

Estabilidad del frente de excavación de un túnel en terrenos heterogéneos: aplicación al caso de Madrid



Salvador Senent Domínguez

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno. Laboratorio de Geotécnia. Universidad Politécnica de Madrid



Rafael Jiménez Rodríguez

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Profesor Titular de Ingeniería del Terreno, ETSICCP. Universidad Politécnica de Madrid

Resumen

Los mecanismos de rotura del frente de un túnel en un terreno heterogéneo (debido, por ejemplo, a la estratificación), así como los procedimientos para el cálculo de las correspondientes presiones críticas, no son bien conocidos. En este artículo se presenta un modelo para el análisis de la estabilidad del frente en estas situaciones. El modelo se aplica al caso concreto de un perfil con terreno estratificado (reellenos flojos-sedimentos pliocenos) característico de la ampliación de la Red de Metro de Madrid, contrastando sus resultados con las experiencias publicadas en relación al comportamiento durante la ejecución de las obras.

Palabras clave

Frente de excavación, presión de colapso, mecanismo de rotura, terreno estratificado, rotura parcial, Metro de Madrid

Abstract

Failure mechanisms for the tunnel face in a heterogeneous ground (due to, for example, stratification), and the methodologies to compute the collapse pressures, are not well-known. In this article we extend a recent rotational face collapse mechanism to analyze the stability of the tunnel face in these situations. The mechanism is applied to a two-layered ground (soft deposits-pliocene sediments) typical of the extensions of the Metro Madrid system, comparing its results with the published experiences of behaviour during construction.

Keywords

Tunnel face, collapse pressure, failure mechanism, layered ground, partial collapse, Metro de Madrid

1. Introducción

Uno de los problemas que atrae gran atención dentro del proyecto y la construcción de túneles es la estabilidad del frente de excavación. Se trata de un aspecto singular durante el proceso constructivo que ha originado serios accidentes en muchas ocasiones. Surge el problema, entonces, de determinar la presión que evita el colapso del frente, conocida habitualmente como presión crítica o presión de colapso. Son muchos los autores que han tratado de analizar este problema, ya sea a partir de experiencias reales o mediante planteamientos teóricos, ensayos de laboratorio o modelizaciones numéricas. Un excelente resumen bibliográfico de este tema se puede encontrar en el libro del Prof. Melis [1] indicado en las referencias.

Un caso particular se presenta cuando el frente de excavación es heterogéneo, existiendo dos o más tipos de terreno con características resistentes diferentes. Esto

ha ocurrido, por ejemplo, durante las ampliaciones de la Red de Metro de Madrid, donde un esquema de trabajo habitual consistió en la excavación en el estrato plioceno bajo reellenos antrópicos. Son pocos los autores que se han adentrado en este problema. Uno de los primeros fue Broere [2], el cual extendió el modelo de Horn [3] a suelos multicapa. Otra metodología para considerar la heterogeneidad del terreno consiste en utilizar el método de las fajas, habitualmente empleado para la estabilidad de taludes, el cual permite individualizar el cálculo de las fuerzas actuantes en función de las propiedades del material (ver, por ejemplo, [4] y [5]).

En este artículo se presenta un mecanismo de rotura tridimensional para el cálculo de la presión crítica del frente de excavación de un túnel. Nuestra metodología permite considerar no sólo la heterogeneidad del frente, sino también la posibilidad de su rotura parcial. Para validar el mecanismo se comparan

sus resultados con una serie de modelizaciones numéricas y, finalmente, se contrasta con las experiencias publicadas sobre las obras de ampliación de la Red de Metro de Madrid.

2. Mecanismo de rotura para el cálculo de la presión de colapso en frentes heterogéneos

2.1. Encuadre teórico: análisis límite

El mecanismo propuesto es una solución de contorno superior en el marco del análisis límite. Esta teoría permite acotar, superior e inferiormente, la carga última en un amplio número de problemas geotécnicos. Para desarrollar una solución de contorno superior se debe proponer un mecanismo de rotura del problema estudiado. A partir de dicho mecanismo, se obtiene la carga última comparando la energía aplicada sobre el sistema debida a las cargas actuantes, como el peso propio o las sobrecargas, con la energía disipada a lo largo de la superficie de rotura.

El análisis límite supone un comportamiento asociado del material. Es decir, asume que el ángulo de dilatancia del material es igual a su ángulo de rozamiento. Esta hipótesis, sin embargo, no representa necesariamente el comportamiento real de los geomateriales, donde, en general, el ángulo de dilatancia es menor que el ángulo de rozamiento. Como no es posible sortear esta hipótesis de trabajo, se debe evaluar su validez en el problema estudiado.

La primera solución para el problema de la estabilidad del frente de un túnel mediante soluciones de contorno superior proviene de Leca y Dormieux en 1990 [6], quienes propusieron tres mecanismos de rotura formados por conos de revolución. Su principal limitación venía dada porque asumían una rotura incompleta del frente, en forma de elipse inscrita en la sección, fruto de la intersección de uno de los conos con el plano que contiene al frente. Aunque posteriormente se propusieron diferentes mecanismos de rotura, esta limitación no se superó hasta los mecanismos de rotura, traslacional y rotacional, generados punto a punto propuestos por Mollon et al. en 2010 [7] y 2011 [8] respectivamente, así como por la generalización del segundo para su aplicación en materiales con un criterio de rotura no lineal [9], que es la solución que extendemos en este trabajo para su aplicación en terrenos heterogéneos.

2.2. Generación del mecanismo

A continuación, se comenta brevemente cómo se construye el mecanismo de rotura propuesto para el frente de excavación. El mecanismo está formado por un único bloque que sufre

un movimiento rotacional alrededor de un eje perpendicular al plano de simetría vertical del túnel, siendo los contornos del mecanismo en este plano aproximadamente espirales logarítmicas.

Para construir el mecanismo, primero se debe discretizar el perímetro del frente en un conjunto de n_θ puntos A_j y A'_j , con j variando entre 1 y $n_\theta/2$ (ver Fig. 1a). Asimismo, se define un haz de planos que contiene al eje de rotación del mecanismo. La primera parte del haz, denominada 'Sección 1', corresponde a los planos que intersecan al frente de excavación, de tal manera que cada plano contiene dos de los puntos definidos anteriormente. En la segunda parte del haz, 'Sección 2', cada plano rota un ángulo δ_β con el anterior. De esta forma, el mecanismo de rotura queda discretizado por dos parámetros, n_θ y δ_β , siendo mayor la precisión de la solución cuanto mayor es el número de puntos en el perímetro del frente y menor el ángulo entre cada dos planos.

Apoyándonos en esta discretización, es posible construir el contorno del mecanismo de rotura punto a punto. Para ello, Fig. 1b, tomando dos puntos pertenecientes al plano Π_j ($P_{i,j}$ y $P_{i+1,j}$), se puede determinar un nuevo punto en el plano Π_{j+1} ($P_{i,j+1}$), de tal forma que la superficie definida por los tres puntos cumpla la condición de flujo asociado, es decir, que el vector velocidad local forme un ángulo con la superficie de rotura igual al ángulo de rozamiento local. De este modo, partiendo de los puntos contenidos en el perímetro del frente, se puede definir la totalidad de la superficie del mecanismo de rotura mediante el conjunto de caras triangulares $F_{i,j}$. La figura 2 muestra un ejemplo de la superficie de rotura finalmente obtenida mediante este procedimiento (para más detalles, véanse [8] y [9]).

Una vez que se ha definido completamente el contorno del mecanismo se calcula la presión de colapso igualando la energía aplicada al sistema a la energía disipada por el mismo. Puesto que la presión de colapso obtenida corresponde a una determinada posición del eje de rotación del mecanismo, el cual queda definido por las variables β_E y r_E (ver figura 1a), es necesario maximizar la presión en relación a estos dos parámetros para obtener la mejor solución de contorno superior.

La generalización del mecanismo realizada por los autores [9] permite su empleo en terrenos heterogéneos, donde las propiedades resistentes a lo largo de la superficie de rotura no son constantes. En el presente trabajo se considera un

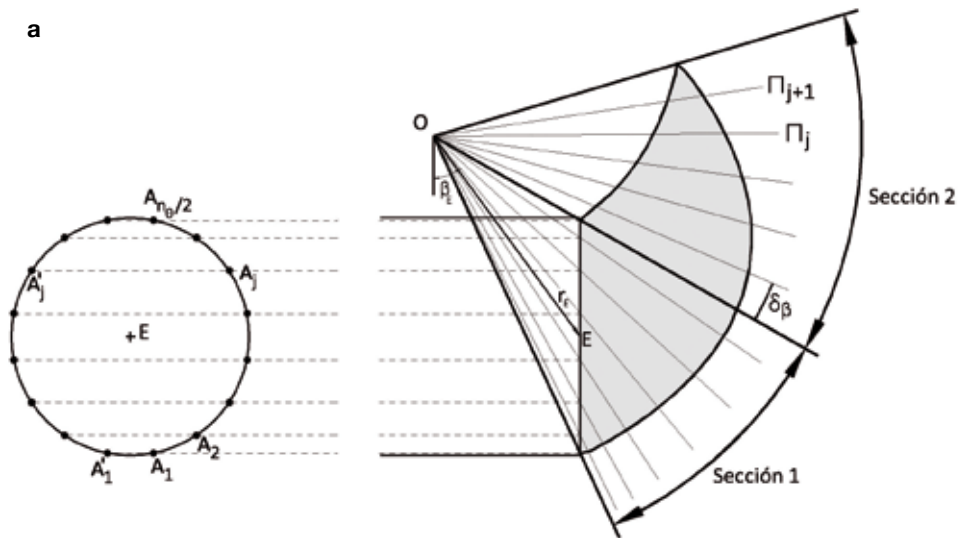


Fig. 1. Generación del mecanismo de rotura punto a punto: a) discretización del mecanismo; b) principio de la generación punto a punto

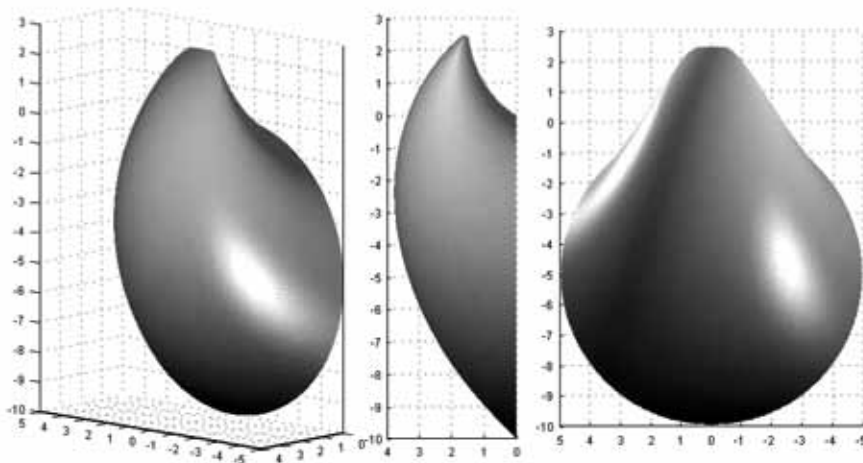
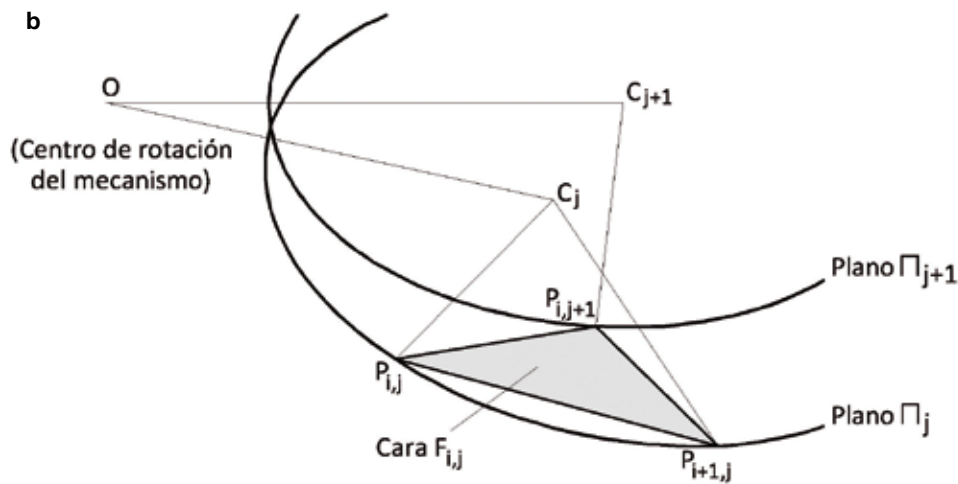


Fig. 2. Ejemplo del mecanismo de rotura propuesto

túnel excavado entre dos estratos horizontales, en el que el material superior es menos resistente. Ésta es la situación de los túneles de la ampliación de la Red de Metro de Madrid, que analizaremos más adelante.

No obstante, la presencia de un material con peores propiedades puede provocar una rotura parcial del frente, en la que únicamente colapsa el estrato más débil. En este caso, en vez de colocar los n_0 puntos en el perímetro del túnel, se deben situar a lo largo del contorno del estrato superior. Una vez hecho esto, se puede seguir el mismo proceso para la generación del mecanismo descrito anteriormente. De esta forma, la rotura más desfavorable será aquella que determine una presión de colapso mayor.

3. Validación del mecanismo

Para analizar la bondad del mecanismo de rotura, se han comparado sus resultados con una modelización numérica con el programa de diferencias finitas FLAC^{3D} [10]. Los aspectos que se han contrastado son:

- El valor de la presión de colapso.
- La forma de la superficie de rotura.

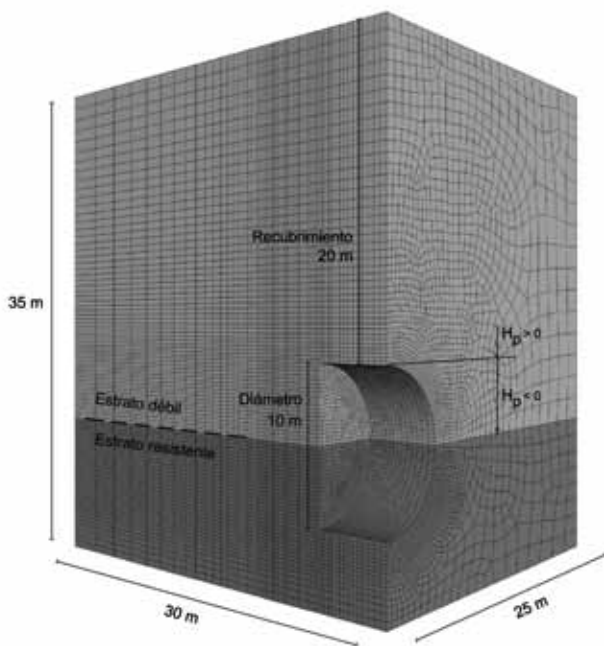


Fig. 3. Modelo empleado en FLAC^{3D}

En la figura 3 se muestra el modelo empleado en la simulación numérica. El túnel tiene un diámetro de 10 m y un recubrimiento sobre clave de 20 m. Para reducir el tamaño del modelo se ha aprovechado la simetría del problema, modelizando únicamente la mitad del túnel. Las dimensiones totales del modelo son 25x30x35 m. El número total de elementos es de 163.260, de los cuales 819 se sitúan en el frente. Se ha diseñado la malla reduciendo el tamaño del elemento en las zonas con mayores gradientes de tensiones.

Para calcular la presión de colapso en FLAC^{3D} se ha seguido el método de la bisección. A partir de dos valores de presión para los que se sabe que el frente es estable e inestable, se calcula el modelo con la presión intermedia. Si resulta estable, se reemplaza la presión superior por la presión de cálculo (y la inferior si es inestable), repitiendo este bucle hasta alcanzar la precisión requerida. En [9] se incluye una descripción más extensa de este procedimiento. Su principal inconveniente es que exige calcular varias veces el modelo, incrementándose notablemente el tiempo de cálculo. Ello resalta el interés de disponer de herramientas analíticas más sencillas, como el mecanismo de rotura propuesto, para el cálculo de la presión de colapso.

En la tabla 1 se enumeran los casos de cálculo empleados para validar el mecanismo. Los cuatro primeros corresponden a un frente homogéneo con unas propiedades constantes para todo el material. En los demás casos se han supuesto dos estratos, situando el contacto en el punto medio de la sección del túnel. En el caso 5 se han considerado unas propiedades idénticas en los dos estratos y a partir de ahí se ha ido aumentando progresivamente la cohesión del estrato inferior. El objetivo era incrementar la diferencia entre las características resistentes de ambos estratos para hacer que la rotura parcial fuera crítica.

Tanto en la tabla 1 como en la figura 4 se muestran los valores de la presión de colapso obtenidos con el mecanismo de rotura y con la modelización numérica. La buena concordancia que existe entre los resultados de ambos métodos valida el mecanismo propuesto. Analizando la figura 4 se pueden destacar los siguientes aspectos:

- En los cuatro primeros casos el frente es homogéneo, aumentándose progresivamente la resistencia del material. Esto provoca, como era de esperar, que la presión de colapso se reduzca, de aproximadamente 40 kPa para

Caso	Propiedades							Presión de colapso (kPa)	
	Estrato resistente			Relleno				Análisis Límite	FLAC ^{3D}
	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	H_p/D (Fig. 3)		
1	0	25	20	-	-	-	-1	39,51	37,8
2	0	30	20	-	-	-	-1	29,34	27,0
3	10	25	20	-	-	-	-1	18,24	16,5
4	10	30	20	-	-	-	-1	12,14	9,9
5	0	30	20	0	30	20	-0.5	29,34	27,0
6	5	30	20	0	30	20	-0.5	25,40	23,3
7	10	30	20	0	30	20	-0.5	21,57	19,8
8	15	30	20	0	30	20	-0.5	17,85	17,3
9	20	30	20	0	30	20	-0.5	15,80	16,2
10	25	30	20	0	30	20	-0.5	15,80	16,0
11	30	30	20	0	30	20	-0.5	15,80	16,0
12	35	30	20	0	30	20	-0.5	15,80	16,0

Tabla 1. Casos de cálculo empleados para validar el mecanismo

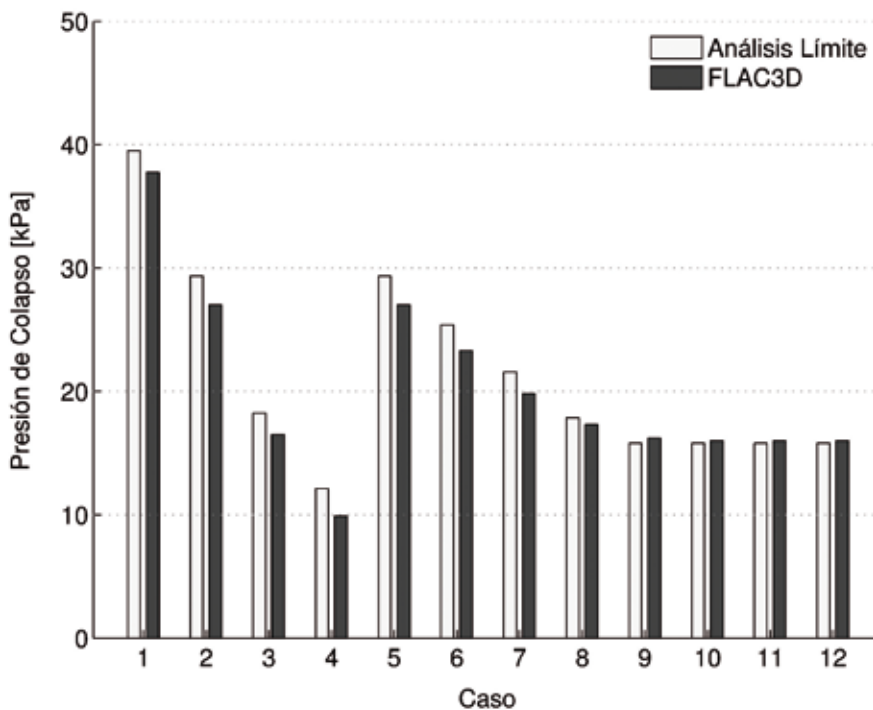


Fig. 4. Comparación de las presiones de colapso obtenidas mediante la modelización numérica y mediante el mecanismo propuesto

$\phi=25$ y $c=0$ kPa, hasta aproximadamente 10 kPa para $\phi=30$ y $c=10$ kPa, produciéndose siempre una rotura global del frente.

- En los demás casos se repite la reducción de la presión de colapso según se incrementa la resistencia del estrato inferior. Sin embargo, a diferencia de antes, la presión se estabiliza en un valor próximo a 16 kPa. Esto se debe a que, a partir del caso 9, se produce una rotura parcial del frente, colapsando únicamente la parte superior de la sección. Este hecho se refleja tanto en la modelización numérica como en el mecanismo de rotura propuesto, lo cual refleja la capacidad de éste para determinar qué tipo de rotura, global o parcial, resulta más desfavorable.
- Cuando se produce una rotura global del frente, el mecanismo propuesto determina una presión de colapso

ligeramente superior a la del modelo numérico. Ello se explica por la finura de la malla empleada en el modelo numérico. Como ya han mostrado otros autores [11], la presión de colapso calculada aumenta al reducir el tamaño del elemento debido a que la superficie de rotura se concentra en un espesor menor. Los resultados presentados corresponden a una malla de 0.25 m; al reducir la malla del caso 1 a 0,15 m, la presión de colapso aumenta desde 37,8 kPa a 38,3 kPa, siendo por tanto más próxima a los 39,5 kPa dados por el mecanismo de rotura.

- Cuando ocurre una rotura parcial, las predicciones del mecanismo son ligeramente inferiores a las de la modelización numérica. Tomando en consideración el punto anterior, si se disminuyese la finura de la malla la diferencia sería algo mayor. Esto parece deberse a que hemos supuesto una rotura parcial que moviliza todo el estrato

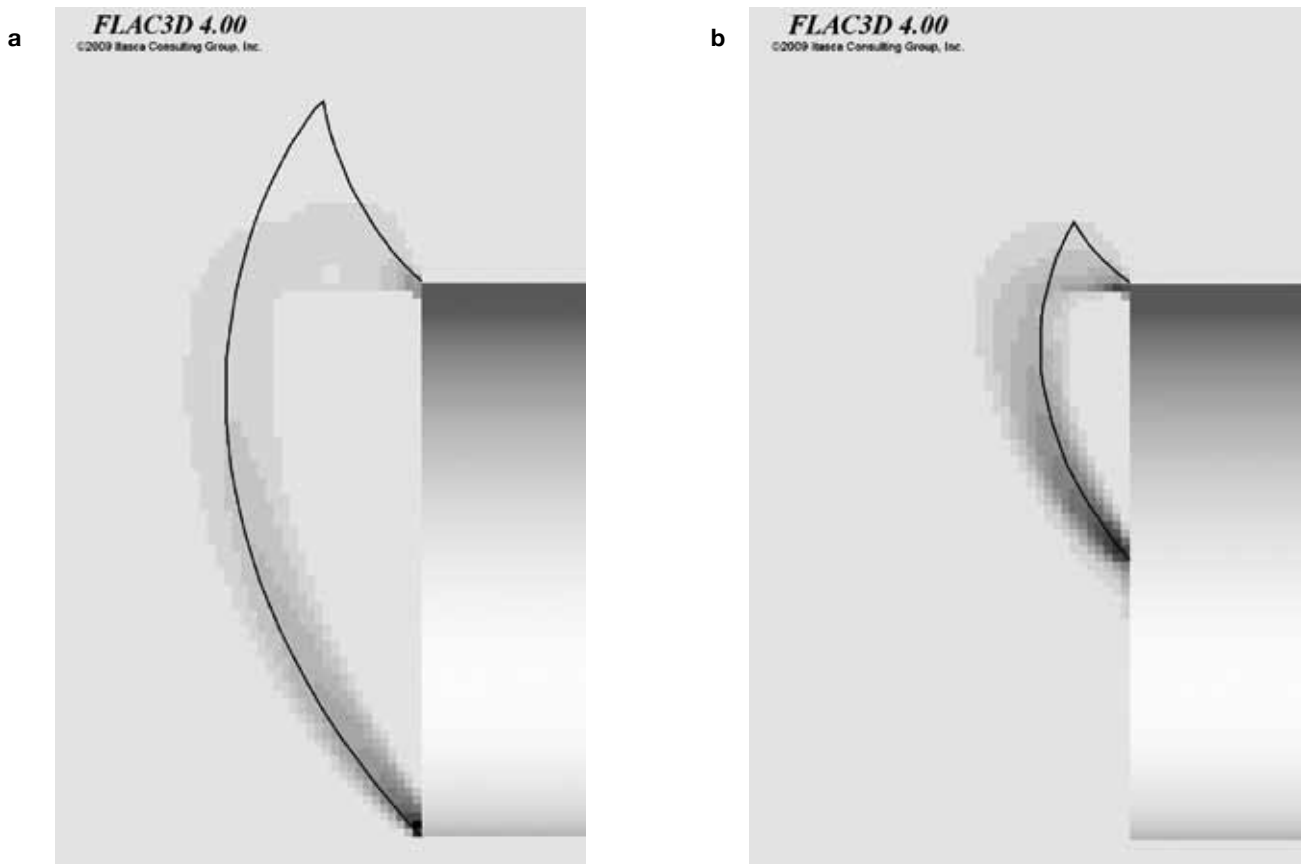


Fig. 5. Comparación de los mecanismos de rotura obtenidos mediante la modelización numérica y mediante el mecanismo propuesto: a) Caso 1 (estrato único: $c=0$ kPa y $\phi=25^\circ$); b) Caso 9 (estrato inferior: $c=20$ kPa y $\phi=30^\circ$, estrato superior $c=0$ kPa y $\phi=30^\circ$)

superior, mientras que, según se aprecia en las modelizaciones numéricas realizadas, el mecanismo de rotura parcial presenta una transición entre el contacto entre estratos y el perímetro de la excavación.

El otro aspecto contemplado para validar nuestra metodología es la geometría de rotura. En el mecanismo propuesto la superficie de rotura se obtiene a partir de las caras F_{ij} que forman su contorno, mientras que, en la modelización numérica, el mecanismo se visualiza mediante la distribución de las deformaciones por cortante. En la figura 5 hemos incluido dos ejemplos de los casos estudiados, correspondientes a una rotura global (Fig. 5a) y a una rotura parcial (Fig. 5b). Se puede apreciar la buena concordancia entre ambas geometrías de rotura, la cual se acentúa al emplear un modelo numérico con una malla más fina.

Conviene resaltar que la metodología propuesta mediante el análisis límite es significativamente más eficiente desde el punto de vista computacional. Así, el tiempo requerido para calcular el mecanismo (implementado en MATLAB) en un Intel Xeon CPU W3520 2.67-GHz PC no supera los 10 minutos, mientras que se necesita al menos un día para una simulación numérica con FLAC^{3D}, pudiendo ser necesarios tiempos de cálculo muy superiores si se emplea una malla más fina para predecir con precisión la superficie de rotura.

A pesar de los buenos resultados mostrados en las figuras 4 y 5, consideramos necesario indicar las limitaciones del modelo. En primer lugar, al tratarse de una solución de contorno superior en el marco del análisis límite, el mecanismo propuesto sólo aporta información relativa a la presión de colapso del frente. Por lo tanto, no suministra ninguna información sobre deformaciones (por ejemplo, subsidencias y su efecto en las edificaciones en superficie), las cuales pueden ser de gran interés en túneles ejecutados en zonas urbanas. A este respecto se puede citar el trabajo del Prof. Simic [12] en el que analiza el efecto de las subsidencias debidas a la excavación del túnel sobre las edificaciones en superficie, describiendo un método para la estimación del daño en las estructuras y contrastándolo con casos reales. En consecuencia, la metodología presentada aquí debe usarse dentro de un contexto más amplio. Y en segundo lugar, como ya se ha indicado, el análisis límite asume un comportamiento asociado del material, lo cual puede no corresponderse con la realidad. Aunque los estudios realizados hasta ahora,

véase por ejemplo [9], han mostrado un limitado efecto de esta hipótesis en el valor de la presión crítica, es necesario investigar más en esta cuestión.

4. Aplicación del mecanismo al caso de Madrid

Las sucesivas ampliaciones de la Red de Metro de Madrid constituyen un caso muy conocido en nuestro país de excavación de túneles, que se encuentra además bastante bien documentado. En este trabajo hemos tomado como referencia varias publicaciones realizadas a raíz de la ampliación 1999-2003. El objetivo de este apartado no es realizar un análisis retrospectivo completo, sino mostrar la aplicabilidad de nuestro modelo y cómo puede emplearse para analizar la estabilidad del frente en condiciones heterogéneas.

De manera muy sencilla, siguiendo la exposición hecha por Oteo et al. [13], se distinguen los siguientes tipos geotécnicos afectados por las obras:

- Rellenos antrópicos.
- Sedimentos aluviales.
- Sedimentos del plioceno.
- Sedimentos arcillosos denominados localmente peñuelas.

Son varios los trabajos donde se hace una descripción detallada de la geología afectada por la ampliación del Metro de Madrid. Como ejemplo, y por su interés al analizar la problemática de la estabilidad del frente, destacan las tesis doctorales de Arnáiz [14] y Díez [15].

A raíz de las experiencias habidas en la zona de Alcorcón, se estableció el criterio de estabilidad que se muestra en la figura 6 (tomada de Oteo et al. [13]; también se encuentra en Arnáiz y Melis [16] y en las tesis referenciadas). Esta figura permite anticipar problemas de estabilidad en el frente en función del espesor de terreno resistente sobre la clave del túnel (H_p) y del porcentaje de finos del material.

El porcentaje de finos se ha empleado habitualmente para clasificar los sedimentos del plioceno (diferenciando entre arena de miga, arena tosquiza, tosco arenoso y tosco), por lo que es posible ligar el contenido de finos con las propiedades resistentes del material. Aunque se propuso



Fig. 6. Criterio de estabilidad para túneles excavados con tuneladoras tipo E.P.B. en Madrid, tomada de [13]

originariamente para el diseño de pantallas, hemos empleado la relación aproximada entre el porcentaje de finos y las propiedades cohesión y rozamiento interno que se muestra en la figura 5 de Oteo et al. [13], que se reproduce aquí como Fig. 7.

Pretendemos, entonces, utilizar el mecanismo propuesto para intentar reproducir, en líneas generales, el criterio de estabilidad de la figura 6. Puesto que el mecanismo de rotura calcula la presión de colapso (y en caso de que sea estable resulta un valor negativo), se puede definir el límite de estabilidad como la condición de que la presión crítica sea cero. El procedimiento seguido ha sido calcular, para cada espesor de terreno resistente sobre la clave del túnel, el valor del porcentaje de finos que representa la condición límite de estabilidad.

Para ello hemos considerado un túnel de 10 m de diámetro (ligeramente superior a los diámetros de excavación de algunas de las tuneladoras empleadas, como La Paloma

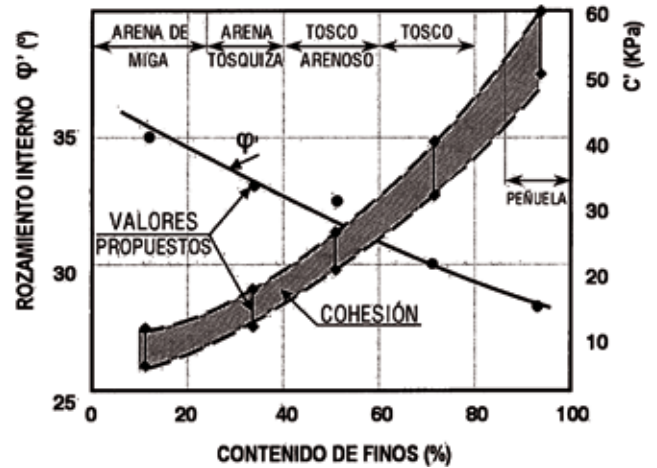


Fig. 7. Relación entre el contenido de finos y las propiedades resistentes de los sedimentos pliocenos, tomada de [13]

o La Almudena con 9,4 m) y unas propiedades constantes para el relleno ($\phi=25$, $c=10$ kPa y $\gamma=1,8$ t/m³). Para cada porcentaje del contenido de finos se obtienen las propiedades cohesión y fricción del estrato resistente de la figura 7, que son las que se introducen en el modelo (junto con un peso específico $\gamma=2,0$ t/m³). La figura 7 define, para cada porcentaje de finos, un intervalo de cohesión. En nuestro modelo hemos considerado el valor mínimo en los 10 m más superficiales del estrato resistente y el valor máximo en el resto.

Finalmente, partiendo de un intervalo de finos 0 %-100 %, hemos aplicado el método de la bisección. Así, si el modelo resulta estable (presión crítica negativa) se reduce el contenido de finos y si es inestable (presión crítica positiva) se aumenta, repitiendo el proceso hasta obtener una presión igual a cero.

En la figura 8 se muestra el resultado de este análisis. Como se puede observar, la forma general de la curva obtenida con nuestro mecanismo de rotura (curva “Análisis Límite”) coincide con el “Criterio de estabilidad” de Oteo et al. [13], pudiéndose distinguir en ella los siguientes tramos:

- Tramo 1. La pendiente vertical revela que la estabilidad es independiente de la posición del contacto entre estratos, siendo función, únicamente, de las propiedades del estrato resistente. Esto se debe a que el mecanismo no

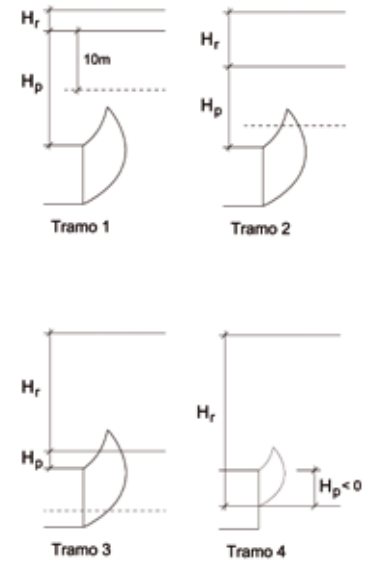
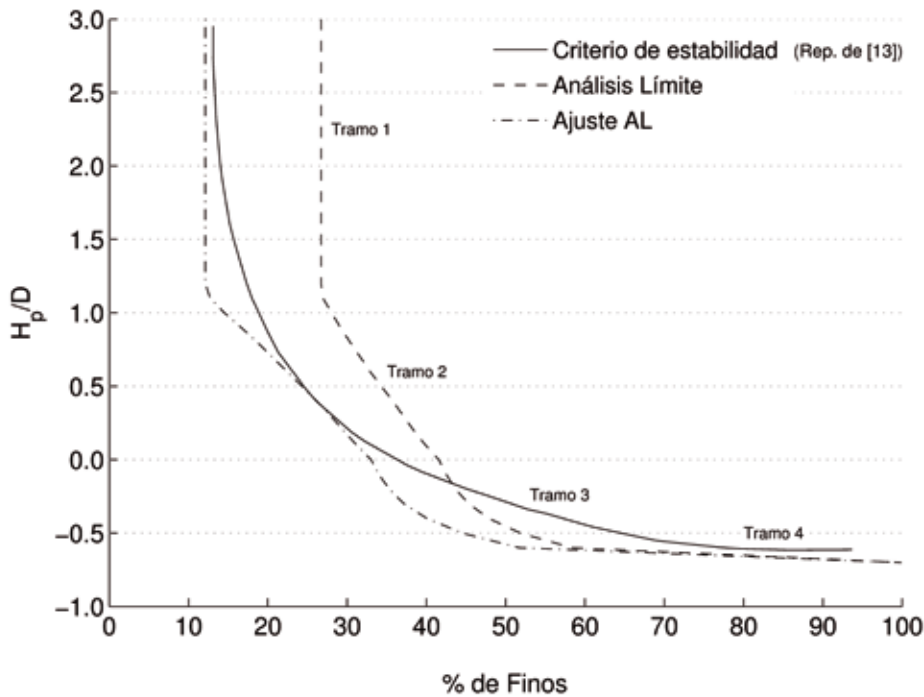


Fig. 8. Ajuste del criterio de estabilidad mediante el mecanismo de rotura propuesto

alcanza el material débil (y tampoco los 10 m más superficiales del estrato resistente donde la cohesión es menor).

- Tramo 2. Al reducirse el recubrimiento H_p , el mecanismo de rotura sí alcanza la zona superior del estrato resistente, con lo que se ve afectado por la cohesión más baja considerada en los 10 m más superficiales de este estrato.
- Tramo 3. Al descender aún más el contacto entre los dos estratos, el mecanismo de rotura alcanza el estrato débil de ‘rellenos y suelos flojos’, con la consiguiente reducción de la estabilidad del frente.
- Tramo 4. La pendiente horizontal muestra que la estabilidad es independiente de porcentaje de finos, o lo que es lo mismo, de las propiedades del estrato resistente. Esto ocurre cuando el contacto entre estratos se sitúa un poco por debajo del eje del túnel ($H_p \approx -0,6D$), ya que en estos casos se produce una rotura parcial que sólo afecta al estrato débil.

Existe una cierta diferencia entre el criterio de estabilidad de Oteo et al. [13] y nuestro análisis en el primer tramo de la curva (pendiente vertical). Ello podría deberse a la seguridad inherente que a menudo incorporan este tipo de criterios, así como a las distintas geometrías o parámetros resistentes considerados. Sin embargo, la tendencia general sí es similar y, por ejemplo, podrían variarse los parámetros resistentes para mejorar el ajuste. Así, hemos analizado cuánto habría que modificar las propiedades en el modelo para reducir esta diferencia, resultando que basta incrementar ligeramente la cohesión del estrato resistente (aumentando en 3,3 kPa los valores de la figura 7) para obtener un mejor ajuste (curva ‘Ajuste AL’). Se podría haber obtenido un resultado incluso mejor modificando las propiedades del relleno y la variación de la cohesión en el estrato resistente, si bien se ha decidido no realizar dicho ajuste pormenorizado ya que el objetivo era, como indicábamos, mostrar la utilidad del mecanismo propuesto para analizar frentes heterogéneos.

5. Conclusiones

En esta contribución se presenta un mecanismo de rotura para el cálculo, en el contexto del análisis límite, de la presión de colapso del frente de un túnel en terrenos heterogéneos, el cual permite analizar la posibilidad de su rotura parcial. El mecanismo se valida mediante una modelización numérica con el programa de diferencias finitas FLAC^{3D}, siendo los resultados muy similares tanto en el valor de la presión de colapso como en la geometría de la superficie de rotura. El nuevo mecanismo se ha aplicado al caso concreto de los túneles de la ampliación de la Red de Metro de Madrid (1999-2003), habiéndose obtenido un

ajuste aceptable entre las predicciones del mecanismo de rotura y las experiencias empíricas publicadas sobre el comportamiento real de las obras.

Agradecimientos

Queremos mostrar aquí nuestro agradecimiento a la Fundación José Entrecanales Ibarra, una de cuyas Becas Doctorales posibilita la labor investigadora de Salvador Senent, así como al Ministerio de Economía y Competitividad, el cual ha financiado parcialmente esta investigación mediante el proyecto BIA2012-34326. **ROP**

Referencias

- [1] Melis, M. Apuntes de introducción al proyecto y construcción de túneles y metros en suelos y rocas blandas o muy rotas. La construcción del Metro de Madrid y la M-30. Ingeniería de Ferrocarriles, Metros y Túneles, 2012.
- [2] Broere, W. *Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils. Tunnels and Metropolises*, 1998, 215-218.
- [3] Horn, N. *Horizontaler erddruck auf senkrechte abschlussflächen von tunnelröhren. Landeskonferenz der ungarischen tiefbauindustrie*. Deutsche Überarbeitung durch STUVA, Düsseldorf, 1961, 7-16.
- [4] Melis, M. El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas. *Rev de Obras Púb* 2004; 151(3450):33-64.
- [5] Simic, D. Túneladoras de frente cerrado: presiones del frente y asientos inducidos. Jornada Técnica: Túneles con EPB. Simulación y Control de la Tuneladora. Barcelona, 21 de mayo de 2009.
- [6] Leca, E., Dormieux, L. *Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material*. *Géotechnique* 1990; 40:581-606.
- [7] Mollon, G., Dias, D., Soubra, A.H. *Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield*. *J Geotech Geoenviron* 2010; 136:215-29.
- [8] Mollon, G., Dias, D., Soubra, A.H. *Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield*. *Int J Numer Anal Methods Geomech* 2011; 35:1363-88.
- [9] Senent, S., Mollon, G., Jimenez, R. *Tunnel face stability in heavily fractured rock masses that follow the Hoek-Brown failure criterion*. *Int J Rock Mech Min Sci* 2013; 60:440-451.
- [10] Itasca Consulting Group. *FLAC3D 4.0 manual*. Houston, 2009.
- [11] Mollon, G., Phoon, K.K., Dias, D., Soubra, A.H. *Validation of a new 2D failure mechanism for the stability analysis of a pressurized tunnel face in a spatially varying sand*. *J Eng Mech* 2011; 137:8-21.
- [12] Simic, D. Efectos de interacción en el estudio del impacto de las subsidencias sobre las edificaciones. *Revista de Obras Públicas*. 2010; 157(3511): 53-70.
- [13] Oteo, C., Rodríguez, J.M., Mendaña, F. Sobre los sistemas y parámetros geotécnicos de diseño en la ampliación del metro de Madrid. *Rev de Obras Púb* 2003, 150(3429):49-67.
- [14] Arnáiz, M. Sobre la inestabilidad de terrenos arenosos en túneles de Madrid perforados con tuneladora. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, 2003.
- [15] Díez, F. Nuevo modelo Madrid para la estimación de asientos producidos en túneles con tuneladoras EPB de gran diámetro. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, 2010.
- [16] Arnáiz, M., Melis, M. Problemas de inestabilidad en terrenos arenosos en la ampliación del Metro de Madrid. *Rev de Obras Púb* 2003, 150(3429):21-33.