

TRES DÉCADAS DE EVOLUCIÓN DEL ANÁLISIS NUMÉRICO DE TÚNELES. UNA VISIÓN SUBJETIVA A LA LUZ DE UN CASO REAL.

Three decades of evolution of numerical analysis of tunnels. A personal view to the light of a real case.

César Sagaseta Millán^a, Jorge Castro González^b

^a Profesor Emérito *ad honorem*. Universidad de Cantabria. Santander, España.

^b Profesor Titular de Ingeniería del Terreno. Universidad de Cantabria. Santander, España.

RESUMEN – Se presenta un esbozo de la evolución de los métodos de análisis numérico en problemas geotécnicos desde sus comienzos, haciendo hincapié en las tres últimas décadas. Para ello, se ha tomado un caso real de una obra bien documentada, que permita un reanálisis con las herramientas de cálculo disponibles actualmente. La obra elegida ha sido la estación de Baixa-Chiado, del Metro de Lisboa, construida en la década de los 90. El objetivo no es la evaluación de la obra en sí, sino de la evolución de las técnicas de modelización numérica reflejadas en su aplicación al caso, en respuesta a la invitación expresada por el Comité Editorial de la revista. La presentación del caso y de los métodos de cálculo tiene una componente subjetiva importante, por lo que las referencias de apoyo se han tomado en lo posible de la experiencia propia o del entorno próximo de los autores.

SYNOPSIS – An overview of the development of numerical methods for the analysis of Geotechnical problems is presented, with special emphasis on the last three decades. The presentation follows the development of a real, well documented engineering project: the Baixa-Chiado Metro station in Lisbon, built in the nineties. The goal is not to present the project or its analysis, but rather to show the advances in the numerical techniques, in response to the invitation of the Editorial Committee of the Journal. The presentation follows a personal point of view, and this leads to a list of references with a relative high number of sources from the personal experience of the Authors or of their close environment.

Palabras Clave – Túneles, Metro de Lisboa, Análisis numérico.

Keywords – Tunnels, Lisbon Metro, Numerical analysis.

1. INTRODUCCIÓN. PLANTEAMIENTO

La construcción de túneles en zonas urbanas ha experimentado un desarrollo espectacular en las últimas décadas. El ejemplo más notorio es el crecimiento de las redes de Metro.

En estos casos, al análisis del túnel en sí, se une la necesidad de evaluar las deformaciones del terreno, que suelen ser un factor crítico, por la posible afección a estructuras próximas. Actualmente, se dispone de la tecnología necesaria para construir túneles en prácticamente cualquier tipo de terreno, limitando las deformaciones a niveles admisibles (los escudos excavadores de frente

E-mails: cesar.sagaseta@unican.es (C. Sagaseta), jorge.castro@unican.es (J. González)

ORCID: orcid.org/0000-0001-6783-8340, orcid.org/0000-0001-5815-9995

compensado, desde los años 80, han marcado un hito en este sentido). Por otra parte, si se trata de problemas localizados, existen técnicas de tratamiento y mejora del terreno para reducir las deformaciones (particularmente las inyecciones de compensación).

Las deformaciones inducidas dependen de todos los elementos del túnel (sección transversal, profundidad, método constructivo), que por la complejidad de la geometría del problema, requieren análisis numérico. En el campo de la Geotecnia, los túneles han constituido siempre objetivo preferente de este tipo de análisis, y a ello obedece su elección para el presente artículo.

Se ha utilizado un caso real, elegido con los requisitos simultáneos de haber sido proyectado y construido en el pasado reciente, de forma que se disponga de registros fiables y detallados, y que haya transcurrido un tiempo suficiente para dar lugar a desarrollos significativos de los métodos de cálculo, cuya repercusión sea evaluable. Estos requisitos son, obviamente, contradictorios, y limitan la ventana temporal útil a obras construidas en torno a los años 80 y 90.

El objetivo del presente estudio no es la evaluación de la obra en sí, sino de la evolución de las técnicas de modelización numérica, reflejadas en su aplicación al caso, en respuesta a la invitación expresada por el Comité Editorial de la revista. La presentación del caso y de los métodos de cálculo tiene una componente subjetiva importante, por lo que las referencias de apoyo se han tomado en lo posible de la experiencia propia o del entorno próximo de los autores.

Por otra parte, quedan fuera de este artículo los avances en el desarrollo de modelos constitutivos, que por sí solos requerirían un tratado específico. Tampoco se intenta modificar los valores adoptados en su momento para los parámetros geotécnicos del terreno, pues ello llevaría a un análisis completo del proyecto, fuera del objetivo planteado.

2. EVOLUCIÓN DE LOS MÉTODOS NUMÉRICOS EN EL ANÁLISIS DE TÚNELES

En la Figura 1 se presenta un esquema cronológico de los hitos más relevantes en el desarrollo de los métodos numéricos en Geotecnia. A continuación se comentan todos ellos, agrupados por temas y abandonando un tanto el orden cronológico estricto, citando algunas referencias significativas.

- Nacimiento de los Elementos Finitos (Turner et al., 1956)
- 1ª edición del Libro de Zienkiewicz (Zienkiewicz y Cheung, 1967)
- Elementos junta para rocas (Goodman et al., 1968)
- Procesos constructivos en obras geotécnicas (1970-72)
- Elementos discretos, DEM (1971 -1979)
- Programa FLAC (1986).
- Alivio en el frente (túneles) (años 80)
- Cálculo en tensiones efectivas (agua intersticial) (años 80)
- Elementos Finitos en ordenadores personales (PC) (hacia 1990)
- Establecimiento de Comités Técnicos ISSMGE: ETC7 (1988); TC103 (2000)
← **CAVERNAS BAIXA-CHIADO (1994-97)**
- Influencia del comportamiento en pequeñas deformaciones (años 90)
- Fácil uso de análisis en 3D (años 90)
- Equilibrio límite (ELU) mediante EF (años 90)
- Uso de métodos de partículas (hacia 2000)
- Grandes deformaciones (hacia 2000)
← **SITUACIÓN ACTUAL (2021)**

Fig. 1 – Hitos relevantes en métodos numéricos en Geotecnia

2.1 – Nacimiento. Primeros avances

Hay una práctica unanimidad en asignar el nacimiento de los Elementos Finitos al artículo de Turner, Clough, Martin y Topp (1956), un ingeniero civil (R.W. Clough) y tres ingenieros aeronáuticos, del departamento de ingeniería de Boeing y la Universidad de California, en un importante paso dado a partir de los métodos de cálculo matricial en estructuras. Felippa (2001) presenta una magnífica descripción de aquellos años iniciales del proceso⁽¹⁾.

Desde entonces, el método y sus aplicaciones experimentaron un espectacular desarrollo, de magnitud y extensión de difícil comparación con ningún otro. La publicación del libro de Zienkiewicz y Cheung (1967) (Figura 2), supuso un impulso para la aplicación general del método en ingeniería estructural, en particular a problemas geotécnicos. El libro incluía como Apéndice un código (en lenguaje FORTRAN), que fue ampliamente utilizado para la redacción de diferentes programas. Las posteriores ediciones del libro, con diferentes co-autores, jugaron igualmente un papel clave en la extensión del método y sus aplicaciones. Surgieron también otros libros, con diversos enfoques, siendo destacable el de Smith y Griffiths (1988), con una original estructuración, en forma de subrutinas o “cajas negras” a incorporar como elementos de programas más amplios.



Fig. 2 – 1ª edición (1967) del Libro del Prof. O.C. Zienkiewicz

Con estas bases, numerosas universidades, centros de investigación y oficinas de ingeniería, crearon en aquellos años incipientes programas de elementos finitos, en general con énfasis en algunos aspectos particulares. Así, en Madrid, en el CEDEX se creó PLEF (Cañizo, Castillo y Sagaseta, 1972), utilizado por ese Centro durante más de una década⁽²⁾, y ya a comienzos del presente siglo, GeHoMadrid (CEDEX-UPM-Hohai Univ.), con capacidad para análisis acoplados en régimen estático, cuasiestático y dinámico (Pastor et al., 2002); en Barcelona (UPC), CODE-BRIGHT, que continúa ampliando sus objetivos, entre los que destacan los problemas acoplados; ICFEP en el Imperial College, Londres; CRISP (antes CRISTINA) en la Universidad de Cambridge, enfocado a los modelos de estado crítico; PLAXIS en la Universidad de Delft; CESAR (antes ROSALIE) en la ENPC, Paris; RHEO-STAUH en la ETH de Zurich, etc. Aun limitándose a los programas creados en aquella primera época, la lista completa sería muy extensa. Algunos han tenido una existencia más o menos breve, pero otros han sobrevivido, dando incluso lugar a empresas dedicadas a su desarrollo y comercialización.

2.2 – Medios discontinuos. Macizos rocosos. De DEM a FLAC

El método de elementos finitos surgió para el análisis de medios continuos, como sugiere el título del libro del Prof. Zienkiewicz (Figura 1). Sin embargo, en aquella misma época nacía, como rama de la Geotecnia, la Mecánica de Rocas, que celebraba su primer Congreso Mundial en Lisboa en 1966. Una de las características de los macizos rocosos es la presencia de juntas.

¹ Este autor fija la primera propuesta del uso de una matriz de rigidez estructural entre 1920 y 1930, por el grupo de aeroelasticidad del National Physics Laboratory (NPL) en Teddington, U.K.

² Como curiosidad, la primera publicación de resultados del programa PLEF se realizó en el ámbito geográfico cubierto por esta revista (1^{er} Congr. Hispano-Luso-Americano-Filipino de Geología Económica, Madrid-Lisboa, 1971).

Ello explica el interés, desde los primeros momentos, en introducir en los elementos finitos la presencia de discontinuidades. La primera publicación significativa en este sentido fue también del grupo de la Universidad de California (Goodman et al., 1968), mediante elementos planos, con tensiones y deformaciones de deslizamiento, apertura y/o compresión. Mejoras posteriores incluyeron el comportamiento no lineal y la dilatación (p. ej., Carol y Alonso, 1983).

Desde entonces, el número de aplicaciones en macizos rocosos aumentó extraordinariamente. De todas formas, el cálculo sólo era posible cuando se trataba de discontinuidades aisladas y de ubicación definida. En el caso de discontinuidades sistemáticas, la matriz de rigidez se hacía singular y no era posible el análisis. Ello contribuyó a impulsar el desarrollo paralelo de métodos de representación del macizo como medio continuo equivalente, con unos parámetros mecánicos reducidos, función de su grado de fracturación y meteorización. Las denominadas “clasificaciones geomecánicas” también surgieron, no por casualidad, en esos años (Bieniawski, 1973; Barton et al., 1974), y fueron recibidas con júbilo por su ayuda para asignar parámetros continuos equivalentes.

Peter Cundall, un brillante ingeniero⁽³⁾, Dr. por el Imperial College en 1971, intuyó que el tratamiento de estos casos como un medio continuo no era lo más eficaz, y aplicó un enfoque diferente, suponiendo los bloques en primera aproximación rígidos, con las deformaciones concentradas en los contactos entre ellos. La Figura 3 muestra un ejemplo sencillo que ilustra la idea básica del método, que rápidamente atrajo la atención de la comunidad geomecánica. De forma iterativa, comenzando por los bloques sobre los que directamente se imponen cargas o desplazamientos (en la Figura 3, la excavación del apoyo fijo del contorno derecho), se plantea en escalones finitos de tiempo el equilibrio dinámico de fuerzas sobre cada bloque y la compatibilidad de desplazamientos relativos, obtenidos a través de sus aceleraciones y velocidades, suponiendo cada bloque afectado únicamente por las acciones de sus inmediatos vecinos (permitiendo la desaparición o creación de contactos). La solución final se alcanza, si existe equilibrio, cuando se llegan a anular las resultantes de fuerzas sobre cada bloque (y por tanto sus aceleraciones), y desplazamientos (introduciendo un cierto amortiguamiento para controlar la aparición de oscilaciones). Incluso si tal equilibrio no existe (como en la Figura 3), se obtiene la evolución de desplazamientos de los bloques inestables. A ello se llega sin necesidad de invertir (ni siquiera formular) la matriz de rigidez del sistema.

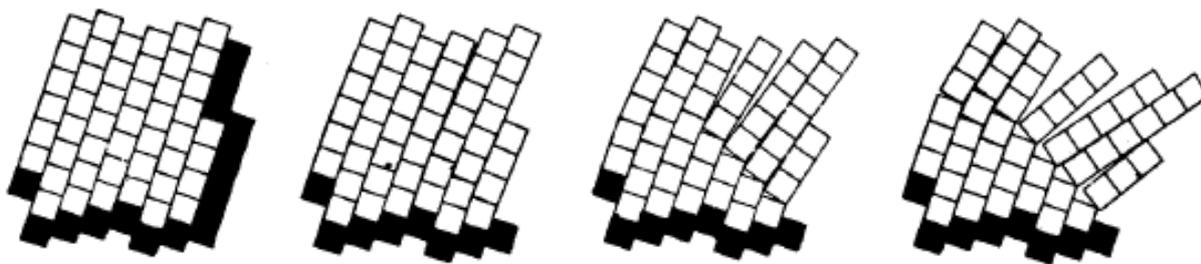


Fig. 3 – Inestabilidad por vuelco de un conjunto de bloques. Salida gráfica (Cundall, 1971)

La escasa capacidad de los ordenadores y de los elementos de interfaz gráfica en aquella época no permitía análisis más completos, pero esos estudios fueron el germen del DEM (Distinct Element Method), que fue el primero de una serie de programas y versiones progresivamente más potentes y refinados, y que pronto abandonó la limitación de aplicación a macizos rocosos para estudiar también otros medios formados por partículas individuales (Cundall y Strack, 1979). Para las aplicaciones prácticas, el método desbancó a otros intentos de abordar el problema con enfoques basados en el concepto de matriz de rigidez del sistema, más rigurosos pero menos eficaces (p. ej., Serrano y Rodríguez-Ortiz, 1973; Cañizal y Sagasetta, 1988). En 1981, junto con otros profesores de

³ Durante un tiempo trabajó como ingeniero en la empresa Dames and Moore, y como tal llegó a intervenir en España en la construcción de la autopista Bilbao-Behobia (frontera francesa), con importantes problemas de desmontes en roca.

la Universidad de Minnesota, creó Itasca Consulting Group, que en 1984 comercializó el programa UDEC.

Pero la década aún guardaba otro salto cualitativo en 1986, con la creación del programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continuum) y su comercialización por Itasca. Fue una nueva idea de P. Cundall, que vio la posibilidad de aplicar la misma metodología a los medios continuos, estableciendo para ello una malla de diferencias finitas, con masas concentradas en los nodos, y fuerzas de interacción entre nodos contiguos. Con el esquema de solución iterativa descrita para el DEM, constituye una alternativa adicional a los métodos de Elementos Finitos, cerrando así de algún modo el círculo iniciado en los años 30 con la introducción del método matricial ⁽¹⁾.

2.3 – Análisis de procesos constructivos

En el cálculo de estructuras, lo habitual es analizar la respuesta de una determinada configuración frente a diversas hipótesis de carga alternativas, con muy pocas variaciones de la estructura a lo largo del proceso. En Geotecnia, en cambio, lo más común es que las cargas actúen unas a continuación de otras, comenzando por el estado inicial, que habitualmente es geostático (peso propio, superficie horizontal). Sobre estas tensiones se superponen los cambios producidos por las cargas y deformaciones impuestas.

Ello no implica más que la simple concatenación de las fases del cálculo, planteando el problema fuerzas-desplazamientos en términos incrementales, y acumulando los resultados tras cada fase, lo cual estaba más o menos implícitamente incluido en todos los programas. Sin embargo, una de las operaciones más comunes en procesos geotécnicos es la excavación de zonas (túneles, excavaciones a cielo abierto), o la adición de elementos nuevos (construcción de terraplenes, o instalación de apuntalamientos o anclajes en excavaciones, etc.). Los programas iniciales citados no incluían estas opciones, aunque muy pronto se hizo patente su necesidad. La primera publicación de la que los autores tuvieron conocimiento fue la de Clough y Duncan (1971) (ver Cañizo y Sagaseta, 1972).

Hubo cierta controversia inicialmente, pues no era evidente la irreversibilidad de las acciones de excavación y adición. En los primeros años, no todos los programas simulaban rigurosamente estos procesos, sino que introducían la aplicación de presiones equivalentes en el contorno excavado. Actualmente, todos los programas existentes reproducen estos procesos de forma adecuada, ya que se trata de una situación muy frecuente, concretamente en el análisis de túneles.

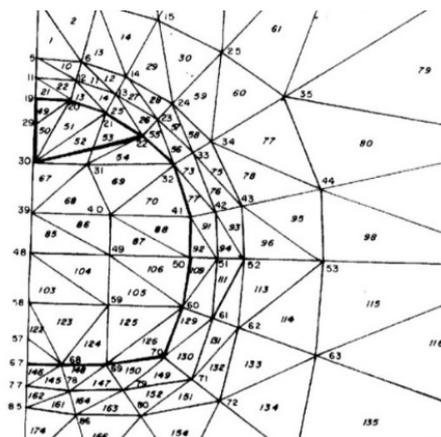


Fig. 4 – Malla de E.F. Reproducción del proceso constructivo (Sagaseta, 1973)

La Figura 4 muestra un intento de reproducir, con los medios disponibles en la época, el proceso constructivo de un túnel construido por el Método Belga. Se emplean elementos triangulares (CST) para el terreno, y elementos viga (en negrita) para el revestimiento y para un apuntalamiento provisional del techo de la galería de clave, que se suprimía al instalar el revestimiento de la bóveda.

2.4 – Túneles. Alivio tensional.

Los túneles constituían uno de los problemas en los que los métodos de elementos finitos mostraron su aplicabilidad. Por una parte, eran una estructura rodeada por el terreno, en los que las soluciones teóricas en tensiones y deformaciones estaban limitadas a casos de simetría axial, condición que desaparecía con la influencia de la superficie en cuanto la profundidad del túnel era menor de 4 o 5 diámetros. Por otra parte, en túneles el interés radica no sólo en los esfuerzos y deformaciones en el propio túnel, sino también, en zonas urbanas, en las deformaciones inducidas en un entorno relativamente amplio. En tercer lugar, desde los años 70 ha habido un creciente interés por la instrumentación de casos reales, lo que proporciona datos reales de validación de los cálculos.

Sin embargo, frente a estos puntos a favor, hay una dificultad peculiar: la construcción de un túnel tiene lugar por avances sucesivos del frente, seguidos por la instalación de elementos de sostenimiento y/o revestimiento. Esto es un proceso claramente tridimensional, lo cual complica en principio cualquier análisis, no sólo numérico.

Las soluciones clásicas, utilizadas antes de la aparición de los métodos numéricos, obviaron el problema, dividiéndolo en dos visiones parciales, ambas en dos dimensiones:

- Para el estudio de las tensiones y deformaciones del túnel como tal, considerar un estado de deformación plana (túnel “mágicamente” construido de forma simultánea en toda su longitud); si la relación profundidad/diámetro es muy grande, ignorar incluso la influencia de la superficie, reduciendo así la geometría a un caso axilsimétrico.
- Para los problemas específicos de la excavación, como la estabilidad del frente, o las deformaciones por delante de éste, analizar el problema en el plano de simetría vertical longitudinal al túnel, (lo que supone en rigor un túnel de anchura infinita), introduciendo luego alguna corrección semiempírica para tener en cuenta la dimensión transversal real del túnel.

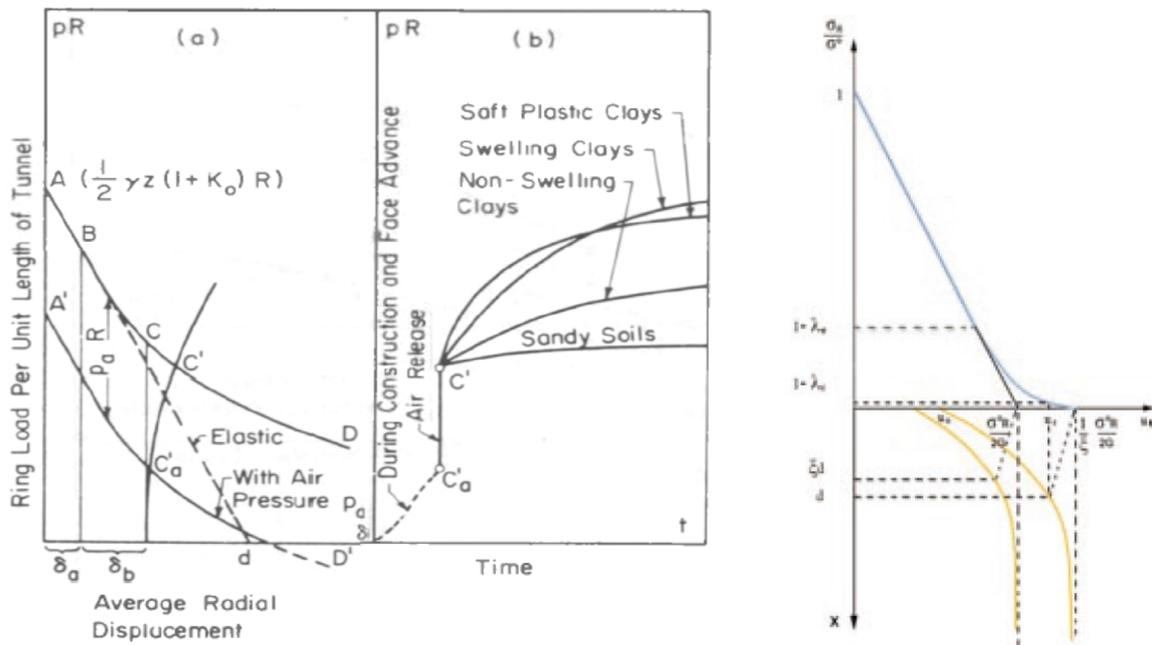
Como en otros puntos comentados, también aquí se produjo una curiosa interacción entre avances en temas diversos. Sin duda, la Ponencia General de R.B. Peck (1969) en el Congreso de Méjico marcó un hito en el análisis de túneles en suelos. Recogía lo más destacado de un proyecto realizado en la Universidad de Illinois para el Departamento de Transportes (DOT) de Estados Unidos en 1964-68. Este periodo se sitúa justo antes de la eclosión de los métodos de elementos finitos. De haber sido al revés, el estudio habría tenido sin duda otro enfoque, con un uso intenso de los elementos finitos, en detrimento de la elegancia y simplicidad de los métodos y razonamientos expuestos. A cambio, los elementos finitos se encontraron con un fértil campo de ideas simples pero razonables, con las que comparar sus resultados.

Uno de los puntos que se presentan en esa publicación es el mecanismo de interacción entre túnel y terreno y su posibilidad de análisis mediante un modelo en dos dimensiones. La Figura 5-a) (acompañada en el texto original de una descripción con un nítido enfoque geotécnico), constituye posiblemente la primera presentación explícita del diagrama convergencia-confinamiento. Aparecen ya las curvas características del terreno y del revestimiento, mostrando la influencia de la rigidez de éste y de su tiempo de instalación, y también el papel de la deformación diferida del terreno (incluso la consideración del aire comprimido, reduciendo las tensiones en el valor de la sobrepresión).

Este diagrama se había ya intuido con anterioridad, y desde mediados del siglo XX existía una creciente apreciación del problema por proyectistas y constructores de túneles (Szechy, 1967).

Para la consideración de la instalación diferida del sostenimiento hay dos opciones:

- Suponer directamente (Figura 5-a) una deformación previa conocida, (δ_a, δ_b) . Su valor puede definirse en cada caso a partir de experiencias previas en terrenos similares, o, en su ausencia, mediante análisis paramétricos por elementos finitos tridimensionales, método propuesto por Panet y Guenot (1982) (Figura 5-b), adoptado como recomendado por AFTES en 2001.



a) Esquema conceptual (Peck, 1969)

b) Método de Panet y Guenot (1982)

Fig. 5 – Interacción túnel-terreno. Diagrama convergencia-confinamiento

- Definir la deformación previa a partir de la aplicación de un cierto “coeficiente de alivio” a la tensión inicial (tramo AC de la curva característica del terreno). Para la asignación de un valor de este coeficiente, se puede acudir, como en la opción anterior, a experiencias previas o análisis en 3D. Algunos autores han publicado también análisis paramétricos, tabulando valores adecuados de la reducción a aplicar a las tensiones geostáticas. La Figura 6 (Kielbassa y Duddeck, 1991) muestra los coeficientes de alivio, s_v^r , para la tensión vertical, con valores alrededor de 0,5 (rango 0,3-0,7), creciente al aumentar la flexibilidad relativa del túnel, β .

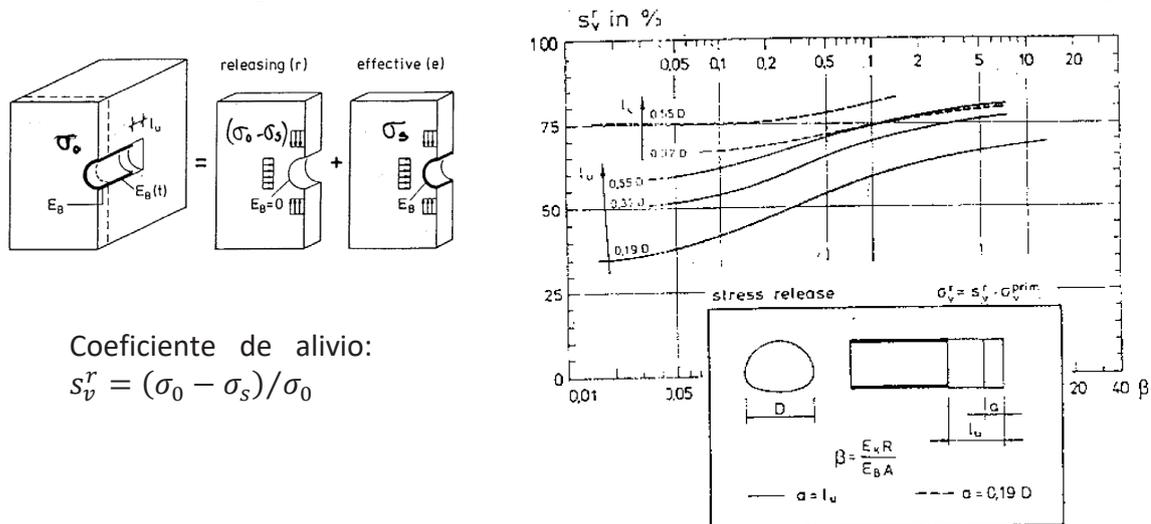


Fig. 6 – Coeficiente de alivio. Tensión vertical (Kielbassa y Duddeck, 1991)

2.5 – Túneles. Asientos

Pero la Ponencia de Peck (1969) es más conocida por otros aspectos. El más popular es sin duda la propuesta de ajustar los perfiles transversales de asientos superficiales a una curva de Gauss,

definida por dos parámetros, habitualmente el asiento máximo, s_{max} , que se produce sobre la clave del túnel, y la abscisa i del punto de inflexión, en el que el asiento es 0.61 veces ($e^{-1/2}$) el máximo. También se puede utilizar el volumen de asientos, V_s , relacionado con ellos:

$$s = s_{max} e^{-\frac{x^2}{2i^2}} ; V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} s \cdot dx = \sqrt{2\pi} i s_{max} \quad (1)$$

Esta curva, para cuya aplicación no hay ninguna base teórica, ha demostrado su capacidad de representar con sorprendente precisión los perfiles de asientos en casos reales, existiendo ya una amplia experiencia sobre los valores de los parámetros. Es usual relacionar el asiento máximo, o el volumen de asientos, con las características del terreno y del túnel. Para la abscisa i del punto de inflexión, la tendencia actual es adoptar un valor proporcional a la profundidad del eje del túnel, con un factor en el rango 0,3-0,4 en suelos arenosos y de 0,4-0,5 en arcillas.

La creciente disponibilidad de programas de elementos finitos en esos años hizo abrigar la esperanza de que los resultados de los cálculos numéricos concordaran con la experiencia. Así ha sido, salvo en un aspecto muy concreto: la anchura del perfil de asientos resultante de los cálculos, (definida por la abscisa i del punto de inflexión) es siempre algo mayor que lo observado en la realidad. La situación mejora con el uso de modelos constitutivos no lineales, y con la consideración de que el módulo elástico crece con la profundidad, pero no llega a ser satisfactoria.

Al final de los años 80, empezó a tomar cuerpo la atribución, al menos parcial, de la discrepancia a que la ley tensión-deformación de los suelos suele ser fuertemente no lineal en el rango de muy pequeñas deformaciones (Gunn, 1992). Se trata de un hecho admitido desde mucho antes: los módulos obtenidos de ensayos dinámicos eran sistemáticamente mayores que en ensayos estáticos, lo que llevó al uso de los términos de módulo “dinámico” y “estático”, pero el aumento de la precisión de medida de las pequeñas deformaciones, constató que el hecho se daba tanto para cargas estáticas como dinámicas, y el módulo decrece en todos los casos al aumentar el nivel de deformaciones.

Los cambios de tensiones decrecen con una potencia 2 o 3 de la distancia al túnel, lo que implica un crecimiento recíproco del módulo aparente. Ello supone que las deformaciones se amortiguan con la distancia más de lo previsto, lo que lleva a un perfil de asientos más cerrado. Amplias discusiones en múltiples foros llevaron pronto un acuerdo en las líneas generales del argumento.

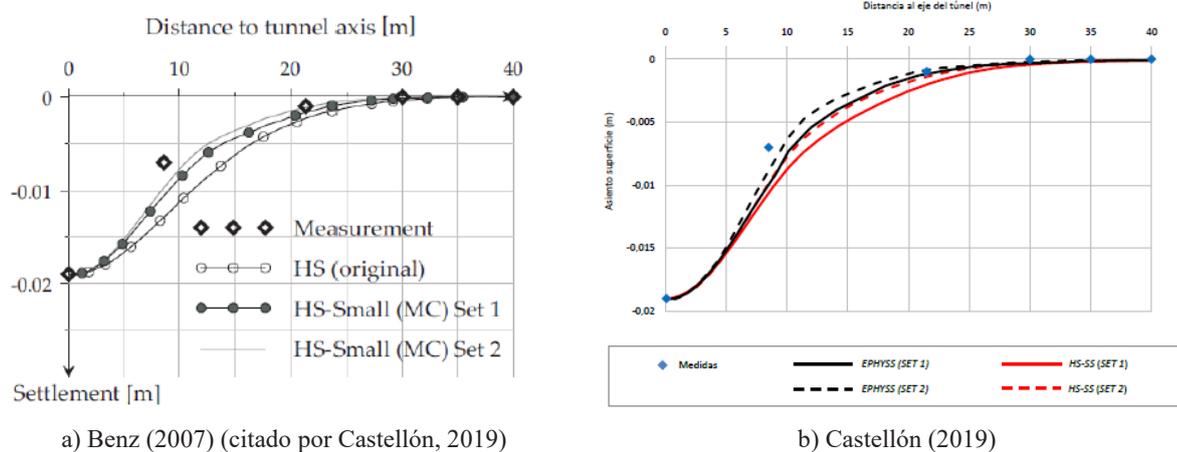


Fig. 7 – Perfiles de asientos en un caso real. Rigidez variable en pequeñas deformaciones.

Los programas de elementos finitos reaccionaron ante la situación, proponiendo modelos de comportamiento con módulos variables dentro del rango de pequeñas deformaciones (Figura 7-a). Aparentemente, la aproximación obtenida con un modelo elastoplástico (Mohr-Coulomb) con

rigidización (HS), que en 2007 se consideraba ya “convencional”, es aceptable junto al eje de simetría, pero no a distancias mayores: los asientos medidos a 10-15 m ($x \cong 2i$) son el 50% de los calculados. La consideración de no linealidad en pequeñas deformaciones (HS-Small) con parámetros razonables reduce el error, aunque sin llegar a anularlo. Ni siquiera con modelos más refinados (Figura 7-b) se logra un ajuste total. La importancia de las diferencias es más notable al calcular deformaciones unitarias (distorsión angular, curvatura) para el efecto en estructuras.

2.6 – Consideración del agua intersticial

El agua intersticial constituye el elemento distintivo más característico de los problemas geotécnicos. Como ya se ha descrito, el método de elementos finitos nació para su empleo en análisis estructural, por lo que la consideración del fluido intersticial recibió atención más tarde.

Ya en el libro de Zienkiewicz y Cheung (1967) se incluía la posible aplicación a la distribución de potenciales hidráulicos (o eléctricos), regida por la ecuación de Laplace. Ello permitía el análisis de flujo hidráulico estacionario. Sin embargo, aquí acababan las posibilidades. Lo que no se contempló en principio fue el acoplamiento sólido-fluido, que es la base de la problemática geotécnica. Para su resolución hubo que esperar unos años.

En función del tipo de acoplamiento se dan distintas situaciones. En el caso de carga con drenaje en suelos granulares, de alta permeabilidad, la filtración del agua intersticial es aproximadamente independiente de las deformaciones del suelo, lo que hace posible la resolución en dos etapas: se analiza en primer lugar el problema de flujo, obteniendo la distribución de presiones intersticiales, y de éstas se obtienen las fuerzas másicas que actúan sobre el esqueleto sólido, con las que se resuelve el problema tensión efectiva-deformación.

El caso de carga sin drenaje, de importancia capital en Geotecnia, es más complicado. Existe la posibilidad de utilizar el mismo método que en los cálculos manuales, analizando el conjunto suelo-agua con los parámetros mecánicos equivalentes, sin drenaje, en tensiones totales. Sin embargo, su implementación en análisis numérico tiene un serio inconveniente: la incompresibilidad sin drenaje implica un coeficiente de Poisson equivalente en totales, $\nu_u = 0.5$, lo que hace que la matriz de rigidez tenga términos de valor infinito (su inversa, la matriz de flexibilidad, es singular). Ello lleva a descartar todas las formulaciones en desplazamientos, y la única solución teóricamente rigurosa es una formulación híbrida, en desplazamientos y tensiones (p. ej., Ballester y Sagasetta, 1979), lo que, fuera de algunos estudios teóricos, no ha fructificado en la práctica ingenieril.

La alternativa más habitual es tomar un valor cercano del parámetro ($\nu_u = 0.5 \times 0.999 \dots$), con el inconveniente de que en algunos casos los resultados dependen de la proximidad elegida.

En cualquier caso, sólo se obtienen las tensiones totales, pero no las presiones intersticiales, lo que puede ser admisible en cálculos manuales, pero no tanto en un cálculo refinado.

Otra opción es el análisis en tensiones efectivas, lo cual en principio es válido siempre, para cualquier condición (drenaje, no drenaje, consolidación). Los primeros programas de elementos finitos con posibilidad de análisis acoplado para estas condiciones no aparecieron hasta bien entrada la década de los 80, y su disponibilidad en la práctica tuvo que esperar casi una década más. De todas formas, su empleo requiere un conocimiento profundo del papel del análisis en tensiones efectivas, y de la capacidad de los modelos constitutivos para su aplicación. Casos como la rotura de la Nichol Highway, en Singapur, en 2004, han puesto de manifiesto este hecho.

2.7 – Análisis en 2D-3D

En contra de lo que aparentemente podría pensarse, los primeros programas estaban redactados de forma que permitían el análisis en dos o en tres dimensiones. En la formulación matricial no planteaba ninguna diferencia que el dominio fuera bi- o tridimensional.

Sin embargo, esta facilidad era sólo teórica. En primer lugar, la capacidad de los ordenadores requerida era mayor (proporcional al cubo, y no al cuadrado, del número de elementos), y ello

restringía el análisis en 3D a casos de geometría muy sencilla. Pero, más que eso, la limitación real estaba en la dificultad de generar y visualizar los datos, y sobre todo, los resultados. Las primeras pantallas gráficas, muy rudimentarias, son ya de los años 80, y los primeros ordenadores personales (no ya portátiles), aparecieron hacia 1985, lo que retrasa la posibilidad real de cálculos tridimensionales hasta bien avanzados los años 90.

El avance fue gradual, y los programas existentes lanzaron versiones 3D parciales, en las que se definía una malla bidimensional en un plano (XY), que luego se reproducía (con pequeños cambios) en la dirección del tercer eje (Z), mediante elementos prismáticos: si éste eje era vertical, se reproducía una cimentación (un círculo de hormigón en la malla básica generaba un pilote cilíndrico); si era horizontal, se generaba una estructura alargada (túnel, terraplén, o zanja). El programa PLAXIS 3D-tunnel se lanzó en 2001. Ello constituyó una transición suave a los auténticos programas 3D, ya en pleno siglo XXI.

Esto ha supuesto un avance sustancial en las posibilidades de análisis realista de la excavación de los túneles, siendo una alternativa viable a los métodos comentados (Apartados. 2.4 – y 2.5 –).

2.8 – Modelos constitutivos. Grandes deformaciones

En paralelo con el avance de los métodos numéricos, en el último medio siglo ha tenido lugar un desarrollo espectacular de los modelos constitutivos tensión-deformación, para reproducir lo más fielmente posible las peculiaridades del comportamiento mecánico de suelos y rocas. No es objeto de este artículo entrar en detalles de este aspecto, y únicamente es preciso dejar constancia del hecho. Al modelo elástico lineal se fue incorporando la no linealidad mediante modelos elastoplásticos clásicos. Los años 70 vieron la eclosión de los modelos de estado crítico, que han permitido un análisis global de suelos blandos, en el entorno de la presión de preconsolidación.

En el otro extremo, en los años 90 aumentó el interés por el comportamiento de los suelos en el rango de pequeñas deformaciones. Ello obedecía al estudio de problemas dinámicos, pero en el campo de los túneles también era de interés práctico para algún aspecto concreto (Apdo. 2.5 –).

En cuanto a las grandes deformaciones, se salen también del objeto presente, y únicamente señalaremos la aparición de métodos como el *Material Point Method* (MPM), de fundamentos y utilización suficientemente sencillos para permitir un uso en problemas prácticos (Abe et al., 2013).

2.9 – El equilibrio límite

Los métodos descritos en los epígrafes precedentes permitían el análisis de las tensiones y deformaciones en la situación en servicio, pero en Geotecnia, al igual que en otras ramas de la Ingeniería, se precisa evaluar también el margen de seguridad existente frente a la rotura del terreno.

Este segundo punto, conocido tradicionalmente como “análisis en rotura” o del “equilibrio límite”, se cubría sólo parcialmente. Si se trataba de un caso con aplicación de cargas, como en una cimentación, podía ir aumentándose progresivamente por escalones el valor de la carga, hasta que la matriz de rigidez del sistema se hacía singular. El cociente entre la máxima carga aplicada y la carga real es el coeficiente de seguridad. Sin embargo, el procedimiento era, además de lento (se requería resolver el problema en muchos estados sucesivos), poco preciso, pues antes de llegar al valor límite, la matriz era cuasi-singular, aparecían errores de convergencia en la resolución, y la carga de rotura no siempre podía calcularse con la precisión suficiente. La Figura 8 muestra uno de los primeros cálculos exitosos, en simetría axial, que requería emplear elementos de 15 nodos (De Borst y Vermeer, 1984), lo que entonces se salía de lo habitual. El programa utilizado, desarrollado en la Universidad de Delft, fue el germen del código PLAXIS.

Pero existe otro tipo de casos en los que no se aplica ninguna carga exterior, de los que el más común en Geotecnia es la estabilidad de taludes (o la llamada estabilidad global). En éstos, el coeficiente de seguridad habitualmente se define en los parámetros de resistencia del terreno (c , ϕ con el criterio de Mohr-Coulomb). La solución obvia es similar a la anterior, repitiendo el análisis

desde el comienzo, minorando los parámetros de resistencia mediante un factor progresivamente creciente.

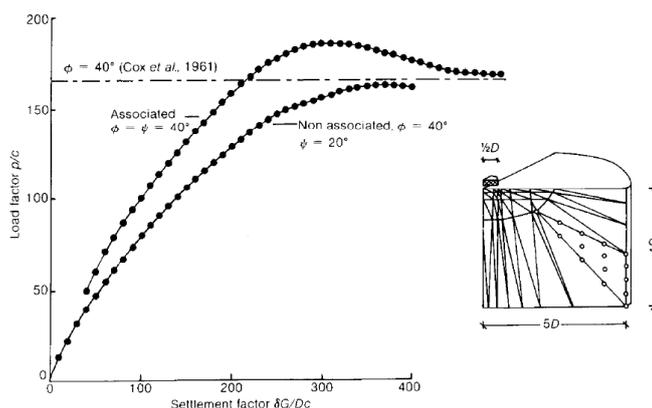


Fig. 8 – Coeficientes de seguridad en cargas. Zapata circular (De Borst y Vermeer, 1984)

Años más tarde, surgió la idea de desarrollar algún algoritmo de cálculo para la reducción de parámetros de forma directa, a partir de los resultados iniciales, en un sólo proceso de análisis.

Suele citarse el trabajo de Smith y Hobbs (1974) como el primer intento de modelar la deformación de un suelo en equilibrio al reducirse los valores de sus parámetros resistentes, para el caso de carga sin drenaje ($\phi = 0$). El algoritmo no era totalmente riguroso, y se utilizaban criterios de redistribución de residuos numéricos no equilibrados, de forma más o menos razonable. La Figura 9 muestra el análisis presentado por Griffiths y Lane (1999), más general. La derivación rigurosa es posible, (Da Costa, 2004) aunque requiere cambios relativamente importantes en la formulación básica de la elastoplasticidad incremental. Actualmente, prácticamente todos los programas de elementos finitos disponen de herramientas, más o menos rigurosas, para analizar mecanismos de rotura por reducción de parámetros resistentes a partir de un estado en equilibrio, cumpliendo los requerimientos de la normativa. Con ello, constituyen una alternativa a los métodos clásicos de equilibrio límite, con programas de cálculo cada vez más eficaces.

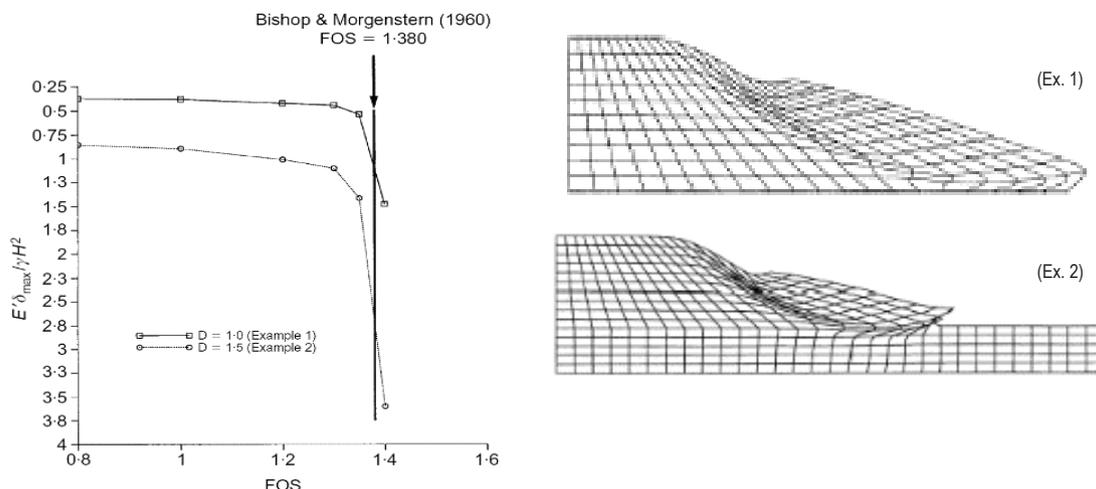


Fig. 9 – Coeficientes de seguridad en parámetros resistentes. Estabilidad de un talud (Griffiths y Lane, 1999)

2.10 – El entorno académico y científico-técnico

Todas las ramas del conocimiento han propiciado la creación de sociedades, grupos de trabajo u otro tipo de foros para potenciar los intercambios de ideas y resultados. Los métodos numéricos y

su aplicación en Geotecnia no son una excepción. Tras su nacimiento como rama de la ingeniería estructural (en concreto la aeronáutica y la civil), la aplicación a problemas geotécnicos fue impulsando la creación de grupos de trabajo especializados en este campo.

Surgieron así grupos como ICONMIG (ahora IACMAG), que, con el empuje inicial del Prof. Desai, organizan conferencias cada 3 años, desde su primer evento en Vicksburg (1972), hasta el último de momento en 2019 en Gandhinagar (India). En 1982 se creó un grupo similar, más reducido, promovido por los Profs. Pande y Pietruszczak, NUMOG (actualmente COMGEO) con objetivos similares, en un ambiente más reducido.

En los años 80, la Sociedad Geotécnica Internacional (ISSMGE), que ya había tenido un Comité Técnico (TC12) sobre “Validation of Computer Simulation”, decidió que los métodos numéricos debían tener un mayor protagonismo dentro de la Sociedad, y en 1988 creó, en un ámbito europeo, el Comité Técnico ETC7, sobre Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE). Este Comité ha celebrado sus Conferencias cada 4 años desde entonces, y ha sido sin duda un elemento de notable impulso de este campo en Europa. La primera Conferencia se celebró en Santander (España) en 1990 (a la que se dio el número 2, para incorporar como número 1 a un Simposio previo celebrado en Stuttgart en 1986) y el último, 9º NUMGE, en 2018 en Oporto (Portugal) (el próximo, nº 10, está programado en Londres en 2022).

Para una ampliación del ámbito geográfico, la ISSMGE ha creado además en los últimos años el Comité TC103 (Numerical Methods in Geomechanics), acogido por la Sociedad Japonesa.

3. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

El caso elegido es el constituido por las cavernas de la estación Baixa-Chiado del Metro de Lisboa, proyectadas y construidas en la década de los 90, y que ha sido posible reanalizar con las herramientas de cálculo disponibles actualmente, ilustrando así la eficacia de éstas últimas, y permitiendo valorar los cálculos realizados entonces.

Se trata evidentemente de una obra emblemática, en la que el primer autor del presente artículo tuvo el honor de participar como colaborador del equipo de Asistencia Técnica (Sagasetta et al., 1999). Como tal, su labor fue contribuir a evaluar y desarrollar los análisis tendentes a depurar los aspectos constructivos. No realizó directamente los cálculos, pero sí colaboró en el análisis de los mismos, que en gran parte se iban desarrollando en paralelo con el avance de la construcción y con los resultados de la instrumentación instalada.

3.1 – Ubicación. Relación con la red de Metro

El llamado *Empreendimento da Baixa* formaba una parte importante de las obras de ampliación del Metro de Lisboa en los años 90, para las que la celebración de la Expo-98 constituyó un incentivo adicional. Entre otras actuaciones, la obra consistió (Figura 10) en la desconexión de la unión en curva existente al Sur en la línea circular existente, entre las estaciones *Rossio* y *Restauradores* y su sustitución por un cruce en X de las dos líneas resultantes: la llamada línea verde (línea C) entre *Cais do Sodré* y *Rossio*, continuando hasta *Campo Grande* al Norte, y la línea azul (línea A), entre *Restauradores* y *Terreiro do Paço*, para continuar a lo largo de la ribera por la zona portuaria.

El cruce se resolvía mediante dos cavernas paralelas de alineación Norte-Sur, denominadas en lo que sigue por su situación: Este (*Nascente*) y Oeste (*Poente*). Las dimensiones de cada una eran:

- Longitud: 180 (*Nascente*) y 160 m (*Poente*)
- Anchura/altura: 17,6 m/16,2 m (sección transversal excavada: 247 m²)
- Separación entre ejes: 25 m (7 metros entre trasdós de hastiales)
- Profundidad de la clave: ~30 m

Se trataba de dos líneas de Metro de elevado tráfico de pasajeros: además de la densa urbanización de los propios barrios *Baixa* y *Chiado*, la estación de ferrocarril *Cais do Sodré* es la cabecera de la línea *Lisboa-Cascais*, y las estaciones marítimas de *Cais do Sodré* y *Terreiro do Paço*

atienden las conexiones con la margen opuesta del río Tajo. Ello hacía prever un elevado número de transbordos de pasajeros entre ambas líneas, lo que llevaba a reducir al mínimo la separación entre las cavernas y establecer varias galerías peatonales entre ellas. Además de las dos estaciones, debían alojar una amplia zona de conexiones y maniobras ferroviarias en su extremo Sur. Al Norte de las cavernas, tenía lugar el cruce en “salto de carnero” de las dos líneas.

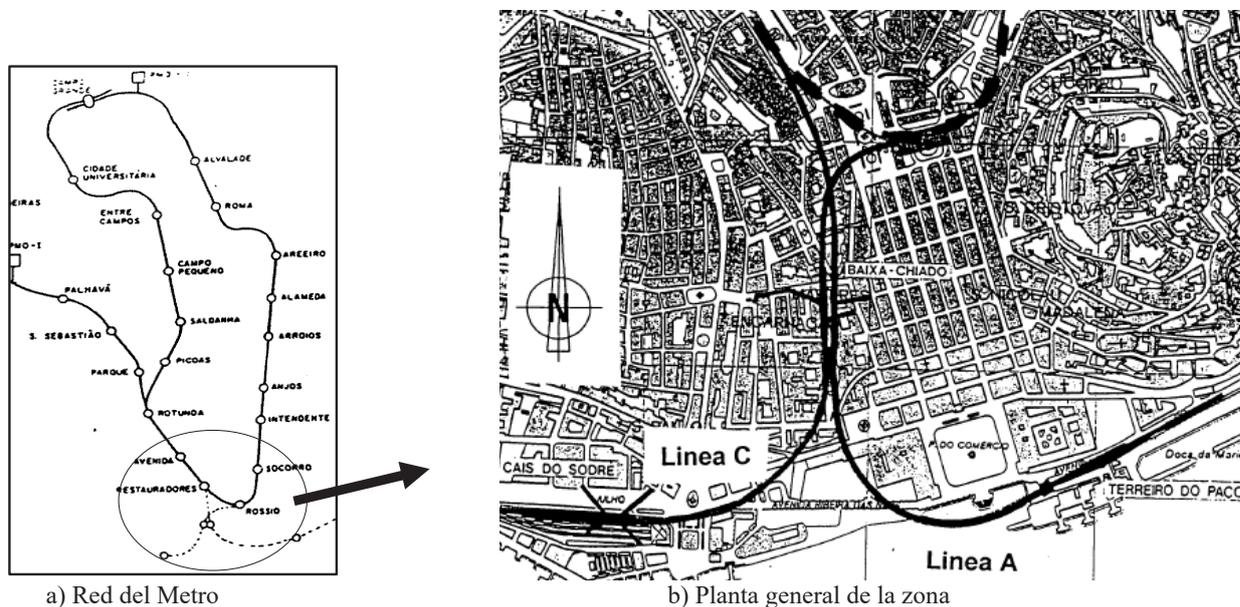


Fig. 10 – Las cavernas de la estación de Baixa-Chiado (Lisboa).

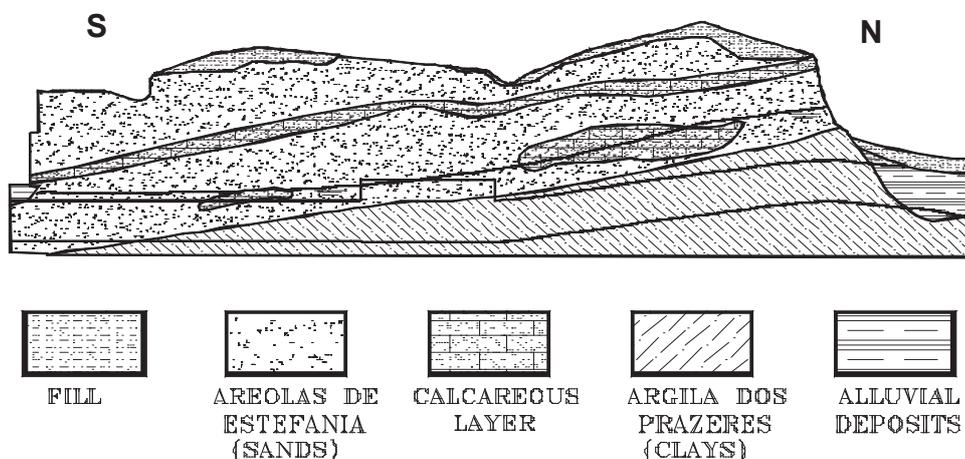


Fig. 11 – Perfil geotécnico de la colina de Chiado

3.2 – Características geotécnicas

Las cavernas se ubican en el centro de la colina del Chiado (Figura 11), atravesada de Sur a Norte por las dos líneas. Geológicamente, se trata de niveles Miocenos. Desde la superficie hasta la zona central de las cavernas consiste en arenas limosas densas (habitual rechazo en SPT), denominadas localmente *Areolas de Estefania*, con ligera cementación por carbonatos, que en ocasiones llega a constituir verdaderas calcarenitas. Bajo este nivel, aparecen las llamadas *Argilas dos Prazeres*, margas y arcillas duras de color gris, con ocasionales lentejones calcáreos. En el extremo Sur de las cavernas, el contacto entre ambos se sitúa a nivel de la destroza, y asciende

suavemente hacia el Norte. Existe un nivel freático colgado en la parte inferior de las arenas, de unos pocos metros de potencia. Transversalmente, los contactos buzcan ligeramente hacia el Este.

Fuera de las colinas, aparecen sedimentos Cuaternarios, asociados al río Tajo, que no son objeto de este artículo. El aparente escarpe vertical al Sur del perfil (Figura 11) es en realidad la fachada de un edificio adosado al talud (situación muy frecuente en Lisboa). La Tabla 1 resume los parámetros de proyecto adoptados para los diferentes materiales.

Tabla 1 – Parámetros geotécnicos de proyecto

Parámetro	<i>Areolas de Estefania</i>	<i>Argilas dos Prazeres</i>
Comportamiento	Drenado	No drenado
Módulo de elasticidad, E (MPa)	50	125
Coefficiente de Poisson, ν	0,25	0,35 (*)
Peso específico aparente, γ (kN/m ³)	20,3	20,3
Cohesión, c (kPa)	20	490
Ángulo de rozamiento interno, ϕ	35°	0°
(*) Valor adoptado considerando la presencia de niveles margosos y saturación no total		

3.3 – Construcción. Instrumentación

La construcción se realizó según el Nuevo Método Austriaco, adaptado a las dimensiones de las cavernas y al terreno atravesado (Figura 12-a). El sostenimiento primario era de hormigón proyectado, de 0,41 m de espesor, reforzado de forma continua con cerchas de celosía, de 0,40 m de canto, formadas por 4 redondos Ø32 mm, con sus rigidizadores. El espaciamiento entre cerchas era de 0,80 m (en zonas difíciles, de 0,60 m). Este sostenimiento se utilizó tanto en el paramento final como en los tabiques de separación entre fases, que eran demolidos posteriormente. El pase de avance era el preciso para colocar una cercha. En cada nivel de destroza se construyó contrabóveda provisional de hormigón.

El revestimiento secundario era de hormigón armado continuo, de 0,60 m de espesor.

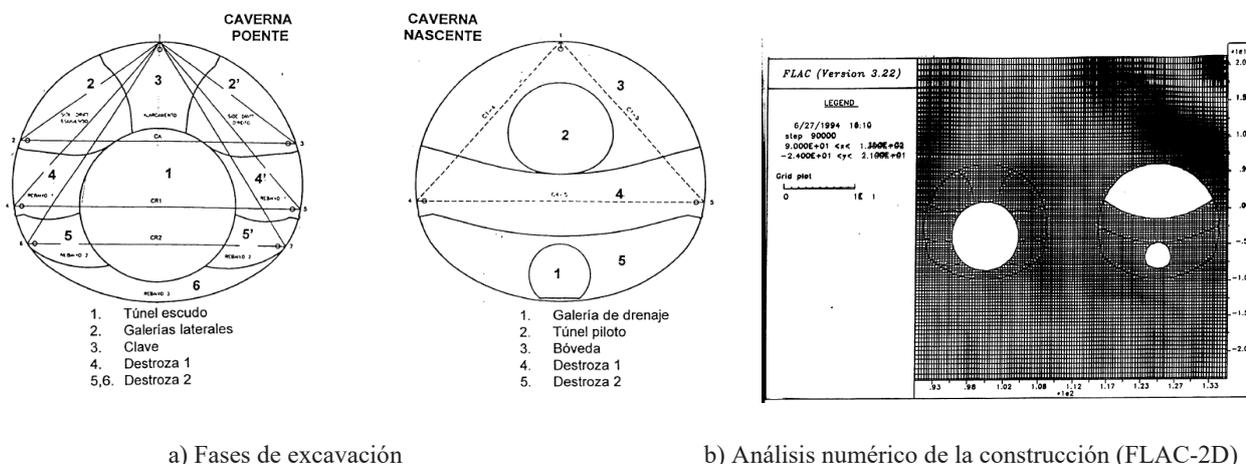


Fig. 12 – Sección transversal tipo. Fases constructivas

El proceso vino influido por la construcción simultánea de los túneles de línea (Figura 10) con un escudo excavador de frente compensado por presión de tierras (EPB), de 9,71 m de diámetro, y dovelas de hormigón armado. El escudo se montó en la estación de *Cais do Sodré*, y construyó el túnel de línea C, hasta el pozo situado junto a la estación de *Rossio*. Allí se desmontó, y se trasladó al pozo de *Restauradores*, desde donde excavó la línea A hasta *Terreiro do Paço*, atravesando remolcado en sentido N-S la caverna *Nascente*, ya excavada y con sostenimiento primario.

Durante la construcción, se hacía un análisis paralelo, usando FLAC-2D (Figura 12-b).

La Figura 13 presenta una planta de la zona de las cavernas, entre los perfiles transversales P30 a P37. La instrumentación, con medida de movimientos en superficie y en el interior del terreno, estaba fuertemente condicionada por las edificaciones existentes. El perfil más densamente instrumentado fue el P36, a lo largo de la *rua Garrett*, transversal, que es el que se considera representativo para el presente análisis.

– Caverna *Nascente*

En primer lugar, se drenó el fondo de las Areolas de Estefania (Figura 11). Para ello se excavó (Figura 12-a) una galería inferior (1), enteramente en las arcillas, desde la que se perforaron drenes oblicuos ascendentes, lo que permitió la excavación posterior prácticamente en seco.

La caverna en sí se construyó de octubre de 1994 a octubre de 1995, con la secuencia habitual del NMA: galería de avance (2); ensanche de bóveda (3); y destrozas (4) y (5). A la vez, se excavaba con escudo el túnel de línea a lo largo de la futura caverna *Poente*.

– Caverna *Poente*

El túnel de línea ya construido permitió prescindir de una nueva galería de drenaje, pues además, la caverna *Nascente* suponía un drenaje adicional por la inclinación de la estratificación hacia ella. La excavación se hizo entre octubre de 1995 y abril de 1997, ensanchando el túnel y demoliendo su revestimiento (Figura 12-a) (a partir del perfil P-34, se modificó la secuencia en la bóveda (3-2-2' en vez de 2-2'-3). El sostenimiento y el revestimiento fueron iguales a los de la caverna *Nascente*.

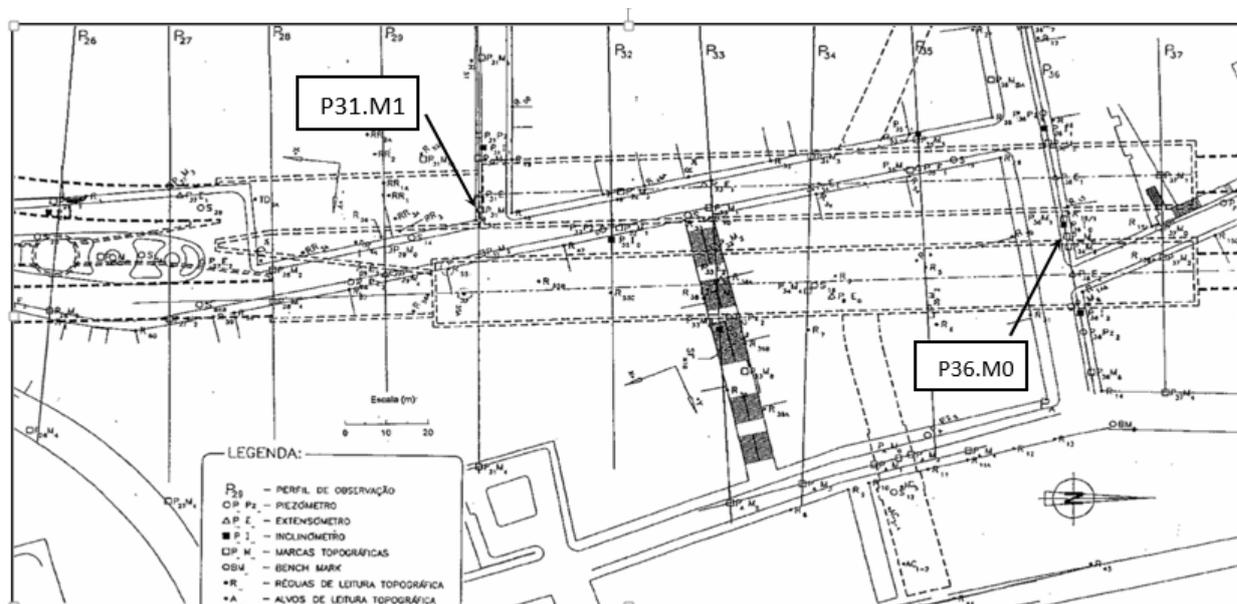


Fig. 13 – Planta general de las cavernas. Instrumentación.

En la Figura 14 se muestra la secuencia constructiva detallada de ambas cavernas. El origen de tiempos se toma el 01/01/1995. Para las fases de excavación manual, en frentes múltiples, los avances en cada frente son de 0,8 – 1,0 m/día. Para el escudo del túnel de línea, entre 4 y 5 m/día.

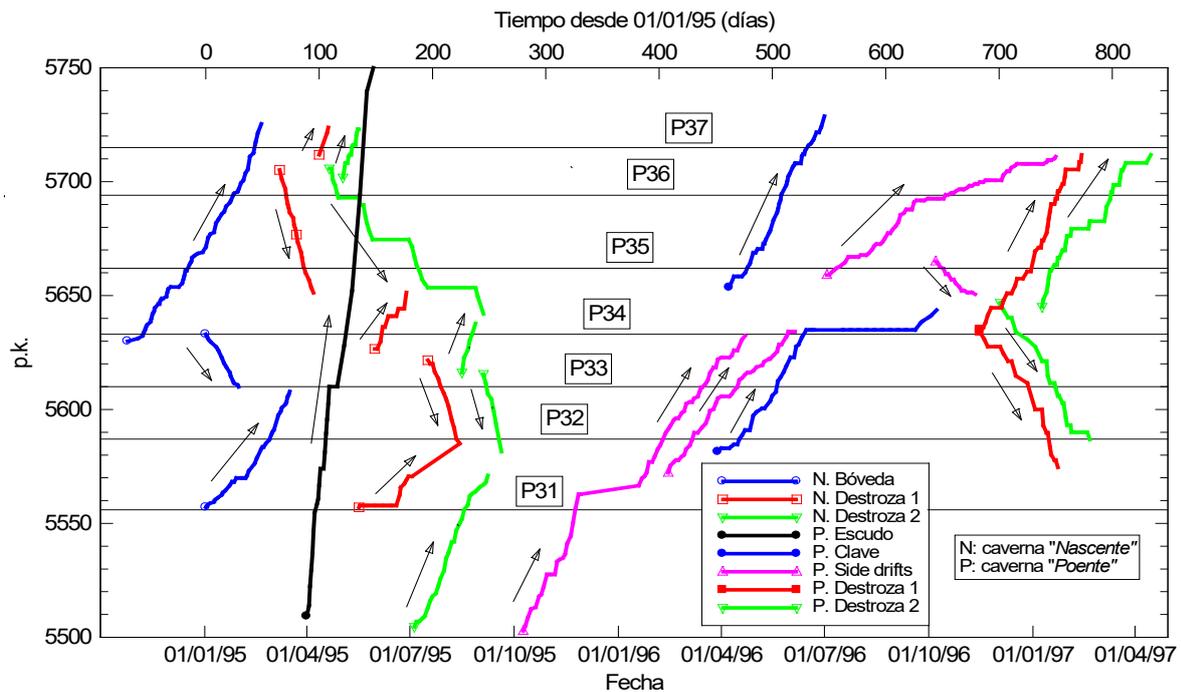


Fig. 14 – Cronograma general de fases constructivas

3.4 – Asientos previstos y observados

Los asientos medidos en el perfil P36 se presentan en la Figura 15, y en la Tabla 2 se resumen sus parámetros representativos: asiento máximo, punto de inflexión (normalizado con la profundidad) y volumen de asientos (tanto en valor absoluto como normalizado con el área excavada). En la Figura 15 se incluyen (curvas de trazos) las predicciones para un perfil típico realizadas al inicio de la construcción, usando el programa FLAC-2D.

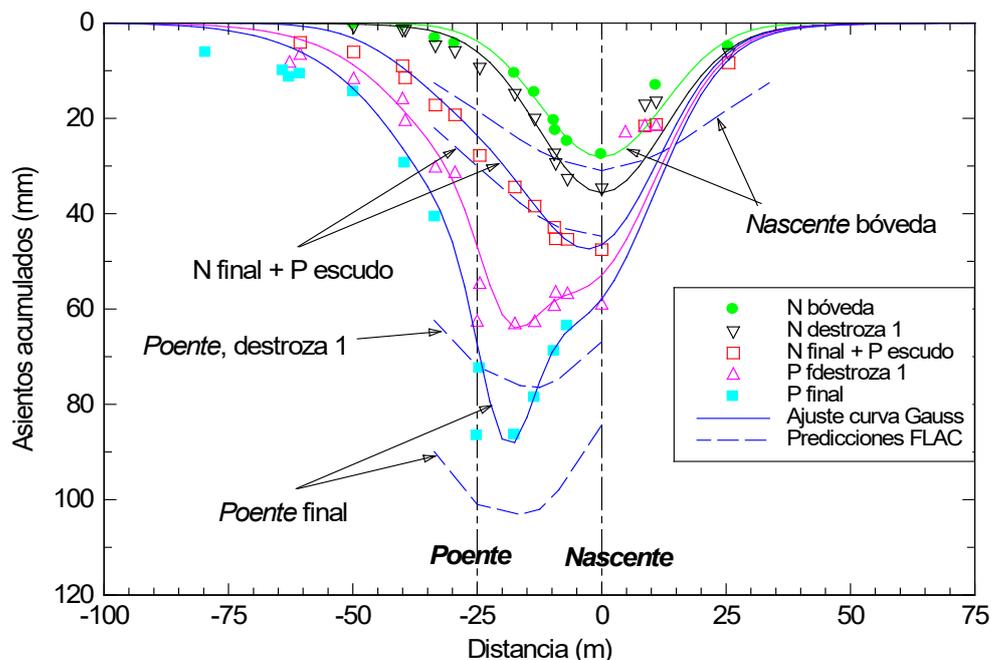


Fig. 15 – Asientos medidos y previstos. Perfil P36

Tabla 2 – Parámetros de asientos medidos. Perfil transversal P-36

Caverna	Fase	Sección, V_0 (m^2)	s_{max} (mm)	i/H	V_s (m^3/ml)	V_s / V_0 (%)
<i>Nascente</i>	Bóveda	100	25,3	0,55	0,87	0,87
	Destroza 1	74	5,7	0,55	0,19	0,26
	Destroza 2	73	8,8	0,63	0,50	0,68
	Total	247	39,8	0,55	1,56	0,48
<i>Poente</i>	Escudo	74	11,0	0,76	0,44	0,59
	Clave	30	4,8	0,56	0,17	0,57
	Ensanche	54	23,1	0,41	0,60	1,11
	Destroza 1	43	20,1	0,40	0,51	1,18
	Destroza 2	46	3,1	0,41	0,08	0,17
	Total	247	60,9	0,48	1,80	0,89
Total		494	89,9	0,65	3,36	0,68

Los cálculos predicen adecuadamente el asiento máximo en cada fase. De la distribución transversal, sólo se dispone de las predicciones para la zona central, entre hastiales externos de las cavernas, pero parece clara la tendencia a sobreestimar los asientos en zonas alejadas, siendo los perfiles reales de asientos más cerrados que los previstos, como es habitual.

La excavación de la bóveda y la primera destroza de la caverna *Nascente* produce un asiento máximo de 31 mm, y un volumen relativo de asientos del 0,61% del área excavada (la mayor parte en la fase de bóveda). El perfil de asientos se mantiene simétrico respecto al eje, con el punto de inflexión a una distancia definida por $i/H = 0,55$, valor un tanto elevado para un terreno arenoso, pero que se explica por el gran diámetro relativo de la excavación ($H/D < 2$).

El análisis de la destroza 2 es más complejo, pues durante su excavación se produjo (Figura 14) el paso del escudo del túnel de línea por ese perfil (es el único caso en que se hicieron excavaciones simultáneas y de magnitud similar en ambas cavernas en un mismo perfil). Discriminar las cuantías del asiento que corresponden a una u otra operación, sólo es posible por la comparación con otros perfiles en que no se da esta coincidencia. En la Figura 16 se distinguen claramente los asientos, de unos 10-12 mm de magnitud, asociados al paso rápido del escudo (BC). Con este criterio se han definido los valores mostrados en la Tabla 2.

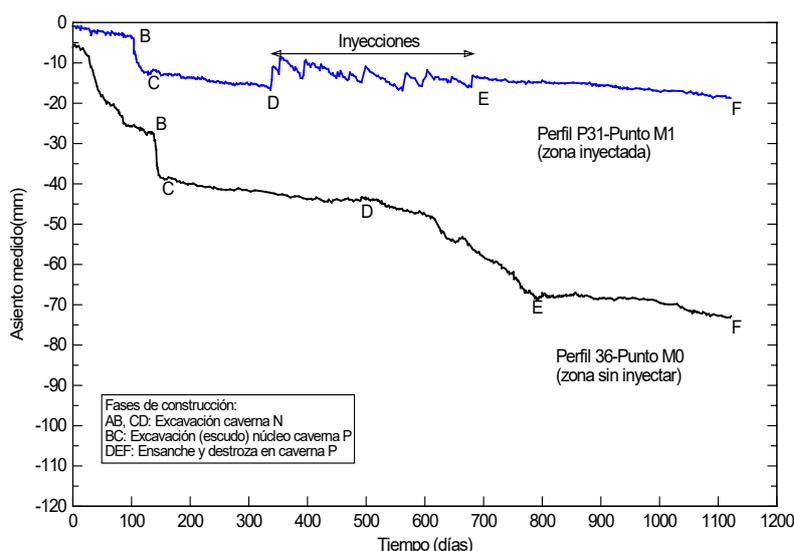


Fig. 16 – Puntos P31M1 y P36M0 (ubicación en Figura 13)

En cualquier caso, al finalizar la primera caverna (y el túnel de línea, que constituía el 30% del área de excavación de la segunda), el asiento máximo era ya de unos 50 mm, valor que, aunque admisible, no permitía acometer el resto de la excavación con garantías. Se decidió entonces ejecutar inyecciones de compensación, que ya se estaban usando en otros tramos. Se hicieron (Figura 13) desde un pozo en un rellano de las escaleras situadas en el perfil P33 (*Escadinhas do Santo Espirito*), y desde una excavación para sótanos con pantallas ancladas, en aquel momento aún sin utilización, situada al Oeste de las cavernas entre los perfiles P28 y P29. Con ello, fue posible tratar la parte Sur de la estación, pero no la zona entre los perfiles P34 y P37, en la que se intensificó el control de la instrumentación, refuerzo previo de las estructuras y reparación posterior de los daños estéticos y funcionales. No se entra aquí en la descripción de los tratamientos, y únicamente se muestra en la Figura 16 la comparación entre los asientos producidos en dos puntos típicos: el punto medio M0 entre cavernas del perfil P36 y un punto en la zona inyectada (P31.M1).

4. NUEVOS ANÁLISIS

Las predicciones de las fases de proyecto y construcción descritas se consideraron entonces aceptablemente ajustadas, calificación que se mantiene desde la perspectiva actual.

El análisis realizado actualmente se centra en la posibilidad de aplicar las técnicas de cálculo numérico que en el momento de la construcción aún no estaban suficientemente desarrolladas. Del examen de la Figura 1 es evidente que, de los cinco avances señalados, los tres últimos no son de aplicación en este caso, y los aspectos que se pueden introducir son el análisis en tres dimensiones y la influencia de la rigidez en pequeñas deformaciones. Se trata de hacer los cálculos con las herramientas actuales, pero sin tratar de ajustar los resultados a los movimientos reales medidos, al igual que lo ya dicho sobre la no modificación de los valores adoptados en su momento para los parámetros geotécnicos del terreno. Se mantiene como escenario de análisis el perfil P36.

4.1 – Reanálisis en 2D. No linealidad y pequeñas deformaciones

En primer lugar, se ha repetido como referencia el análisis 2D de proyecto (Figura 12-b) con el material elástico lineal-plástico perfecto denominado usualmente “Mohr-Coulomb” (MC). Para ello (Figura 17-a) se ha utilizado el código de elementos finitos Plaxis 2D 2019 (Brinkgreve et al. 2019). Inicialmente se han adoptado los parámetros geotécnicos de proyecto (Tabla 1) y se ha ajustado el coeficiente de alivio (Figura 6) para obtener un asiento máximo próximo al medido. Los coeficientes de alivio ajustados son de 35% y 45% para avance y destroza, respectivamente. Los asientos máximos obtenidos en cada fase reproducen de forma aproximada los valores medidos (Tabla 3). La campana de asientos (Figura 18) sigue siendo más abierta, como era de esperar, aunque con menores diferencias que en los cálculos de proyecto. Para mejorar este aspecto, se han realizado simulaciones numéricas 2D empleando el modelo HSsmall que considera la dependencia de la rigidez con el nivel de tensiones y la trayectoria de tensiones y la no linealidad en pequeñas deformaciones (Benz, 2007).

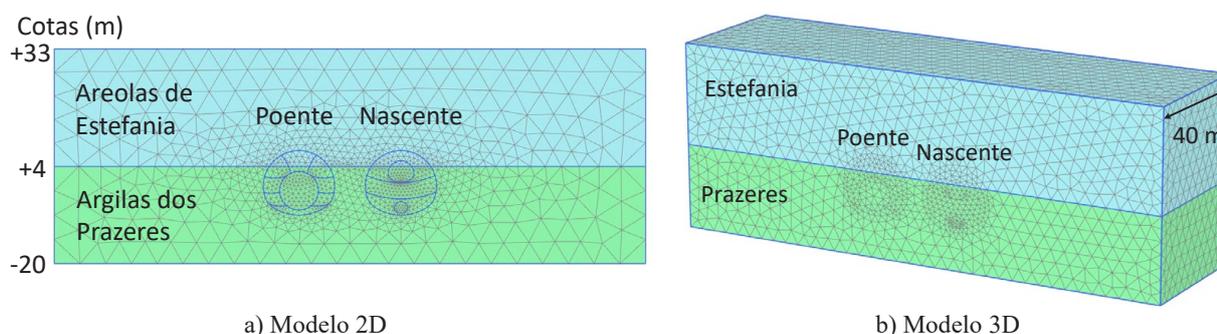


Fig. 17 – Mallas de elementos finitos de los análisis numéricos actuales

Tabla 3 – Parámetros empleados en las simulaciones numéricas con el modelo HSsmall

	ν'	m	p^{ref} (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.7}$	c (kPa)	φ (°)	ψ (°)
Estefania	0,2	0,5	100	10	10	30	90	$5 \cdot 10^{-4}$	20	35	0
Prazeres	0,25	0,9	100	50	50	150	150	$5 \cdot 10^{-4}$	490	0	0

Los parámetros del modelo HSsmall se han ajustado para reproducir aproximadamente el mismo asiento máximo en el modelo 2D y empleando correlaciones y valores razonables para este tipo de suelos (Tabla 3). Como ya se ha comentado (Figura 7), la consideración de no linealidad en pequeñas deformaciones (HSsmall) con parámetros razonables mejora sólo ligeramente los resultados (Figura 18), pero siguen existiendo discrepancias.

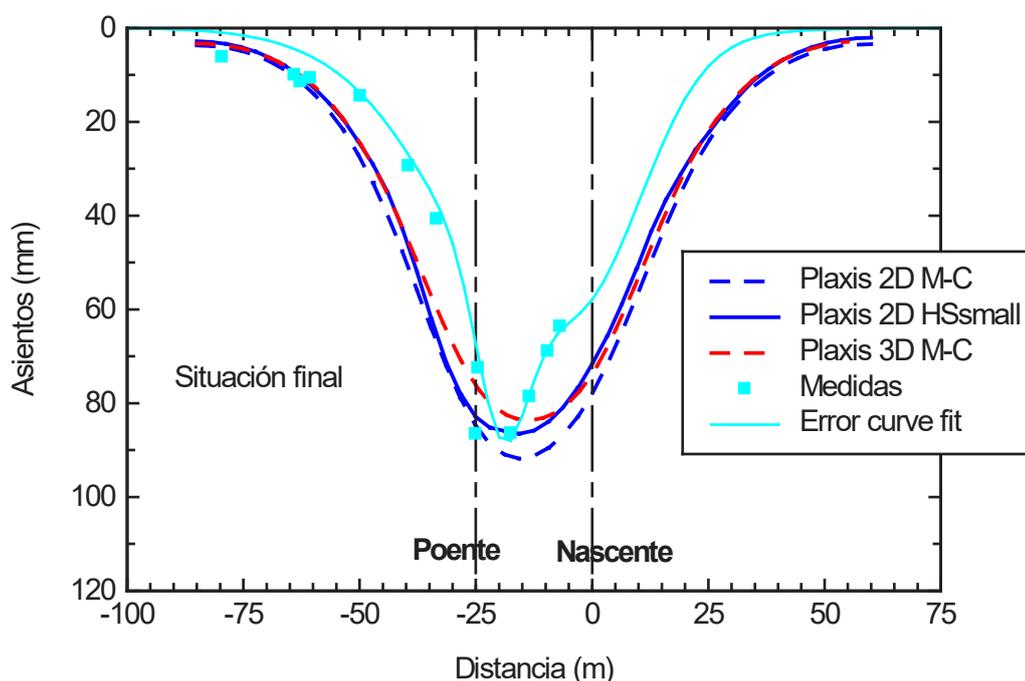


Fig. 18 – Asientos finales obtenidos numéricamente: perfil P36

Tabla 4. Nuevos análisis. Perfil P-36. Asientos máximos medidos y obtenidos

Caverna	Fase	Medido (mm)	2D M-C (mm)	3D M-C (mm)
<i>Nascente</i>	Bóveda	25,3	36,5	37,5
	Destroza 1	5,7	12,2	6,2
	Destroza 2	8,8	2,9	1,4
	Total	39,8	47,6	41,2
<i>Poente</i>	Escudo	11,0	7,2	6,6
	Clave	4,8	11,4	13,4
	Ensanche	23,1	21,6	21,3
	Destroza 1	20,1	20,6	15,0
	Destroza 2	3,1	5,0	4,5
	Total	60,9	65,2	58,5
Total		89,9	91,8	83,6

4.2 – Análisis en 3D

A continuación, se ha usado un modelo 3D (Figura 15-b), reproduciendo el avance de la excavación por fases, sin necesidad de hipótesis sobre el coeficiente de alivio. En este caso, se ha empleado el código de elementos finitos Plaxis 3D v21. Por sencillez, se ha considerado una superficie horizontal del terreno y de la estratificación. Para evitar un número excesivo de elementos finitos y de fases de cálculo, se ha considerado un tramo longitudinal de 40 m (Figura 17-b). Teniendo en cuenta que la distancia entre fases constructivas (Figura 14) es superior a 40 m, se han ejecutado de forma independiente cada una de las fases, empezando por un extremo y finalizando en el extremo opuesto, con pasos de avance de 2 m de longitud, y colocación posterior del sostenimiento. Se analizan los resultados en el plano inicial de la zona estudiada. Se han adoptado los mismos parámetros geotécnicos que para el análisis 2-D (Tabla 1).

Los asentamientos obtenidos en el modelo 3D (Figura 18 y Tabla 4) son muy similares a los del modelo 2D (diferencias menores del 10%, tanto en valores máximos como en distribución). Se ha observado una cierta sensibilidad de la malla en el modelo 3D y ésta se ha refinado todo lo posible dentro de unos límites razonables (aproximadamente 100 mil nodos).

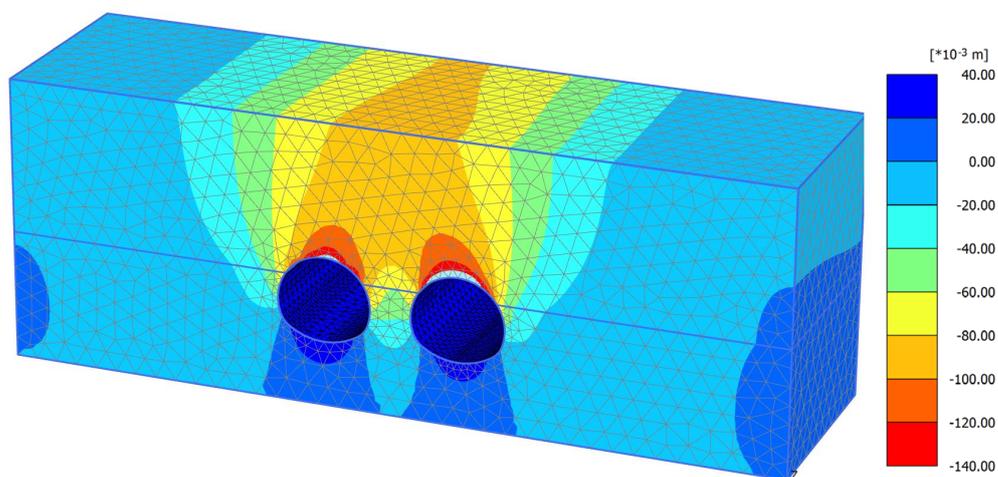


Fig. 19 – Desplazamientos verticales (modelo numérico 3D M-C)

5. CONSIDERACIONES FINALES

Los resultados anteriores muestran cómo los cálculos predictivos aplicados en cada momento obedecen a las posibilidades de las técnicas y métodos disponibles, unidas siempre a las experiencias existentes. El análisis de excavación de túneles en 2D, con adecuados coeficientes de alivio, sigue siendo la herramienta básica de diseño. Los análisis en 3D son prometedores, y para determinadas situaciones son imprescindibles (por ejemplo, para evaluar configuraciones tridimensionales, como los paraguas de micropilotes en el frente). En cualquier caso, el buen juicio ingenieril y prudencia constructiva son claves del éxito, especialmente en obras singulares, como la presentada.

6. AGRADECIMIENTOS

Muchas personas han contribuido directamente al proyecto objeto de este artículo, y otras lo han hecho indirectamente mediante el desarrollo de métodos de análisis y otros avances. De ellas, gran parte, aunque no todas, se han mencionado en las referencias bibliográficas. En cualquier caso, dentro de las participaciones directas deben citarse:

- Dirección de proyecto (*ENSITRANS-Metro Lisboa*): Raúl Pina (Director), A. Azevedo.
- Proyecto de construcción (*CJC Engenharia e Projetos Ltda*): Carlos J. Campanhã.

- Revisión de proyecto (*SENER*): Angel López López (Director), José Gómez Cabrera, Ignacio Sánchez Marhuenda. Asesores Geotecnia (*UC*): José M. Sánchez Alcuturri (†), César Sagaseta Millán, Carmen González González.
- Construcción (*ACE Metro: BPC, CBPO, Agroman, Somagüe, Profabril, Kaiser, ACER*): D. Simic Sureda.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abe, K.; Soga, K.; Bandara, S. (2014). *Material Point Method for Coupled Hydromechanical Problems*. J. Geot. Geoenv. Eng. ASCE. 140:3 (04013033).
- Ballester, F.; Sagaseta, C. (1979). *Anisotropic elastoplastic undrained analysis of soft clays*. Géotechnique 29:3,323-340.
- Barton, N.; Lien, R.; Lunde, J. (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics 6(4),189-236.
- Bieniawski, Z.T. (1973). *Engineering classification of jointed rock masses*. Trans. South Afr. Inst. Civ. Eng. 15:335-344.
- Cañizal, J.; Sagaseta, C. (1988). *Numerical analysis of discontinuous block systems*. VIth. Int. Conf. Num. Meth. Geom. (NUMOG). Innsbruck, Austria. 2,895-900.
- Cañizo, L.; Castillo, E.; Sagaseta, C. (1972). *Aplicación del método de elementos finitos en la Mecánica del Suelo*. I Jorn. Nac. Aplic. Informática Ing. Civil. Madrid. 1,2.10-2.19.
- Cañizo, L.; Sagaseta, C. (1972). *Discusión a 'Finite element analyses of retaining wall behaviour'*, G.W. Clough y J.M. Duncan. (1971), J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. 98:SM8,831-832.
- Carol, I.; Alonso, E. (1983). *A new joint element for the analysis of fractured rock*. 5th. Int. Congr. Rock Mech. Melbourne, F147-F151.
- Castellón, J. (2019). *Estudio del comportamiento del suelo en el rango de las pequeñas deformaciones y desarrollo del modelo constitutivo EPHYSS*. Tesis Doct. Univ. Pol. Cataluña.
- Cundall, P. (1971). *A computer mode for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems*. Proc. Symp. on Rock Fracture. Nancy, France, 2-8.
- Cundall, P.; Strack, O.D.L. (1979). *A discrete numerical model for granular assemblies*. Géotechnique 29:1,47-65.
- Da Costa, A. (2004). *Inestabilidades por degradación superficial de taludes en suelos. Corrección mediante sistemas de refuerzo anclados*. Tesis Doct. Univ. Cantabria.
- De Borst, R.; Vermeer, P.A. (1984). *Possibilities and limitations of finite elements for limit analysis*. Géotechnique 34:2,199-210.
- Felippa, C.A. (2001). *A historical outline of matrix structural analysis: a play in three acts*. Computers and Structures, 79, 1313-1324.
- Goodman, R.E.; Taylor, R.L.; Brekke, T. (1968). *A model for the mechanics of jointed rock*. J. Soil Mech. Div. ASCE 94:SM3,637-659.
- Griffiths, D.V.; Lane, P.A. (1999). *Slope stability analysis by finite elements*. Géotechnique 49:3,387-403.
- Gunn, M. J. (1992). *The prediction of surface settlement profiles due to tunnelling*. Predictive Soil Mechanics. Wroth Symp. (G.T. Houlsby, A.N. Schofield, eds.). T. Telford, London. 304-316.

- Kielbassa, S.; Duddeck, H. (1991). *Stress-strain fields at the tunnelling face. Three-dimensional analysis for two-dimensional technical approach*. Rock Mech. and Rock Eng., 24,115-132.
- Leca, E.; Clough, G.W. (1992). *Preliminary design for NATM tunnel support in soil*. J. Geot. Engg. ASCE 118:4,558-575.
- Panet, M.; Guenot, A. (1982). *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. Tunnelling '82. Londres. I.M.M.E., 197-204.
- Pastor, M.; Quecedo, M.; Merodo, J.A.F.; Herreros, M.I.; González, E.; Mira, P. (2002). *Modelling tailings dams and mine waste dumps failures*. Géotechnique 52:8,579-591.
- Peck, R.B. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground*. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. State-of-the Art Report. Mexico City, 225-290.
- Sagaseta, C. (1973). *Estado tensodeformacional alrededor de un túnel excavado en un medio elastoplástico, con especial consideración de la influencia del proceso constructivo*. Tesis Doctoral. Univ. Polit. Madrid.
- Sagaseta, C.; Sánchez, J.M.; González, C.; López, A.; Gómez, J.; Pina, R. (1999). *Soil deformations due to the excavation of two parallel caverns*. 12th Eur. Conf. Soil Mech. Geot. Eng. Amsterdam. 3,2125-2131.
- Serrano, A.; Rodríguez-Ortiz, J.M^a. (1973). *A contribution to the mechanics of heterogeneous granular media*. Symp. Role of Plasticity in Soil Mech. Cambridge, U.K. 215-227.
- Simic, D. (2003). *Subsidencias 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. Madrid.
- Smith, I.M.; Griffiths, D.V. (1988). *Programming the finite element method*. Wiley, U.K.
- Smith, I.M.; Hobbs, R. (1974). *Finite element analysis of centrifuged and built-up slopes*. Géotechnique 24:4,531-559.
- Széchy, K. (1967). *The art of tunnelling*. Akademiai Kiadó. Budapest.
- Turner, M.J.; Clough, R.W.; Martin, H.C.; Topp, L.J. (1956). *Stiffness and deflection analysis of complex structures*, J. Aero. Sci., 23, 805-824.
- Zienkiewicz, O.C.; Cheung, Y.K. (1967). *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*. McGraw-Hill, London.