

Estudio del comportamiento de las excavaciones y los sistemas de sostenimiento para una propuesta alterna de construcción de los *Túneles Desierto de los Leones*

El presente artículo muestra el desarrollo para la adecuación a los procedimientos constructivos y sostenimientos de un proyecto original, con un proyecto alterno proponiendo nuevas tecnologías constructivas. El objetivo es contar con un soporte de cálculo para justificar los nuevos sistemas de excavación y sostenimiento y evaluar los niveles de seguridad con que serán construidos los túneles *Desierto de los Leones*, en la Supervía Poetas en México D.F. Los modelos y los cálculos están basados en la información geológica y geotécnica incluida en el proyecto original. La sección interna de los túneles definida en proyecto fue respetada por completo, mientras que la sección de excavación fue adaptada para ajustarse a los tratamientos propuestos.

En el artículo que a continuación se presenta se hace un breve resumen de las características litológicas de las distintas unidades detectadas en el proyecto, una reinterpretación de las propiedades geotécnicas, una descripción de los nuevos procedimientos constructivos a implementar y una serie de cálculos por el método de las *diferencias finitas* así como una discusión de los resultados.

Análisis de la excavación y el sostenimiento

Condiciones geotécnicas

A partir de la revisión del informe de proyecto ejecutivo original, se extrajo la información más relevante para caracterizar el terreno en cuanto a sus propiedades físicas y geotécnicas. El objetivo fue elaborar un modelo geomecánico lo suficientemente realista para el cálculo del comportamiento de las excavaciones y los sostenimientos propuestos en este Proyecto. A continuación se hace una breve descripción de las características más importantes de las distintas unidades de terreno.

• *Serie de tobas finas o tobas redepositadas*

Se trata de un suelo tobáceo limo-arcilloso producto de una avanzada alteración de los materiales vítreos que conformaban la toba original. Tiene alguna fracción arenosa y gravillenta que le confiere propiedades friccionantes; también tiene algún horizonte pumítico.

• *Toba Pumítica Inferior*

Se trata de una serie de tobas pumíticas producto de la deposición de materiales piroclásticos con estructura a modo de pseudoestratos muy delgados y fiamas de 5 mm de ancho por 1 ó 2 cm de longitud (estructura Ignimbrítica). Tienen una granulometría que va de arena gruesa a grava y se encuentran sanas a moderadamente alteradas.

• *Toba inferior*

Se trata de una serie de tobas limo-arenosas a areno-limosas producto de la alteración de andesitas y dacitas. En los PCA de la campaña de exploración se reporta muy húmeda y en laboratorio se determinaron contenidos de humedad entre el 40 y 60%.

• *Lahar*

Depósito piroclástico de agregados heterogéneos que por la naturaleza de su deposición posee propiedades de resistencia mayores que las otras unidades. Tiene una matriz vítrea-cristalina de apariencia arenosa y cuyas partículas se encuentran soldadas. Es de composición andesítica e incluye bolos de hasta 50 cm de espesor.

• *Rellenos no controlados*

En la zona del Portal Sur se encuentra una unidad de rellenos antrópicos de potencia no muy bien definida y que son producto de actividades de construcción de la época en que se edificaron las casas de la zona. Es posible que en los primeros metros de túnel una buena parte de la sección de excavación se encuentre dentro de esta unidad. No se cuenta con una caracterización geotécnica adecuada de esta unidad, ni con ensayos de laboratorio. Se estima que será el material con peores características geotécnicas.

Características generales del terreno y las excavaciones

Las cuatro unidades caracterizadas en los estudios pueden considerarse en el rango de los suelos duros, aunque sus propiedades resistentes y de deformabilidad dependen mucho de factores que no son fáciles de controlar como las heterogeneidades naturales presentes en este tipo de formaciones y la presencia del agua. No es el caso de los rellenos no controlados ya que de estos se desconoce su composición y sus propiedades mecánicas.

Palabras clave: CÁLCULO, COBERTURA, ESTABILIDAD, ESTRUCTURAL, EXCAVACIÓN, MICROPILOTES, PARAGUAS, RESISTENCIA, SOSTENIMIENTO, TERRENO.

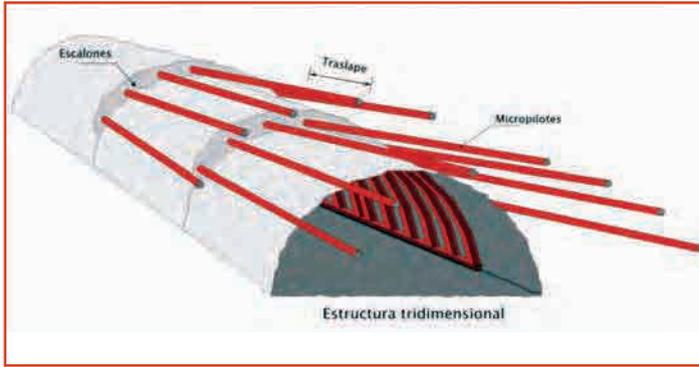
 **José Francisco SUÁREZ FINO***,
M. en I. Director de Proyectos.
Antonio ALONSO JIMÉNEZ**, Ing. Dtr. General.
* **CONSULTEC ING. ASOCIADOS S.A.**
** **PROACON MÉXICO.**

Los túneles se podrán excavar con un buen margen de seguridad si se adoptan técnicas de estabilización rápida con avances cortos. Los tramos de peor calidad y sobre todo los más superficiales requerirán técnicas de estabilización más sofisticadas como los enfilajes de micropilotes (paraguas). La poca profundidad y el mayor grado de alteración en las zonas cercanas a los portales pueden desencadenar fenómenos de inestabilidad del frente si no se adoptan mediadas de soporte que vayan por delante de la excavación. Un factor muy importante a tener en cuenta es la posible presencia de estratos o lentes de material arenoso que pudiera estar saturado y suelto, especialmente en las partes altas de la excavación. Los sistemas de enfilaje en estos casos son fundamentales para proporcionar seguridad.

Los suelos que atravesarán los túneles, aunque suelen ser estables, presentan una rigidez no muy alta. Por las dimensiones de las excavaciones se requerirá de un control muy riguroso del comportamiento deformacional, llevando estaciones de medición lo más cercanas posible del frente.

La técnica mediante la cual se construirán los túneles, a diferencia de otras más tradicionales de múltiples secciones, consiste en excavar grandes secciones (media sección superior completa), en avances cortos, y colocando el soporte inmediatamente después del avance. Además, los elementos estructurales (marcos metálicos) se recubrirán completamente con hormigón proyectado lo cual supondrá un refuerzo rígido siempre cercano al frente. Este método garantiza avances continuos y mejores tiempos de ejecución de los trabajos.

El concepto de enfilaje frontal parte de la necesidad de estabilizar la bóveda antes de ser excavada y se utiliza por lo general en te-

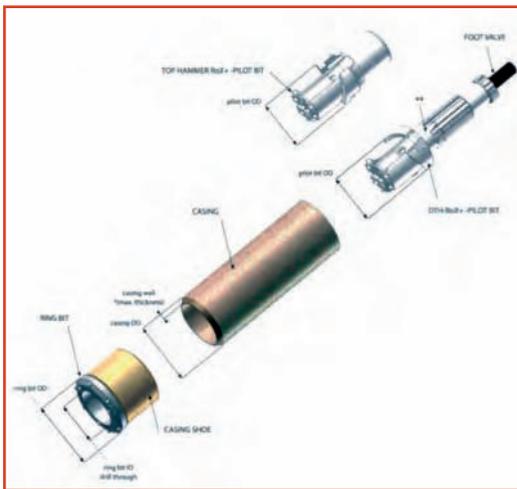


[Figura 1] .- Esquema tridimensional de un paraguas de micropilotes.

reños especialmente malos. Se trata de un conjunto de elementos estructurales lineales sub-horizontales perforados en el terreno, con dirección hacia el avance de la excavación y, por lo general, inyectados. Éstos constituyen una pre-bóveda formada por material resistente, cuyo objeto es evitar la tendencia del terreno a romper en la zona de influencia del frente de la excavación.

Cuando los elementos estructurales están hechos de acero (Fig. 1), se suelen clasificar en *ligeros* y *pesados*: los ligeros por lo general están formados por barras o varillas de acero convencional y los pesados por tubos. Existen variantes como las bóvedas reforzadas con paraguas de *Jet Grouting* o algún otro tipo de inyección para la mejora del terreno.

Actualmente un sistema que está dando resultados de productividad muy atractivo es el de micropilotes auto-perforantes (Fig. 2).



[Fig. 2] .- Sistema de micropilotes auto-perforantes.

Este sistema implica que el diámetro de perforación es igual (o casi igual) al de la tubería, con lo que no es necesario rellenar el espacio entre tubo y barreno. El sistema es totalmente adaptable al jumbo de barrenación y la práctica constructiva ha demostrado que, en el interior del túnel, estos equipos resultan más versátiles (Fig. 3); además de tener mayor movilidad, se adaptan mejor a los ciclos de producción.

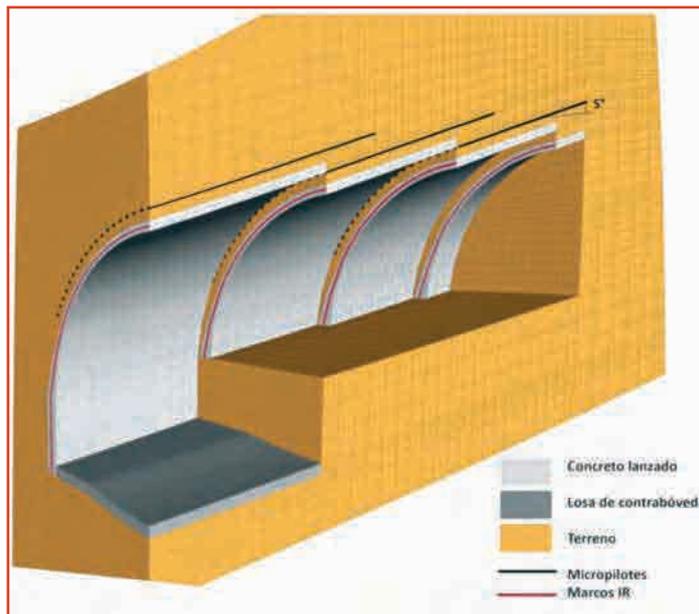
Análisis de la excavación y los sistemas de sostenimiento

En el proyecto del túnel, se especificaron siete sostenimientos tipo para adecuarse a todo el rango de posibles condiciones geotécnicas a presentarse durante las excavaciones.

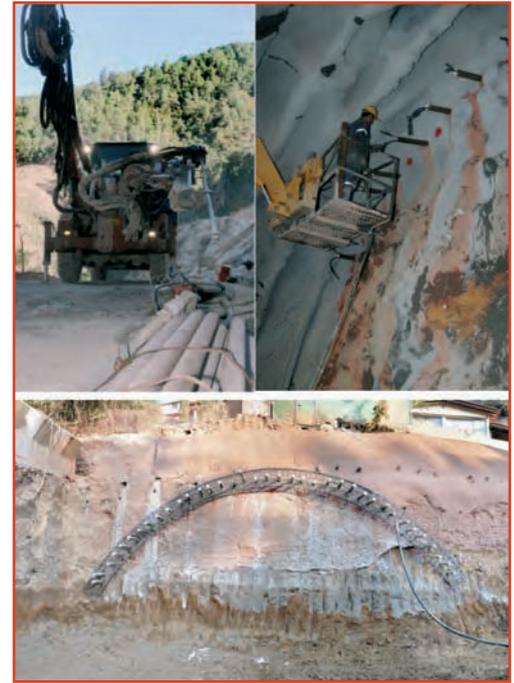
Para estudiar el comportamiento de la obra y el desempeño de los distintos elementos estructurales que compondrán el sostenimiento se construyó un modelo de cálculo basado en la *técnica de las diferencias finitas*. En los cálculos se reproduce tanto el procedimiento de excavación, con la geometría exacta de las secciones de avance, la longitud de pase y los tiempos de colocación de los elementos estructurales. En la Fig. 4 se muestra un esquema de la malla de análisis.

Parámetros de cálculo

Los parámetros mecánicos para los cálculos tensodeformacionales se estimaron a partir de los estudios realizados para el proyecto original. En el informe del proyecto se cuenta con una vasta colección de resultados de pruebas de laboratorio y ensayos *in situ*. Existe una gran dispersión en los resultados de los ensayos; sin embargo, la proyectista original presenta una clasificación por rangos



[Fig. 4] .- Malla de diferencias finitas.



[Fig. 3] .- Jumbo y micropilotes. Abajo, enfilaje pesado apoyado sobre una viga de atado.

de valores de los parámetros de las principales unidades.

La única unidad de la que no se cuenta con ensayos es la denominada *rellenos no controlados*. No obstante lo anterior, cuando se comenzaron estos trabajos de modelización y cálculo las excavaciones del tajo a cielo abierto del Portal Sur ya habían comenzado y se pudo caracterizar de forma visual el terreno conformado por dichos rellenos. Por otro lado se echó mano de los parámetros propuestos por la proyectista para los análisis de estabilidad de los taludes del Portal Sur, ya que éstos caen dentro de la denominada zona de rellenos no controlados.

Según el perfil geotécnico presentado por la proyectista original, el túnel atravesará mayoritariamente la serie pumítica y la unidad inferior de tobas, aunque, hacia la zona del Portal Norte, la parte baja de la sección de excavación posiblemente incluya los lahares.

Geotécnicamente la unidad pumítica y la

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL PROYECTO ORIGINAL				
UNIDAD	Peso específico γ (kN/m ³)	Módulo de elasticidad, E (MPa)	Cohesión c (kN/m ²)	Ángulo de fricción, ϕ (°)
Serie pumítica	15.4 a 17.8 (17)	11 a 102 (41.5)	9 a 120 (30)	22 a 50 (22)
Toba inferior	16.0 a 17.6 (18)	27 a 121 (58.0)	30 a 170 (50)	6 a 67 (30)
Rellenos	---	---	---	---

Nota: los valores entre paréntesis son los adoptados por la proyectista para el diseño

■ [TABLA I] .- Parámetros geotécnicos del proyecto

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PROPUESTOS POR CONSULTEC					
UNIDAD	Peso específico γ (kN/m ³)	Módulo de elasticidad E (MPa)	Cohesión c (kN/m ²)	Ángulo de fricción, ϕ (°)	Ángulo de dilatación, ψ (°)
Serie pumítica	17.5	150 a 400	40 a 60	27 a 35	5 a 7
Toba inferior	17.5	200 a 500	50 a 90	30 a 38	6 a 8
Rellenos	17	50 a 75	30 a 40	25 a 30	4 a 6

■ [TABLA II] .- Parámetros geotécnicos propuestos

toba inferior son similares, según el propio informe de proyecto. Sus parámetros tienen órdenes de magnitud parecidos y la frontera entre estas dos unidades parece un poco difusa. En la **Tabla I** se presentan los parámetros utilizados en los cálculos por la empresa proyectista.

Para definir los parámetros de los nuevos cálculos se tuvo que partir de los determinados por la proyectista original en sus campañas de laboratorio y de ensayos *in situ*, sin embargo, después de una revisión de los resultados de dichas campañas y, con base en experiencias propias, se proponen los parámetros que se muestran en la **Tabla II**.

Casos analizados

Para justificar el cambio en los procedimientos de excavación y sostenimiento se realizaron 3 series de análisis tridimensionales:

- Excavación a poca cobertura en la zona de rellenos no controlados;
- Excavación a poca cobertura en la zona cercana al Portal Sur dentro ya de las unidades de serie pumítica y toba inferior;
- Excavación en la zona de máxima profundidad también dentro de las unidades de toba inferior y serie pumítica.

Sostenimientos analizados

Para los casos a) y b) se consideró el procedimiento constructivo de las secciones tipo *ST-E*, *ST-5A* y *ST-5B* de la nueva propuesta. Es decir, se consideró la colocación de los paraguas de micropilotes, el hormigón proyectado, los marcos metálicos *IR* y la losa de hormigón armado en la contrabóveda. Para el caso c) se consideró el sostenimiento tipo *ST-4*.

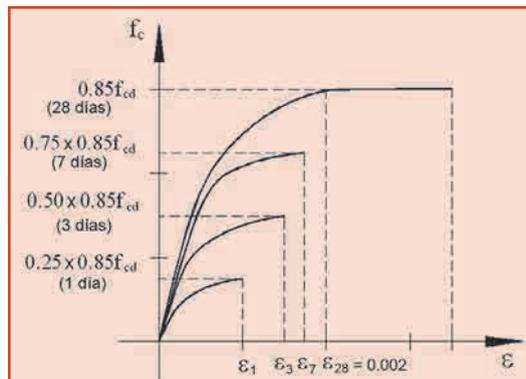
Para la revisión estructural del hormigón proyectado, la resistencia se hace variar en el tiempo de acuerdo con las recomendaciones del manual *ICE* (1996) para sostenimientos y con los datos de laboratorio proporcionados

Edad	1 día	3 días	7 días
f'_c	$0.25 \times f'_c$	$0.5 \times f'_c$	$0.75 \times f'_c$

■ [TABLA III] .- Evolución de la resistencia del hormigón .

por la contratista. En la **Tabla III**, se muestran los valores de resistencia adoptados.

De acuerdo con dichas recomendaciones y basándose en una ley esfuerzo-deformación parabólica-rectangular típica del hormigón (artículo 39 de la Instrucción *EHE-98*, España), se establece la hipótesis de evolución de la relación esfuerzo-deformación del hormigón proyectado (**Fig. 5**).



■ [Fig. 5].- Relaciones esfuerzo-deformación para distintas edades del hormigón proyectado.

En dicha figura, f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón, que es igual al valor de la resistencia característica de proyecto f'_{c28} , dividida por un coeficiente parcial de seguridad ($\eta = 0.85$).

El módulo de elasticidad del hormigón proyectado se calcula como:

$$E_{28} = 85,000 \left(f'_{c28} / 10 \right)^{1/3} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (1)$$

donde E_{28} es el módulo de elasticidad del hormigón proyectado, y f'_{c28} es la resistencia característica del hormigón a los 28 días.

Para calcular la variación del módulo de elasticidad del hormigón proyectado (con endurecimiento rápido) se pueden utilizar las siguientes expresiones (*Weber, 1979* (E_c 2) y *Comité Euro-international du Beton, 1993* (E_c 3)):

$$E_c(t) = E_{28} \times \exp \left[-c \left(t^{-0.6} - 28^{-0.6} \right) \right] \quad (2)$$

$$E_c(t) = \left[\exp \left(s \left(1 - \sqrt{28/t} \right) \right) \right]^2 \times E_{28} \quad (3)$$

donde el parámetro $c \approx 0.81$ (*Mahar, 1975*) y el parámetro $s \approx 0.25$ para hormigón de endurecimiento rápido. En la **Fig. 6** se muestra la curva de evolución del módulo de elasticidad de hormigón proyectado. Esta ley de endurecimiento puede ser introducida en el código análisis numérico para ser aplicada durante la simulación de las excavaciones.

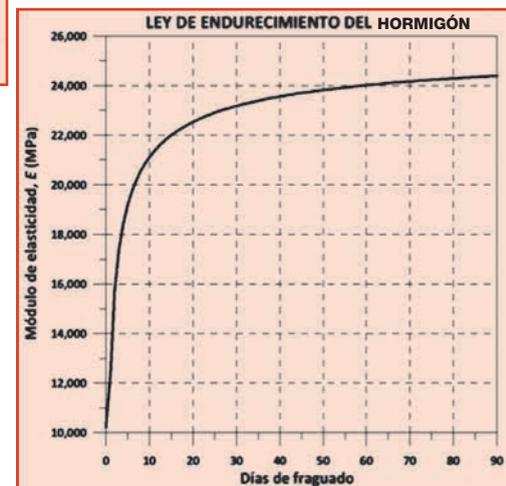
Cuando el análisis estructural del sostenimiento se lleva a cabo por métodos inelásticos, es decir, permitiendo que el proyectado o los marcos entren en el rango plástico o de rotura en algunos puntos de forma que redistribuya sus esfuerzos hasta que no sea posible mantener más su estabilidad, los parámetros de resistencia requeridos para el análisis numérico son: la carga axial de plastificación P_p y el momento de plastificación M_p .

En la **Fig. 7** se muestra el sostenimiento de hormigón proyectado coloreado de acuerdo con la edad y el correspondiente módulo de elasticidad.

a) Excavación en zona de rellenos

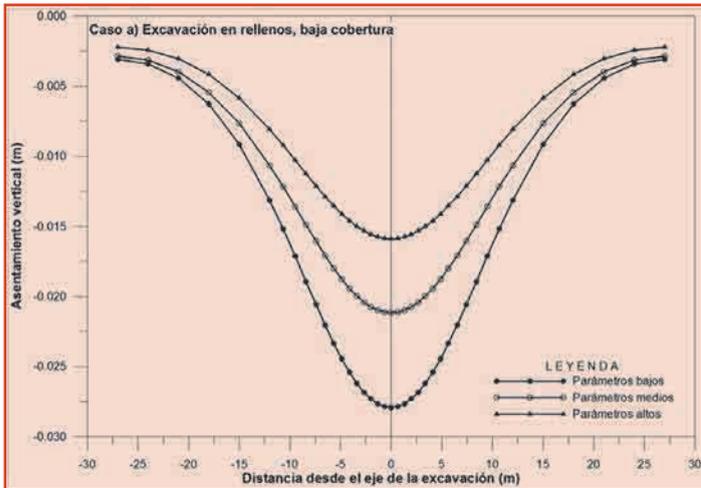
La simulación del procedimiento constructivo se realiza como sigue::

- Creación del estado inicial de esfuerzos, considerando el *criterio de Jaky* para la

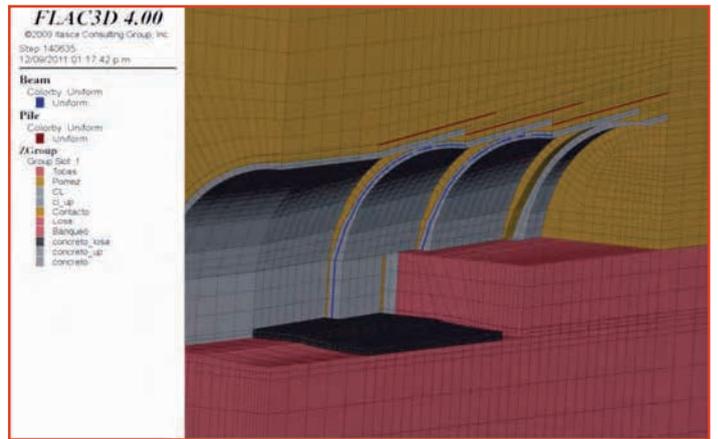


■ [Fig. 6] .- Curva de endurecimiento del hormigón proyectado.

Excavación



[Figura 15] .- Asentamientos en la superficie del terreno para la excavación en rellenos con poca cobertura (8m).



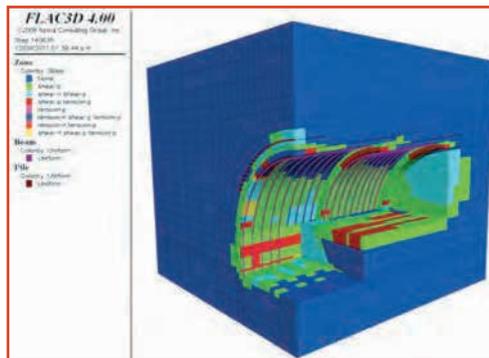
[Figura 16] .- Malla de diferencias finitas para el caso b).

b) Excavación a poca cobertura en la zona cercana al Portal Sur

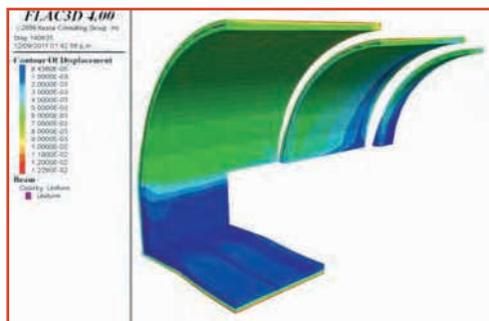
La simulación del procedimiento constructivo se realiza de la misma forma que en el caso a). La malla de diferencias finitas (Fig. 16) incluye los estratos de la serie pumítica y de la toba inferior. Este caso corresponde con la excavación en la zona del Portal Sur, una vez pasada la zona de rellenos. Los rangos de valores de los parámetros empleados en los análisis corresponden con los que se presentan en la Tabla II.

En las Figs. 17 a 20 se presentan algunos de los resultados más notables para una fase del cálculo, con parámetros mínimos, en la que el frente se encuentra a 30 m del arranque de la excavación y el banqueo a 18 m. En la Fig. 21 se ve la evolución de los desplazamientos en clave (U_z) y hastial (U_x) en una sección de control a medida que avanza el frente de la excavación.

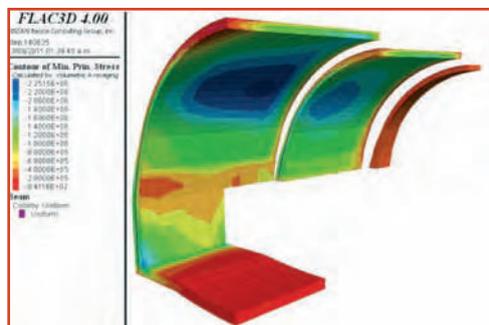
En la Fig. 22 se presentan las cubetas de asentamiento al final de las excavaciones para una sección de control.



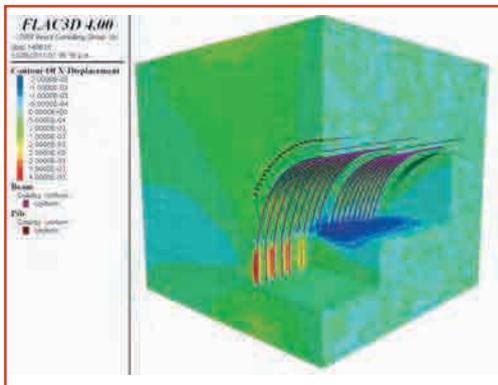
[Fig. 18] .- Estados de plastificación en una etapa intermedia de la excavación. Parámetros mínimos.



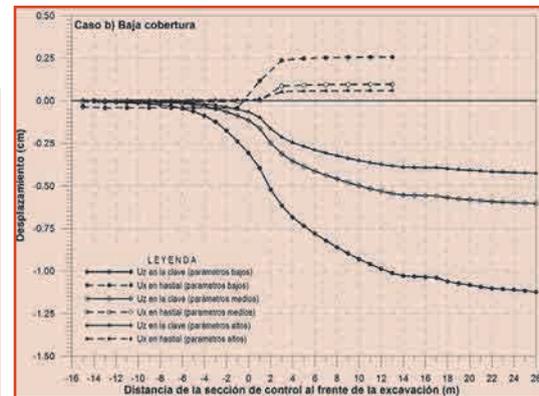
[Fig. 19] .- Desplazamientos totales (en metros) en los elementos de hormigón. Parámetros mínimos.



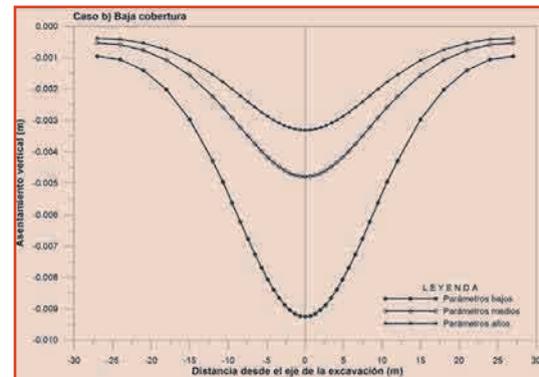
[Fig. 20] .- Contornos de esfuerzo principal mayor σ_1 (en N/m²) en los elementos de hormigón. Parámetros mínimos.



[Fig. 17] .- Desplazamientos horizontales (U_x en metros) en una etapa intermedia de la excavación. Parámetros mínimos.



[Fig. 21] .- Evolución de los desplazamientos en clave (U_z) y hastial (U_x) con respecto de la distancia al frente de la excavación en una sección de control.



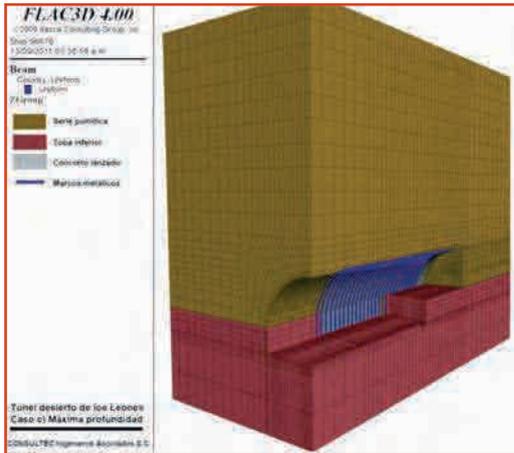
[Fig. 22] .- Asentamientos en la superficie del terreno para la excavación en zona del Portal Sur con poca cobertura (8m).



[Fig. 23] .- Excavación del portal Sur, donde se presentó la menor cobertura (8m).

b) Excavación en zona de máxima profundidad

En este caso la excavación se lleva a cabo empleando el sostenimiento de la condición geotécnica ST-4, que consiste en avances de la media sección superior de 2.0 m colocando una capa de sellado de hormigón proyectado reforzado con fibra de 5 cm, marcos TH-29 y proyección de una segunda capa de hormigón proyectado de 20 cm. El banqueo se realiza también en avances de 2.0 m.



[Fig. 24].- Malla de diferencias finitas para el caso c)

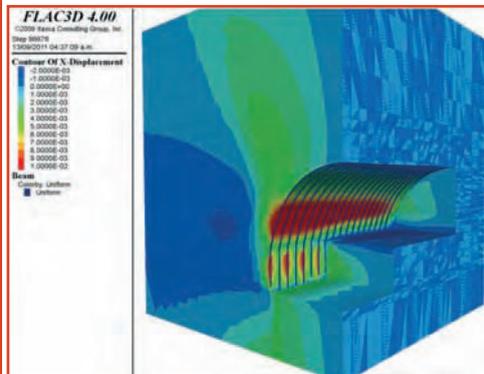
La simulación del procedimiento constructivo se realiza como sigue:

- Creación del estado inicial de esfuerzos, considerando el criterio de Jaky para la definición de la componente horizontal.
- Excavación de un avance de 2.0 m de la media sección superior
- Colocación del hormigón proyectado y el marco TH-29. El hormigón proyectado tiene una rigidez y resistencia propias de una edad de 1 día.
- Siguiendo avance de 2.0 m de la media sección superior
- Colocación del hormigón proyectado y el marco TH-29. El hormigón proyectado tiene una rigidez y resistencia propias de una edad de 1 día y el tramo anterior de hormigón proyectado evoluciona a una edad de 2 días.
- Ciclos sucesivos hasta completar la media sección superior
- Banqueo en avances de 2 m.
- Colocación del hormigón proyectado de 1 día de edad y las patas de los marcos.
- Siguiendo avance del banqueo.
- Colocación del hormigón proyectado de 1 día de edad y las patas de los marcos. El hormigón de la fase anterior cumple una edad de 2 días y así sucesivamente.
- Ciclos sucesivos hasta completar el túnel.

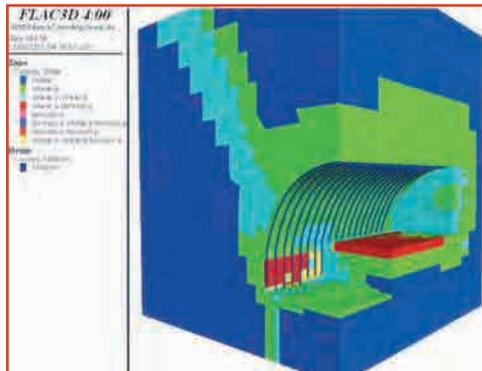
Se realizaron análisis de la excavación en un tramo de 30 m con una cobertura promedio

de 30 m para 3 combinaciones de parámetros mecánicos: parámetros bajos, medios y altos, dentro del rango definido para las unidades de serie punitica y toba inferior (Tabla II).

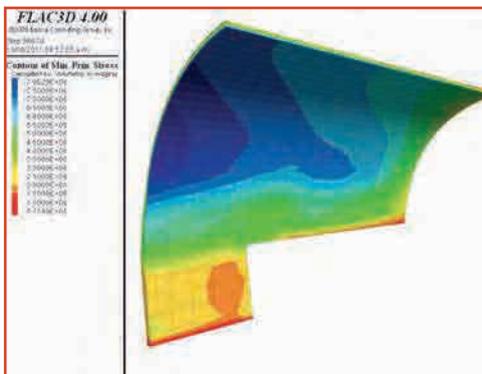
En las Figs. 25 a 27 se presentan algunos de los resultados más importantes, para una fase del cálculo, con parámetros mínimos, en la que el frente se encuentra a 30 m del arranque de la excavación y el banqueo a 18 m. En la Fig. 28 se ve la evolución de los desplazamientos en clave (Uz) y hastial (Ux) en una sección de control a medida en que avanza el frente de la excavación.



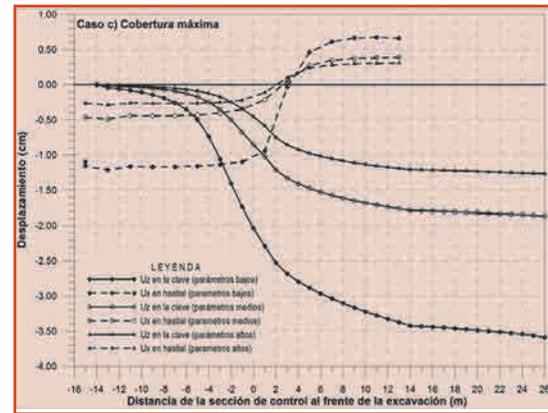
[Fig. 25].- Desplazamientos horizontales (Ux en metros) en una etapa intermedia de la excavación. Parámetros mínimos.



[Fig. 26].- Estados de plastificación en una etapa intermedia de la excavación. Parámetros mínimos.



[Fig. 27].- Estados de plastificación en una etapa intermedia de la excavación. Parámetros mínimos.



[Fig. 28].- Evolución de los desplazamientos en clave (Uz) y hastial (Ux) con respecto de la distancia al frente de la excavación en una sección de control.



[Fig. 29].- Ejecución de la excavación en la zona de máxima cobertura.

Estabilidad del frente

Para analizar la estabilidad del modelo ante la influencia del procedimiento de excavación y los diferentes sistemas de sostenimiento, el programa de diferencias finitas empleado cuenta con una herramienta de cálculo llamada Método de Reducción de Resistencia, mediante la cual los parámetros de resistencia se van reduciendo en pequeños pasos hasta producir el colapso del modelo, mientras se calcula la relación entre la resistencia disminuida y la resistencia original, definiendo así el concepto de factor de seguridad:

$$F_s = \frac{\text{Resistencia disponible}}{\text{Resistencia necesaria para el equilibrio}} \quad (4)$$

La relación entre la resistencia verdadera y la resistencia mínima calculada requerida para el equilibrio es un tipo de factor de seguridad de gran utilidad en geotecnia. Definiendo el factor de seguridad en términos de la ley de resistencia de Mohr-Coulomb:

$$F_s = \frac{c + \sigma_N \tan \phi}{c_r + \sigma_N \tan \phi_r} \quad (5)$$

En la Tabla IV se muestran los parámetros básicos utilizados en los análisis de estabilidad.

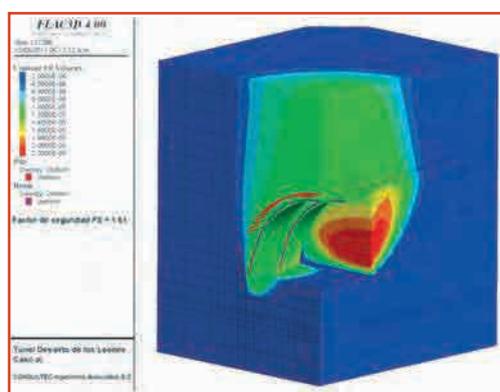
En la Tabla V se muestran los resultados

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL FRENTE					
UNIDAD	CASOS	Módulo de elasticidad E (MPa)	Cohesión c (kN/m ²)	Ángulo de fricción ϕ (°)	Ángulo de dilatación ψ (°)
Serie pumítica Bajos	b y c	150	40	27	5
Serie pumítica Medios	b y c	275	50	31	6
Serie pumítica Altos	b y c	400	60	35	7
Toba inferior Bajos	b y c	200	50	30	6
Toba inferior Medios	b y c	350	70	34	7
Toba inferior Altos	b y c	500	90	38	8
Rellenos Bajos	a	50	30	25	4
Rellenos Medios	a	62	35	27	5
Rellenos Altos	a	75	40	30	6

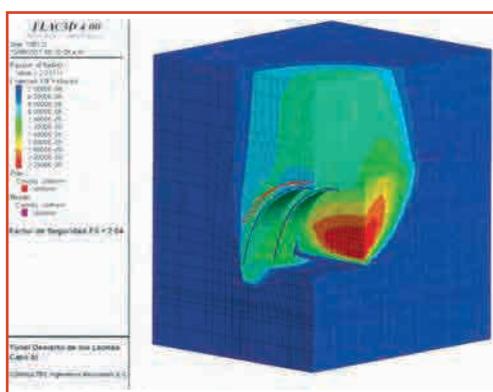
■ [TABLA IV].- Parámetros básicos para los análisis de estabilidad del frente.

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL FRENTE		
CASO	Parámetros	Factor de Seguridad
a	Parámetros Bajos	1.61
a	Parámetros Medios	1.87
a	Parámetros Altos	2.01
b	Parámetros Bajos	2.04
b	Parámetros Medios	2.49
b	Parámetros Altos	2.96
c	Parámetros Bajos	1.89
c	Parámetros Medios	2.29
c	Parámetros Altos	2.70

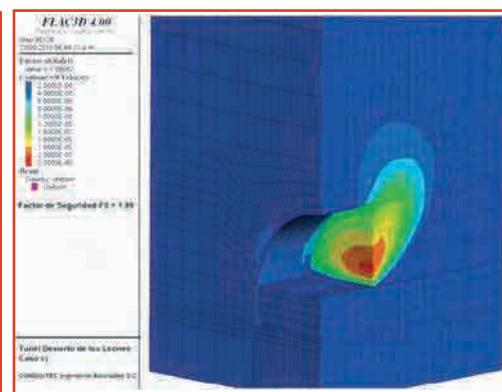
■ [TABLA V].- Resultados de los análisis de estabilidad del frente.



■ [Fig. 30].- Mecanismo potencial de inestabilidad para el caso a): excavación a poca profundidad en zona de rellenos con parámetros mínimos.



■ [Fig. 31].- Mecanismo potencial de inestabilidad para el caso b): excavación a poca profundidad en zona del Portal Sur (Tobas y Pomez) con parámetros mínimos.



■ [Fig. 32].- Mecanismo potencial de inestabilidad para el caso c): excavación a máxima profundidad en zona intermedia (Tobas y Pomez) con parámetros mínimos.

de los cálculos de estabilidad del frente para los 9 casos analizados. En todos los casos se consideró un estado de esfuerzos y deformaciones producido por el proceso constructivo. Además, se tienen en cuenta todos los elementos del sostenimiento, incluyendo las distintas rigideces y resistencias del hormigón de acuerdo con su edad.

En las Figs. 30 a 32 se muestran los mecanismos de falla potenciales de los casos a, b y c, con los parámetros mínimos.

Conclusiones

Los análisis presentados en este artículo dan una idea preliminar de lo que podrían ser los distintos escenarios de construcción de los túneles *Desierto de las Leones*, de acuerdo con las condiciones geotécnicas definidas en el proyecto original, las consideraciones hechas durante el presente estudio y los métodos constructivos propuestos por *Proacon*.

Los resultados indican que los posibles campos de desplazamientos generados por las excavaciones pueden ser de cierta importancia, aunque están dentro del rango de lo que sucede comúnmente en túneles en suelos excavados con métodos tradicionales. Debido a la presencia de estructuras en superfi-



■ [Fig. 33].- Estabilización del frente de excavación.

cie y a la propia magnitud de las deformaciones calculadas, será de vital importancia llevar un control exhaustivo de las convergencias en el interior del túnel y de los asentamientos en superficie, así como de probables distorsiones en las casas presentes en la zona de influencia de los túneles.

En cuanto a los niveles de seguridad, los resultados obtenidos son satisfactorios, máxime que los análisis se realizaron únicamente para la excavación y los sostenimientos. Es de esperar que una vez terminadas las obras y con el revestimiento definitivo ya implementa-

do, los túneles estarán en una condición de total estabilidad y sin ningún riesgo de colapso.

El procedimiento constructivo y los sostenimientos propuestos corresponden con las filosofías constructivas más modernas y actualmente son los que más se utilizan en los países europeos. Por tanto, están avalados por muchas experiencias exitosas.

Es importante recalcar que los modelos y los cálculos que se realizaron para este estudio se apoyan únicamente en la información geológica y geotécnica presente en el proyecto original y que durante la obra será necesario verificar las propiedades del terreno, de acuerdo con un seguimiento geotécnico riguroso, así como la respuesta de las excavaciones con base en los datos de instrumentación.

❖

PROACON, S.A.
Dirección Técnica
 Bahía de Pollensa, 13 • 28042 Madrid
 ☎ +34 917 721 700 • Fax: +34 917 732 120
 E-mail: info@proacon.es
 Web: www.proacon.es