

Modelización numérica del comportamiento tenso-deformacional de un túnel excavado con escudo de presión de tierras (EPB) mediante diferentes ecuaciones constitutivas de los materiales. Aplicación a un caso real: túnel de Quejigares

Numerical modelling of stress-strain behaviour of a tunnel excavated with earth pressure balance (EPB) shield applying different materials constitutive models. Application to a real case: Quejigares tunnel

Roberto Rodríguez Escribano. Geólogo. Máster en Ingeniería Geológica. Máster en Túneles y Obras Subterráneas. Director de Geología y Geotecnia (PROINTEC). Madrid (España). rrodriguez@prointec.es
José Estaire Gepp. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor, Laboratorio de Geotecnia (CEDEX). Madrid (España). Jose.Estaire@cedex.es
Marta Estefanía López Sierra. Geóloga. Máster en Ingeniería Geológica. Técnico de proyectos de geología y geotecnia (ICYFSA). Madrid (España). mlopez@icyfsa.com
Juan Tebar Molinero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director de Obra (ADIF). Sevilla (España). jtebar@adif.es

Resumen: El diseño de túneles precisa la determinación de dos datos básicos, como son las deformaciones y las tensiones sobre el sostenimiento-revestimiento, analizados a lo largo de la historia mediante diferentes metodologías de cálculo (métodos empíricos, analíticos y numéricos). Partiendo del estado del arte actual, el conocimiento teórico se ha aplicado a la información recopilada y analizada del proceso constructivo de un túnel excavado con EPB, concretamente al túnel de Quejigares.

Para lograr estos objetivos, se ha elaborado un modelo numérico 2D, aplicando el método del "contraction model", que ha permitido comparar los resultados de tensiones y de deformaciones obtenidos, con los realmente medidos en obra, y con ciertos ajustes teóricos, extrayéndose finalmente una serie de conclusiones sobre las ventajas e inconvenientes de las diversas herramientas de análisis geotécnico del diseño de túneles empleadas, centrándose en los modelos constitutivos de los materiales, así como en la importancia de un adecuado modelo geológico-geotécnico.

Palabras Clave: Escudo de presión de tierras (EPB); Cubetas de asentos; Métodos numéricos; Modelos constitutivos de los materiales; Estado tenso-deformacional

Abstract: Tunnels design requires the determination of two basic data, the stress-strain over the support-lining, analysed over time with different calculation methodologies (empirical, analytical, and numerical methods).

Based on the current state-of-the-art, theoretical knowledge has been applied to the information gathered and analysed from the construction process of a tunnel excavated with an EPB TBM, specifically the Quejigares tunnel.

To achieve these goals, a 2D numerical model has been developed, applying the "contraction model" method, in order to compare the stress and strain results with the results measured at the worksite. With the help of certain theoretical adjustments, a set of conclusions were ultimately drawn in regard to the advantages and disadvantages of the different geotechnical tunnel-design analysis tools used, focusing on the constitutive models of the materials, as well as the importance of a suitable geological-geotechnical model.

Keywords: Earth pressure balance (EPB) TBM; Settlement troughs; Numerical methods; Materials constitutive models; Stress-strain state



Fotografía 1. Vista general de la tuneladora EPB, con sus partes fundamentales: escudo y rueda de corte, el "back-up" y el tren/
Photograph 1. General view of the EPB TBM, with its main parts: shield and cutter head, the "back-up" and the train.

1. Introducción y objetivos

El presente trabajo se expone como aplicación a un caso real (túnel de Quejigares -Granada, España-, excavado mediante una tuneladora EPB, Fotografía 1) de la base teórica del estado del arte actual de las metodologías de cálculo de túneles y especialmente de los métodos numéricos, así como de su interrelación con los modelos constitutivos que representan el comportamiento de los materiales, permitiendo obtener finalmente una serie de conclusiones críticas comparativas sobre las diversas herramientas de análisis geotécnico de túneles empleadas.

Bajo estas premisas, la comunicación trata de demostrar calibrando la metodología con un caso práctico, el túnel de Quejigares, que se alcanzan los objetivos recogidos en la Figura 1.

1. Introduction and objectives

This study is presented as an application to a real-world case (the Quejigares tunnel -Granada, Spain-, excavated with an EPB TBM (Photograph 1), with a theoretical basis of the current state-of-the-art of tunnel calculation methodologies, and specifically numerical methods, along with their interrelation with constitutive models that represent the behaviour of materials, ultimately allowing a series of critical comparative conclusions to be drawn in regard to the advantages and disadvantages of the different geotechnical analysis tools used for tunnels.

Under these premises, the study attempts to demonstrate, calibrating the methodology with a practical case, the Quejigares tunnel, that the objectives listed in Figure 1 are achieved.

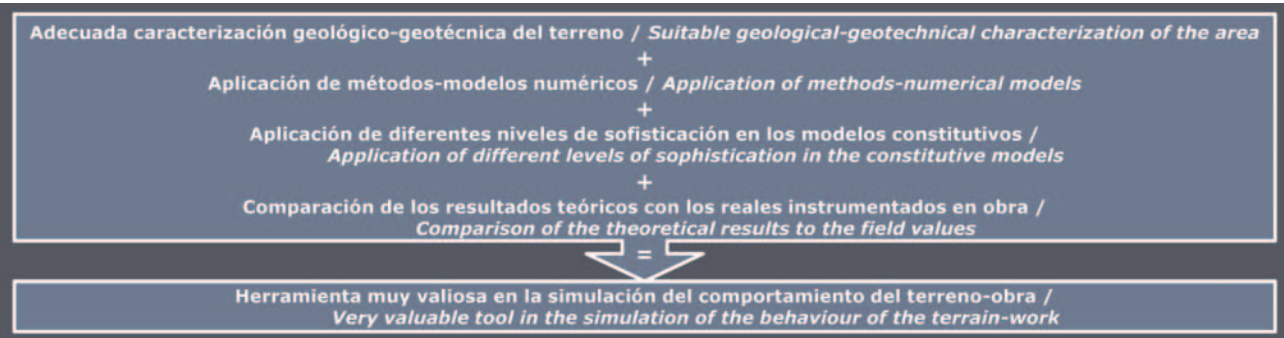


Fig. 1. Diagrama de flujo resumiendo los objetivos del estudio/Flow chart summarising the objectives of the study.



Fotografía 2. Vista de la cabeza de corte/Photograph 2.- View of the cutter head.

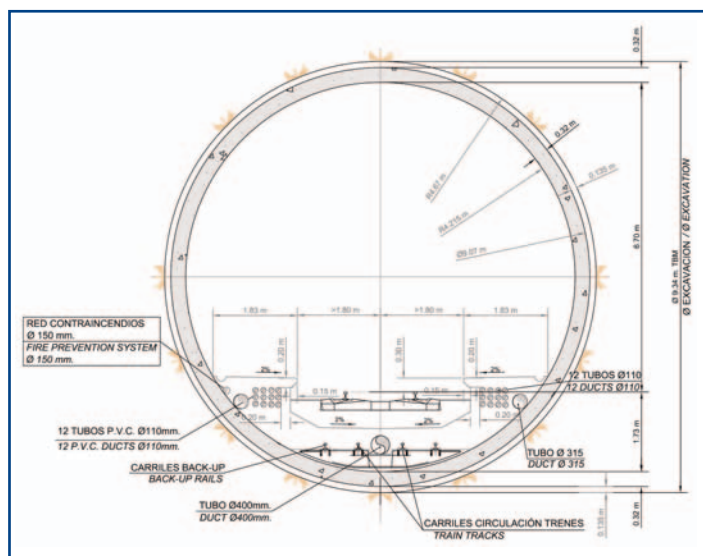


Fig. 2. Sección tipo del túnel/Standard tunnel cross-section.

2. Descripción de la obra de referencia

La obra proyectada y ejecutada, se ubica en la línea de alta velocidad entre Bobadilla y Granada, tramo Arroyo de la Viñuela-Quejigares, con una longitud de 4,9 km, de los cuales se desarrollan en túnel aproximadamente 3,4 km (68% del tramo), y correspondiendo de estos a túnel en mina 3,3 km. Consiste en un túnel bitubo, con una sección libre de 55 m² sin incluir vía y andenes, con galerías de evacuación cada 500 m.

Se ha empleado para su ejecución la "tuneladora Generalife", una EPB mixta (Herrenknecht S-516) dotada de 168 picas y 56 cortadores (Fotografía 2), con una longitud de 120 m (12 m de escudo más cabeza y 108 m de back-up), siendo el diámetro de la rueda de corte con sobre corte de gálbo de 9,37 m, el diámetro del escudo entre 9,34 m inicial y 9,31 m final, y el diámetro exterior del revestimiento de dovelas 9,07 m e interior 8,43 m, con un espesor de 32 cm, resultando un gap de 15 cm (Figura 2).

3. Caracterización geológica-geotécnica

La zona objeto de estudio se sitúa en la parte centro-meridional de Andalucía (Sur de España), geológicamente corresponde al sector central de las Zonas Externas de la Cordillera Bética, perteneciendo al dominio denominado "Complejos Caóticos Subbéticos"

2. Description of the reference project

The projected and executed works are located on the high-speed line between Bobadilla and Granada, section Arroyo de la Viñuela-Quejigares, with a length of 4.9 km, approximately 3.4 km (68% of the section) being in a tunnel, 3.3 km of which are in mine. It consists of a bi-tube tunnel, with an open cross-section of 55 m² not including the track and the platforms, with pedestrian evacuation galleries every 500 m.

The tunnel boring machine "Generalife", a mixed EPB TBM (Herrenknecht S-516), was used. The TBM was 120 m long (12 m of shield plus head and 108 m of back-up), equipped with 168 picks and 56 cutters (Photograph 2), being the diameter of the cutting wheel with a clearance over-cut of 9.37 m, the diameter of the shield measuring between an initial 9.34 m and final 9.31 m, and the outer diameter of the lining for the segments, 9.07 m with and inner diameter of 8.43 m, and thickness 32 cm, with a resulting gap of 15 cm (Figure 2).

3. Geological-geotechnical classification

The study zone is located in the central-southern part of Andalusia (south of Spain), geologically corresponding to the central sector of the External Zones of the mountain range known as the Cordillera

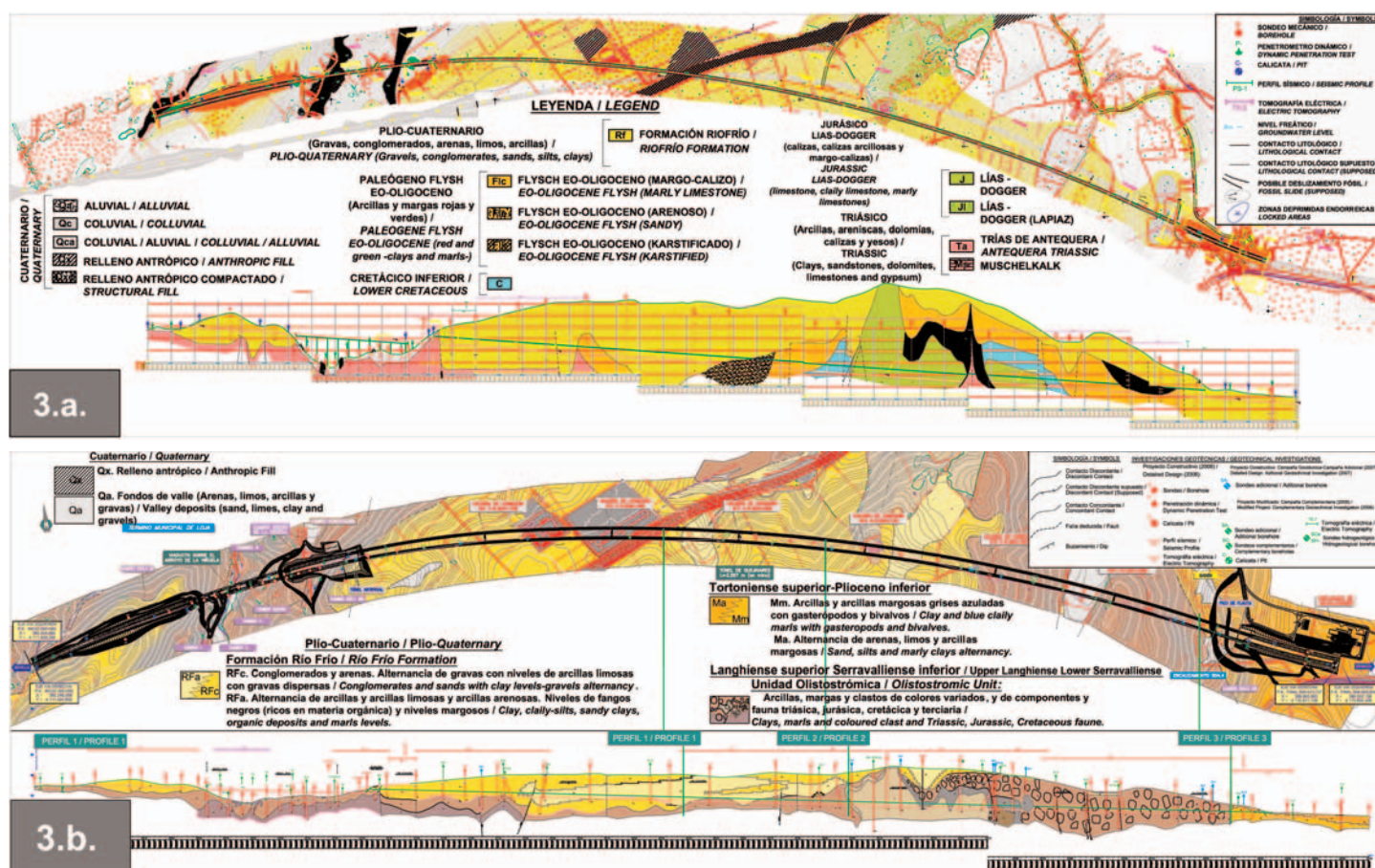


Fig. 3. Comparativa de modelos geológicos-geotécnicos del túnel (a: Proyecto Constructivo; b: Proyecto Modificado de Obra) y ubicación de perfiles/
Comparison of the geological-geotechnical models of the tunnel (a: Detailed Design; b: Modified Works Project) and location of profiles.

(Subbético Medio), dentro de un gran olistostroma, aunque cubierto ya que la mayor parte de los materiales aflorantes se corresponden con los sedimentos de relleno neógeno post-orogénico de la Cuenca de Granada.

La “unidad Olistostromica”, se corresponde con lo que se conoce en parte en la región como Trías de Antequera, que abarca también los materiales que han sido considerados hasta el momento como Plio-Pleistoceno en este sector. Cartográficamente se caracterizan por una distinción complicada, ya que presentan una estructuración compleja en su estratigrafía, debido a que los elementos o masas materiales que la componen han tenido un emplazamiento generado por mecanismos gravitacionales.

Como consecuencia de un gran y continuado número de campañas de reconocimiento se evolucionó en la interpretación del modelo geológico-geotécnico en planta y perfil, desde la concepción original del proyecto con un concepto más sedimentario, hasta

Bética, belonging to the domain known as “Subbetic Chaotic Complexes” (Middle Subbetic), within a large olistostrome, though now mostly covered with outcropping materials corresponding to the post-orogenic neogene fill sediments of the Granada Basin.

The “Olistostromic unit” corresponds to what in part is known in the region as the Antequera Trias, also covering part of the materials that have so far been considered as Plio-Pleistocene in this sector. Its cartographical distinction is complicated since its stratigraphy presents a complex structuring owing to the fact that the elements or masses of materials that form part of it have been laid down by gravitational mechanisms.

As a consequence of a large and continual number of surveys, the interpretation of the geological model in terms of plan and profile views evolved, going from an initial model with a more sedimentary concept to a model with a more

sus últimas modificaciones en fase de obra con un concepto más tectónico (Figura 3).

Se seleccionaron para este estudio tres perfiles geológico-geotécnicos representativos del modelo (Figura 3) para desarrollar el trabajo de investigación, exponiéndose más detalladamente en esta comunicación el caso significativo que corresponde al perfil denominado número 1, localizado en el entorno del punto kilométrico 502+390, en su cruce bajo la autopista A-92, con una montera de 57,2 m, y representado por materiales plio-cuaternarios de medio continental de la Formación Río Frío (RFc y RFa), integrados por alternancias de arenas, gravas, conglomerados y arcillas.

4. Resultados de la auscultación

Afortunadamente en este caso en estudio, se tuvo la posibilidad de contar con un "Sistema de Auscultación Integral", un programa de seguimiento centralizado, de modo que en las inmediaciones del perfil número 1 se disponía como resultados de la instrumentación de: anillo de sección de convergencia, anillo instrumentado con células de presión total radial y extensómetros, anillos con piezómetros y medidas de perfilómetros, además de secciones de subsidencias en el cruce superficial de la autopista A-92, mediante hitos, extensómetros y regletas (Figura 4). Estos serán los resultados que se emplearán en la presente comunicación, para calibrar y comparar con los resultados de los modelos de cálculo.

Si no existiera un cierre del terreno de la excavación, el volumen de suelo excavado sería igual al volumen de la sección del túnel creado. Como consecuencia de la existencia de una tendencia al cerramiento del túnel, un volumen extra de suelo necesitará ser excavado para conseguir finalmente la sección del túnel deseada. A este exceso de suelo se le denomina "pérdida de suelo (*ground loss*)", y generalmente es considerado como un porcentaje del volumen teórico del túnel, denominándosele "porcentaje de pérdida de volumen (*percentage volumen loss*)" (1).

Se acepta habitualmente la hipótesis de que el área que define la campana de Gauss corresponde al "volumen de la cubeta de asientos -pérdida de terreno-" (V_s) y que es igual a la variación o "pérdida de sección" (V_L) de la excavación, aunque esta relación entre V_s y V_L en la práctica suele situarse entre

tectonic concept in the most recent modifications in the works phase (Figure 3).

For this research study, three geological-geotechnical profiles representative of the model (Figure 3) were selected. This study covers only the most significant case in detail. This case corresponds to the profile called profile number 1, located at around kilometre marker 502+390, at the intersection with the A-92 motorway, with an overburden of 57.2 m, and represented by plio-quaternary materials from the Río Frío Formation (RFc and RFa), composed of alternating layers of sands, gravels, conglomerates and clays.

4. Auscultation results

Fortunately, in the case being studied, it was possible to use an "Integrated Auscultation System", a centralised tracking program, so that results were obtained from the following instruments in the area around profile number 1: convergence cross-section ring, instrumented ring with total radial pressure cells and extensometers, rings with piezometers and measurements from profilometers, in addition to sections of subsidence in the surface crossing of the A-92 highway by means of marker stones, extensometers and level gauges (Figure 4). These results will be used in this paper to calibrate and compare with the results of the calculation models.

If there was no closure of the excavation ground, the excavated soil volume would be equal to the volume of the cross-section of the new tunnel. As a result of the existence of a tendency of the tunnel to close, an extra volume of soil will have to be excavated to ultimately achieve the desired tunnel cross-section. This excess soil is called "ground loss", and it is generally considered as a percentage of the theoretical volume of the tunnel, called the "percentage volume loss" (1).

Normally, the hypothesis that the area that defines the Gaussian curve corresponds to the "volume of settlement troughs - ground loss-" (V_s) and that it is equal to the variation or "cross-section loss" (V_L) of the excavation, although this ratio between V_s and V_L in practice is normally between 0.65 and 0.75 according to authors such as Melis Maynar et al., 1997 (2).

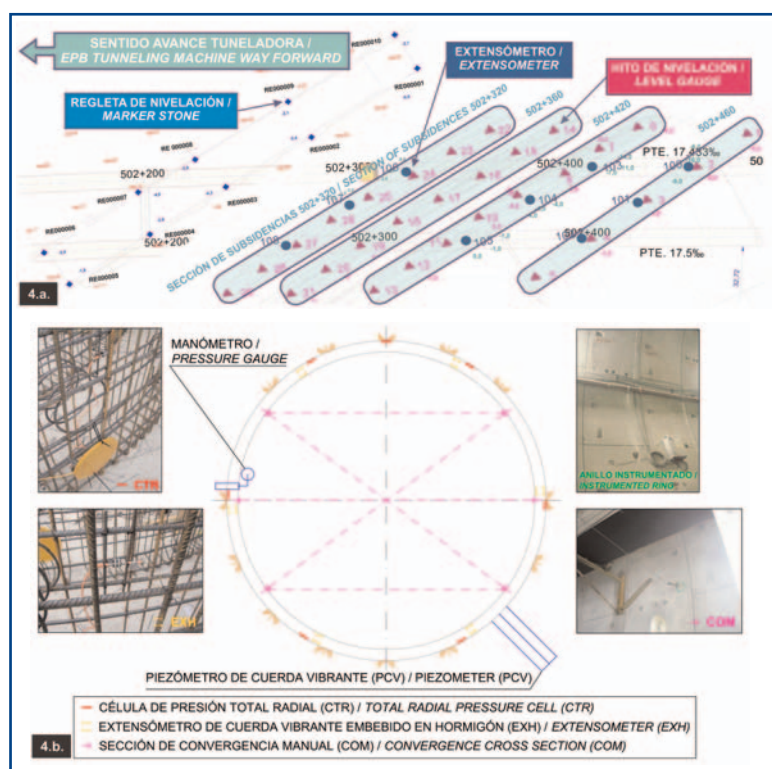


Fig. 4. Detalle de instrumentación del perfil 1. a) En planta -secciones de subsidencias-; b) En anillo de sección tipo instrumentado/Detailed view of the instrumentation of profile 1 (a: in plan view -subsidence sections-; b: in the segmented cross-section ring).

0,65 y 0,75 según autores como Melis Maynar et al., 1997 (2).

Existen experiencias en la práctica de datos de pérdidas de sección en EPB para túnel en recta entorno a un 1%, del cual un 0% se produce en el frente, un 0,8% en el escudo, y un 0,2% detrás de la cola, según Rankin, 1988 (3) y Simic, 1998 (citados ambos autores en (4)). Esto tiene repercusión directa en los perfilómetros disponibles, ya que únicamente han aportado el valor de "pérdida de suelo (soil loss)" tras el paso de la tuneladora (Figura 5).

5. Modelización numérica

Se ha desarrollado un modelo numérico 2D, empleando el software de elementos finitos Plaxis 2D, desarrollado en la Delft University of Technology (Países Bajos), aplicando el método de la pérdida de sección del "contraction model" -que en la bibliografía es similar al denominado "the volumen loss control method"- (1), que ha permitido entender el comportamiento del revestimiento del

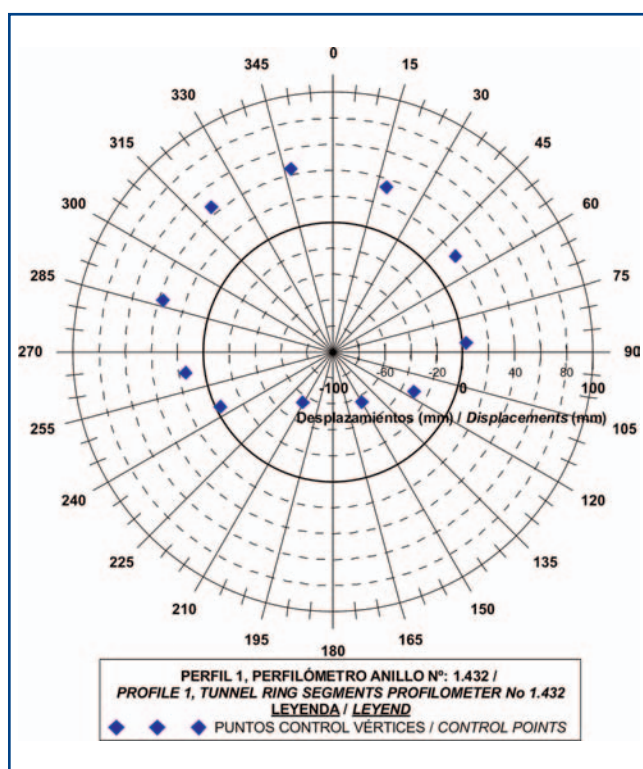


Fig. 5. Perfilómetro en las inmediaciones del perfil 1, resultando una contracción del 0,14% el área del túnel (valores positivos indican aumento de sección y negativos reducción)/Profilometer in the area near profile 1, with the result being a contraction of 0.14% of the area of the tunnel (positive values indicate an increase in cross-section and negative values, a decrease).

There are practical experiences with cross-section loss data with EPB for straight tunnels of around 1%, of which 0% is produced on the workface, 0.8% on the shield, and 0.2% behind the tail, according to Rankin, 1988 (3) and Simic, 1998 (both authors cited in (4)). This has its repercussions on the available profilometers, since they only provide the "soil loss" value behind the passage of the TBM (Figure 5).

5. Numerical modelling

A 2D numerical model was developed using the Plaxis 2D finite element software, developed at Delft University of Technology (The Netherlands), applying the cross-section loss method of the "contraction model" - which in the bibliography is similar to the "volume loss control method"- (1), which makes it possible to understand the behaviour of a segmented tunnel lining, even knowing that the problem is clearly three dimensional (5).

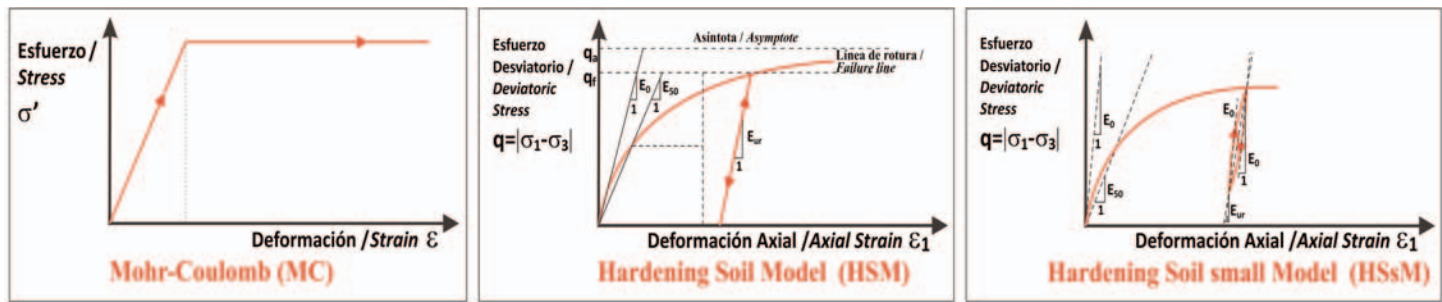


Fig. 6. Gráficas tipo esfuerzo-deformación para los diferentes modelos constitutivos/Stress-strain graphs for the different constitutive models.

túnel de dovelas, aun conociendo que el problema es claramente tridimensional (5).

5.1. Preproceso

a) Definición del terreno

El terreno se ha introducido mediante los denominados “modelos constitutivos” (1), que consisten en expresiones matemáticas para modelar el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos, formados por ecuaciones constitutivas, y que tienen su base en: principios de la mecánica, leyes de la física, evidencia experimental y en principios teóricos.

En este trabajo se han empleado los siguientes modelos constitutivos (Figura 6), cuya explicación detallada puede consultarse en “Plaxis 2D 2011, Reference Manual” (6): un modelo de 1ª generación, **Mohr-Coulomb (MC)**, un modelo de 2ª generación, **Hardening-Soil-Model (HSM)**, y un modelo de 3ª generación, **Hardening-Soil-Small-Model (HSsM)**. En la Tabla 1, se relacionan los parámetros geotécnicos de cálculo empleados.

b) Definición de las estructuras

En la definición del revestimiento del anillo de dovelas, se ha empleado la herramienta “tunnel designer” (Plaxis), recogiendo en la Figura 7 los principales parámetros de cálculo asignados.

c) Definición de las condiciones de contorno

Las condiciones de contorno establecidas (grado de libertad de los nodos del contorno) se resumen en tres:

5.1. Pre-process

a) Definition of the ground

The ground has been introduced by means of what are known as “**constitutive models**” (1), which are mathematical expressions for modelling the stress-strain of the soil, made up of constitutive equations, which are based on: principles of mechanics, laws of physics, experimental evidence, and theoretical principles.

In this study, the following constitutive models have been used (figure 6), and a detailed explanation of them can be found in “Plaxis 2D 2011, Reference Manual” (6): a 1st generation model, **Mohr-Coulomb (MC)**, a 2nd generation model, **Hardening-Soil-Model (HSM)**, and a 3rd generation model, **Hardening-Soil-Small-Model (HSsM)**. Table 1 lists the geotechnical calculation parameters that were used.

b) Definition of structures

The definition of the lining for the ring of segments was made using the “tunnel designer” tool (Plaxis), with the main calculation parameters included in Figure 7.

c) Definition of contour conditions

Three main contour conditions (degree of freedom of contour nodes) were established:

- Vertical edges of the mesh (with horizontal movements impeded, $U_x=0$).
- Horizontal base of the mesh (with horizontal and vertical movements impeded, $U_x=U_y=0$).

**Tabla 1. Parámetros geotécnicos de cálculo para las unidades: RFc y RFa/
Table 1. Geotechnical calculation parameters for the following units: RFc and RFa.**

Parámetro Parameter		Profundidad (m) Depth (m)	Valor Value	Unidad Unit
Parámetros base, modelos MC, HSM y HSsM/Base parameters, models MC, HSM y HSsM				
Peso específico aparente/Soil unit weight above phreatic level	γ_{unsat}		22	kN/m ³
Peso específico saturado/Soil unit weight below phreatic level	γ_{sat}		22	kN/m ³
Cohesión efectiva/Effective cohesion	c'		50	kPa
Ángulo de rozamiento interno efectivo/Effective angle of internal friction	ϕ'		26	°
Ángulo de dilatación/Dilatancy angle	ψ		0	°
Coefficiente de Poisson/Effective Poisson's ratio	ν'		0,30	
Módulo de deformación efectivo=Rigidez secante en ensayos triaxiales Effective Young's modulus = Secant stiffness in standard drained triaxial test	$E' = E_{50}^{\text{ref}}$	0-30 30-40 40-50 >50	50.000 75.000 130.000 250.000	kPa
Parámetros adicionales, modelos HSM and HSsM/Additional parameters, models HSM and HSsM				
Rigidez tangente para carga primaria edométrica Tangent stiffness for primary oedometer loading	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	0-30 30-40 40-50 >50	50.000 75.000 130.000 250.000	kPa
Rigidez en descarga-recarga Unloading / reloading stiffness	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	0-30 30-40 40-50 >50	100.000 150.000 260.000 500.000	kPa
Potencia de la dependencia tensional de la rigidez Power for stress-level dependency of stiffness	m		0,5	
Coefficiente de Poisson en descarga-recarga Poisson's ratio for unloading-reloading	ν_{ur}		0,2	
Tensión de referencia para las rigideces Reference stress for stiffnesses	p_{ref}		100	kPa
Coefficiente de presión lateral de tierras Lateral earth pressure coefficient for normal consolidation	k_0^{nc}		0,562	
Relación de falla, entre q_f y q_d Failure ratio q_f/q_d	R_f		0,90	
Parámetros adicionales, modelos HSsM/Additional parameters, model HSsM				
Nivel de deformaciones de corte donde $G_s=72,2\%$ del G_0 Shear strain at which $G_s = 0,722 G_0$	$\gamma_{0,7}$		$2 \cdot 10^{-4}$	
Módulo de deformaciones para pequeñas deformaciones (ó inicial) Shear modulus at very small strains	G_0^{ref}	0-30 30-40 40-50 >50	$4,2 \cdot 10^4$ $6,3 \cdot 10^4$ $1,1 \cdot 10^5$ $2,1 \cdot 10^5$	kPa

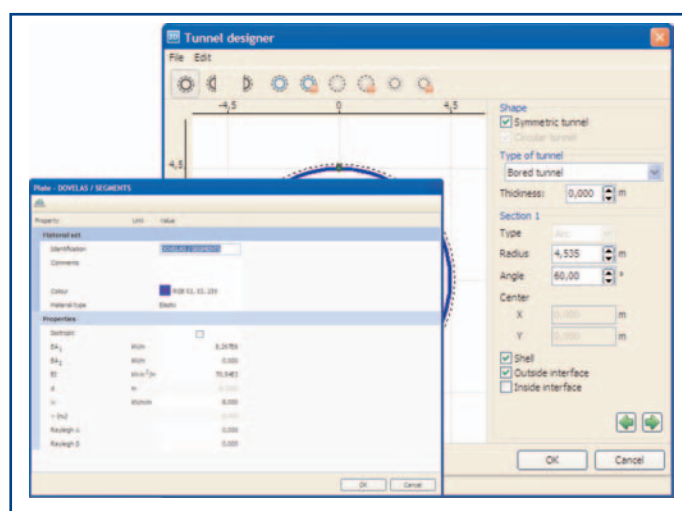


Fig. 7. Geometría y parámetros del anillo de dovelas del revestimiento del túnel/
 Geometry and parameters of the segment ring of the tunnel lining.

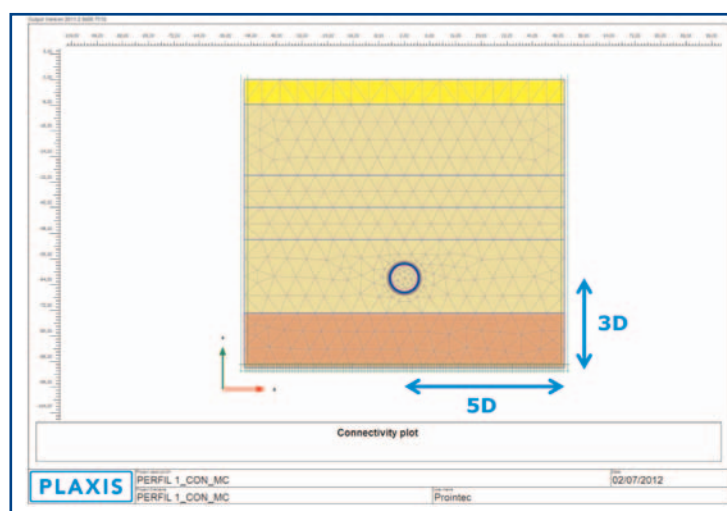


Fig. 8. Malla del modelo de cálculo correspondiente al perfil 1/
 Mesh of the calculation model corresponding to profile 1.

- Bordes verticales de la malla (con movimientos horizontales impedidos, $U_x=0$).
- Base horizontal de la malla (con movimientos horizontales y verticales impedidos, $U_x=U_y=0$).
- Dimensiones de profundidad 3D con ancho 5D a cada lado del eje (siendo D el diámetro del túnel), para evitar la influencia de los contornos en los cálculos, siguiendo criterios fijados por autores como Brinkgreve, Ronald, 2009 (citado en (7) y (8)).

d) Definición de las condiciones iniciales

En base a la información disponible, se estableció inicialmente un coeficiente de empuje en reposo de $K_0=0,75$, valor superior al correspondiente para suelos normalmente consolidados, lo cual se justificaba por el grado de preconsolidación (detectado a partir de los ensayos edométricos) y los esfuerzos tectónicos sufridos en la zona de estudio.

Respecto al nivel freático no se ha incorporado en los cálculos al detectarse únicamente niveles de acuíferos colgados, no obstante se tomaron densidades saturadas a efectos de cálculo.

e) Definición de la malla

Esta etapa corresponde al proceso en el cual se procede a generar y refinar la malla, reduciendo de este modo posibles errores matemáticos de malla (Figura 8).

- Depth dimensions 3D with width 5D on each side of the axis (D being the diameter of the tunnel), to avoid the influence of contours on the calculations, following the criteria established by authors such as Brinkgreve, Ronald, 2009 (cited in (7) and (8)).

d) Definition of initial conditions

On the basis of the available information, a coefficient of thrust at rest of $K_0= 0.75$ was initially established. This value is higher than the value that normally corresponds to consolidated ground, which is justified by the degree of pre-consolidation (detected from the edometric tests) and the tectonic stresses to which the study zone is subjected.

In regard to the ground-water level, this was not included in the calculations because only perched aquifer levels were detected. However, saturated densities were used for the purpose of the calculations.

e) Definition of the mesh

In this stage, the geometry of the mesh was refined, reducing the possible mathematical errors of the mesh (Figure 8).

Mesheres were used for the two-dimensional calculation under the plane strain hypothesis. The finite elements used are triangular elements with

Se han utilizado mallas para el cálculo bidimensional bajo las hipótesis de deformación plana. Los elementos finitos utilizados son elementos triangulares de quince nodos isoparamétricos, con funciones de forma de segundo grado para la interpolación de los desplazamientos dentro del elemento a partir de los desplazamientos nodales calculados.

5.2. Fases de cálculo

Se han establecido las siguientes tres fases de cálculo:

- Fase 0: situación inicial, peso propio del terreno.
- Fase 1: excavación del túnel y colocación del anillo de dovelas.
- Fase 2: contracción del revestimiento del túnel, empleando un valor del 1%, en base a la información analizada (a partir de la interpretación de las secciones de subsidencia se estimó una "pérdida de suelo (*soil loss*)" de entorno a un 1% para este tipo de materiales).

5.3. Post-Proceso

En esta última etapa de la modelización numérica, se visualizan y procesan los resultados de cálculo. Se muestra en las Figuras 9 y 10, a modo de ejemplo comparativo, por una parte los desplazamientos totales y por otra parte los desplazamientos del revestimiento, apreciándose claramente la diferencia entre modelos constitutivos. Así el levantamiento del fondo de la excavación, es diferente y menor en los nuevos modelos avanzados tipo HSM y HSsM, que en los modelos clásicos tipo MC, y esto se corresponde mejor con la realidad.

6. Análisis del estado deformacional

El análisis del estado deformacional, en superficie, se ha llevado a cabo presentando comparativamente la superposición de cubetas de asientos generadas entre (Figura 11):

- **métodos teóricos**, ajustando la curva según Peck, 1969 (9) y Oteo y Sagaseta, 1996 (10),
- **métodos numéricos**, y como modelos constitutivos los de MC, HSM y HSsM, y

fifteen isoparametric nodes, with second degree form functions for the interpolation of displacements within the element based on the calculated node displacements.

5.2. Calculation phases

The following three calculation phases were established:

- *Phase 0: initial situation, dead-weight of the ground.*
- *Phase 1: tunnel excavation and placement of ring segments.*
- *Phase 2, contraction of the tunnel lining, using a value of 1%, on the basis of the analysed information (based on the interpretation of the subsidence sections, a "soil loss" of around 1% was estimated for this type of materials).*

5.3. Post-Process

In this final phase of numerical modelling, the calculation results are displayed and processed. Figures 9 and 10 show, as a comparative example, on one hand, the total displacements, and on the other, the displacements of the lining, with clear differences observed between the constitutive models. The rise in the floor of the excavation is different and less in the new HSM and HSsM models than in classic MC models, and this corresponds more closely to reality.

6. Analysis of the strain state

The analysis of the strain state on the surface was carried out by superimposing and comparing the settlement troughs generated between (Figure 11):

- *theoretical methods*, adjusting the curve according to Peck, 1969 (9) and Oteo and Sagaseta, 1996 (10),
- *numerical methods*, and as constitutive models, the MC, HSM and HSsM models, and
- *the real data* measured at the worksite.

By observing these graphs, it is possible to draw the following conclusions regarding the analysis of the strain state:

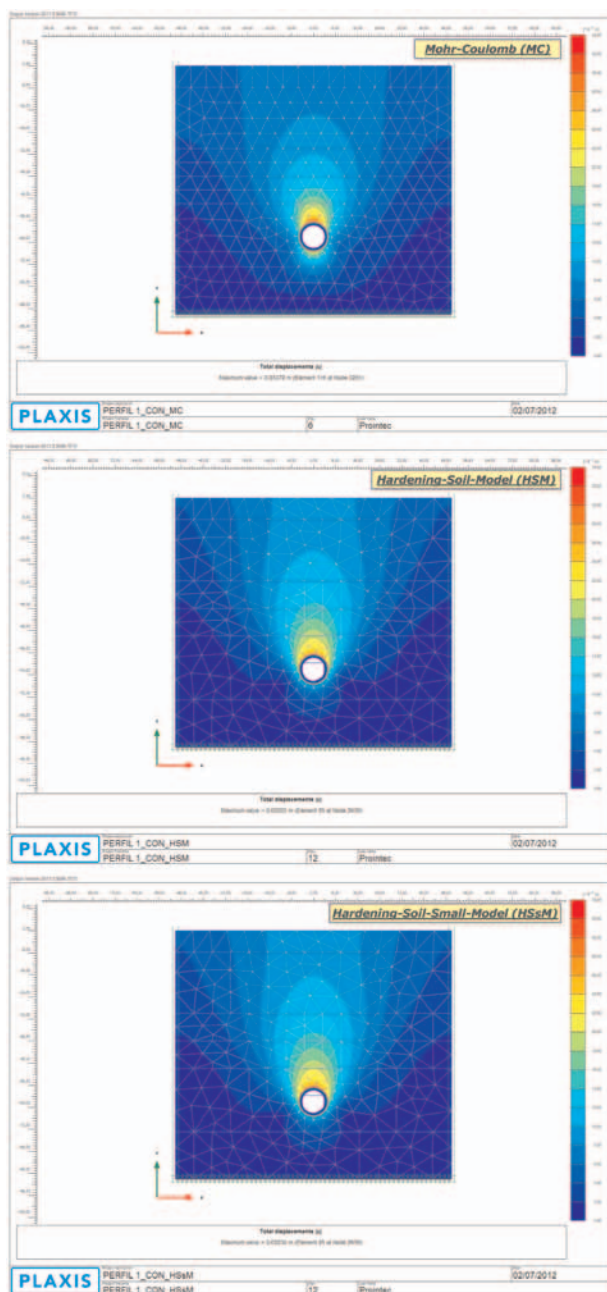


Fig. 9. Puntos de iguales desplazamientos totales/
Points of equal total displacement.

- los **datos reales** medidos en obra.

La observación de estas gráficas, permite concluir respecto al análisis del estado deformacional que:

- Los análisis teóricos mediante métodos empíricos y analíticos (Peck, 1969 y Oteo y Sagaseta, 1996), han establecido que la variación del parámetro

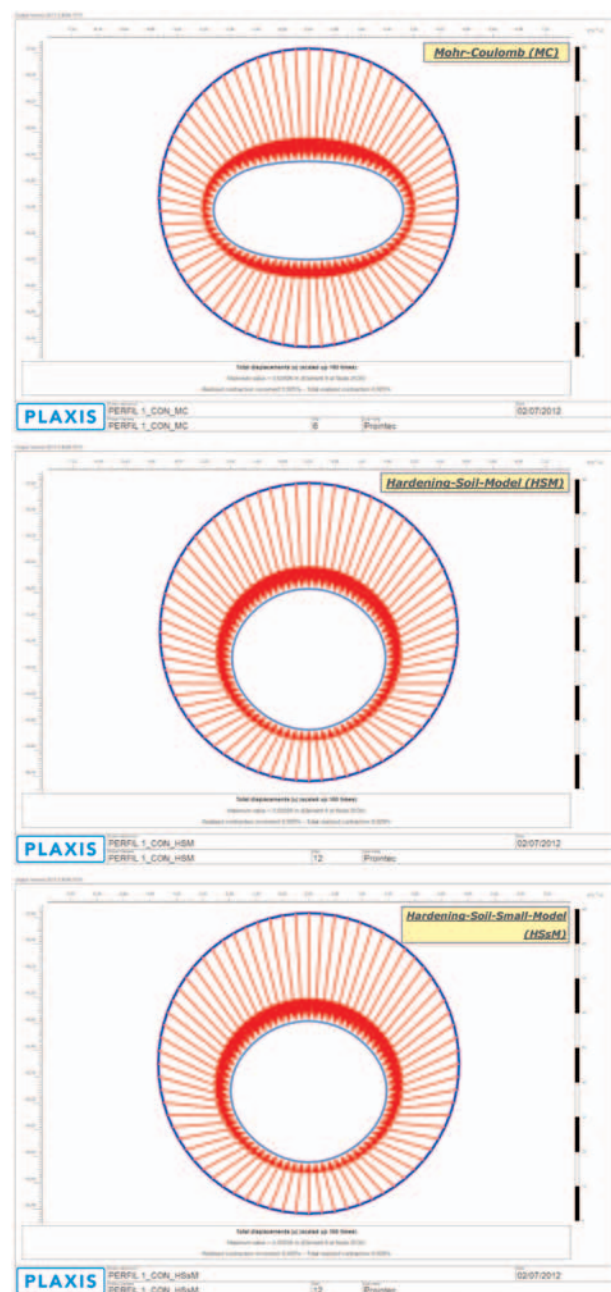


Fig. 10. Desplazamientos totales del revestimiento del túnel/
Total displacements of the tunnel lining.

- The theoretical analyses using empirical and analytical models (Peck, 1969 and Oteo and Sagaseta, 1996), established that the variation of the ground loss between subsidence sections relatively close to each other (40-60 m), corresponds to the variability of the geological-geotechnical model, and consequently, the variability of the EPB excavation parameters.

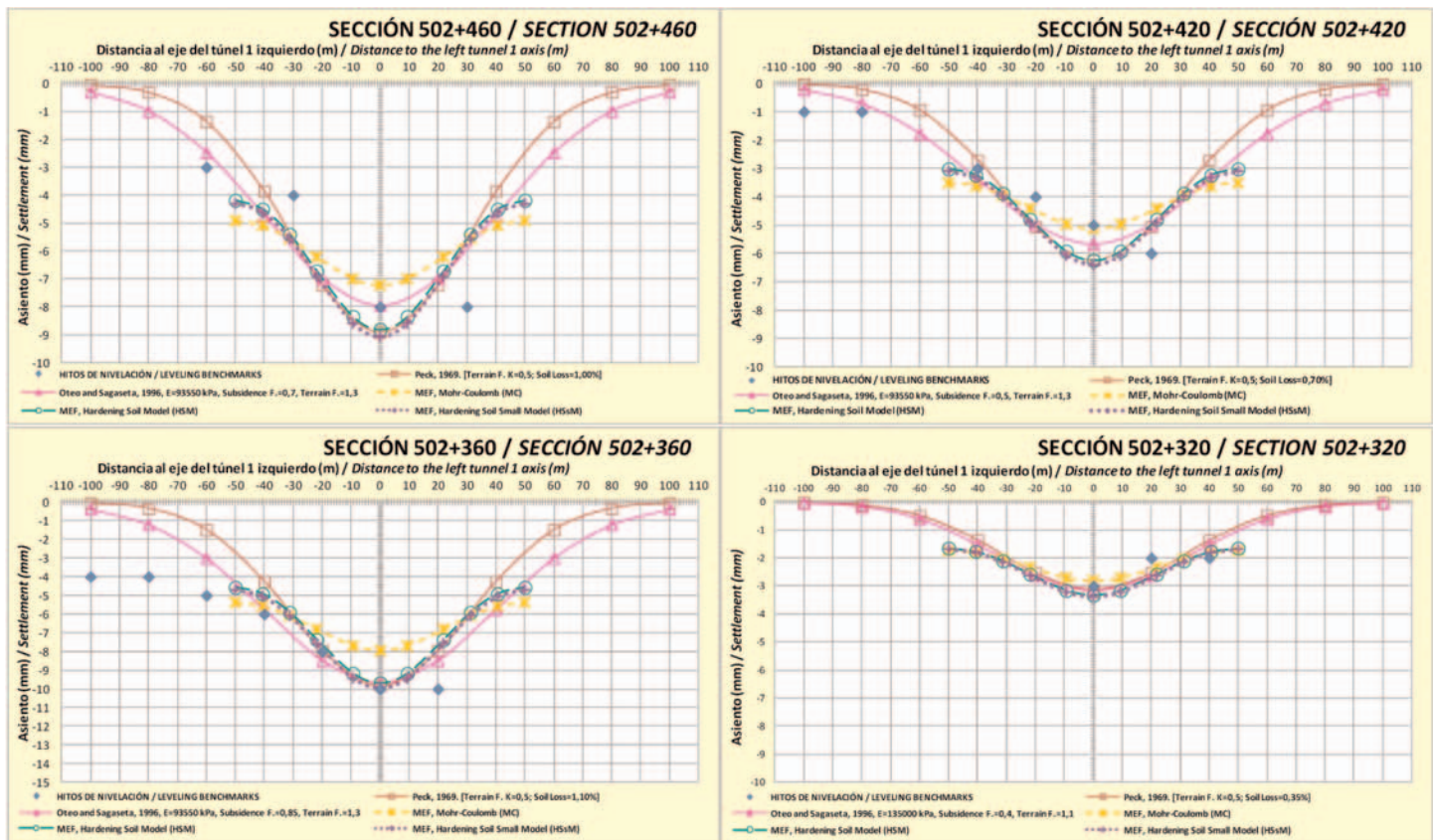


Fig. 11. Gráfica comparativa de cubetas de asentamientos/Graph comparing subsidence troughs.

de la pérdida de suelo entre secciones de subsidencias relativamente próximas (40-60 m), corresponde a la variabilidad del modelo geológico-geotécnico y en consecuencia de los parámetros de excavación de la EPB.

- Los modelos constitutivos hiperbólicos con endurecimiento (HSM y HsSM), han obtenido resultados más acordes con la realidad en geometría y magnitud de la cubeta de asentamientos, consecuencia por una parte del empleo de módulos de deformación diferentes en carga y descarga, y por otra parte a que en los modelos MC solo plastifica el material más próximo al túnel (Figura 12 y 13), comportándose el resto elástico lo cual se traduce en menores movimientos. Las cubetas de los modelos MC tienden a aplanarse lateralmente, además de caracterizarse por un punto máximo en la cubeta más suavizado y no tan marcado, ni parecido a los registrados en la realidad.
- Los resultados obtenidos al aplicar los modelos constitutivos hiperbólicos HSM y HsSM han sido muy similares, consecuencia de que el rango de defor-

- The hyperbolic constitutive models with hardening (HSM and HsSM) obtained results that are more in line with reality in terms of geometry and magnitude of the settlement trough, due on one hand to the use of different modulus of deformation while under load and with no load, and on the other hand, to the fact that in the MC model, only the material closest to the tunnel is plasticized (Figure 12 and 13), with the rest behaving elastically, which translates into smaller movements. The troughs in the MC models tend to flatten laterally, and are also characterised by a maximum point in the trough that is more gradual and not as marked, which does not at all resemble what is observed in reality.
- The results obtained by applying the HSM and HsSM hyperbolic constitutive models were very similar, which was due to the fact that the range of strains achieved would be close to the limits of application for geotechnical tunnel works in small deformation models, according to Atkinson & Sallfors, 1991 (11).

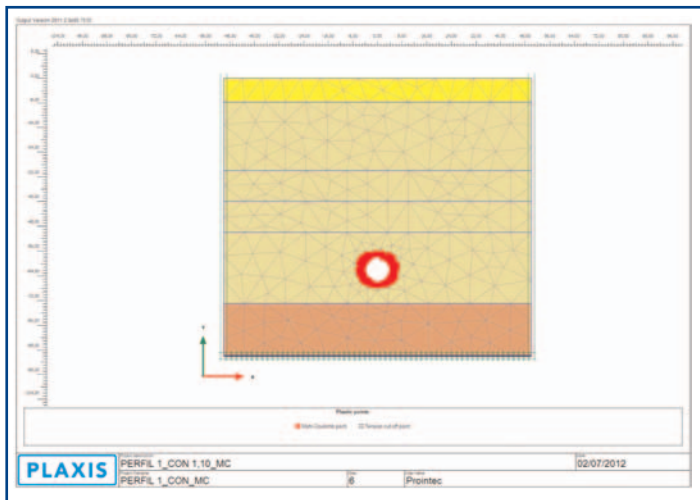


Fig. 12. Puntos de plastificación para el perfil 1, modelo MC/
 Plastification points for profile 1, model MC.

maciones alcanzado se situaría en el límite de aplicación para obras geotécnicas de túneles de los modelos de pequeñas deformaciones, según Atkinson & Salfors, 1991 (11).

Se considera adecuada la variación observada en el parámetro de la pérdida de suelo, dada la variabilidad detectada en el modelo geológico-geotécnico de cálculo, y en consecuencia en los parámetros de excavación de la tuneladora EPB, concluyéndose de los ajustes de las curvas que la sección más representativa del perfil 1 para comparar con métodos numéricos sería la correspondiente al PK 502+360 por presentar mayor uniformidad y similitud con el modelo geológico-geotécnico de cálculo simplificado. Seguidamente se analiza cada sección (Figura 14):

- Sección PK 502+460: al no llevar presión en el frente desde unos anillos anteriores hasta este punto, junto con un volumen de inyección del gap menor que el teórico, y coincidir geológicamente con un cambio de materiales en el proceso constructivo de excavación, se genera uno de los perfiles con mayores valores de asentos y por tanto de pérdidas de suelo, del $\Delta V/V_0=1\%$, valor que parece razonable y acorde con la bibliografía.
- Sección PK 502+420: se reducen los asentos con respecto a la sección anterior según el sentido de avance de la tuneladora, al haberse empleado una presión de frente en ese anillo y en los anteriores, así como un volumen de inyección del gap si-

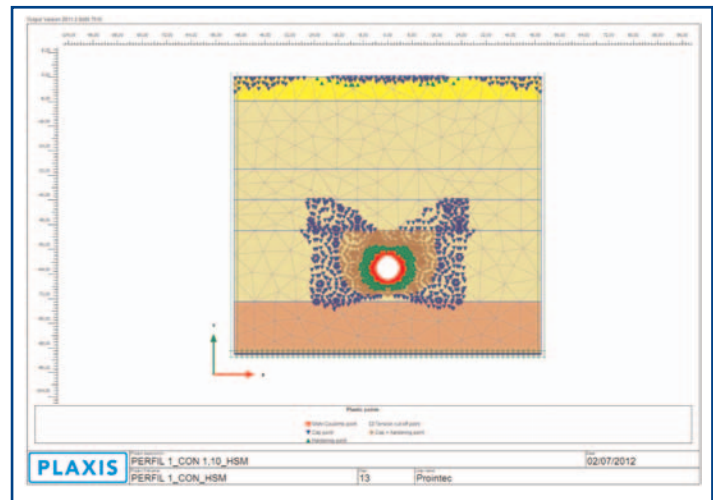


Fig.13. Puntos de plastificación para el perfil 1, modelo HSM/
 Plastification points for profile 1, HSM model.

The variation observed in the soil loss parameter is considered to be adequate, given the variability detected in the geological-geotechnical calculation model, and consequently in the excavation parameters of the EPB TBM, so it can be concluded from the adjustments of the curves that the most representative cross-section of profile 1 to compare with numerical methods would be the one that corresponds to KM 502+360, because of its greater uniformity and similarity with the simplified geological-geotechnical calculation model. Each section is then analysed (Figure 14):

- Section KM 502+460: since there is no pressure on the front from several previous rings to that point, along with gap injection volume that is smaller than the theoretical value, and since it coincides geologically with a change of materials in the excavation construction process, one of the profiles with the greatest subsidence values, and therefore ground loss is generated, $\Delta V/V_0=1\%$, which appears to be a reasonable value that is in line with the bibliography.
- Section KM 502+420: subsidence is reduced with respect to the previous section in relation to the direction of movement of the TBM, because front pressure was used on that ring and the previous ones, and the gap injection volume is similar to the theoretical value. The reduction of subsidence may also have been affected by the presence under the floor of the tunnel of a level with geotechnical characteristics different from those

milar al teórico. También podría haber influido en la reducción de asientos la presencia bajo la solera de un nivel de características geotécnicas diferentes a las del perfil de cálculo, en este caso con una previsible mayor rigidez y que tuviera el efecto de la influencia del contorno inferior. Los valores de pérdidas de suelo, del $\Delta V/V_0=0,7\%$, se consideran razonables en esta situación.

- Sección PK 502+360: para explicar el aumento de los asientos respecto a la sección anterior, cuando se han aplicado mayores presiones de frente, y se han inyectado mayores volúmenes de mortero, habría que justificarlo en base a efectos de sobrecorte en la excavación, posiblemente por las intercalaciones geológicas de materiales descritas dentro de la misma unidad. Los valores de pérdidas de suelo, del $\Delta V/V_0=1,1\%$, se consideran razonables en esta situación.
- Sección PK 502+320: la reducción de los asientos con respecto a la sección anterior, únicamente podría justificarse con variaciones deformacionales en los materiales presentes por delante del frente de la excavación, y en solera con influencia del contorno inferior, lo cual podría darse al presentarse según el perfil materiales de la formación RFc con litologías tipo conglomerados y gravas, pudiendo justificarse la presencia de estos materiales al tratarse de la sección con el mayor peso del material excavado en báscula que se relacionaría con valores de densidad mayores. Los valores de pérdidas de suelo, del $\Delta V/V_0=0,35\%$, se consideran razonables en esta situación.

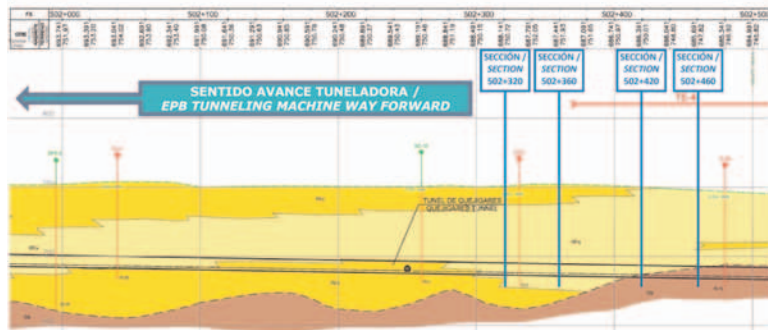
Un análisis de sensibilidad de los asientos de un punto A en superficie coincidente con el eje del túnel para valores variables de la contracción (Figura 15), permite observar como al aumentar la contracción del túnel a igualdad de modelo geológico-geotécnico (perfil y parámetros), se permite una mayor deformación del terreno y revestimiento, traduciéndose en una mayor generación de asientos en superficie. También se aprecia, como valores de contracción bajos ($<0,75\%$) conllevan una menor deformación del terreno y del revestimiento ajustándose mejor un modelo del tipo MC, mientras que para valores de contracción mayores ($>0,75\%$) se ajustan mejor los modelos hiperbólicos con endurecimiento tipo HSM y HSsM, debido al efecto de los módulos de deformación diferentes en rama de carga y descar-

of the calculation profile, in this case, predicted to have greater stiffness, and which may have affected the lower contour. The ground loss values, of $\Delta V/V_0=0.7\%$, are considered to be reasonable in this situation.

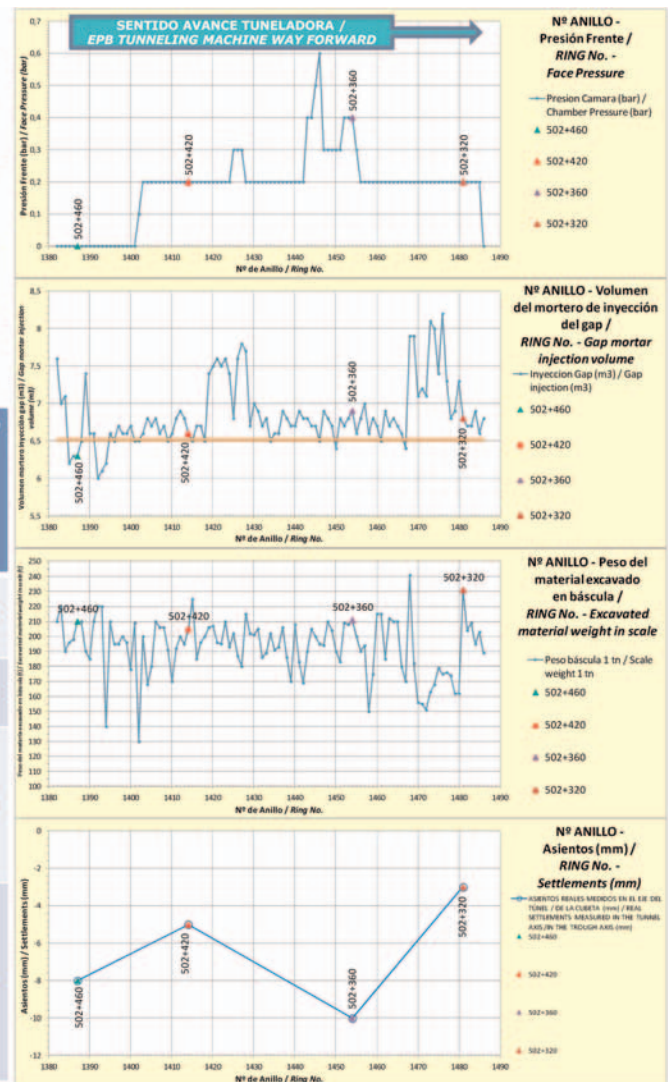
- *Section KM 502+360: an explanation of the increased subsidence with respect to the previous section, when greater pressure was applied to the front, and larger volumes of grout were injected, would have to be justified based on the effects of overcutting on the excavation, possibly due to the geological insertions of materials described in the same unit. The ground loss values, of $\Delta V/V_0=1.1\%$, are considered to be reasonable in this situation.*
- *Section KM 502+320: the reduction in settlement with respect to the previous section could only be justified with strain variations in the materials present ahead of the excavation face, and in the floor with an effect on the lower contour. This could be the case, because according to the profile, materials from the RFc formation are present, with conglomerate and gravel type lithologies. The presence of these materials could be explained by the fact that this is the section with the greatest measured weight of the excavated material, which may be related to higher density values. The ground loss values, of $\Delta V/V_0=0.35\%$, are considered to be reasonable in this situation.*

A sensitivity analysis of the settlement of point A on the surface coinciding with the tunnel axis for variable contraction values (Figure 15), makes it possible to observe how, when the tunnel contraction increases, as in the geological-geotechnical model (profile and parameters), greater deformation of the ground and lining is allowed, translating into the generation of greater subsidence on the surface. It can also be observed that low contraction values ($<0.75\%$) result in smaller deformation of the ground and the lining, with an MC type model conforming more closely, while in the case of larger contraction values ($>0.75\%$), hyperbolic models with hardening, such as the HSM and HSsM, are closer, due to the effects of the different modulus of deformation on the loaded and unloaded branches, which translates to a lower rise in the base of the tunnel excavation with direct repercussions on the surface.

PERFIL N° 1, 502+390 / PROFILE No. 1, 502+390



SECCIÓN / SECTION	ASIENTO REAL MEDIDO EN EL EJE DEL TÚNEL (mm) / REAL SETTLEMENT MEASURED IN THE TUNNEL AXIS (mm)	GEOLOGÍA- GEOTECNIA / GEOLOGY- GEOTECHNICS	PRESIÓN EN EL FRENTE (bar) / FACE PRESSURE (bar)	VOLUMEN MORTERO INYECCIÓN DEL GAP / GAP MORTAR INJECTION VOLUME		PESO DEL MATERIAL EXCAVADO EN BÁSCULA (t/1,5 m) / EXCAVATED MATERIAL WEIGHT IN SCALE (t/1,5 m)	ΔV/V ₀ (%)
				(m³)	% respecto al teórico de 6,52 m³ / % regarding the theoretical 6,52 m³		
502+460	-8	Reblandecimiento en contacto entre Ob y Rfa (<E) / Softening in Ob and Rfa contact (<E)	0,0	6,3	-3,37	210	1,00
502+420	-5	Transición en solera de Ob a Rfa / Transition in Ob and Rfa tunnel floor	0,2	6,6	+1,23	205	0,70
502+360	-10	Heterogeneidad propia del material Rfa (arcillas, arcillas arenosas, fangos, margas, ...) / Heterogeneity related to Fra material (clay, sandy clays, muds, marls, ...)	0,4	6,9	+5,83	211	1,10
502+320	-3	Cambio lateral de facies de Rfa (arcillas, arcillas arenosas, fangos, margas, ...) a Rfc (conglomerados, gravas, ...) (>E) / Lateral facies changes from Rfa (clays, sandy clays, muds, marls, ...) to Rfc (conglomerates, gravels, ...) (>E)	0,2	6,8	+4,2	231	0,35



ga y que se traducen en un menor levantamiento del fondo de la excavación del túnel con repercusión directa en superficie.

7. Análisis del estado tensional

El análisis del estado tensional, ha podido desarrollarse al disponerse de anillos instrumentados con células de presión total radial en todos ellos, pudiendo compararse de este modo los datos reales registrados con los obtenidos mediante los métodos numéricos empleando los tres modelos constitutivos citados, los de MC, HSM y HSsM (Figura 16).

La observación de estas gráficas, permite concluir respecto al análisis del estado tensional:

7. Analysis of the stress state

The stress state analysis was able to be done because of the availability of instrumented rings, all equipped with total radial pressure cells, which made it possible to compare the real data that was recorded with the data obtained using the numerical methods of the three constitutive models mentioned before, MC, HSM, and HSsM (Figure 16).

By observing these graphs, it is possible to draw the following conclusions regarding the analysis of the stress state:

- The excavation process produces a stress relaxation of the ground around the tunnel, which

Fig.14. Variación en los registros de la EPB por anillos (presión de frente, volumen de mortero, peso del material excavado) y su relación con los asentamientos / Variation in the data from the EPB by rings (face pressure, mortar volume, weight of excavated material) and its relation to subsidence.

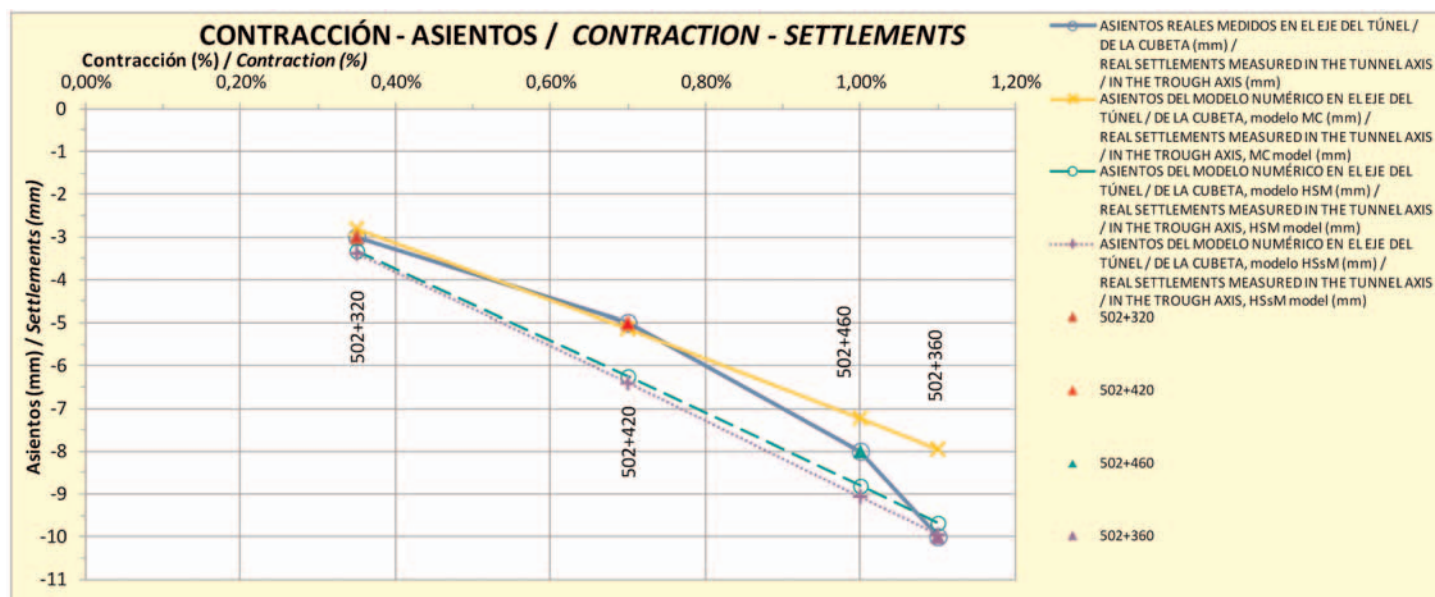
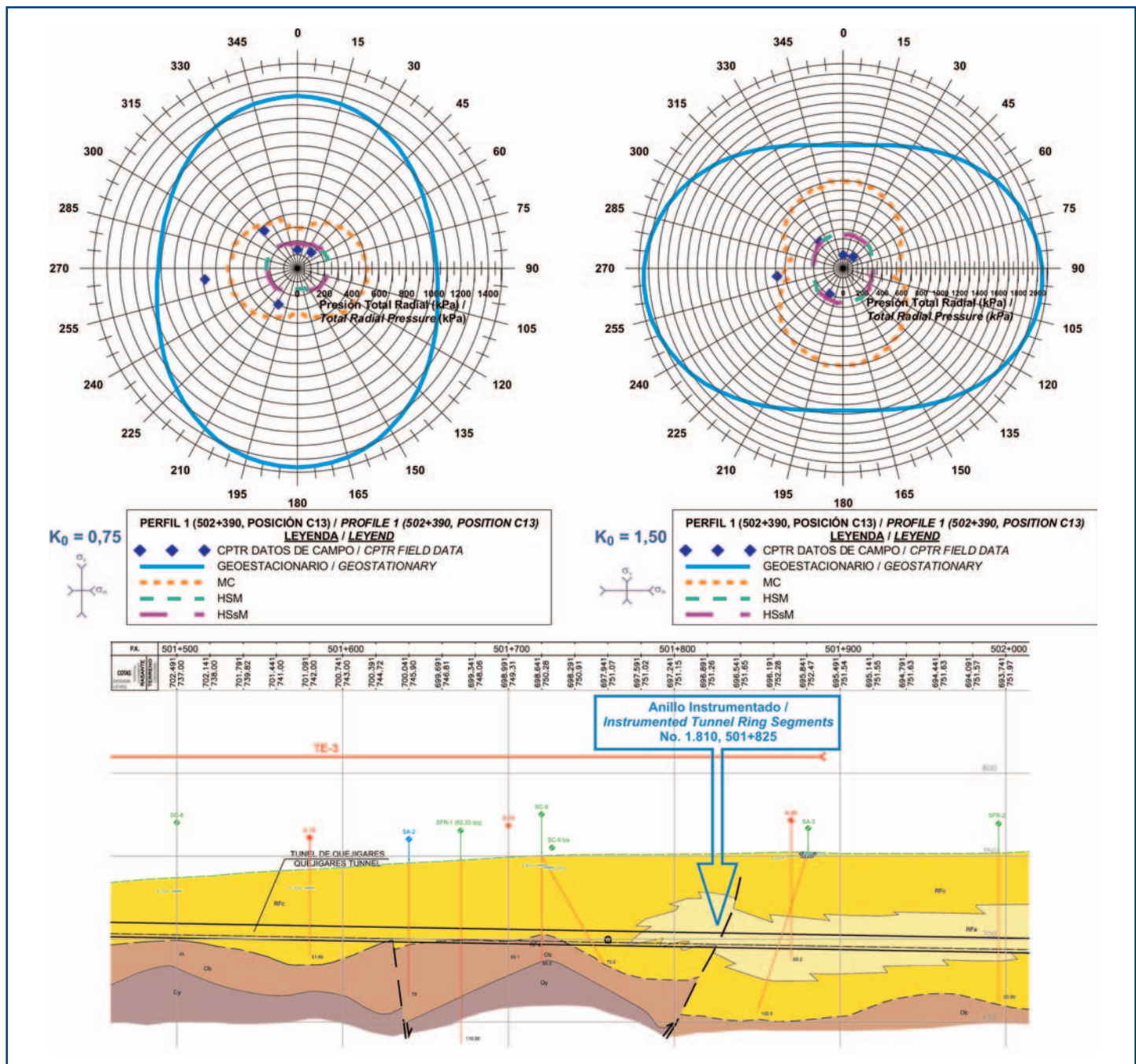


Fig. 15. Influencia del valor de la contracción del túnel en los asientos, y su correspondencia con las secciones de subsidencias analizadas/
Influence of the tunnel contraction value on subsidence, and its correspondence with the subsidence sections analysed.

- El proceso de excavación produce una relajación tensional del terreno alrededor del túnel, que se traduce en unos empujes inferiores a los geoestacionarios.
- La presencia de estructuras geológicas, como fallas inversas, modifica el campo tensional y en consecuencia el parámetro K_0 . Así, como consecuencia de que los datos registrados por las células de presión no encajaban con los resultados numéricos, fue necesario realizar un ajuste del valor del coeficiente de reposo inicial desde K_0 de 0.75 a 1.50. La justificación de esta discrepancia se encuentra en la observación de su posición en el perfil geológico (Figura 14), ya que se aprecia como dicho anillo instrumentado, alejado del perfil de cálculo que se está analizando aunque es el más cercano posible, se sitúa en una zona coincidente con una falla inversa, para cuyas estructuras geológicas el campo tensional se invierte y el esfuerzo principal mayor se sitúa en la horizontal, tal y como recoge González de Vallejo, L.I. et al, 2002 (12). El ajuste de este parámetro se traduce en unos resultados más adecuados, especialmente para los modelos HSM y HSsM.
- Los modelos constitutivos hiperbólicos con endurecimiento (HSM y HSsM) permiten obtener resultados tensión-deformación más ajustados a los datos reales, si bien el modelo elasto-plástico perfecto (tipo MC) desde el punto de vista tensional, aún obteniendo resultados algo conservadores eliminaría ries-

translates into thrust values that are lower than geostationary values.

- The presence of geological structures, such as inverse faults, modifies the stress field and consequently the parameter K_0 . So, due to the fact that the data recorded by the pressure cells does not coincide with the numerical results, the value of the initial rest coefficient had to be adjusted from K_0 of 0.75 to 1.50. The explanation for this discrepancy is found in the observation of its position in the geological profile (Figure 14), which shows that this instrumented ring, although it is the closest ring possible, is located far from the calculation profile that is being analysed in a zone that coincides with an inverse fault, in which case the stress field is inverted for the geological structures and the main stress is positioned horizontally, as described by González de Vallejo, L.I. et al, 2002 (12). The adjustment of this parameter translates into more suitable results, especially for the HSM and HSsM models.
- The hyperbolic constitutive models with hardening (HSM and HSsM) make it possible to obtain stress-strain results that are closer to the real data, although the perfect elastic-plastic model (MC), from the point of view of stress, even obtaining somewhat conservative results, would eliminate potential risks in the calculation of the lining dimensions, by taking into account



aplicación para obras geotécnicas de túneles de los modelos de pequeñas deformaciones, según Atkinson & Sallfors, 1991 (11).

of the small strain models, according to Atkinson & Sallfors, 1991 (11).

8. Conclusiones

Los análisis desarrollados en el presente estudio han permitido obtener las siguientes conclusiones:

- El modelo numérico de elementos finitos en 2D redilizado, aplicando el método del "contraction model" ha permitido entender el comportamiento del revestimiento del túnel de dovelas, aún sabiendo que el problema claramente es 3D.
- Es recomendable y necesario, disponer de:
 - un adecuado conocimiento del modelo geológico (perfil y parámetros), labor clave de todo estu-

8. Conclusions

The analyses developed in this study have led to the following conclusions:

- The 2D finite element numerical model that was prepared, applying the "contraction model" method, made it possible to understand the behaviour of the segmented tunnel lining, even knowing that the problem is clearly 3D.
- It is recommended and necessary to have:
 - an adequate understanding of the geological model (profile and parameters), which is one of the keys to all of the study of ground-structure

Tabla 2. Comparativa de las diversas herramientas de análisis geotécnico empleadas/
 Table 2. Comparison of the different geotechnical analysis tools used.

	Ventajas/Advantages	Inconvenientes/Disadvantages
Métodos analíticos para la determinación de la cubeta de asentos	• Muy cómodos, rápidos y sencillos por los pocos parámetros necesarios.	• Algunos de los parámetros están dotados de cierto empirismo, y experiencia.
<i>Analytical methods for determining settlement trough</i>	• Convenient, fast, and simple due to the small number of parameters needed.	• Some of the parameters require a certain degree of empiricism and experience.
Métodos numéricos de análisis tenso-deformacional	• Determinan deformaciones y tensiones globales, del sostenimiento-revestimiento y del terreno. • Posibilidad de simular problemas de flujo. • Estudio de geometrías complejas.	• Deben conocer muy bien los parámetros de cálculo y modelización del problema, lo que conlleva a costosas investigaciones del terreno.
<i>Numerical methods of stress-strain analysis</i>	• They determine overall stress and strain of the support-lining, and the ground. • Allow to model groundwater problems. • Complex geometries analysis	• Requires an in-depth knowledge of the calculation and problem modelling parameters, which leads to costly studies of the ground.
Modelos constitutivos de los materiales	• Modelos con endurecimiento como el Hardening Soil Model (HSM), proporcionan un mejor ajuste entre: las curvas esfuerzo-deformación calculadas a partir de ecuaciones constitutivas del modelo, las curvas obtenidas en ensayos de laboratorio y las mediciones reales.	• Mayor dificultad teórica y práctica por: el número importante de parámetros (cuando normalmente la información de laboratorio es limitada), la aplicación de procedimientos matemáticos y ensayos experimentales complejos y la consideración de variables dependientes de cada tipo de naturaleza de suelo.
<i>Constitutive models of materials</i>	• Models with hardening, such as the Hardening Soil Model (HSM), provide a closer match between: the stress-strain curves calculated based on the constitutive equations of the model, the curves obtained in the laboratory tests, and the real measurements.	• Increased theoretical and practical difficulty due to: the large number of parameters (when normally the laboratory information is limited), the application of mathematical procedures and complex experimental tests, and the consideration of variables that depend on each different type of soil characteristics

- dio de interacción terreno-estructura, ya que la excavación mecanizada con EPB, produce variaciones del estado tenso-deformacional, ligado a los parámetros de la máquina, pero que realmente son consecuencia de dicho modelo;
- una adecuada auscultación para poder calibrar los modelos teóricos y numéricos;
 - y una comparación de los resultados de cálculos avanzados con análisis simples, para disponer de órdenes de magnitud.
- No existen métodos de cálculo mejores ni peores, sino que emplean diferentes procedimientos de cálculo, y que dependiendo del caso reproducirán mejor el comportamiento real del terreno unos que otros.
 - La validación y verificación de los modelos numéricos, en lo referente a las etapas de entrada de datos (parámetros y modelos), cálculo y generación de resultados, son responsabilidad del usuario del software, de forma que se debe validar que el resultado sea lógico y represente la solución y el comportamiento del problema analizado (=Tener Criterio).
 - Las diferentes herramientas de análisis geotécnico del proceso de excavación de un túnel empleadas en el estudio, se comparan finalmente a modo de cuadro-resumen (Tabla 2).

interaction, because mechanised excavation with EPB produces variations in the stress-strain state, related to the machine parameters, but that are actually a consequence of this model;

- *adequate auscultation to calibrate theoretical and numerical models;*
 - *and a comparison of the results of advanced calculations with simple analyses, in order to obtain magnitude orders.*
- *There are no better or worse calculation methods, but rather methods that use different calculation procedures, which, depending on the case, will mean that some will reproduce the real behaviour of the ground better than others.*
 - *The validation and verification of the numerical models, in terms of the data entry stages (parameters and models), calculation, and generation of results, are the responsibility of the software user, so that the results must be validated to ensure that they are logical and represent the solution and the behaviour of the problem that was analysed (=Having good criteria).*
 - *Finally, the different tools for the geotechnical analysis of the tunnel excavation process used in the study are compared in a summary table (Table 2).*

9. Agradecimientos

Los autores desean agradecer la colaboración prestada en la elaboración del presente artículo tanto al personal de la Asistencia Técnica a la Obra de Prointec, como al de la UTE Dragados-Tecsa. ♦

9. Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the assistance provided in the preparation of this article by the Construction Technical Assistance staff of Prointec and the Dragados-Tecsa Joint Venture. ♦

Referencias/References:

- (1) POTTS M, David; ZDRAVKOVIC, Lidija. *"Finite element analysis in geotechnical engineering: theory and application"*. London: Thomas Telford Publishing, vol. 1 "Theory", 1999, 440 p. ISBN: 0727727532; vol. 2 "Application", 2001, 427 p. ISBN: 0727727834.
- (2) MELIS MAYNAR, M. et al. *"Jornadas técnicas sobre la ampliación del Metro de Madrid"*. Madrid: Fundación Agustín de Bethencourt y Comunidad de Madrid (Consejería de Obras Públicas, Urbanismo y Transporte), Tomos I, II y III, 1997.
- (3) RANKIN, W.J. "Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects". *Engineering geology of underground movements*. London: The Geological Society, 1988, 5: pp. 79-92, doi:10.1144/GSLENG.1988.005.01.06.
- (4) STRUCTURALIA. *"Curso on line interactivo de ejecución de túneles"*. Madrid: Structuralia, 2006. <http://www.structuralia.com>.
- (5) MÖLLER, Sven. *"Tunnel induced settlements and structural forces in linings"*. Phd thesis. Stuttgart: 2006, Universität Stuttgart, ISBN-10: 3-921837-54-5, ISBN-13: 978-3-921837-54-2.
- (6) PLAXIS. *"Plaxis 2D 2011, Reference Manual"*. The Netherlands: Plaxis bv, 2011. ISBN-13: 978-90-76016-11-5.
- (7) AETOS; SMR. *"Jornada técnica: cálculo de túneles (Plaxis, Flac)"*. Madrid: AETOS, SMR, 22 de Abril de 2009.
- (8) PLAXIS. *"Advanced course on computational geotechnics"*. Glasgow, United Kingdom: Plaxis, University of Strathclyde, 24-26 August 2009.
- (9) PECK, R. "Deep excavation and tunnelling in soft ground". G. *Report 7th Int. Symp. On S.M. and F.E. México: State of the Art Volume*, 1969, pp. 225-258.
- (10) OTEO, C.; SAGASETA, C. "Some Spanish experience on measurement and evaluation of ground displacements around urban tunnels". *Proc. Int. Sym On Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. London: 1996, pp. 641-646.
- (11) ATKINSON, J.H.; SALLFORS, G. "Experimental determination of soil properties". *Proc. 10th ECSMFE*, 3. 1991, pp. 915-956.
- (12) GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis I.; FERRER, Mercedes; ORTUÑO, Luis; OTEO, Carlos. *"Ingeniería Geológica"*. Madrid: Prentice Hall, 2002, 744 p., capítulo 3.7, p. 214-229, ISBN: 84-205-3104-9.