

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos geotécnicos

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Geotechnical Aspects

José Antonio Leira Velasco*

^a *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción S.A. (Madrid, España).*

Recibido el 28 de octubre de 2024; revisado el 3 de febrero de 2025, aceptado el 15 de septiembre de 2025

RESUMEN

En este artículo se describe la caracterización geomecánica del terreno adoptada para desarrollar modelos numéricos de interacción terreno estructura en varios elementos singulares de la reforma del estadio.

PALABRAS CLAVE: Interacción terreno-estructura; modelo constitutivo hiperbólico; losa pilotada; pantalla continua; pantalla de pilotes; anclajes al terreno.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

This paper describes the soil geomechanical characterisation used to develop numerical soil structure interaction models for singular structural elements of the stadium redevelopment.

KEYWORDS: Soil-structure interaction; hyperbolic soil model; piled raft; diaphragm wall; pile wall; ground anchors.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / *e-mail*: jaleira@fcc.es (José Antonio Leira Velasco)

Cómo citar este artículo: Leira, J.A. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos geotécnicos. *Hormigón y Acero*. 76(307):55-64.
<https://doi.org/10.33586/hya.2025.3985>

I. INTRODUCCIÓN

El estadio Santiago Bernabéu se sitúa al norte del Paseo de la Castellana en Madrid. El desarrollo urbano de esta zona, desde los años 50 del siglo pasado, conlleva la construcción de múltiples infraestructuras de muy diversa tipología, por lo que la formación geológica sobre la que se alza el estadio ha sido objeto de múltiples y detallados estudios geotécnicos.

El alcance de la reforma ha supuesto modificar la cimentación de gran parte de la estructura existente y compatibilizar ésta con la cimentación de las nuevas estructuras ejecutadas. Las actuaciones sobre la cimentación existente han supuesto modificar su tipología y/o su cota de apoyo. Para construir la cimentación de las nuevas estructuras se ha excavado al lado o incluso debajo de las cimentaciones existentes.

Por tanto, el reto geotécnico de la obra ha sido el estudio de la interacción terreno estructura, tanto durante la ejecución

de la reforma, como en su situación definitiva. En el diseño se ha profundizado en la caracterización geomecánica del terreno para desarrollar los análisis con modelos numéricos, siempre a la luz de la experiencia y la sensibilidad de los modelos analíticos tradicionales.

En este artículo se presentan las bases de diseño de las actuaciones geotécnicas más singulares desarrolladas por FCC en el Proyecto. Primero se desarrolla la caracterización geomecánica del perfil del terreno. A continuación, se describen la cimentación de la nueva cubierta, la contención mediante pantallas ancladas de la excavación del nuevo aparcamiento, el análisis de la cimentación de los graderíos existentes y la contención de las excavaciones del nuevo hipogeo situado bajo el campo. La descripción detallada de estos elementos estructurales se desarrolla en los correspondientes artículos de este número monográfico.

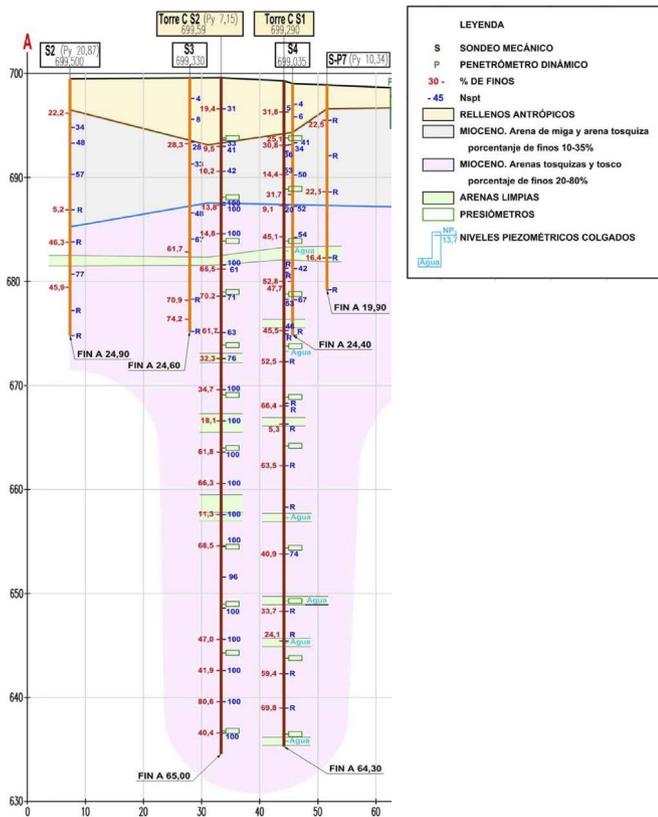


Figura 1. Perfil geotécnico de la Torre Norte.

2. DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO

El estadio se sitúa sobre la denominada Facies Madrid, que corresponde a un sedimento terciario formado por materiales detríticos. Se distinguen dos términos principales diferenciados por su contenido en finos, cuya denominación corresponde a Arena de Miga (arenas arcósicas) y Tosco (arcillas limosas). Su génesis sedimentaria se debe a la deposición de abanicos aluviales coalescentes, por lo que estratigráficamente pueden aparecer alternándose e intercalándose. También existen términos intermedios denominados como arena tosquiza o tosco arenoso, según el predominio de uno u otro de los términos principales [1].

Para el diseño de la Reforma el terreno se investigó con varias campañas geotécnicas, tanto en fase de Proyecto como en fase de Obra. Dicha investigación mostró que el perfil del terreno es sensiblemente homogéneo. Como ejemplo se describe a continuación el perfil geotécnico de la fachada oeste sobre el Paseo de la Castellana. En la figura 1 se presenta, por motivos de claridad, solo el perfil en el entorno de la Torre Norte de cimentación de la cubierta.

Se diferencian 4 niveles del terreno:

- Rellenos antrópicos superficiales de 2 a 6 m de espesor.
- Arena de miga y arena tosquiza, con un contenido de finos comprendido entre el 10 y el 35%. Con muro variable entre las cotas 683 y 685.
- Arena tosquiza a tosco, con un contenido de finos com-

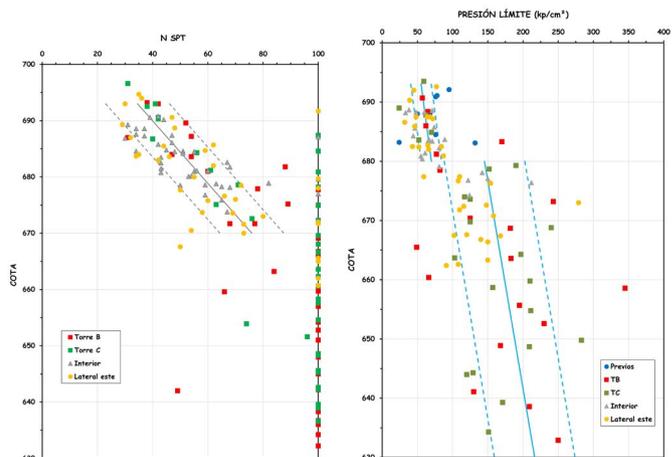


Figura 2. Perfiles de compacidad del terreno. NSPT y pl.

prendido entre el 20 y el 80%, por debajo del anterior y hasta la máxima profundidad investigada.

- Lentejones de arena limpia de potencia métrica intercalados en el nivel anterior.

Se reconocen 3 niveles de agua colgados asociados a niveles de arenas limpias situados por debajo de la cota 680. Se comprobó que sus niveles piezométricos no coinciden, como corresponde a niveles aislados entre sí. A efectos geomecánicos se considera que no existe un nivel freático y el terreno no está saturado.

Los dos subniveles del terreno de naturaleza detrítica se diferencian no solo por el contenido de finos, sino también por su compacidad (figura 2). Así, los ensayos SPT son crecientes entre 30 golpes y rechazo hasta la cota 670, mientras que por debajo de ésta se alcanza rechazo sistemáticamente. Igualmente, la presión límite media del ensayo presiométrico crece de 5.5 a 7 MPa entre las cotas 693 y 680, y de 15 a 22 MPa entre las cotas 680 y 630.

La resistencia y deformabilidad del terreno se caracterizó tanto a partir de los ensayos realizados en la obra, como del conocimiento geotécnico existente de la Facies Madrid. El objetivo era determinar un modelo tenso deformacional hiperbólico, para su empleo en el dimensionamiento de las cimentaciones y de los elementos de contención.

El modelo hiperbólico considera la rigidez del terreno en función del estado tensional y de la plastificación, tanto a cortante como a compresión. El módulo de deformación depende de la tensión de confinamiento, por tanto, es proporcional a la profundidad y a la presión de preconsolidación. Para tensiones inferiores a la de preconsolidación se considera el módulo elástico en recarga. Para tensiones superiores se considera una ley hiperbólica de relajación del módulo noval [2] (figura 3).

La calibración de la rigidez del terreno se fundamentó en la instrumentación de la excavación de la Torre para comprobar el comportamiento como cimentación compensada. Al final de la excavación de 25 m de profundidad el terreno se elevó 5 cm, mientras que al final de la construcción de la Torre el asiento fue similar. La tensión vertical media inicial del terreno a la cota de cimentación y la tensión media

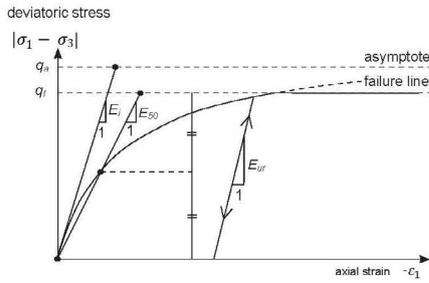


Figure 24: Hyperbolic stress-strain relation in primary loading for a standard drained triaxial test

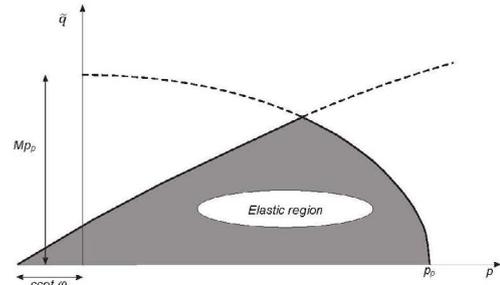


Figure 32: Yield surfaces of in p - q - plane. The elastic region can be further reduced by means of a tension cut-off

Figura 3. Modelo hiperbólico. Relaciones tensión deformación, PLAXIS 3D [3].

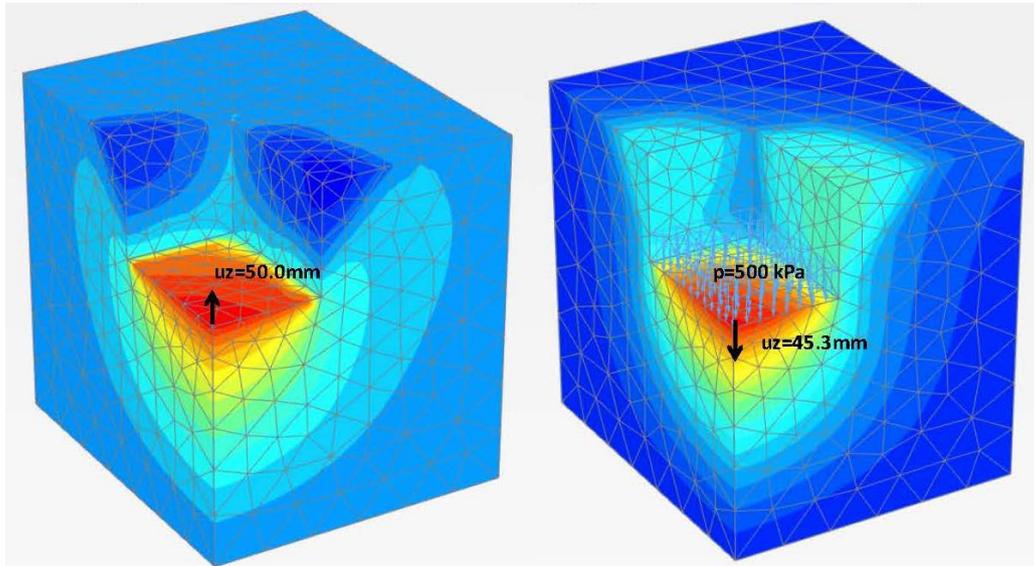


Figura 4. Modelo elementos finitos 3D para calibración de la facies detrítica a partir de los asientos medidos durante la excavación (izq.) y la construcción (dcha.) de la Torre Cepsa.

transmitida por la losa de cimentación eran en ambos casos de 500 kPa. Para calibrar el modelo hiperbólico se desarrolló un modelo de elementos finitos tridimensional empleando el programa Plaxis 3D (figura 4).

Los módulos de deformación noval y en recarga obtenidos en el modelo de calibración anterior se contrastaron con los resultados de los ensayos presiométricos realizados en la obra (figura 5). En la profundidad de las diferentes cimentaciones del estadio, el módulo de deformación en recarga corresponde sensiblemente a un valor medio de los resultados de los ensayos presiométricos. Por lo que se adoptó un perfil de deformabilidad único para el sustrato mioceno, tanto en carga noval como en recarga.

Se adoptaron parámetros de resistencia correspondientes a valores medios de las recomendaciones de Mintra para las obras de metro, que son referencia habitual para las obras en los terrenos de Madrid [2]. Igualmente se adoptó el valor de empuje al reposo de estas recomendaciones. Los parámetros del modelo hiperbólico empleado se resumen a continuación. La parametrización adoptada se empleó en los modelos numéricos de interacción terreno-estructura que se describen en los siguientes apartados.

Parámetro	ud	Nivel		
		Arena de miga / tosquiza	Arena tosquiza / toscó	
Densidad aparente	γ_{ap}	kN/m ³	21	22
Ángulo de rozamiento interno	ϕ	°	35	33
Cohesión	c	kPa	10	20
Empuje al reposo	Ko	-	0.8	

Parámetro	ud	valor	
Módulo de referencia noval	E _{50 ref}	MPa	63
Módulo de referencia edométrico	E _{oed ref}	MPa	76
Módulo de referencia en recarga	E _{ur ref}	MPa	190
Exponente relación rigidez	m	-	0.5
Coefficiente de rotura	Rf	-	0.7
Coefficiente de Poisson	ν	-	0.3

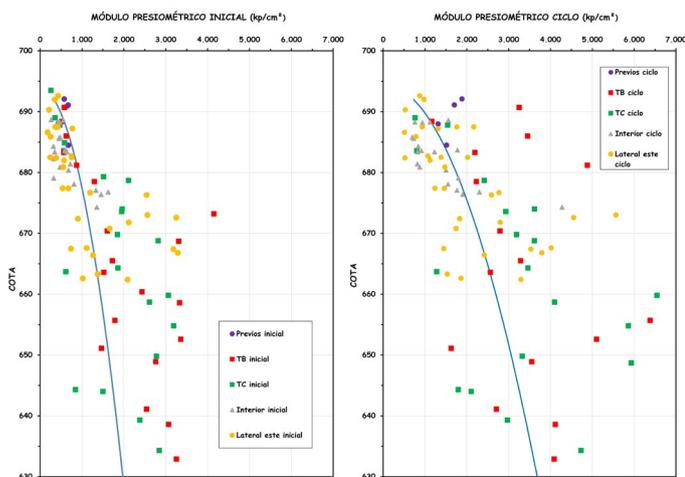


Figura 5. Módulos de deformación. Comparación del modelo de calibración con los ensayos presiométricos.

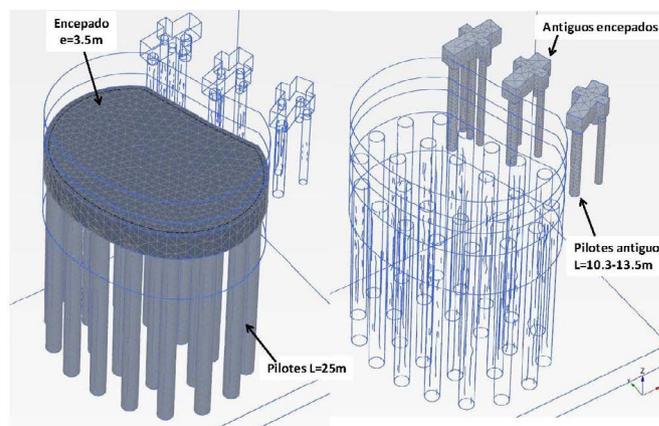


Figura 6. Torres, modelo elementos finitos 3D.

3. CIMENTACIÓN DE LA CUBIERTA

La nueva cubierta apoya sobre cuatro pilares de 50 m de altura, las dos Torres de la fachada del paseo de la Castellana y los dos Péndulos situados en el Edificio Este de la calle padre Damián. El comportamiento estructural de ambos elementos es diferente y, por tanto, las acciones que solicitan su cimentación. Las Torres reciben tanto reacciones verticales como la totalidad de las cargas horizontales de la cubierta, por medio de sendas rótulas situadas en su coronación. Los péndulos son unas bielas rotuladas en coronación y a cota de cimentación que solo transmiten cargas verticales. Las Torres también reciben las cargas de la viga museo.

3.1. Cimentación de las torres

La tipología de las Torres requiere que su cimentación tenga una forma elíptica de 18.5 x 25.5 m, un canto de 3 m y su base esté apoyada a 7.5 m de profundidad.

A partir de la formulación de Brinch-Hansen y los parámetros resistentes adoptados, la carga de hundimiento de una cimentación directa con esta geometría y empotramiento en el sustrato terciario sería de 3 MPa. Mientras que la tensión cobaricéntrica transmitida al terreno sería de 0.3 MPa. El asiento medio de la zapata sería de 6 cm acompañado de un giro de 1/450. Esta cimentación directa sería admisible atendiendo exclusivamente a la capacidad portante del terreno. En cambio, el giro de la cimentación provocaría un desplazamiento horizontal inadmisibles de la rótula situada en la coronación de las Torres.

Para limitar el giro de la cimentación y minimizar los empujes sobre los encepados del graderío próximos, se adoptó una cimentación mediante pilotes. Para su dimensionamiento se desarrolló un modelo de elementos finitos tridimensional, empleando el programa Plaxis 3D. El objetivo era determinar la distribución y profundidad de los pilotes, a partir de la cual la disminución del giro de la cimentación es marginal. El perfil del terreno y su parametrización son los descritos en el

apartado anterior. Los pilotes se modelizan con sus dimensiones reales, como un medio elástico de hormigón y conectados al terreno con una interfase (figura 6).

Dicha condición corresponde a 25 pilotes de 1.8 m de diámetro de 26 m de profundidad bajo el encepado. El asiento medio estimado en el encepado era de 1 cm y el giro de 1/3000.

El grupo de pilotes se comporta como un pozo rígido que se deforma en bloque. En el interior del pozo no se producen desplazamientos relativos significativos entre los pilotes. Las cargas verticales provocan el asiento del pozo, transmitiendo las cargas al terreno mediante un bulbo de tensiones situado en su base. El confinamiento lateral del pozo en el terreno disminuye el giro provocado por la combinación de la excentricidad de la carga vertical con las cargas horizontales. En la figura 7 se representan los incrementos de deformaciones verticales debidos a las cargas de las Torres, que se concentran bajo la punta de los pilotes. La excentricidad de las cargas provoca mayores asientos y deformaciones horizontales en los pilotes frontales situados a la derecha de la imagen.

Las deformaciones del grupo de pilotes son menores que los de una cimentación directa superficial gracias a la combinación de dos mecanismos. En primer lugar, la deformación en la profundidad del propio pozo corresponde únicamente a la resultante de la rigidez de los pilotes. En segundo lugar, el asiento del terreno corresponde a la deformación movilizada por el bulbo de presiones situado en la base del pozo. Las tensiones transmitidas por éste son menores que las del bulbo de una cimentación directa. Además, la rigidez del terreno a la cota de la base del pozo es mayor que en la superficie. Por tanto, los asientos resultantes son menores que en el caso de la cimentación directa.

La transmisión de tensiones verticales al terreno descrita es el principio del modelo de zapata equivalente contemplado en la mayoría de los códigos y recomendaciones para el diseño de un grupo de pilotes. En esta situación, la resistencia individual de cada uno de los pilotes no es dimensionante. Se puede considerar que los pilotes se comportan como un refuerzo de rigidización del terreno y no como una cimentación

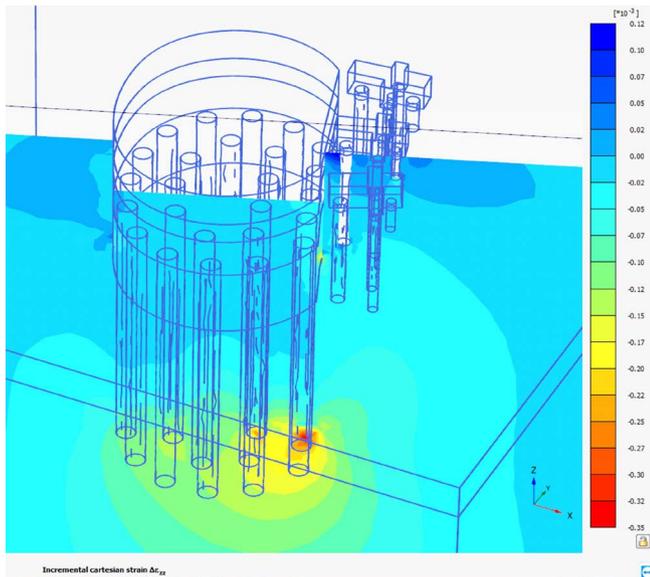


Figura 7. Torres, MEF 3D. Bulbo de presiones en base del grupo de pilotes.

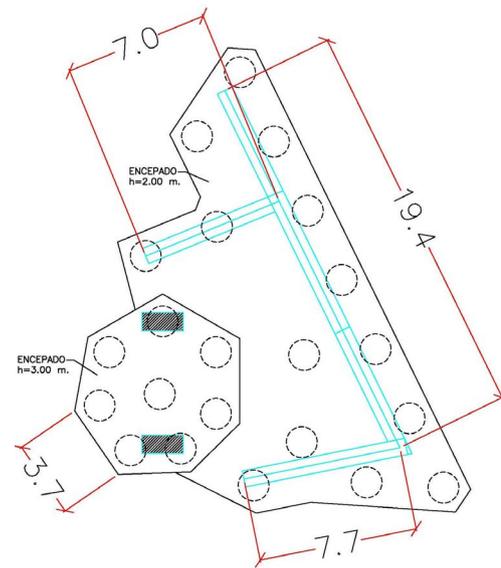


Figura 8. Péndulo Norte. Planta de cimentación.

profunda convencional. Como en el caso de una losa pilotada para controlar asentamientos (“piled raft” [5]), se puede adoptar un coeficiente de seguridad frente al hundimiento del pilote aislado próximo a la unidad. En la próxima revisión del Eurocódigo 7 se prescribirá que la “verificación del estado límite último de los pilotes individuales de una losa pilotada puede omitirse siempre que no se supere el estado límite último de la cimentación conjunta”.

A partir de los resultados del modelo numérico descrito se obtuvo una rigidez equivalente de la cimentación para su empleo en el modelo tridimensional estructural de las Torres y de la corona de la cubierta. Con este modelo estructural se realizó un análisis de sensibilidad de la influencia de la rigidez de la cimentación en los esfuerzos de la estructura. Para ello se determinó un rango de rigideces considerando dos modelos adicionales de cálculo de la cimentación. El cálculo de referencia es el descrito caracterizando el terreno con un modelo hiperbólico. Para definir un límite inferior de la rigidez se desarrolló un modelo numérico 3D caracterizando el terreno con un modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Se adoptó un módulo de deformación creciente con la profundidad a partir de un valor en superficie de 60 MPa, con un incremento de 1 MPa/m. El límite superior de rigidez correspondió a una cimentación infinitamente rígida.

3.2. Cimentación de los péndulos

Los péndulos se alojan en la estructura del Edificio Este, que se demolía parcialmente para liberar el espacio necesario. Los péndulos no están conectados con la estructura del edificio. La limitación de espacio impedía adoptar una cimentación directa de las dimensiones adecuadas para limitar los asentamientos del péndulo. La limitación de espacio también afectaba al diseño de la cimentación de los nuevos muros de carga del edificio situados próximos a los péndulos. El espacio disponible imponía que ambos elementos apoyaran en una cimentación profunda. El encaje geométrico de las cimentaciones de estos



Figura 9. Péndulo Norte, modelo elementos finitos 3D. Vista de los pilotes, la losa encepado común y la transmisión de cargas estructurales.

dos elementos estructurales, que son independientes entre sí, se resolvió adoptando una cimentación solidaria. Por tanto, el objetivo del dimensionamiento de la cimentación era compatibilizar las deformaciones de ambas estructuras.

El encepado del péndulo Norte tiene forma de heptágono irregular, parcialmente embebido en la losa de cimentación de los muros de carga. El péndulo se cimenta con 8 pilotes y los muros con 14 pilotes. Los pilotes son de 1.5 m de diámetro y 20 ó 21 m de profundidad, dependiendo del canto de su losa (figura 8).

Para analizar la compatibilidad de ambas cimentaciones y limitar la magnitud de los asentamientos, se desarrolló un modelo de elemento finitos tridimensional de la cimentación. El perfil del terreno y su parametrización es la descrita en el apartado 2. Los pilotes se modelizan con sus dimensiones

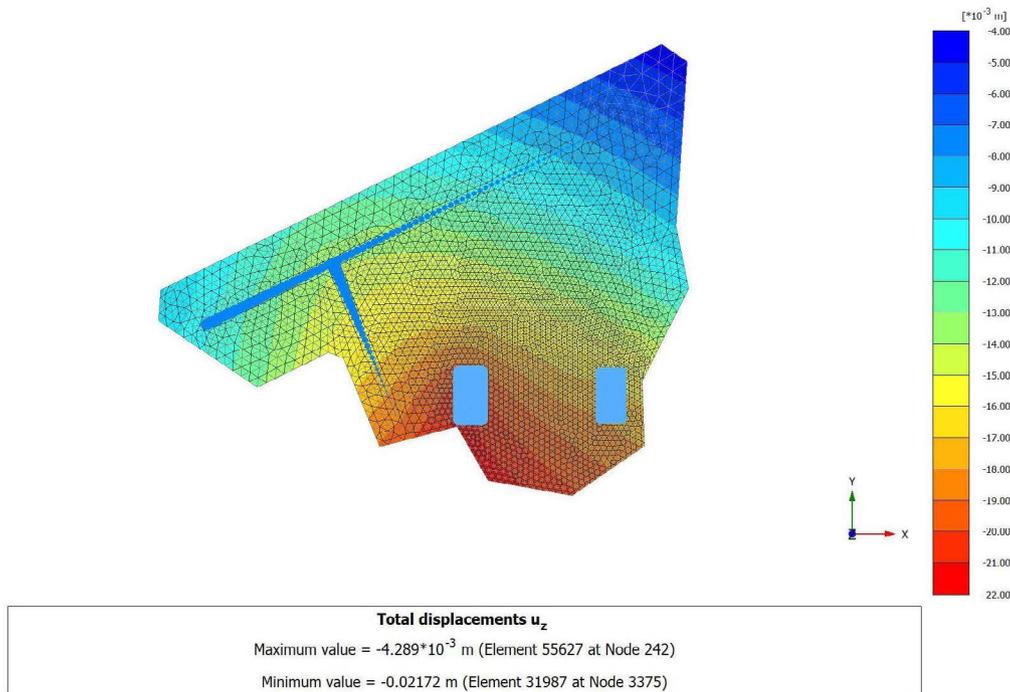


Figura 10. Péndulo Norte, MEF 3D. Asientos.

reales, como un medio de igual elasticidad que el hormigón y se conectan al terreno con una interfase (figura 9).

El asiento diferencial entre los dos apoyos del péndulo y a lo largo del muro paralelo al mismo es milimétrico. El asiento diferencial obtenido a lo largo de los dos muros transversales, de 7 m de longitud, es de 10 mm (figura 10). Estos movimientos eran compatibles con el comportamiento de ambas estructuras.

En el péndulo Sur fue necesario adoptar una geometría complicada para sortear los anclajes de la pantalla del aparcamiento. Para ello se combinaron pilotes de 1.2 y 1.5 m de diámetro con una distribución claramente irregular. En este caso se desarrolló un modelo estructural tridimensional, en el que se consideró las rigideces vertical y horizontal de los pilotes obtenidas a partir de los resultados del modelo de la cimentación del péndulo Norte (figura 11).

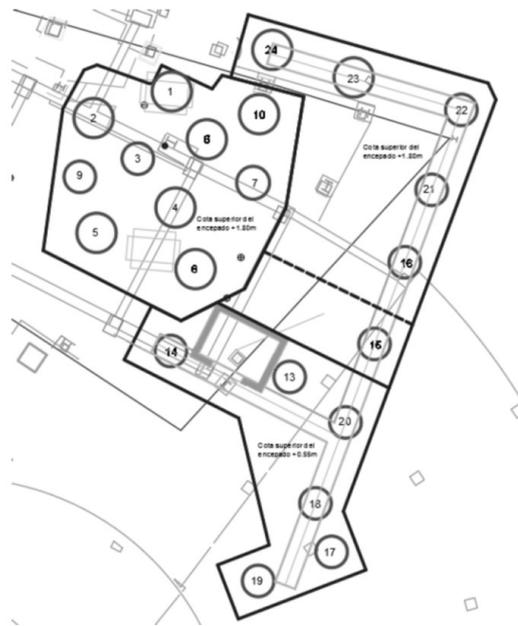


Figura 11. Péndulo Sur. Planta de cimentación.

4. CONTENCIÓN DE LAS EXCAVACIONES DEL NUEVO APARCAMIENTO

Se ha construido un nuevo aparcamiento en las calles Padre Damián y Concha Espina, ocupando el espacio del centro comercial y el edificio multiusos existentes, que se demolieron. En ambos casos se han incrementado sus niveles de sótano, pasando de tres a cinco en el centro comercial y de uno a tres en el edificio multiusos, para lo que se ha construido una pantalla perimetral. Además, como la distribución interior del número de sótanos es escalonada, se ejecutaron pantallas de contención intermedias a diferentes cotas en el interior del edificio. En el edificio del antiguo centro comercial se recalzó la pantalla continua existente con nuevos anclajes y se

ejecutó una pantalla de pilotes en su intradós desde la cota de máxima excavación original. En el edificio multiusos, que estaba contenido por una pantalla de pilotes que trabajaba en voladizo, se ejecutó una nueva pantalla de pilotes en su intradós.

Para comprobar la interacción entre las pantallas existentes y las nuevas pantallas frontales, así como dimensionar las pantallas nuevas y sus anclajes provisionales, se desarrollaron modelos bidimensionales de elementos finitos. Igualmente se empleó un modelo de elementos finitos para dimensionar la pantalla trasdosada con la cimentación del graderío.

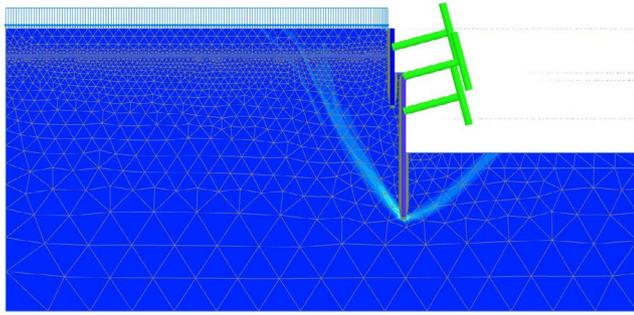


Figura 12. Pantalla aparcamiento, modelo elementos finitos 2D. Apoyos flexibles.

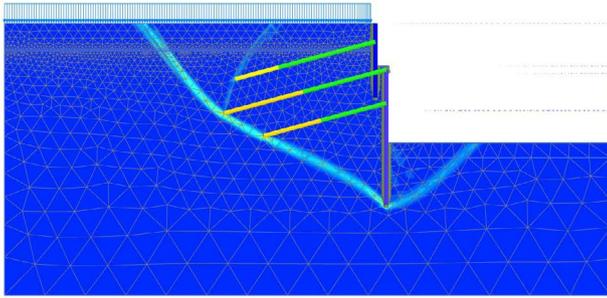


Figura 13. Pantalla aparcamiento, modelo elementos finitos 2D. Anclajes.

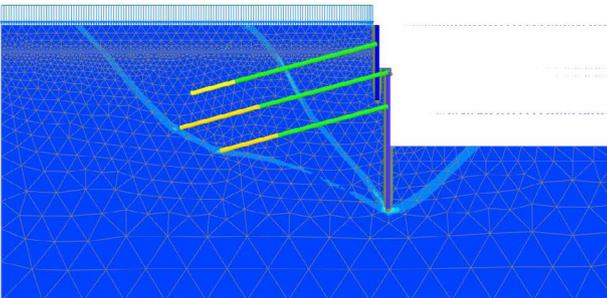


Figura 14. Pantalla aparcamiento, modelo elementos finitos 2D. Anclajes largos.

En los cálculos tradicionales de equilibrio límite de pantallas, los anclajes se modelan como apoyos elásticos cuya rigidez corresponde a la de los anclajes. En un modelo de elementos finitos se puede adoptar igualmente este sistema. También es posible modelar los anclajes con elementos que discretizan las longitudes libre y de bulbo. En un cálculo bidimensional estos elementos son necesariamente una simplificación, dado que en un cálculo plano no se puede representar fielmente una fila de elementos tridimensionales. Por este motivo se realizó un análisis de sensibilidad de ambos modelos de anclajes en varias secciones de pantalla.

Se presentan los resultados de una sección en la que se incrementa la profundidad de excavación de 5.4 a 13.5 m. La pantalla existente y la adosada frontalmente se contienen con 3 filas de anclajes. La carga de los anclajes estaba comprendida entre 350 y 700 kN, la longitud libre entre 7.5 y 11 m y la longitud de bulbo entre 5 y 9 m. El diámetro de perforación fue de 150 mm y la adherencia última del bulbo de 300 kPa.

La diferencia más significativa correspondía a las cuñas de rotura o empuje del terreno. En el modelo con apoyos las cuñas de trasdós e intradós corresponden sensiblemente con las de activo y pasivo (figura 12); mientras que en el modelo que discretiza los anclajes la cuña del trasdós se desarrolla por detrás de su extremo distal (figura 13). Ante este resultado, se analizó el efecto de incrementar en 5 m la longitud libre, obteniendo dos superficies de rotura simultáneas en el trasdós, una semejante a la de activo y otra por detrás de los anclajes (figura 14). El cálculo no era sensible al método de modelización de los anclajes, seguramente debido a la rigidez tanto del terreno como del conjunto de pantallas y anclajes. Estos resultados pudieran ser diferentes en estructuras y terrenos de menor rigidez.

Hay que destacar el empleo por primera vez en España de anclajes recuperables, ejecutándose esta operación con éxito. Los cables del anclaje se fijan en su extremo distal más profundo en un cabezal con cuñas. Una vez destesado el anclaje, el diseño del cabezal permite desconectar los cables y extraerlos. En un anclaje al terreno habitual, la tracción de los cables solicita el bulbo en su extremo frontal. En los anclajes recuperables el bulbo entra en carga por la compresión ejercida desde el cabezal distal.

5.

ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN DE LOS GRADERÍOS EXISTENTES

La remodelación del estadio ha supuesto la modificación de las cargas transmitidas a las cimentaciones existentes. Los graderíos del estadio están cimentados con pozos de diámetro y profundidad variable, hormigonados contra el terreno. Para el estudio de la reforma estructural era relevante estimar la capacidad portante de los pozos existentes y su comportamiento frente al incremento de cargas previsto. El diámetro de los pozos estaba comprendido entre 2 y 3,5 m y la profundidad de empotramiento entre 2,5 y 7.5 m, separados entre 4 y 5 m. A partir de esta geometría, en un cálculo analítico se obtienen valores de coeficiente de seguridad frente al hundimiento admisibles. Ahora bien, los asientos resultantes de las nuevas cargas podían no ser admisibles para una estructura porticada de hormigón armado.

Para analizar el incremento de carga asociado a las deformaciones diferenciales admisibles de cada pórtico la estructura, se realizaron modelos de elementos finitos bidimensionales axil-simétricos de cada pozo. El objetivo era determinar la relación tensión-asiento de cada caso.

En la figura 15 se muestran las curvas resultantes para pozos de 5.1 m de empotramiento y diámetros variables de 2.1, 2.5 y 3.4 m. En principio la carga de hundimiento correspondería a la asíntota de las curvas tensión asiento, superior a 1000 kPa en los tres casos. Con un círculo rojo se indica el asiento probable que produjo la carga estimada que transmitía la estructura existente. Para el diseño estructural se compatibilizaron las nuevas cargas incrementadas con los asientos admisibles, a partir de la estimación de su relación que proporcionan las curvas.

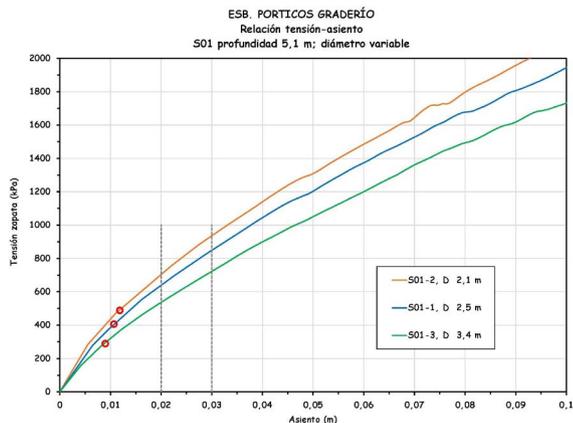


Figura 15. Cimentación existente de los graderíos. Curvas tensión-asiento pozos.

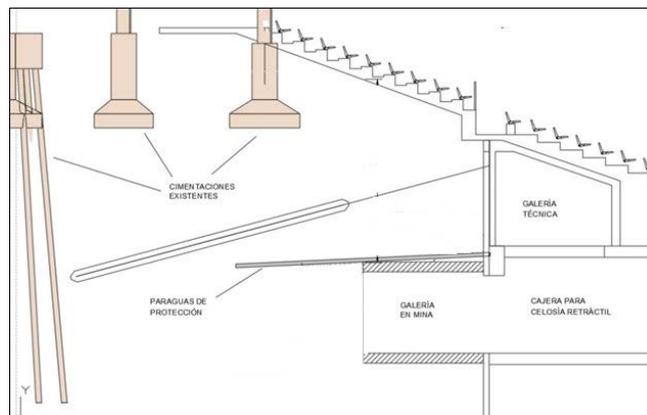


Figura 16. Galerías en mina. Sección longitudinal.

6. HIPOGEO BAJO CAMPO

6.1. Excavación de las galerías en mina

Las celosías retractiles que trasladan las losas del campo se desplazan en el interior de 12 galerías. En 10 casos el final de la galería se excavó en mina bajo la galería perimetral y la cimentación de los graderíos (figura 16). Las galerías en mina tienen una sección de excavación de 3.8 m de ancho y 4.16 m de alto. Debido a la curvatura de la galería perimetral, su longitud es variable entre 2.8 y 4.8 m. La sección estructural, de hormigón en masa, tiene 45 cm de canto en clave y 65 cm en hastiales. Las galerías se ejecutaron al amparo de paraguas de micropilotes. Los micropilotes, de 200 mm de diámetro y armados con tuberías de acero de 114.3 x 9 mm, tenían longitudes variables entre 6.2 y 8.6 m.

La excavación se ejecutó con el método belga, que conjuga medios de entibación tradicionales con secciones rígidas de hormigón en masa y dispone el revestimiento en el frente del avance. Es un método de excavación rígido que minimiza tanto el riesgo de inestabilidad del frente, como las deformaciones del terreno. El método permite ejecutar con seguridad túneles excavados en suelos rígidos con recubrimiento estricto, sin deformaciones apreciables. Además, en este caso se ejecutó un paraguas de micropilotes previo a la excavación, que incrementa la estabilidad del frente.

Las galerías se construyen en dos fases principales, avance para ejecutar la bóveda, y destroza para ejecutar los hastiales. La excavación se entiba con medios manuales tradicionales. En ambas fases, se ejecuta el revestimiento definitivo mediante hormigón bombeado en masa. Por lo que al final de cada pase el revestimiento se sitúa en el frente. Simultáneamente con el último pase se ejecuta el tape frontal de la galería. La destroza se inicia mediante excavación de una zanja central, que permite excavar y hormigonar los hastiales en bataches alternos y contrapeados respecto a los anillos de la bóveda. Finalmente se ejecuta la solera.

El avance se ejecutó en 2 ó 3 pases de 1.1 a 1.6 m de longitud, dependiendo de la longitud de cada galería. Esta modulación fijaba a su vez las dimensiones de los bataches de la destroza (figura 17).

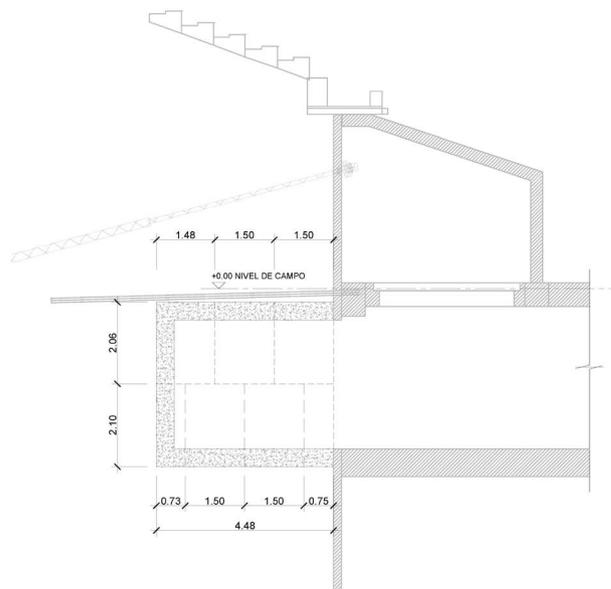


Figura 17. Galerías en mina. Dimensiones bataches de excavación.

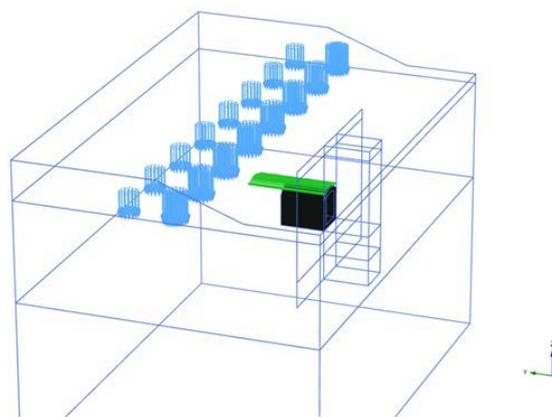


Figura 18. Galerías en mina. Modelo de elementos finitos 3D.

Debido a la complejidad geométrica del entorno de las galerías se estudió el posible efecto de su excavación en las estructuras existentes. Para ello se desarrolló un modelo de elementos finitos tridimensional en el que se reprodujo el proceso constructivo completo de una galería (figura 18). En el modelo se realizaron las siguientes comprobaciones:

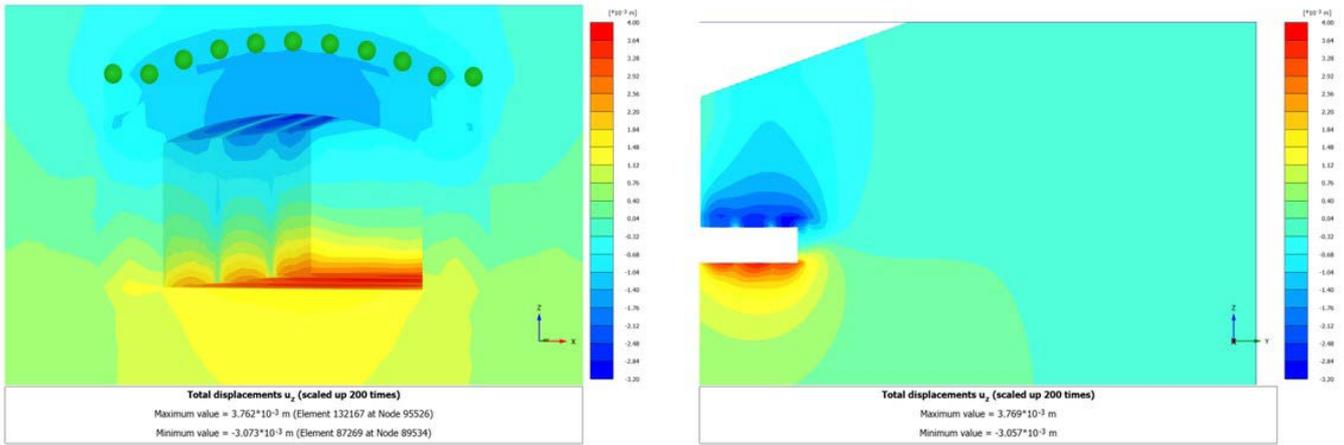


Figura 19. Galerías en mina. Deformaciones verticales al final del avance.

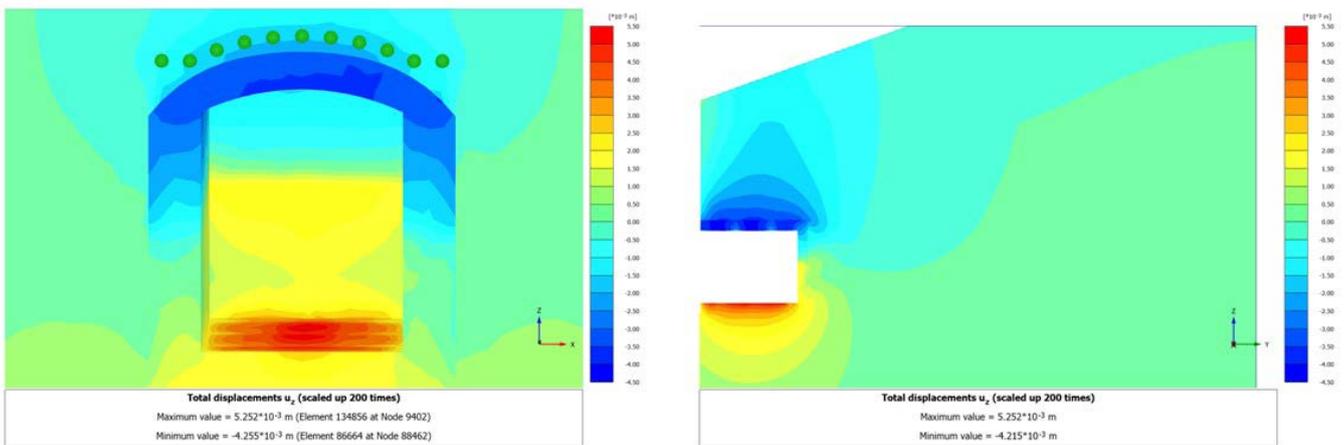


Figura 20. Galerías en mina. Deformaciones verticales al final de la destroza.

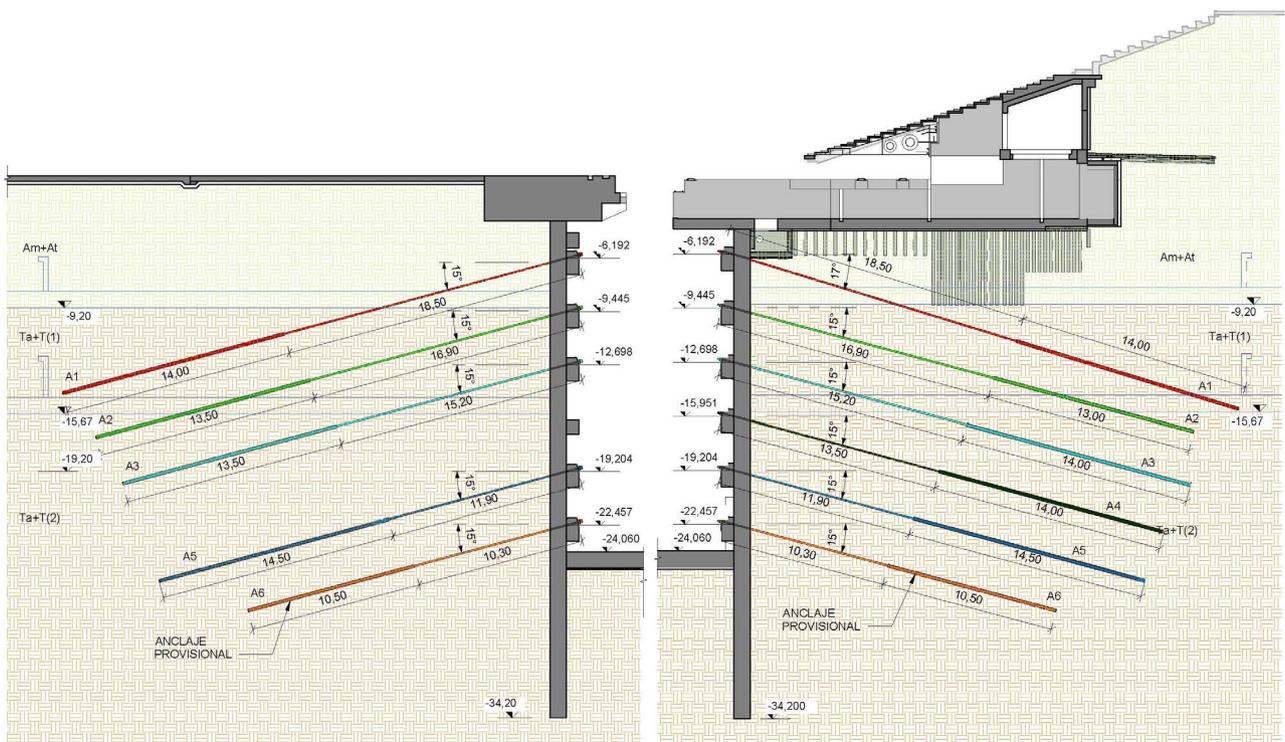


Figura 21. Pantallas hipogeo. Sección tipo de pantallas y anclajes.

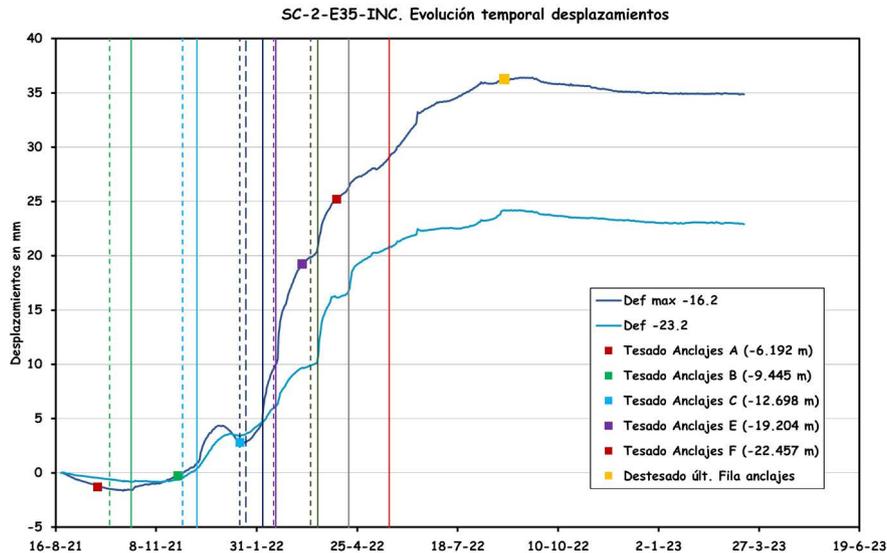


Figura 22. Pantallas hipogeo. Control de deformaciones.

- La estabilidad del frente en cada fase constructiva.
- La evolución de las deformaciones a lo largo del proceso. Las deformaciones máximas una vez finalizada la galería son milimétricas y se desarrollan en el entorno del túnel, por lo que no afectaban ni al graderío ni a las cimentaciones próximas (figuras 19 y 20).
- Las dimensiones de la corona de plastificación, que no se solapaban, por lo que no hay interacción entre galerías contiguas.
- Las tensiones en el revestimiento eran admisibles para la sección de hormigón en masa.

6.2. Excavación del recinto de pantallas

El hipogeo es un recinto de 132.6 x 19.4 m² en planta y 25.2 m de profundidad situado bajo el campo en su lado oeste. Su excavación se ejecuta al amparo de un recinto de pantallas continuas de 1 m de canto de 34 a 40 m de profundidad total. Los cabeceros norte y sur de 12.6 m de longitud se arriostran con 6 niveles de forjados.

El tramo central de pantallas de 107.4 m se estabiliza con anclajes. En la pantalla que linda con el graderío oeste se ejecutaron 5 filas de anclajes permanentes y una fila inferior de anclajes provisionales, con 48 anclajes cada una. La pantalla del lado campo se estabiliza con 4 filas de anclajes permanentes y

una fila inferior de anclajes provisionales, de 40 anclajes cada una. La carga de tesado de los anclajes varía entre 800 y 1200 kN y las longitudes totales entre 21 y 35 m. Los bulbos se perforaron con 200 mm de diámetro y se dimensionaron para una adherencia última de 350 kPa considerando inyecciones repetitivas (figura 21).

Durante la excavación se monitorizaron las pantallas con inclinómetros y los anclajes con células de carga. La instrumentación mostró como la velocidad de deformación de la pantalla era directamente proporcional a la velocidad de excavación. Los movimientos se estabilizaron una vez alcanzada la excavación máxima (figura 22).

Referencias

- [1] Ventura Escario (1985). Síntesis geotécnica de los suelos de Madrid y su alfoz. Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones.
- [2] Duncan, J.M., Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div., 96, 1629–1653.
- [3] PLAXIS (2024). Material models manual 3D.
- [4] MINTRA (2005). Procedimientos de diseño geotécnico y parámetros a tener en cuenta en los proyectos de las obras de ampliación del metro de Madrid.
- [5] O'Brien, A.S., Burland, J.B., Chapman T., (2012) Rafts and piled rafts. Manual of geotechnical engineering, Chapter 56. Institution of Civil Engineers.