

# Operación de tuneladoras de frente cerrado: influencia de las presiones del frente en los asentamientos inducidos



## Davor Simic Sureda

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Jefe de Área de Geotecnia de Ferrovial-Agroman.

Profesor asociado Universidad Politécnica de Madrid

### Resumen

Un aspecto relevante de la operación de las tuneladoras de frente cerrado es el control de la presión del frente con el fin de minimizar las afecciones en el terreno circundante debidas a los movimientos. Los modelos disponibles en la bibliografía, basados en la aplicación de la teoría de la plasticidad y ensayos en centrífuga, para correlacionar los asentamientos en superficie con la estabilidad del frente del túnel resultan muy limitados por cuanto no estudian adecuadamente el mecanismo de rotura del frente, siendo sólo aplicables para terrenos homogéneos de comportamiento cohesivo, sin componente friccional de la resistencia. Con este motivo, se ha puesto en marcha un proyecto de investigación descrito en este artículo con el fin de elaborar una herramienta adecuada para estimar la influencia de la presión del frente de la tuneladora en las subsidencias del terreno. Para ello se modeliza el comportamiento del frente mediante las formulaciones de equilibrio límite, habituales en otros campos de la geotecnia, que tienen la ventaja de su relativa sencillez de aplicación. Ello permite además introducir en el análisis la heterogeneidad del perfil geotécnico, la existencia de un nivel freático o la presencia de suelos granulares. Finalmente, se comparan los resultados obtenidos con modelos numéricos tridimensionales y con datos de la instrumentación de túneles reales.

### Palabras clave

Túneles, presión de tierras, estabilidad frente, asentamientos, pérdida de suelo

### Abstract

*A relevant aspect of the operation of closed-face tunnelling machines is the control of the pressure at the face in order to minimise the effects in the surrounding soil due to the movement. The models available in literature, based on the application of the theory of plasticity and centrifugal testing, to correlate the settlement at the surface with the stability at the tunnel face are very restrictive as they do not provide any adequate study of the mechanism of failure at the face, and are only applicable to homogeneous cohesive soils without frictional resistance. For this reason a research project was carried out to prepare a suitable tool to estimate the influence of the pressure at the face of the TBM in soil subsidence. This entailed the modelling of the behaviour of the face by standard limit equilibrium formulas used in other areas of geotechnology, that offer the advantage of relative ease of application. This also allows the introduction in the analysis of the heterogeneity of the geotechnical profile, the presence of a phreatic level or the presence of granular soils. The results obtained by these means were finally compared with three-dimensional numerical models and with the instrument recordings of real tunnels.*

### Keywords

*Tunnels, earth pressure, face stability, settlement, loss of soil*

## 1. Túneles excavados con tuneladora: mecanismos de producción de asentamientos

De un modo general, la fuente de los movimientos del terreno durante la construcción del túnel con tuneladora puede ser atribuida a varios mecanismos diferenciados entre sí, tal como se esquematiza en la figura 1 (en la página siguiente):

- Deformación del terreno por delante del frente debido a la relajación tensional producida por la excavación.
- Convergencia de la superficie excavada: dado el sobrecorte inducido por la rueda de corte, la pared de la excavación se deformará radialmente viendo coartada su deformación por la rigidez de la coraza del escudo.

- Compresibilidad del revestimiento: bajo este nombre genérico se incluyen las holguras inevitables para la puesta en carga del revestimiento, tales como corona circular parcialmente inyectada que queda entre la falda del escudo y el trasdós del anillo de dovelas, así como las deformaciones de puesta en carga del revestimiento.

- Deformaciones diferidas: fundamentalmente obedecen al proceso de consolidación de las sobrepresiones intersticiales generadas durante la construcción, de forma que los correspondientes cambios de las tensiones efectivas del terreno dan lugar a deformaciones en el terreno.

Hay que destacar que cuando se analizan los asientos de una determinada sección instrumentada, estas componentes de la pérdida de terreno están actuando simultáneamente desde distintas secciones a lo largo del túnel en ejecución. Por otra parte, de acuerdo con las conclusiones publicadas por Mair y Taylor (1997), las tuneladoras de frente confinado (de presión de tierras o presión de lodos) con adecuado control de la cámara de confinamiento (acondicionamiento del escombro y presiones) consiguen reducir los asientos correspondientes a la primera componente citada. En esta ponencia se analizan los mecanismos tensodeformacionales que relacionan la presión del frente y las subsidencias imputables a la primera componente.

## 2. Subsidiencias producidas por la excavación de un túnel

De una manera convencional la curva de asientos se define mediante la siguiente expresión (Peck, 1969):

$$S_v = S_{vmax} \exp \frac{-y^2}{2 i^2}$$

donde:

- $S_v$ : asiento bajo la abcisa.
- $S_{vmax}$ : asiento máximo, coincidente con la vertical de la clave del túnel.
- $i$ : abcisa del punto de inflexión de la curva de Gauss.

De las propiedades geométricas de la curva de Gauss resulta fácil expresar el asiento máximo  $S_{vmax}$  en función del volumen  $V_s$  de la cubeta de asientos por metro lineal de túnel

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v(y) dy = \sqrt{2 \pi} \cdot i \cdot S_{vmax}$$

La curva de asientos queda totalmente definida mediante los parámetros  $V_s$  e  $i$ .

Por otro lado, se define la variable adimensional  $V_L$  (pérdida de terreno) como la disminución de volumen de la cavidad

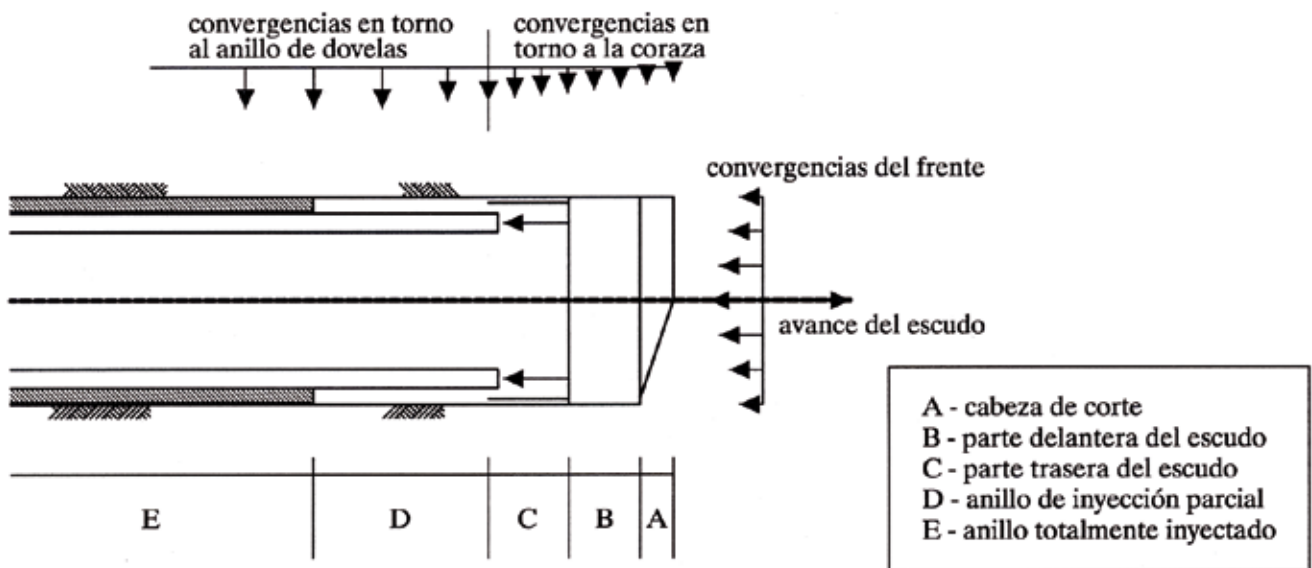


Fig. 1. Mecanismos de generación de asientos en un túnel con TBM

del túnel por unidad de longitud. Para un túnel circular podrá expresarse como:

$$V_L = \frac{\int u(\theta) a \cdot d}{\pi a^2}$$

siendo:

- $u(\theta)$ : deformación radial.
- $a$ : radio del túnel.

### 3. Influencia de las presiones de confinamiento en el volumen de cubeta $V_s$

#### 3.1. Introducción

Se suele aceptar que, para túneles excavados en arcillas, en condiciones sin drenaje, los desplazamientos del terreno se producen en condiciones de volumen constante por lo que se establece que el volumen de la cubeta de asientos es prácticamente igual a la disminución de volumen de la cavidad, es decir  $V_L = V_s$ . Sin embargo, cuando la excavación tiene lugar en condiciones de variación de volumen (por ejemplo, terrenos granulares o condiciones drenadas)  $V_s$  suele ser menor que  $V_L$  por el fenómeno de la dilatancia, tal como se ha puesto de manifiesto en las medidas realizadas por Cording y Hansmire (1975) a partir de medidas reales en el Metro de Washington.

Sin embargo, no se tienen en cuenta los efectos tridimensionales ni el proceso constructivo del túnel en lo que se refiere a la interacción compleja que tiene lugar entre la deformación del terreno, el confinamiento del frente y la colocación del revestimiento. Para tener en cuenta estos efectos Peck (1969) propuso afectar mediante un factor comprendido entre 0,6 y 0,7 los valores de  $V_L$  si bien ello resulta insuficiente tal como puso de manifiesto el estudio realizado por Sagaseta y Oteo (1974) mediante elementos finitos bidimensionales, del que se deducen unos factores de proporcionalidad entre  $V_s$  y  $V_L$  variables en función del módulo de Poisson y diferentes de los recomendados por Peck (1969).

Diversos autores han estudiado la influencia que sobre la pérdida de terreno  $V_L$  tiene la estabilidad del frente (Clough y Schmidt, 1981, Attewell, Yeates y Selby, 1986, Uriel y Sagaseta, 1989). Dado que se ha visto que la construcción del túnel es un fenómeno básicamente tridimensio-

nal mientras que los parámetros  $V_L$  y  $V_s$  se definen, en principio, para una sección transversal del túnel y, por lo tanto, en condiciones bidimensionales, resulta conveniente utilizar el concepto de estabilidad del frente para relacionar  $V_L$  con la resistencia del terreno y el proceso constructivo del túnel.

#### 3.2. Modelos basados en la teoría de la plasticidad

##### 3.2.1. El caso del túnel profundo

A partir del criterio desarrollado por Broms y Bennermark (1967), se define el factor de carga  $N$  (véase la figura 2) mediante la expresión:

$$N = \frac{P_o - P_i}{C_u}$$

siendo:

- $P_o$ : tensión total sobre un plano horizontal a cota del eje del túnel.
- $P_i$ : contrapresión de estabilización.
- $C_u$ : resistencia al corte sin drenaje del terreno.

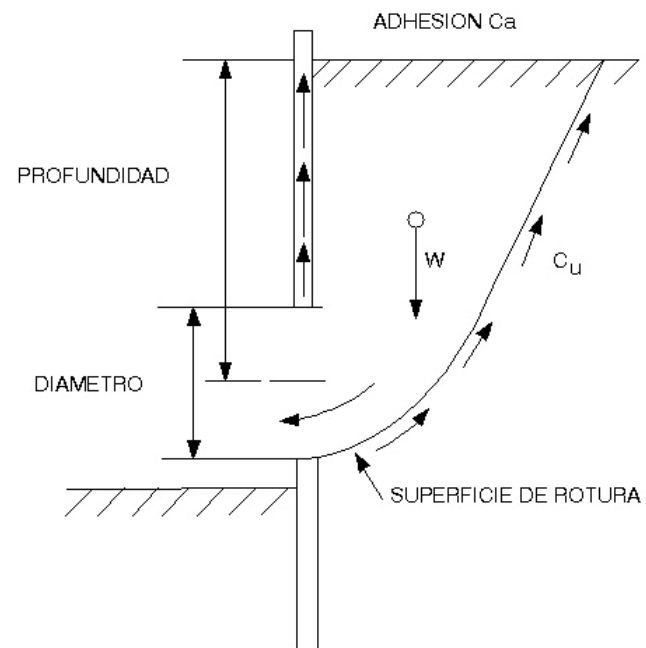


Fig. 2. Criterio de rotura del frente. Broms y Bennermark (1967)

Basándose en ensayos de laboratorio y observaciones de casos reales, Broms y Bennermark (1967) establecieron que el factor de carga  $N_c$  crítico para la rotura del frente resulta  $N_c = 6$ .

En algunos casos tales como la ejecución del túnel mediante tuneladora de frente confinado es posible determinar con cierta precisión el factor de carga ya que existen unos dispositivos de medida de presión en la cámara de confinamiento del frente. La figura 3 muestra las conclusiones del análisis retrospectivo de los asentamientos medidos con una tuneladora de presión de tierras a gran profundidad en las arcillas miocenas de Lisboa (Simic, 2003), superpuesta con el rango recomendado por Clough y Schmidt (1981) para índices de rigidez comprendidos entre 150 y 500. Puesto que el terreno excavado consistió en arcillas duras bajo el nivel freático y los asentamientos fueron medidos inmediatamente después del paso de la tuneladora por las secciones instrumentadas se ha considerado que el volumen de asentamientos  $V_s$  es igual al volumen de pérdida de terreno  $V_L$  por no haber deformaciones volumétricas. Los valores de  $P_1$  para la determinación del factor de carga fueron obtenidas como la media de las lecturas de las cuatro células de presión total dispuestas en la cámara de la tuneladora. Puede verse que, de modo general, existe una tendencia de las formulaciones elastoplásticas a sobreestimar la pérdida de terreno.

En conclusión, hay que señalar que estas formulaciones resultan claramente insuficientes ya que requieren que:

- a) El túnel se encuentre a profundidad suficientemente grande para depreciar la variación de tensiones entre la clave y la solera.
- b) El estado inicial de tensiones en el terreno antes de excavar el túnel sea el correspondiente a  $K_0 = 1$ , es decir igualdad de tensiones horizontales y verticales.
- c) El terreno siga una ley constitutiva tensodeformacional elástica perfectamente plástica.

La simplificación introducida por las hipótesis a) y b) hace que este análisis no resulte aplicable a los túneles próximos a la superficie, que sin embargo, son los que más interesan a efectos del estudio de subsidencias.

3.2.2. El caso del túnel próximo a la superficie

En este caso se utiliza el concepto de factor de carga crítico introducido por Davis, Gunn, Mair y Seneviratne (1980), determinando  $N_c$  en función de  $C$  (el recubrimiento sobre clave),  $D$  (el diámetro),  $\gamma$  (la densidad del terreno) y  $C_u$  (la resistencia al corte sin drenaje).

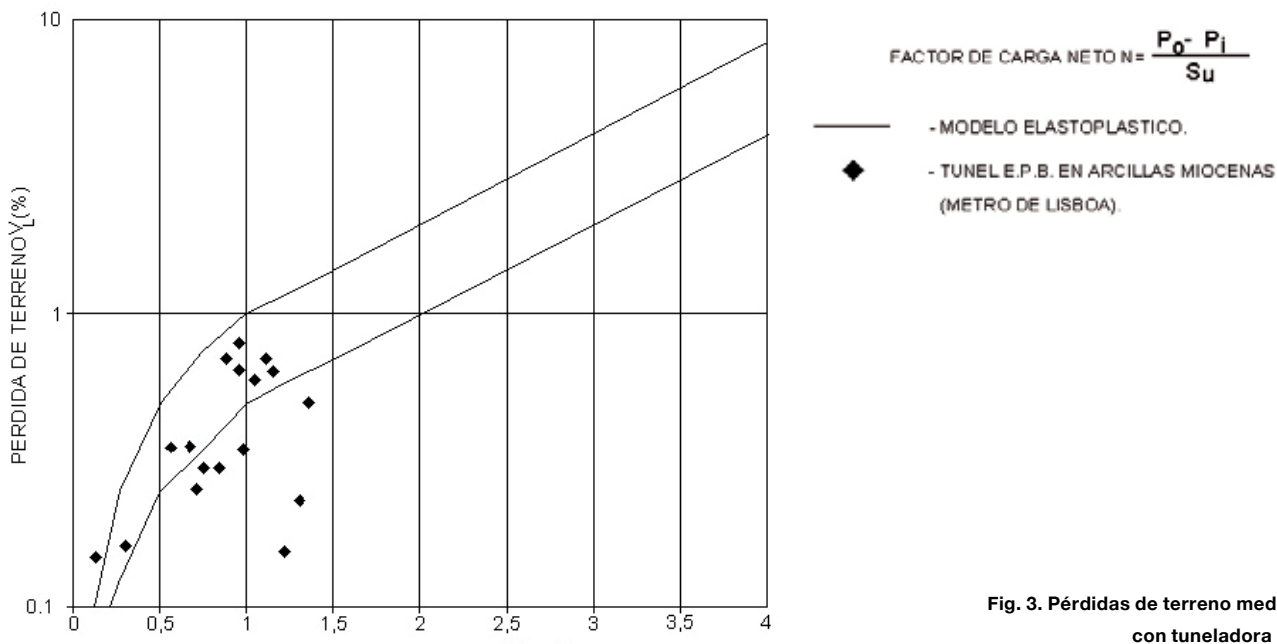


Fig. 3. Pérdidas de terreno medidas con tuneladora EPB

Mair (1989) completó estos resultados con el análisis retrospectivo de algunas roturas en casos reales, proponiendo la figura 4 para la determinación del factor de carga crítico  $N_c$ .

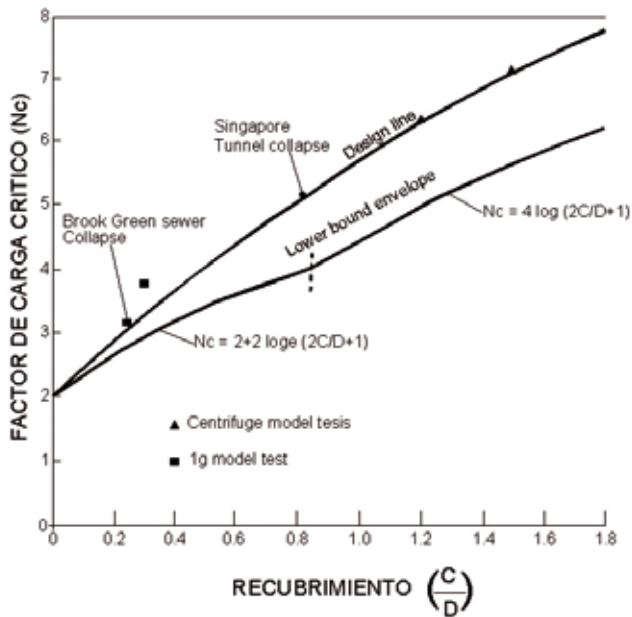


Fig. 4. Factor de estabilidad crítico ajustado con casos reales. Mair (1989)

Estas soluciones resultan de interés para la estimación de la pérdida de terreno  $V_L$  ya que Mair, Gunn y O' Reilly (1981) y Mair (1989) establecen en base a ensayos en centrífuga y análisis de elementos finitos que existe una correlación entre  $V_L$  y  $N/N_c$ , siendo  $N$  el factor de carga del frente del túnel y  $N_c$  el factor de carga crítico que produce la rotura (véase figura 5).

En este caso, el factor  $N/N_c$  que figura en abcisas es el cociente entre el factor de carga  $N = P_o - P_i / C_u$  y el factor  $N_c$  aquel para el que se produce el colapso del túnel (obtenido de la figura 4).

No obstante hay que señalar que las conclusiones obtenidas por Augarde, Lyamin y Sloan (2003) mediante análisis por elementos finitos bidimensionales en deformación plana parecen sugerir que el factor de estabilidad crítico  $N_c$  podría depender del mecanismo de colapso, el cual no se puede

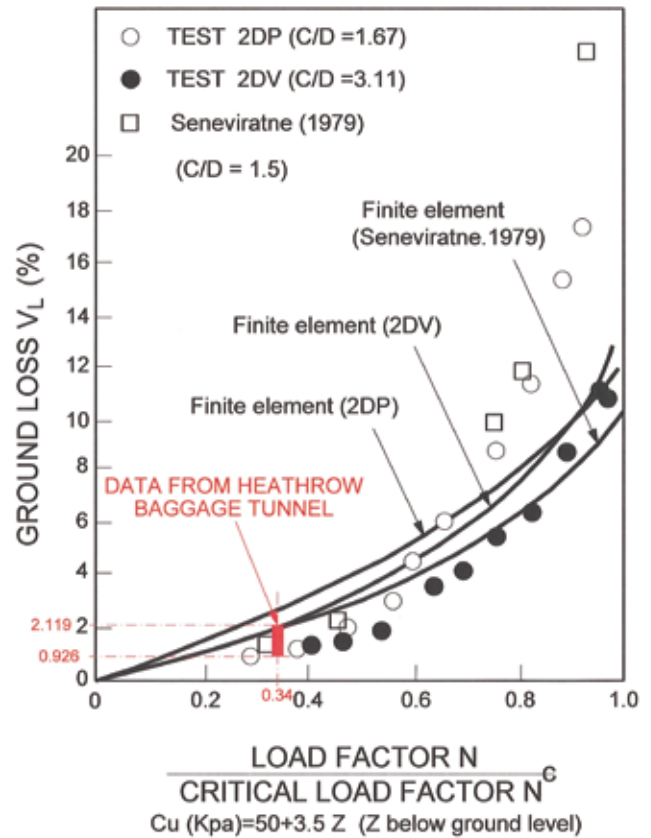


Fig. 5. Pérdida de terreno en función del factor de estabilidad. Mair 1989

determinar de antemano. Estas limitaciones hacen relevante la búsqueda de herramientas de análisis del mecanismo de rotura del frente.

### 3.2. Estudio del mecanismo de rotura del frente

Los mecanismos de rotura del frente de una tuneladora presurizada han sido objeto de estudio desde los años 70 del pasado siglo en paralelo al desarrollo de las primeras tuneladoras de presión de lodos. En general, estos métodos consideran diferentes geometrías de superficies de deslizamiento como se muestra en la figura 6 (Mohkam, 1991), a las que aplican las ecuaciones de equilibrio análogas a las que se utilizan en los problemas de estabilidad de taludes.

En la figura 6 también se muestra el esquema propuesto por el Prof. Muruyama para construir la superficie de deslizamiento como espiral logarítmica cuya tangente en la base del túnel forma un ángulo de  $45 + \varphi / 2$ .

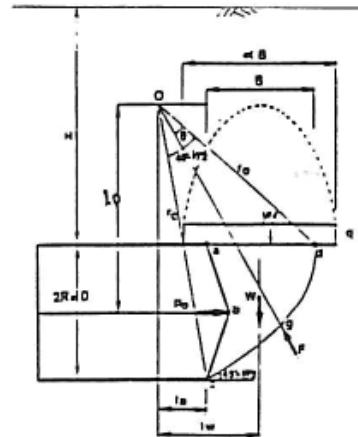
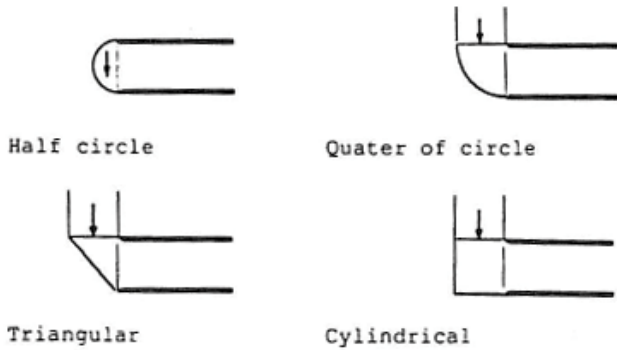


Fig. 6. Superficies de deslizamiento del frente. Mohkam (1991)

Basándose en esta cinemática de la rotura del frente Simic (2007) propuso una formulación tomada del método de las fajas tradicionalmente utilizado para la estabilidad de taludes. En este método se determina el coeficiente de seguridad frente a la rotura del frente suponiendo líneas de rotura circulares que pasan por la contrabóveda.

Se realiza un cálculo plano, considerándose los cálculos para una faja de un metro de anchura. El proceso de cálculo es similar al desarrollado para el cálculo de la estabilidad de taludes, con la salvedad de considerar la acción del terreno ( $E_T$ ) y, en su caso, la existencia de una presión en el frente ( $\sigma_i$ ) (Fig. 7).

Para ello se divide la zona de colapso en fajas verticales y establecemos el equilibrio en cada faja (Fig. 7) utilizando el método de Janbu.

Por Coulomb podemos escribir:

$$S = \frac{c \Delta l + tg \phi N}{F}$$

Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales tenemos:

$$W = N \cos \alpha + S \operatorname{sen} \alpha$$

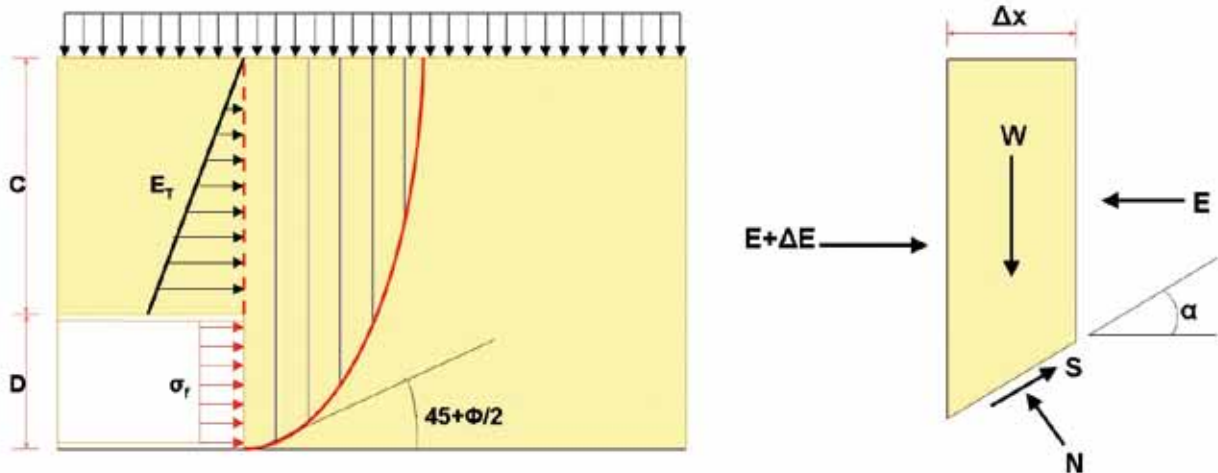


Fig. 7. Modelización de la estabilidad del frente mediante el método de las fajas

Eliminando N, tenemos:

$$S = \frac{c \Delta x + tg \phi W}{\cos \alpha (F + tg \alpha tg \phi)}$$

Estableciendo el equilibrio de fuerzas paralelas a la base de la faja tenemos:

$$W \operatorname{sen} \alpha = \Delta E \cos \alpha + S$$

Por definición:

$$E_j = \sum_{i=1}^{j-1} \Delta E_i \quad E_n = E_F$$

De las expresiones anteriores nos queda:

$$\sum W tg \alpha = E_F + \sum \frac{S}{\cos \alpha}$$

Despejando F nos queda:

$$F = \frac{\sum \frac{c \Delta x + tg \phi W}{\cos^2 \alpha \left[ 1 + \frac{tg \alpha tg \phi}{F} \right]}}{\sum W tg \alpha - E_F}$$

La ecuación anterior, implícita en F, nos resuelve el problema mediante un proceso iterativo. Se ha decidido prescindir del término  $\Delta T$ , o sea del rozamiento entre las fajas, por considerar que su valor es despreciable frente a los valores de E, N y S.

Dado que el túnel, a diferencia del talud, tiene un carácter marcadamente tridimensional existen en la bibliografía distintas propuestas para tener en cuenta este efecto, tal como se muestra en la figura 8 tomada de Mohkam (1991).

Para su modelización se supone que el volumen de suelo movilizado está limitado por una superficie generada por desplazamiento y giro de la curva de deslizamiento circular, tal como se recoge en la figura 9. Se supone que el volumen que desliza está formado por una franja central y dos cuñas laterales limitadas por una superficie formada por el deslizamiento de curvas circulares o espirales (en la franja central), y por el giro de las mismas (cuñas laterales).

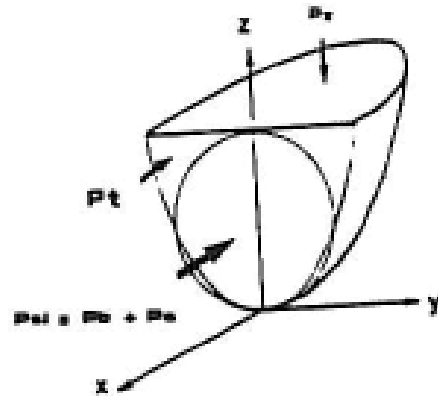


Fig. 8. Mecanismo tridimensional de rotura del frente. Mohkam (1991)

Las acciones actuantes sobre una faja de ancho unidad son las representadas en la figura 9. Para la determinación del coeficiente de seguridad se establecen de forma similar al caso de 2-D, las siguientes ecuaciones:

Por Coulomb podemos escribir:

$$T = \frac{c \Delta l + tg \phi N}{F}$$

Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales tenemos:

$$W = N \cos \alpha + T \operatorname{sen} \alpha$$

Despejando N, tenemos:

$$N = \frac{W - T \operatorname{sen} \alpha}{\cos \alpha}$$

Y sustituyendo:

$$T = \frac{c \Delta x + W tg \phi}{\cos \alpha [F + tg \alpha tg \phi]}$$

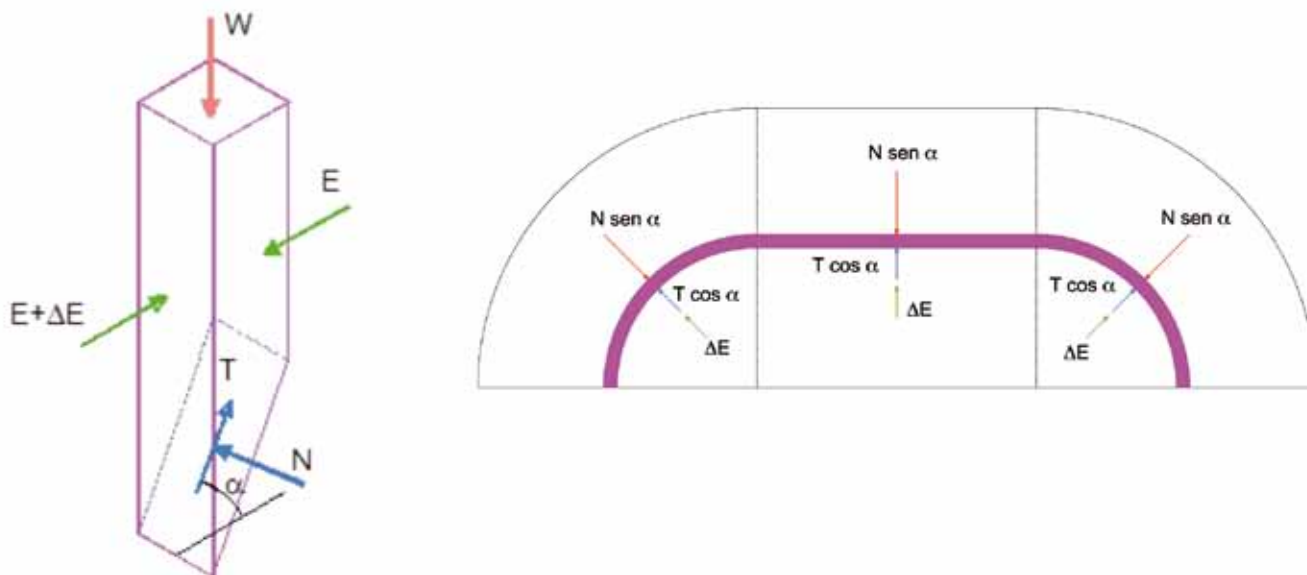


Fig. 9. Aplicación del método de las fajas en el caso tridimensional

Por otro lado, la acción del terreno en el plano vertical del frente del túnel puede considerarse tanto como un empuje activo como al reposo según la hipótesis que se adopte.

De acuerdo con esto, si establecemos el equilibrio de todas las fajas actuantes sobre el plano horizontal y en la dirección del eje del túnel, tenemos:

$$\int \Delta E_i \cos \beta = \int (N \operatorname{sen} \alpha - T \cos \alpha) \cos \beta$$

Siendo  $\beta$  en ángulo formado por la normal a la faja con el eje del túnel.

Por equilibrio global podemos establecer que:

$$\sum \int \Delta E_i \cos \beta = \text{Empuje del terreno}$$

El problema se resuelve de forma iterativa utilizando las ecuaciones con la condición de equilibrio global.

Con el fin de calibrar la aplicabilidad del método se ha llevado a cabo un proyecto de investigación utilizando los datos de diversas tuneladoras EPB en terrenos blandos a medios, correspondientes a tramos de reciente construcción por Ferrovial Agroman.

#### 4. Modelo numérico tridimensional del efecto de la presión de confinamiento en las subsidencias

En primer lugar, se ha determinado la correspondencia entre el asiento en superficie y el coeficiente de seguridad del frente del túnel mediante una simulación numérica tridimensional de la construcción de un túnel con tuneladora EPB.

En este apartado se describen cálculos realizados, que han permitido evaluar la relación existente entre la presión en el frente de excavación de la tuneladora y el volumen de asientos en superficie que produce el paso de la misma en un caso de terrenos blandos.

Los cálculos se realizan mediante un modelo de diferencias finitas tridimensional implementado a través del programa comercial FLAC3D, de Itasca.

En la tabla siguiente se recoge el perfil del terreno y los valores de los parámetros que definen su comportamiento.

Profundidad	$\gamma_{ap}$ (t/m <sup>3</sup> )	c' (t/m <sup>2</sup> )	$\varphi$ (°)	E (Mpa)	Cc/Cs
0 a 3,95 m	2,05	0	25	2	-
3,95 a 13,95 m	2	0,5	30	17	-
13,95 a 19,95 m	2,05	0,5	30	-	0,17/0,02
> 19,95 m	2	0,75	25	-	0,17/0,015



Se adopta una posición del nivel freático a 5,7 m de profundidad.

El modelo elegido es una representación del entorno de túnel hasta la superficie de forma paralelepípedica, que aprovecha la simetría espacial existente. En este caso el modelo consta de unos 46.400 elementos, y sus medidas son de 105x100x38 m. El diámetro de excavación es de 9,4 m. La construcción secuencial se simula en avances de 1 m de longitud, una vez pasada la zona inicial necesaria para eliminar los efectos del borde  $Y=0$ . Se ha introducido en el modelo la influencia de la conicidad del escudo, la presencia del sostenimiento de dovelas y el efecto de sobrecorte de las cuchillas de corte en cabeza, que deja libre un espacio denominado *gap* que se rellena de mortero. En la figura 8 se recoge el aspecto general del modelo, una vez atravesada la longitud suficiente para conocer la cubeta alejada del frente, que es el estado final de cada cálculo realizado, y que consta de unas 70 fases de cálculo intermedias.

Se ha modelizado tanto el sobrecorte producido por la cabeza de corte como el mortero de inyección, para el que se tiene en cuenta la ley de endurecimiento estándar en función del tiempo, relacionado en este caso con la distancia al frente de ataque mediante la velocidad media de avance de la máquina. Además resulta necesario introducir una presión en el frente de la excavación que regirá finalmente, en ausencia de variaciones en el resto de parámetros, el análisis de sensibilidad realizado para el que se obtienen distintas cubetas de asiento –a distancia infinita del frente de excavación– en función de dicha presión en el frente.

Para cada paso de avance es necesario realizar un cálculo independiente hasta la estabilización de las variables que rigen el proceso de cálculo en diferencias finitas, que son básicamente unos parámetros internos del programa que permiten conocer la generación de una solución tensodeformacional estable cuasiestática.

Se han analizado seis situaciones distintas, cada una de ellas con una distinta presión en cabeza de la tuneladora.

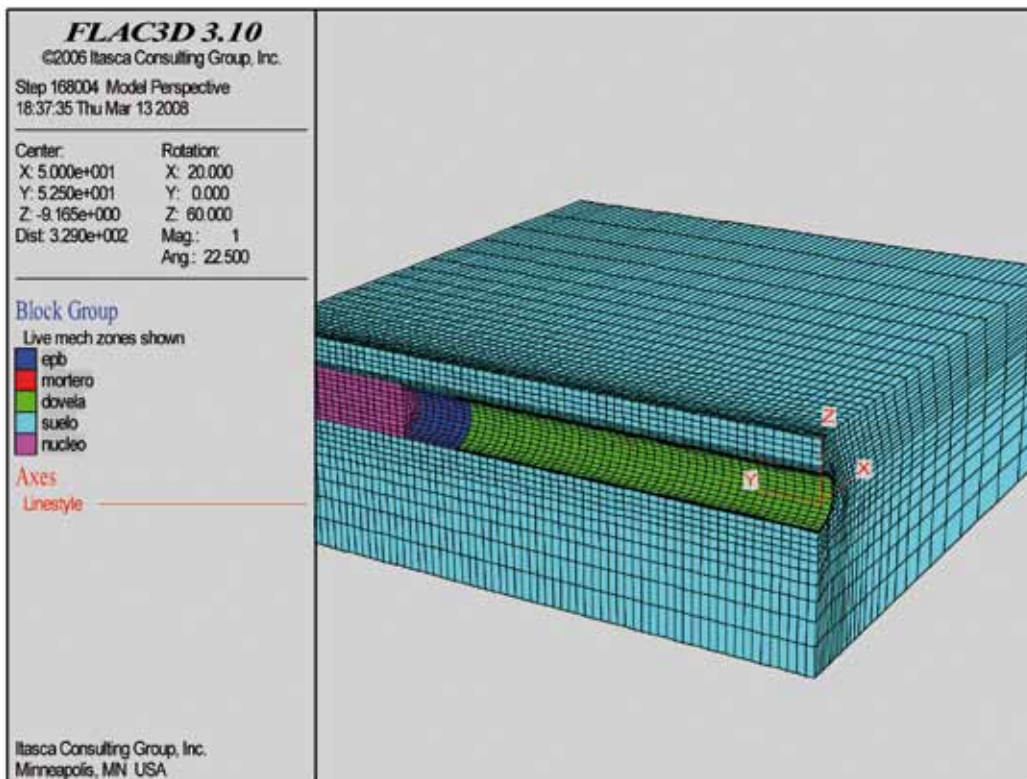


Fig. 10. Modelo 3D de excavación mediante EPB

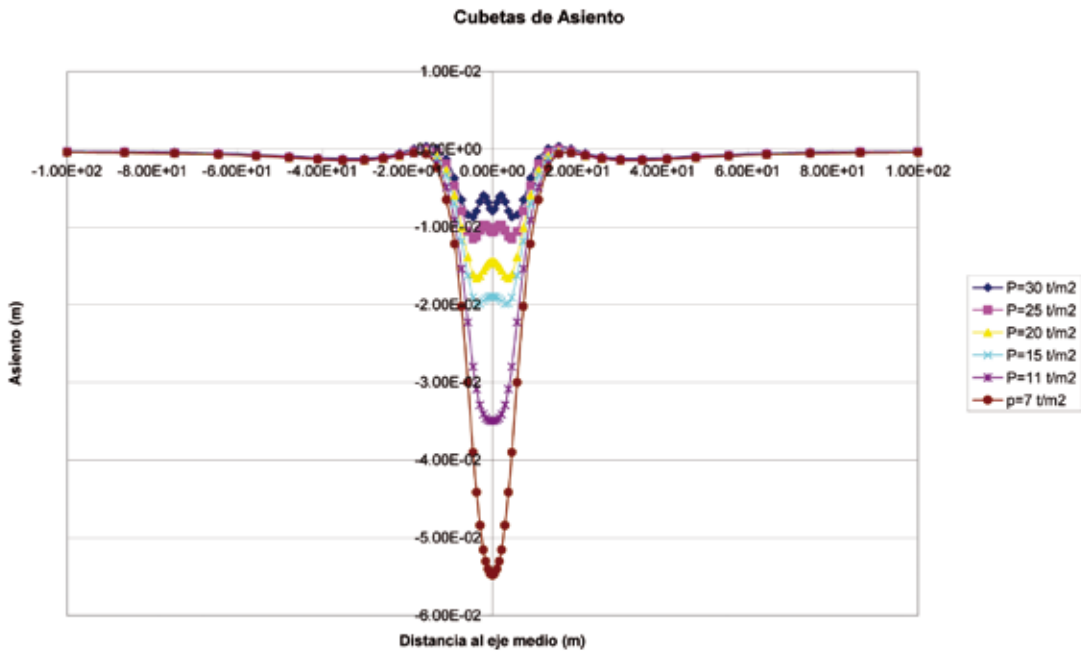


Fig. 11. Cubetas de asiento alejadas del frente para distintas presiones

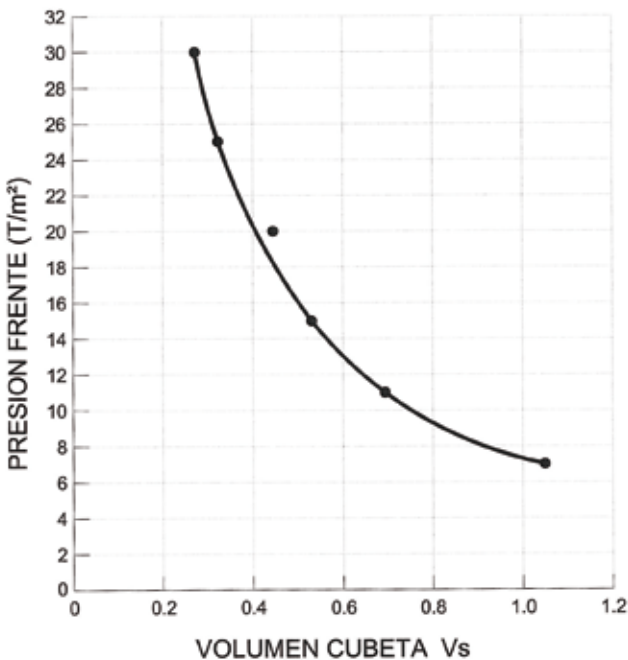


Fig. 12. Modelo FLAC 3D. Variación de la pérdida de terreno con la presión del frente

Los resultados de los seis cálculos realizados se recogen en la figura 11, en la que se superpone la cubeta de asientos en superficie obtenida mediante la modelización numérica para un plano situado a suficiente distancia del frente del túnel como para asimilarlo a distancia infinita.

Se ha realizado un ajuste de la cubeta de asientos obtenida siguiendo el método propuesto por Peck (1969) para obtener el parámetro de la pérdida de suelo en cada caso. Los resultados obtenidos se resumen en la figura 12.

**5. Correlación entre la pérdida de terreno y el coeficiente de seguridad de estabilidad del frente**

En este apartado se recogen los resultados de la interpretación de cubetas de subsidencias medidas en distintas obras de túneles ejecutadas con tuneladora EPB. Las obras analizadas cubren un amplio rango de comportamiento geotécnico del suelo (gravas, arenas y arcillas), diámetro de la máquina (9 m, 12 m y 14 m) y profundidades del túnel.

La figura 13 muestra las correlaciones obtenidas para cada tipo de túnel entre el coeficiente de seguridad de la estabilidad del frente y la pérdida de terreno. Puede verse, como cabía esperar, que las distintas curvas muestran una reducción de la pérdida de suelo al aumentar el coeficiente de seguridad del frente. También se ha superpuesto la co-

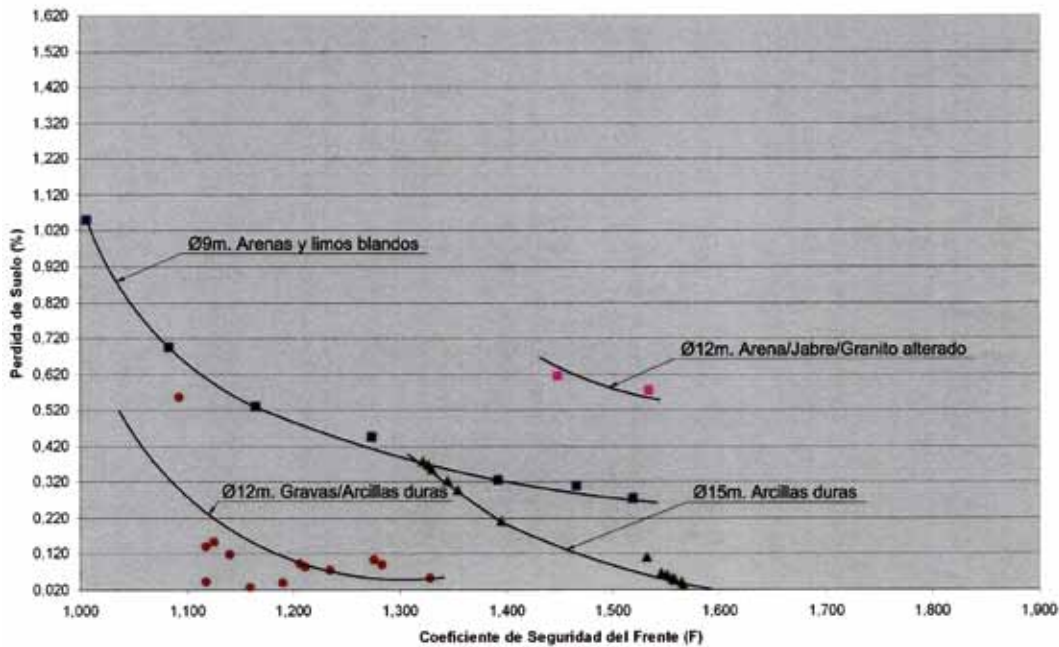


Fig. 13. Pérdida de terreno de cubetas de asiento medidas en casos reales, en función del coeficiente de seguridad del frente y las características del túnel

respuesta obtenida del modelo numérico descrito en el apartado anterior, y que ajusta muy bien con los datos de la instrumentación del túnel, que se había simulado en el modelo. Los datos correspondientes a los túneles excavados en arcillas duras y margas yesíferas ponen de manifiesto menores asientos y una reducción más fuerte de la pérdida de suelo con el factor de seguridad del frente respecto de los datos del túnel excavado en suelos blandos. Finalmente, los datos del túnel excavado en jabres acusa probablemente los problemas inherentes a la heterogeneidad suelo/roca que se traducen en mayores asientos a los que correspondería por el coeficiente de seguridad.

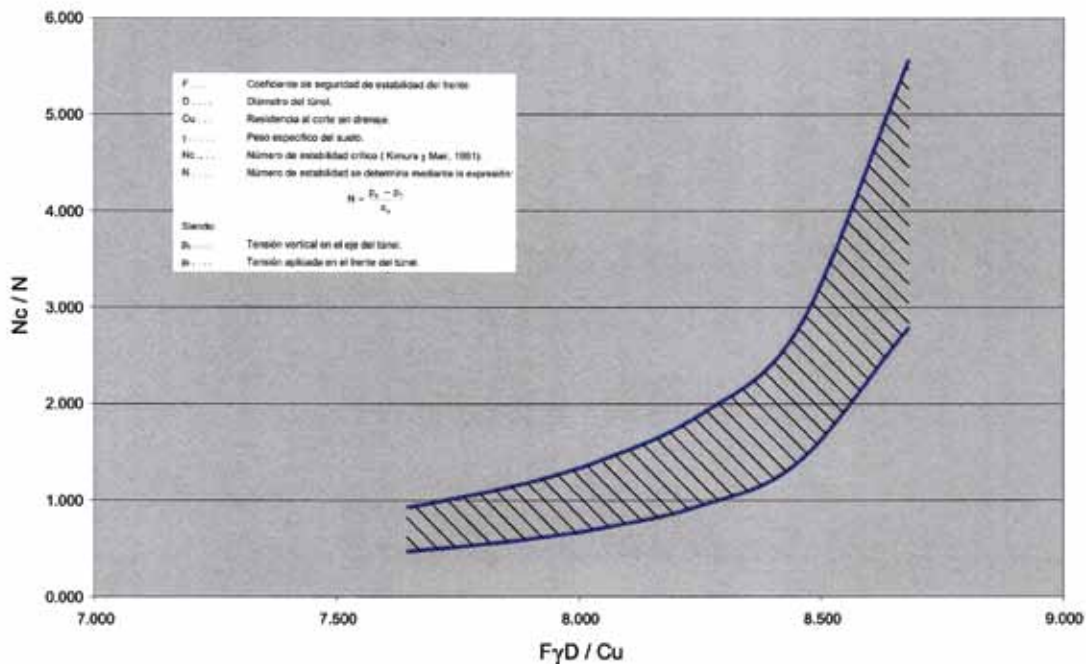
## 6. Conclusiones

Un aspecto relevante de la operación de las tuneladoras de frente cerrado es el control de la presión del frente con el fin de minimizar las afecciones en el terreno circundante debidas a los movimientos. Los modelos disponibles en la bibliografía, basados en modelos de teoría de plasticidad y ensayos en centrífuga resultan muy limitados por cuanto son sólo aplicables para terrenos homogéneos de comportamiento cohesivo, sin componente friccional de la resistencia. Ello exigía la adopción de simplificaciones groseras para su utilización en los casos reales en los que, tanto la heterogeneidad como la presencia de suelos granulares con resistencia friccional, hacía poco representativos sus resultados.

En este artículo se ha descrito un proyecto de investigación sobre la aplicabilidad de los métodos numéricos de las fajas para evaluar el coeficiente de seguridad de la estabilidad del frente en lugar del tradicional factor de estabilidad, que sólo era aplicable en suelos cohesivos, como herramienta para estimar la influencia de la presión del frente de la tuneladora en las subsidencias del terreno. Ello permite introducir en el análisis la heterogeneidad del perfil geotécnico, la existencia de un nivel freático o la presencia de suelos granulares.

En una primera aplicación de este procedimiento se han mostrado en este artículo las correlaciones entre la pérdida de suelo (que mide el volumen de la cubeta de asientos) y el coeficiente de seguridad de la estabilidad del frente obtenidas tanto mediante simulaciones numéricas como de la interpretación de los resultados de la instrumentación de túneles reales.

Aunque todavía queda un camino que recorrer en la aplicación del procedimiento en diferentes configuraciones de túneles y terrenos, los resultados obtenidos hasta la fecha son prometedores. En este sentido cabe esperar una buena correlación entre el coeficiente de seguridad de estabilidad del frente (F) y el factor de estabilidad tradicional  $N_c / N$ , tal como se muestra en la figura 14 para un caso de túnel en terreno puramente cohesivo. **ROP**



**Fig. 14. Correlación entre el factor de estabilidad  $N_c/N$  y el coeficiente de seguridad por el método de las fajas F en un túnel en terreno cohesionado**

**Referencias**

- Augarde, CER., Lyamin, A.V., Sloan, S.W. (2003). "Stability of an undrained plane strain heading revisited". Computers and Geotechnics 30. Elsevier, pp. 419-430.

Broms, B., Bennermark, H. (1967). "Stability of clay at vertical openings. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division", ASCE, No. 93, pp. 71-94.

- Clough, C.W., Schmidt, B. (1981). "Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. Soft clay engineering". Elsevier, pp. 569-634. Amsterdam.

- Davis, E.H., Gunn, M.J., Mair, R.J., Seneviratne, H.N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. Geotechnique, vol.30, No.4, pp 397-419.

- Mair, R.J. (1989). "Discussion Leader's report on session 9: selection of design parameters for underground construction". Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 5, pp. 2891-2893. Rio de Janeiro.

- Mair, R.J., Gunn, M.J., O'Reilly, M.P. (1982). "Ground movements around shallow tunnels in soft clay". Tunnels and Tunnelling, June 1982. London.

- Mohkam, M. (1991). Combining proper confinement pressure and adequate slurry for passing beneath existing structures securely with slurry shield-case study. Proc. RETC.

- Oteo, C.S., Sagaseta, C. (1996). "Some Spanish experiences on measurement and evaluation of ground displacements around urban tunnels. Proc Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground". Mair, R.J. y Taylor, R.N. (eds.). Balkema, pp. 731-736.

- Peck, R.B. (1969). "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th. Int. Conf. on soil Mech. and Found. Eng. Mexico.

- Simic, D. (2003). Subsidiencias debidas a la excavación de galerías en los terrenos de la Baixa lisboeta mediante tuneladora y nuevo método austriaco. Jornadas Hispano-Lusas sobre obras subterráneas y primera conferencia internacional Jiménez Salas. Cedex, pp. 279-286. Madrid.

- Simic, F.D., Gittoes, G. (1996). "Ground behaviour and potential damage to buildings caused by the construction of a large diameter tunnel for the Lisbon Metro. Proc. Int. Symp. on Geotechnical aspects of underground construction in soft ground". Mair, R.J. y Taylor, R.N. (eds.) Balkema. Rotterdam. Pp. 745-752.

- Simic, D. (2007). "Conventional tunnelling face stability". Panel de la Sesión 3. Proc. XIV ECSMGE. Madrid.