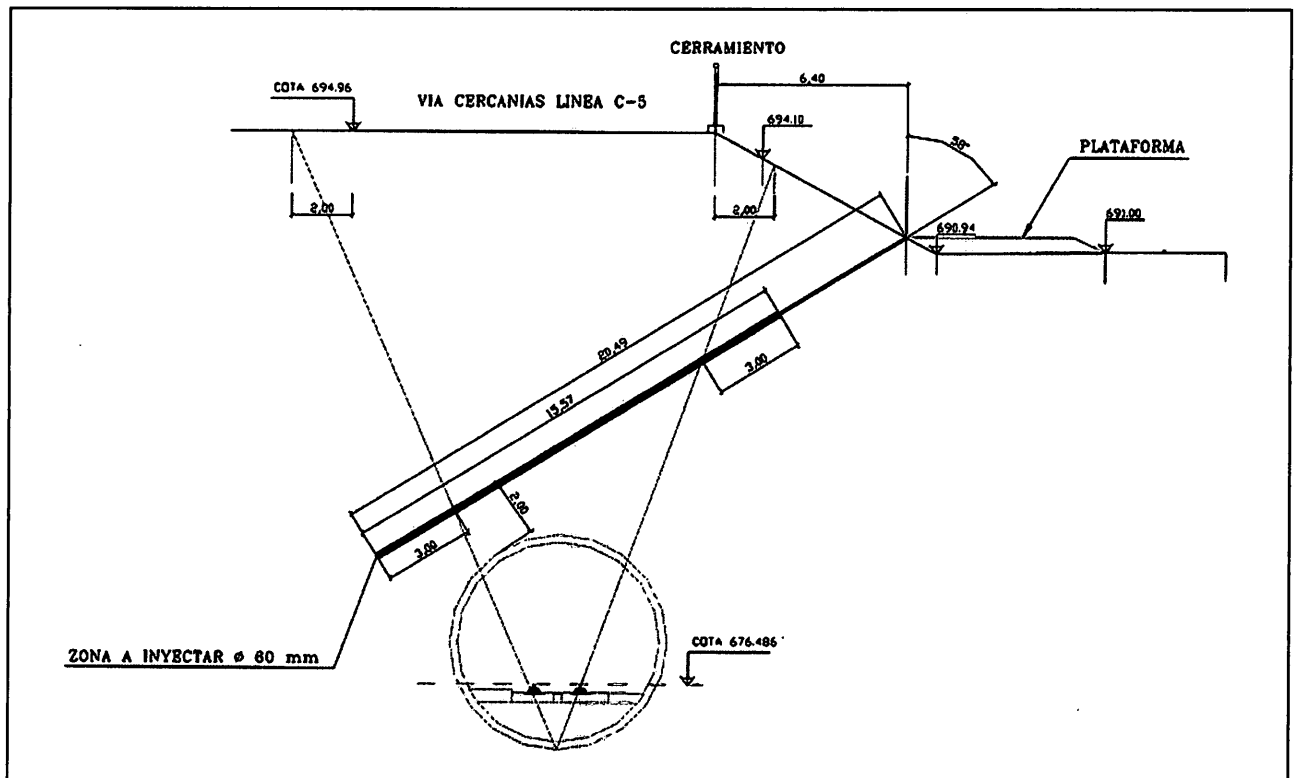
5.3 Soluciones adoptadas

En las curvas como las de la fig 8 van incluidas toda clase de incidentes y paradas, aunque normalmente estas últimas son mínimas. Se procura solo detener la tuneladora para revisiones de picas o cuando hay averías, descarrilamientos de los trenes que llevan dovelas o extraen escombros, etc. Por eso hay que procurar, siempre, el prever los problemas por adelantado.

En nuestro caso, con el problema latente de la inestabilidad dorsal, era necesario establecer medidas previas que evitaran o paliaran el problema y, sobre todo, su afección a la superficie e instalaciones próximas. Estas soluciones han sido muy diversas, según el tipo de problemas a resolver o las características de la instalación a proteger.

En general se acudió al sistema de intentar rellenar la caverna que se iba produciendo, cuando había arenas sin finos en clave, de forma que se realizaba una perforación desde superficie, Ø 190-225 mm, y se vertía mortero fluido para rellenar el hueco que se iba induciendo. Estos taladros se hacía a unos 4-5m del escudo, a fin de que el mortero no influyera en él y no se crearan problemas para su avance. La secuencia de taladros era de uno cada 4 dovelas, pasando en el caso de que la admisión fuera superior a 15-20 m³

Figura 11. Tratamiento con jet-grouting bajo línea de cercanías C5, Túnel 1 de la ampliación de la Línea 10 Tramo 2.



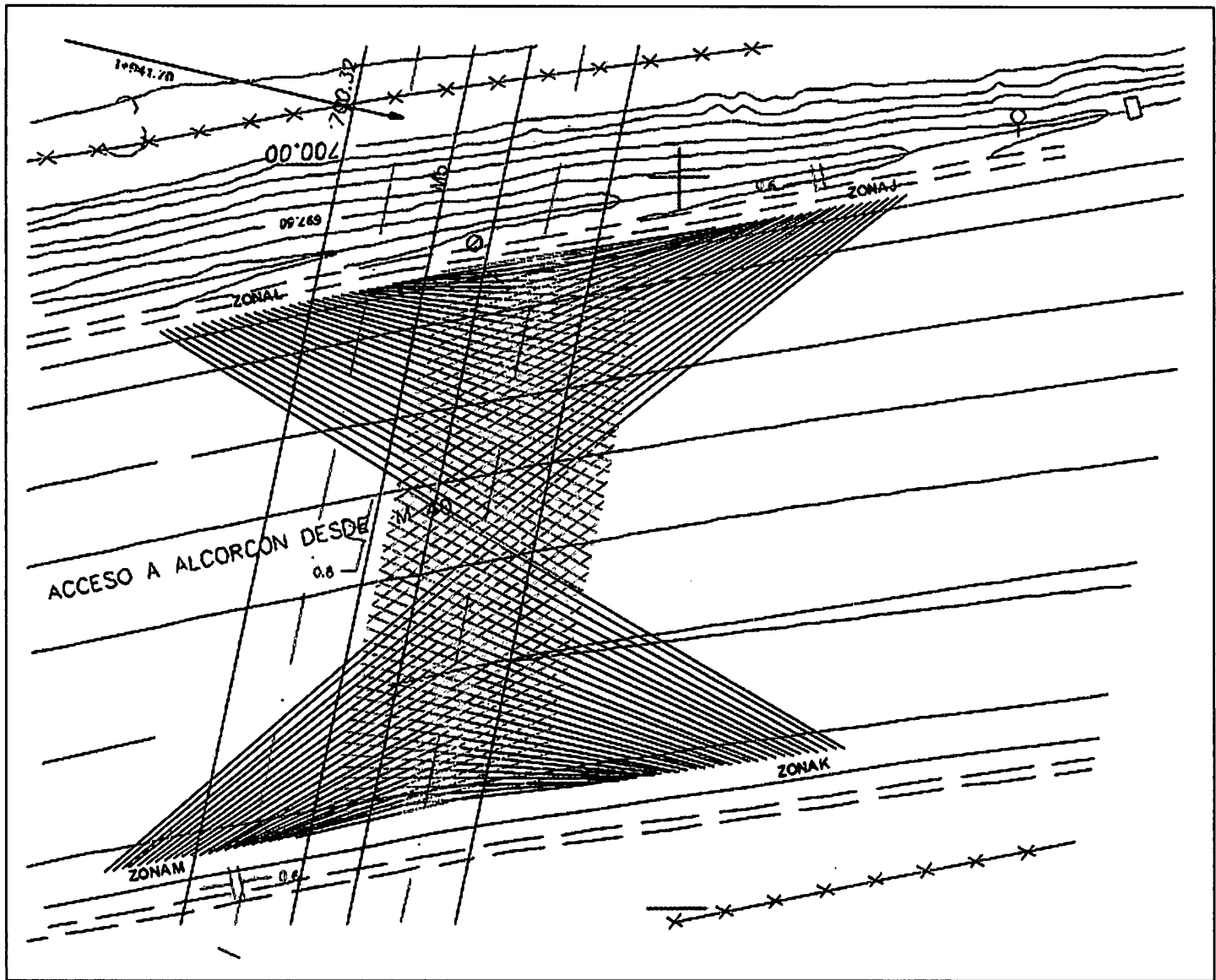


Figura 12. Tratamiento con jet-grouting en el cruce con el acceso a la M-40, Túnel 4 de la ampliación de la Línea 10 Tramo 2 (Planta).

a realizar, con posterioridad, algún taladro intermedio (fig. 10). Así puede evitarse la formación de socavones en campo abierto y bajo avenidas. En una de estas situaciones (paso bajo una carretera de la Comunidad de Madrid) el consumo medio de mortero fue de $10 \text{ m}^3/\text{ml}$.

En el caso de la Línea-10.2 la tuneladora (Cibeles) perforó dos túneles paralelos en cuatros fases. Como problemas principales, además del problema general de los huecos y del relleno sistemático de mortero desde superficie, cuando ello era posible, hubo que resolver las siguientes situaciones con obstáculos en superficie:

- Paso bajo la línea de Cercanías C-5: Dado que se había ya producido socavón superficial por inestabilidad dorsal, antes del paso bajo dicha línea, se hizo:

a) Una pantalla de pilotes de mortero perpendicular al túnel, con objeto de parar la hipotética chimenea que pudiera formarse antes del cruce.

b) Un tratamiento de jet-grouting (fig. 11) para evitar cualquier incidencia sobre la vía.

- Paso bajo la M-40. En esta zona sobre la clave del túnel aparecían arenas con menos del 15% de finos. Cerca, llegó a aparecer un socavón en zona sin ninguna instalación superficial. El tratamiento en zona sin carretera se llevó a cabo de la forma ya indicada (relleno vertical con mortero) mas alguna barrera de pilotes de mortero (perpendicular al túnel) para cortar la continuidad del hueco. Además, bajo la M-40 (ya que el desvío de esta obra lineal era muy difícil) se realizó un tratamiento con columnas

Figura 13.
Tratamiento con jet-grouting en forma de tienda de campaña.
Sección transversal general túneles gemelos.

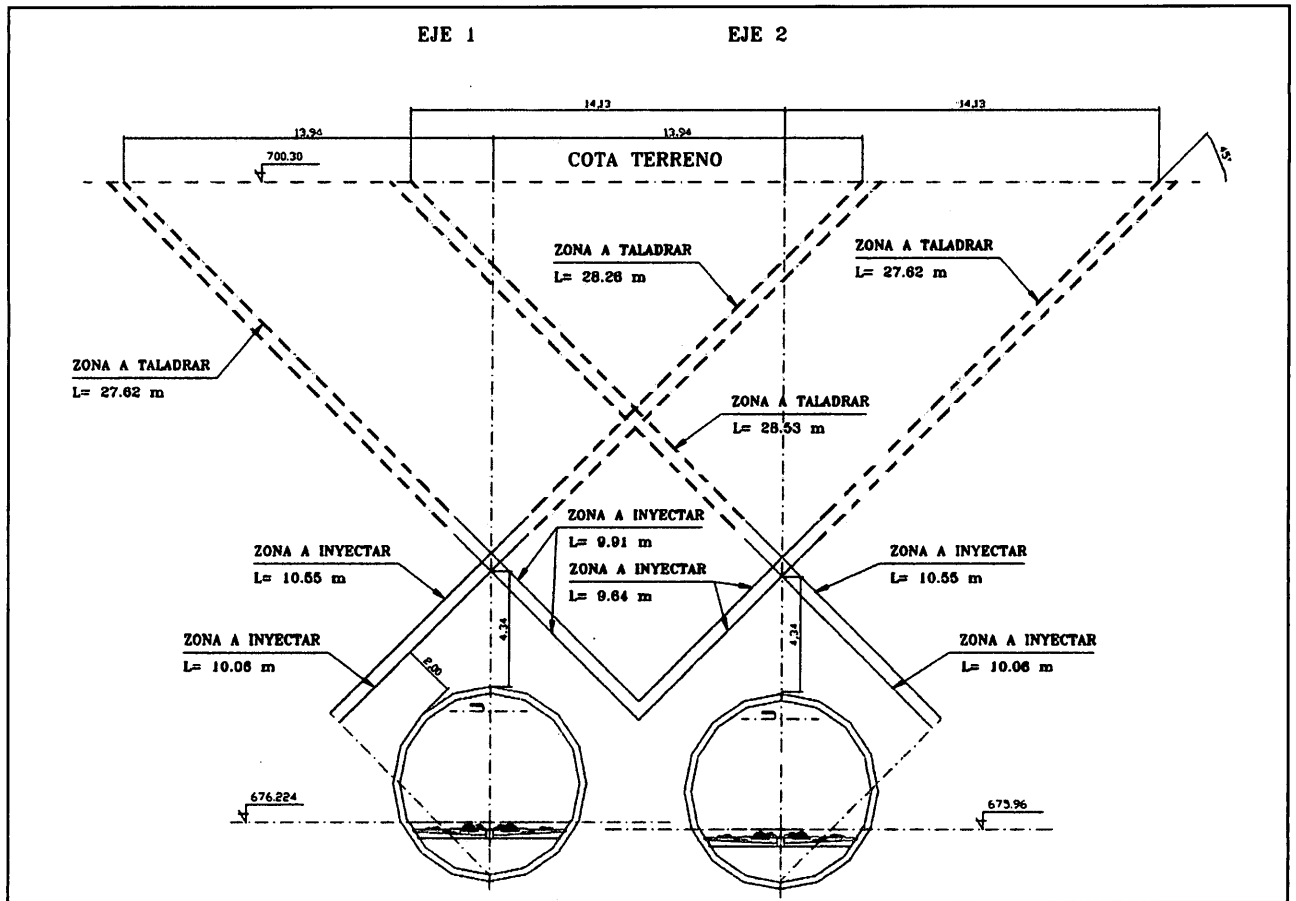
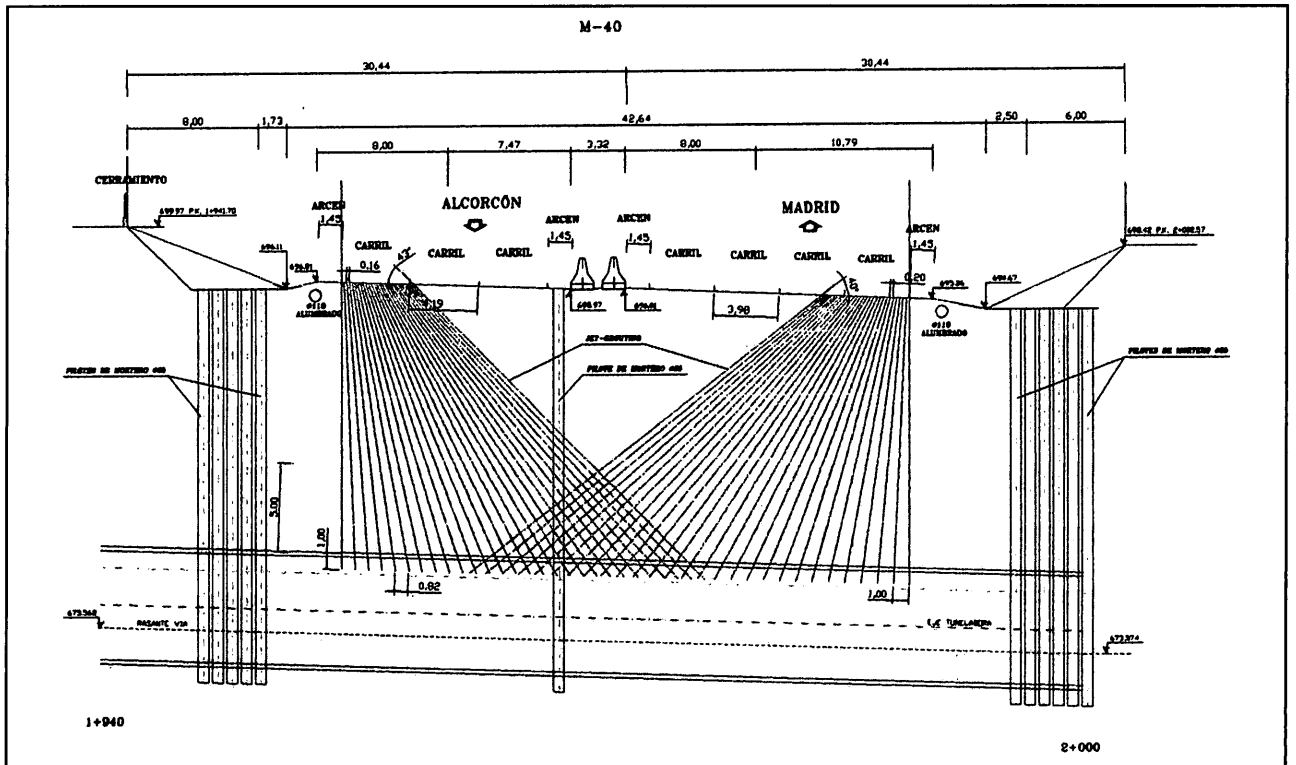


Figura 14.
Tratamiento con jet-grouting en el cruce con el acceso a la M-40, Túnel 3 y 4 de la ampliación de la Línea 10 Tramo 2 (Sección longitudinal).



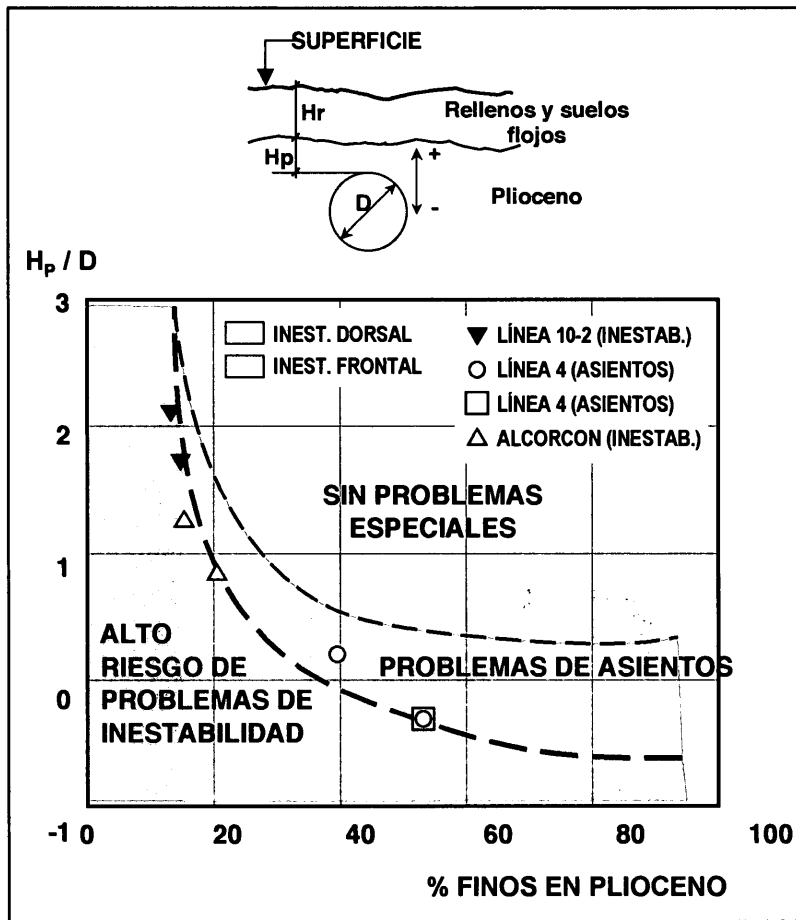


Figura 15. Criterio de estabilidad para túneles excavados con tuneladoras tipo E.P.B. en Madrid.

de jet-grouting en forma de "tienda de campaña" por encima de cada túnel. Las columnas se cruzan entre sí, en este caso con "tienda" doble, como se puede ver en las Figs. 12 (planta), 13 (sección transversal) y 14 (sección longitudinal). Cada línea de columnas estaba formada por dos sublíneas, separadas 70 cm, para conseguir una mayor rigidez de conjunto. A la entrada y salida de esta zona había una barrera de pilotes de mortero. El paso bajo la M-40 se hizo, una vez acabado el tratamiento, con avance constante y sin problemas.

- Cruce con la M-406: se hizo un tratamiento de forma similar al del caso de la M-40.

En cuanto a la obra de Metrosur citada, en el caso de Alcorcón se recurrió, cuando había arenas con pocos finos, al tratamiento sistemático de relleno con mortero desde superficie (fig.10) El problema es que la distancia entre la perforación y el frente del túnel debe ser tal que sea inferior a la longitud máxima. La (fig 1C) que puede tener la caverna sobre clave antes de que se produzca la inestabilidad dorsal y se forme el socavón. Diversos estudios teóricos (empíricos y numéricos) que serán publicado mas ade-

lante (que formaran parte de la Tesis Doctoral de uno de los autores y que por su extensión no pueden incluirse aquí) han permitido fijar el valor de L para diversos casos con configuración geométricas y geotécnicas distintas. Esa magnitud es del orden de 16-18 m en el caso de perforaciones con \varnothing 9,40m, por lo que si los taladros se hacían a una distancia de unos 13-14 m era suficiente para detener la formación del socavón, lo que permitía hacer los taladros sin que el mortero afectara al escudo.

6. CONCLUSIONES

- A partir de la experiencia obtenida en la zona de Alcorcón puede establecerse el criterio de estabilidad de túneles excavados con tuneladoras tipo E.P.B. que aparece en la fig15, en el que se contemplan los riesgos de inestabilidad frontal y dorsal.
- Los tratamientos de "tienda de campaña" (doble o sencillo, según las fig. 13 y 11, respectivamente) han dado muy buen resultado para proteger instalaciones y estructuras superficiales.
- Para evitar la inestabilidad dorsal con arenas sin finos encima de la clave del túnel, se puede llevar a cabo un relleno sistemático con mortero a través de taladros desde superficie.

7. AGRADECIMIENTOS

Los autores de este trabajo quieren expresar su agradecimiento a D. Carlos Oteo y D. Felipe Mendaña por su colaboración en la realización de los trabajos que aquí se describen y a todas las personas que han intervenido en las obras a que se hace referencia, especialmente a D. José M^a Díaz, D. Manuel Herrera, D^a Petronila Navarro, D. Valentín Fernández, de la Comunidad de Madrid y a D^a Carmen González de la U.S.A.C., así como a las empresas que las construyeron, las controlaron e hicieron los tratamientos (F.C.C., Ferrovial-Agroman, Dragados, O.y P., A.C.S., Sener, Iberinsa, Eptisa-Aepo y Geocisa). ■

BIBLIOGRAFÍA

- Escario, V (1970) "Los suelos de Madrid". Laboratorio del transporte y Mecánica del Suelo. Monografía.
- de la Fuente, P. (1974) "La deformabilidad de los suelos tosquizos de Madrid" Tesis Doctoral U.P.M. Publicada como Cuaderno de Investigación C-12 del CEDEX, Madrid).
- Oteo, C. (1995) "El terreno de Madrid en su relación con los túneles" Cap. 3^o de "Los túneles de la M-40" Ministerio de O.P.T. y M.A. – AETOS Madrid.