

Torres B y C del nuevo edificio Oeste del Estadio Santiago Bernabéu, Madrid

Towers B and C of the new West building of the Santiago Bernabeu Stadium, in Madrid

José Martínez Salcedo^a, Pietro Bartalotta^b, Alejandro Yustres Real^c,

Alberto Curbelo Díaz^d, Ginés Ladrón de Guevara Méndez^e, Santiago del Río

Rodríguez^f

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción, S.A. Jefe de departamento de Obras Especiales. JMartinez@fcc.es

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Jefe de proyectos. pietro.bartalotta@mc2.es

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Jefe de proyectos. alejandro.yustres@mc2.es

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Jefe de proyectos. alberto.curbelo@mc2.es

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.MC2 Estudio de Ingeniería (Grupo TYPSA). Director de proyectos. ginés@mc2.es

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción, S.A. Jefe de Proyectos. srior@fcc.es

RESUMEN

Las dos torres B y C son elementos clave de la remodelación del Estadio Santiago Bernabéu, cumpliendo varias funciones: en primer lugar, la coronación de cada torre constituye el apoyo de la cubierta del estadio, en dirección vertical y horizontal; en segundo lugar, las torres forman parte del megapórtico que constituye el nuevo Edificio Oeste, junto con la Corona y la Viga Museo; adicionalmente, el interior de las torres proporciona la evacuación y el acceso de esta zona del estadio, conectando la rampa helicoidal a los forjados del estadio existente.

ABSTRACT

The towers B and C are key elements in the remodelling of Santiago Bernabéu Stadium, fulfilling several functions: firstly, the top of each tower constitutes the support for the stadium roof, in both vertical and horizontal directions; secondly, the towers themselves form part of the megastructure of West Building, in combination with the perimetral spatial truss (*Corona*) and hanged structure of the Museum (*Viga Museo*); additionally, the interior of the towers materializes the evacuation and access to this area of the stadium, connecting the helicoidal ramp to the existing stadium slabs.

PALABRAS CLAVE: Proyecto y cálculo de estructura metálica, estadio, celosía espacial, uniones atornilladas, cimentación profunda, forjados de losa maciza.

KEYWORDS: Design of steel structures, stadium, spatial truss, bolted connections, piles, solid slabs

1 Introducción

Las dos nuevas torres B y C ocupan las esquinas Norte y Sur del estadio, en el lado de la Calle Castellana, y son una parte esencial en la

remodelación del lado Oeste del Estadio Santiago Bernabéu. Por un lado, cada torre se corona con un trípode de estructura metálica que constituye el apoyo vertical y horizontal del lado oeste de la nueva cubierta del estadio. Por otro, las torres forman parte del megapórtico

denominado Edificio Oeste, formado por las dos torres como soportes, la celosía de la Corona como macro dintel, y finalmente la Viga Museo colgada de la misma Corona.

El presente artículo describe la estructura de dichas torres, siendo relevante la lectura de otros dos artículos presentados en este mismo congreso, para completar su entendimiento:

- *Corona del nuevo Edificio Oeste del estadio Santiago Bernabéu, Madrid* [1]
- *Viga Museo del nuevo Edificio Oeste del estadio Santiago Bernabéu, Madrid* [2]

2 Descripción general

La funcionalidad principal de las dos nuevas torres B y C es la evacuación del público de todo el lado Oeste del estadio, lo que condiciona su geometría, al tener que adaptar las nuevas rampas helicoidales de evacuación a los forjados existentes del estadio. Estructuralmente, tienen dos funciones igual de importantes: constituyen dos de los cuatro apoyos de la nueva cubierta y forman, junto con la Corona, un mega pórtico en sentido Norte/Sur trasladando tanto las cargas de la cubierta como de la Corona a la cimentación.

En primer lugar, el apoyo vertical y horizontal de la cubierta del estadio se sitúa

sobre una estructura denominada Trípode, que redistribuye la reacción del apoyo puntual a la estructura metálica de las torres, y en específico a los dos pilares principales traseros y al pilar delantero, embebido en la cesta exterior.

En cuanto a la reacción horizontal Este/Oeste, las dos torres son el único punto de bloqueo en esa dirección. Esto se debe a que en el lado opuesto de la cubierta se sitúan los dos péndulos de 50 m de altura de la calle de Padre Damián, los cuales están articulados en sentido Este/Oeste y no pueden asumir estas reacciones horizontales. En dirección Norte/Sur, la cubierta se une a la Corona en un punto situado en el centro de vano de esta última, transmitiéndose la reacción horizontal a través de la Corona hasta las torres y, de éstas, hasta la cimentación.

En segundo lugar, funcionando las torres como pilares del mega pórtico Oeste, todas las cargas provenientes de la Corona y la Viga Museo deben llegar a la cimentación de las torres. Para ello, las torres y la Corona forman un mega pórtico en sentido Norte/Sur. Este pórtico se materializa maclando las diagonales y cordones inferiores de la corona con los pilares principales de las torres, formando un único conjunto.

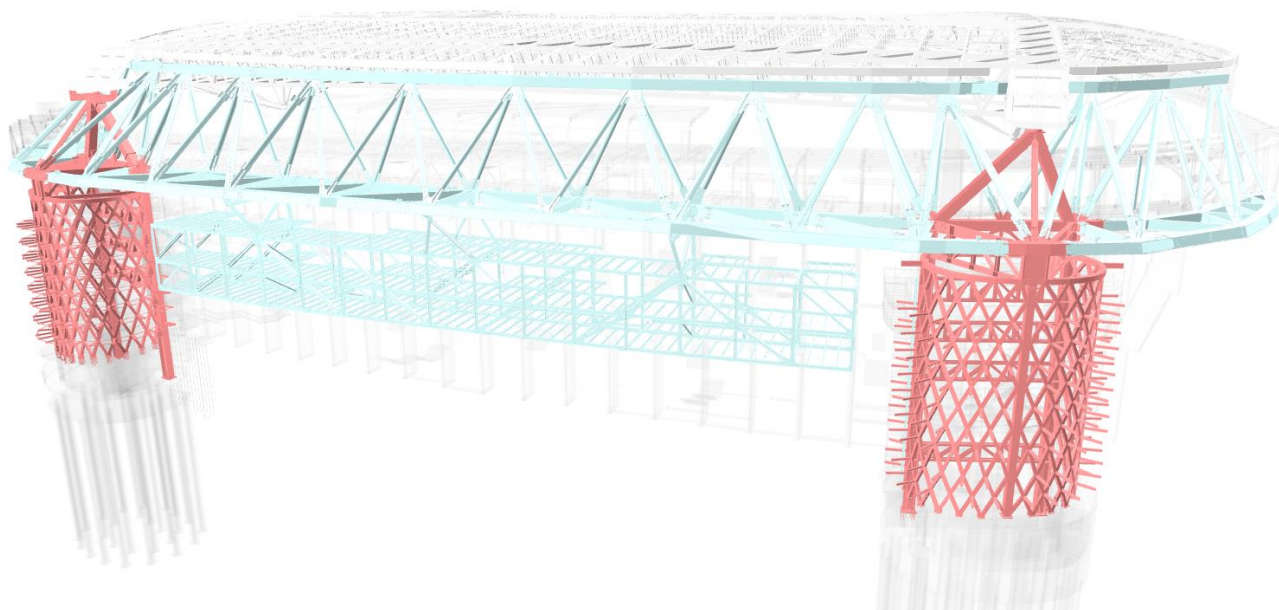


Figura 1. Vista espacial de la estructura de las torres

Finalmente, las torres tienen que cumplir su función de elemento de evacuación y acceso, conectándose a los forjados del estadio existente. Para ello, albergan en su interior unos núcleos de ascensores y escaleras, y proporcionan, en su parte exterior, el apoyo y la geometría correcta a las rampas de evacuación que se conectan a los nudos de las diagonales que forman la piel o malla de la torre, denominada también *cesta*.

3 Estructura metálica

3.1 Pilares y malla

La morfología de la cesta consiste en la unión de tres sectores de cilindro, de diferente radio y tangentes entre sí, cortados a su vez con un plano vertical en la cara interior de la torre. La forma global de la malla se consigue mediante diagonales contenidas en las caras de los cilindros. Uniendo los nudos de intersección entre estas diagonales se genera una geometría helicoidal necesaria para empotrar, en los mismos nudos, las ménsulas que sustentan las

rampas exteriores. En el plano vertical interior se colocan unas celosías Warren que, además de generar un pórtico con los dos pilares principales interiores, cierran el circuito de la torre dando soporte a los forjados interiores.

En las aristas del corte de los cilindros por el plano vertical se colocan los soportes verticales principales interiores, que son los encargados de transmitir a la cimentación la mayor parte de la carga de cubierta y corona. El pilar exterior se sitúa en el eje central del sector circular de la cesta.

Los pilares interiores son armados, con chapas de hasta 120 mm de espesor y un canto (a caras interiores de alas) y ancho de 1200 mm, empleando aceros S355K2, S460ML, S690QL1. Estas secciones son necesarias ya que por el pilar más cargado se transmiten hasta 10000 t. El pilar exterior es un cajón armado de 900x900 mm, con chapas de 60 mm de espesor.

En cuanto a la malla formada por las diagonales, su misión principal es absorber los esfuerzos tangenciales que aparecen en la cesta, debido a su función como pilar del mega pórtico.

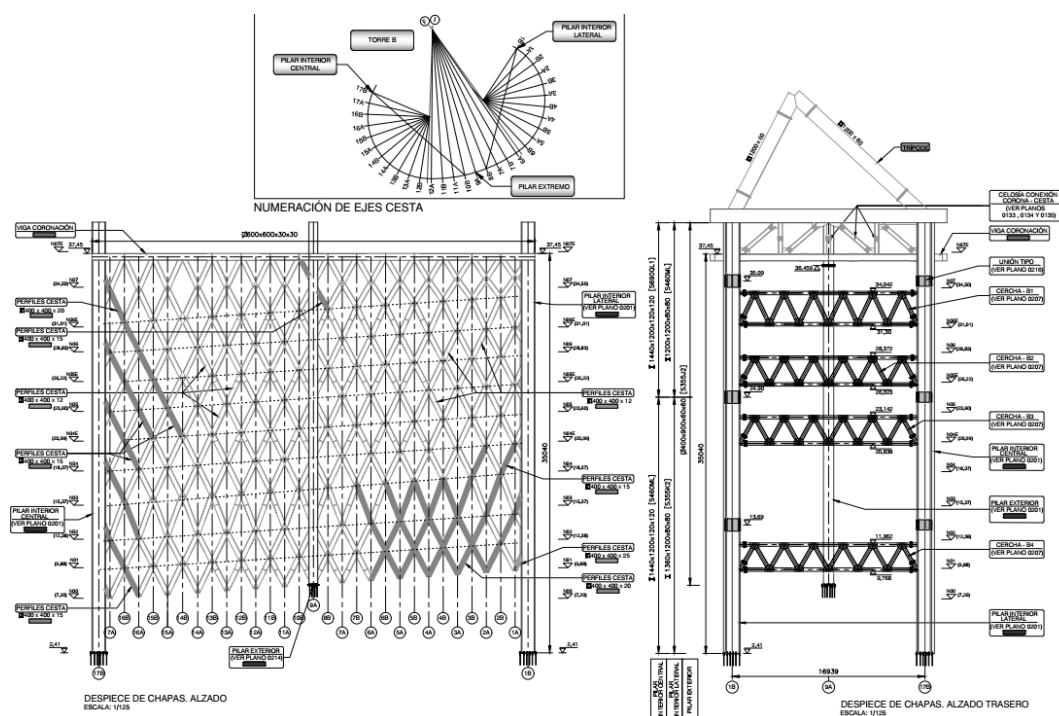


Figura 2. Alzado desarrollado de la cesta, y pilares principales

El camino y distribución de las fuerzas sobre los planos cilíndricos de la cesta determinan la distribución de espesores de las diagonales, las cuales en todos los casos debían tener una dimensión exterior de 400x400 mm. Aun teniendo estas dimensiones fijadas, se ha tenido que realizar un importante esfuerzo de uniformización de espesores de cara a facilitar la realización de los nudos.

Con vistas al cumplimiento de los plazos de ejecución acordados, la totalidad de la estructura se planteó con uniones atornilladas en obra. Sin embargo, los requisitos arquitectónicos de la malla provocaron que estas uniones tuviesen que ser ocultas. Por ello, las uniones de las diagonales se materializaron mediante chapas de testa con tornillos interiores dispuestas en el punto medio de la barra, para minimizar los momentos. La unión estaba compuesta por 12 tornillos que, para poder ser apretados, requerían la ejecución de ventanas en las caras no frontales de los cajones de la malla. En los puntos donde se ejecutaban las ventanas, se reforzaban las paredes de los cajones con objeto de compensar el área perdida por la propia ventana. Estas uniones se dispusieron de manera que se dividían los cilindros en 9 sectores, cada uno separado en 2 alturas, por un total de 18 partes, ejecutadas en taller. Una vez apretados los tornillos y comprobados sus pares de apriete, se procedió a sellar las ventanas para garantizar su estanqueidad.

Para asegurar la correcta ejecución de la geometría de la malla, se realizaron en taller premontajes en blanco de paneles. Una vez comprobada dicha geometría, se mandaron a obra donde se unieron a los pilares. Las uniones de los pilares principales interiores se hicieron mediante cubrejuntas, mientras que el exterior se solucionó con una placa frontal.

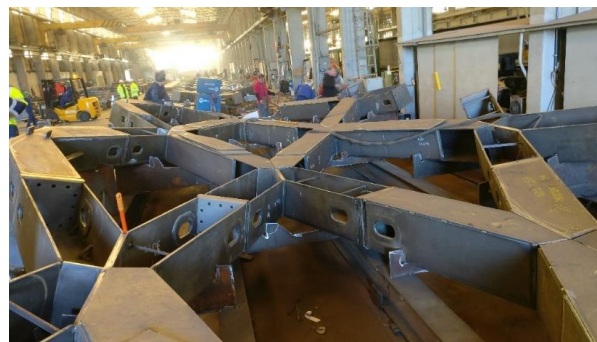


Figura 3. Montaje en blanco de tramos consecutivos de las cestas

3.2 Trípole

El Trípole es el elemento intermedio, de apoyo de la cubierta y cada torre, por el cual se transmite la gran carga concentrada transmitida por los apoyos de las cerchas transversales principales atirantadas de la cubierta. Su geometría está condicionada por la posición del apoyo, situado en la intersección entre el plano formado por los dos pilares interiores de la torre y el plano vertical que pasa por el eje de la cercha atirantada.

El trípole está formado por dos barras traseras y otra delantera. Las dos patas traseras están contenidas en el plano de los soportes principales, por lo que reciben la totalidad de la carga vertical de la cubierta, mientras que la delantera o exterior únicamente tiene como misión la transferencia de las fuerzas horizontales.

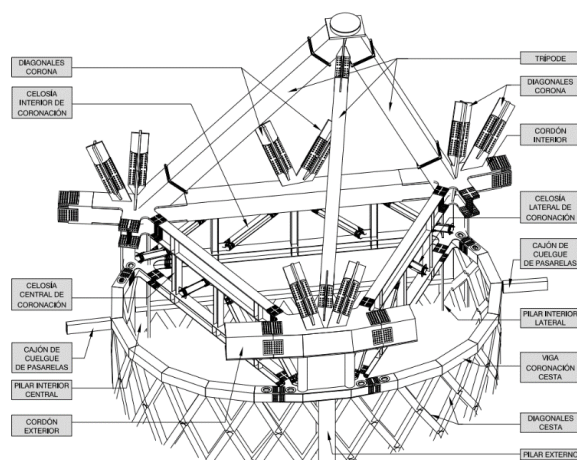


Figura 4. Trípole de conexión

Las barras traseras son cajones de sección cuadrada 1200 x 1200 x 60 mm que se maclan

bajo la chapa del aparato de apoyo. Tienen axiles de compresión que superan las 55000 kN de compresión, y momentos flectores superiores a los 5000 kNm.

En cuanto a la barra delantera o exterior del trípode, se trata de un tubo circular de diámetro 711 mm y espesor 20 mm. Se consideró articulado al trípode y sus máximos axiles son de 6000 kN, pudiendo ser de tracción o compresión dependiendo de las hipótesis determinadas por las distintas sobrecargas.

Los nudos inferiores de las tres barras del trípode forman parte de los cordones inferiores de la propia Corona, dando lugar a nudos a los que acometen hasta 8 barras. Sin lugar a duda, se trata de los nudos más complejos de la Corona.

Con el fin de transmitir las cargas horizontales a la torre de manera más homogénea, se disponen tres cerchas verticales formando una planta triangular (ver Figura 4), cuyos cordones superiores son a su vez diagonales del plano inferior de la corona. De esta manera, se consigue un diafragma que reparte las fuerzas horizontales de Corona y cubierta, y las introduce en la viga superior y las diagonales de la cesta.

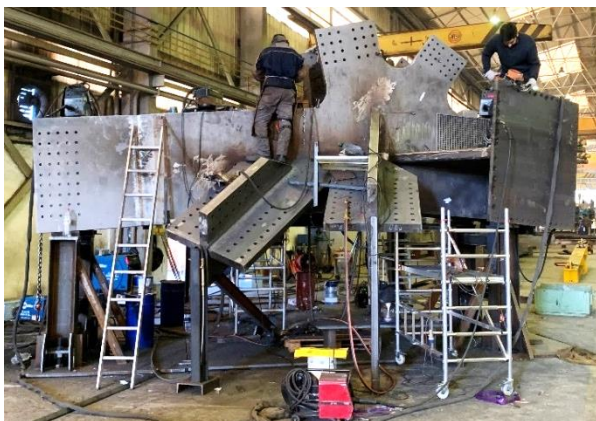


Figura 5. Nudo principal de conexión Corona-Torre-Trípode

3.3 Proceso de montaje

El complejo sistema de montaje de la cubierta requería iniciar el avance en voladizo de las cerchas atirantadas en fase muy temprana, por lo que era fundamental que la torre estuviera ejecutada hasta el trípode para poder comenzar con la ejecución de la cubierta.

El montaje se realizó colocando en primer lugar los pilares principales, cuyos tramos se iban subiendo a la vez que se unían las cerchas interiores del plano vertical de la torre. Una vez conformado este pórtico, se montaron los sectores cilíndricos de la cesta hasta llegar a coronación. Finalmente, se montó el trípode y los apoyos de cubierta, momento en el que se estaba en disposición de iniciar la construcción de la misma por avance en voladizo desde esta nueva estructura.

Como se ha mencionado anteriormente, todas las uniones fueron atornilladas y las piezas elevadas mediante grúas.

La parte superior de la cesta ya llevaba preparados los muñones para la posterior conexión de los elementos de la corona, que se ejecutó en una fase muy posterior a la del montaje de la cubierta.



Figura 6. Montaje de los sectores cilíndricos de la cesta (izquierda) y torre durante la construcción (derecha)



Figura 7. Estructura metálica de las torres completada

4 Estructura interior

En el interior de las cestas metálicas de las torres B y C, los forjados de hormigón unen los elementos de comunicación vertical (ascensores, escaleras convencionales, escaleras mecánicas, rampa helicoidal) con los diferentes niveles interiores del estadio actual.

Los forjados de hormigón, formados por una losa maciza de espesores diferentes según las necesidades (28 cm, 30 cm y zonas de 35 cm), deben adecuarse en planta a la forma curva de las cestas metálicas y a los huecos disponibles entre las citadas escaleras y entre las costillas existentes. Por otra parte, la configuración de los forjados prescinde en todo momento del apoyo de los mismos en las costillas existentes del estadio, evitando así incorporar cargas adicionales en la estructura existente.

De este modo, los forjados se apoyan en los siguientes elementos verticales en cada torre (ver Figura 8): cesta metálica y celosías frontales, 5 soportes y dos núcleos de hormigón (círculos azules) y 6 soportes metálicos (círculos rojos), en el interior de cada torre.

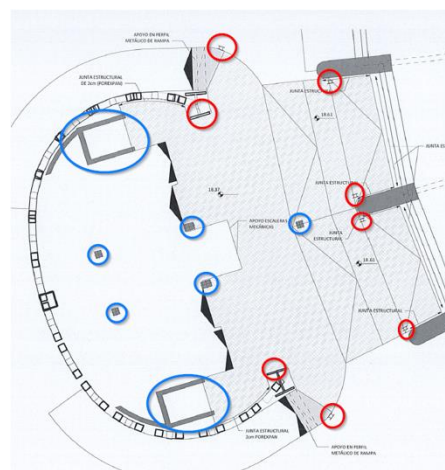


Figura 8. Planta tipo. Apoyos en elementos verticales de hormigón y metálicos.

A la izquierda de la Figura 8 se aprecia la cesta metálica de la torre, la rampa helicoidal y los soportes metálicos de la torre, mientras que a la derecha se ve la rampa de conexión al estadio actual y los nuevos soportes metálicos, exentos de las costillas.

Como se ha indicado, la estructura de hormigón interior a la torre se conecta a los elementos metálicos de la cesta colaborando con la misma en el funcionamiento global de la estructura, recogiendo fuerzas horizontales y consecuentemente momento flector, en función de su rigidez. Por la elevada concentración de

esfuerzos, los elementos de hormigón se fisuran, redistribuyéndose los esfuerzos hacia una configuración más realista para todo el modelo, incluso para la cesta. Por lo tanto, en el modelo de cálculo se introduce el siguiente nivel de reducción de rigidez: 0.50 (dirección circunferencial del forjado), 0.25 (flexión de la losa) y 0.55 (flexión de los soportes).

Entre todos los puntos de apoyo vertical, los nuevos soportes metálicos más cercanos al estadio se apoyan en un nuevo encepado de micropilotes, independiente de las cimentaciones de las costillas. Esta zona de cimentación tiene un efecto de arrastre en deformaciones verticales causado por el asiento del conjunto de la torre, como se observa en la Figura 9 del estudio geotécnico. Por eso se ha considerado un estado de carga de asiento de estos apoyos, debido a este efecto.

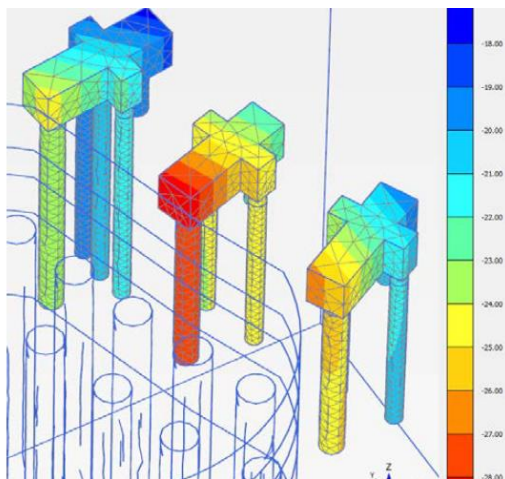


Figura 9. Asientos provocados por el asiento de la torre según el programa Plaxis

Las juntas entre las nuevas torres y los forjados existentes del estadio permiten movimientos en dirección radial de hasta 62 mm, circunferencial de hasta 45 mm y vertical de hasta 34 mm. Las juntas definitivas se disponen después de la aplicación de la carga muerta del edificio Oeste y de toda la cubierta, puesto que dichas cargas están dispuestas de forma excéntrica respecto a las torres, y crean unos movimientos adicionales en fase de construcción que no es necesario garantizar en fase de servicio.



Figura 10. Acabado final de la planta tipo [3].

5 Cimentaciones

5.1 Encepado de pilotes

La cimentación de las torres está formada por un conjunto de 25 pilotes de tipo CPI-7 (barrenado de tierras mediante sistema mecánico, sin entubación, y hormigonados in situ), de 1.80 m de diámetro y 26.5 m de profundidad. Los pilotes se ejecutaron íntegramente desde la cota superior de calle, con relleno de los últimos metros del pilote mediante grava, para posterior retirada durante la fase de excavación.

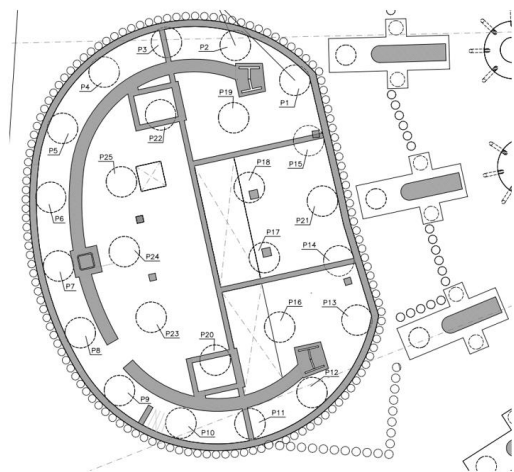


Figura 11. Planta del encepado de pilotes

El encepado, que vincula el conjunto de pilotes antedicho, tiene una altura total de 4.0 m y se realiza en dos fases de hormigonado de 1.85 y 2.15 m de altura, siendo la segunda capa la que se necesitaba para facilitar la geometría de la

armadura en la zona de arranque de los soportes de la cesta.

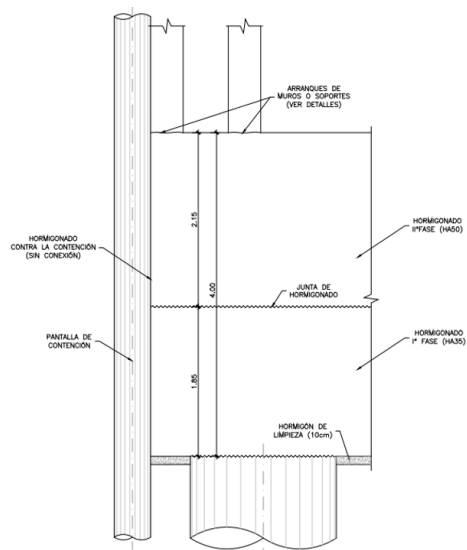


Figura 12. Alzado del encepado de pilotes



Figura 13. Vista de la nueva cesta metálica de la torre y del arranque de los elementos de hormigón en el sótano [3]

Utilizando el mismo modelo global de cálculo de todo el edificio, los pilotes se han modelado empleando elementos lineales (tipo *beam*), empotrados en cabeza, y con una oportuna fisuración por flexión del tramo superior. En cuanto a las condiciones de contorno, se añaden muelles horizontales y verticales que representan el empotramiento elástico de los pilotes en el terreno, considerando muelles horizontales a nivel del eje de encepado, y muelles horizontales y verticales en los pilotes.

Para la determinación de la rigidez de estos muelles se ha desarrollado, mediante el software

PLAXIS, un modelo de terreno de tipo Hardening Soil (HS), que por experiencia se considera adecuado para el terreno de Madrid. A través de los movimientos del terreno, es posible definir un muelle de referencia para el modelo estructural. Adicionalmente, se ha estudiado la sensibilidad del modelo a los cambios de dichos muelles, observando que los resultados generales no muestran una dependencia significativa en el rango de valores de rigidez elegidos.

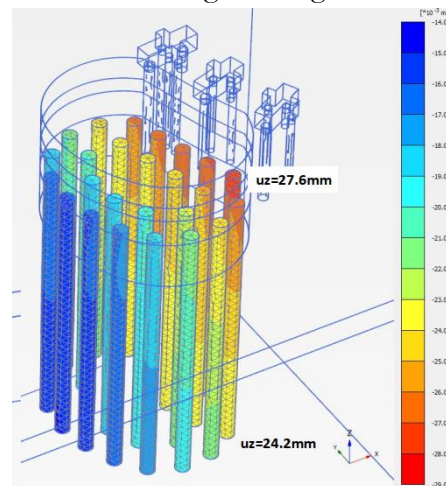


Figura 14. Ejemplo de resultados de movimientos verticales en los pilotes, en el modelo de PLAXIS

Como resultado final de todos los modelos considerados, la reacción máxima de compresión en los pilotes es de 14160 kN, y ningún pilote llega a traccionarse.

El armado del encepado se determina a través de los resultados de momentos flectores del modelo de cálculo, aunque para la zona de apoyo de los dos soportes principales de las torres se chequea la armadura con un modelo local de bielas y tirantes.

El encepado no necesita refuerzo por punzonamiento en correspondencia con los pilotes, pero se disponen unas torres de armadura vertical, oportunamente ancladas, según la Figura 15. Estas piezas resisten el rasante en la junta de hormigonado, rasante debido a la flexión global o a la componente horizontal de las bielas de hormigón.

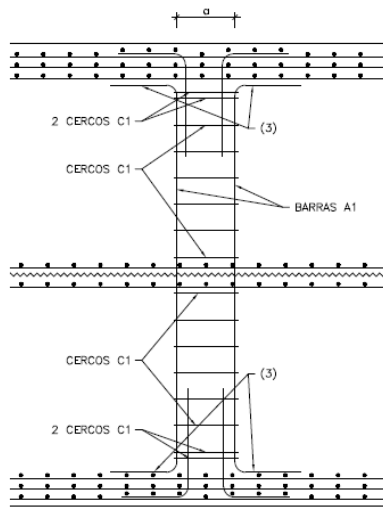


Figura 15. Torres de refuerzo para el rasante.

5.2 Contención perimetral

El proceso de excavación para alcanzar el nivel inferior del encepado incluía la ejecución de una pantalla de contención de pilotes de 450 mm de diámetro y profundidad 14 m, ejecutados cada 550 mm. Estas pantallas se han dispuesto en la totalidad del perímetro de las Torres B y C, para una excavación máxima de 9 m. Se requirieron dos niveles de arriostramiento para limitar el desplazamiento horizontal de las pantallas en los puntos críticos.

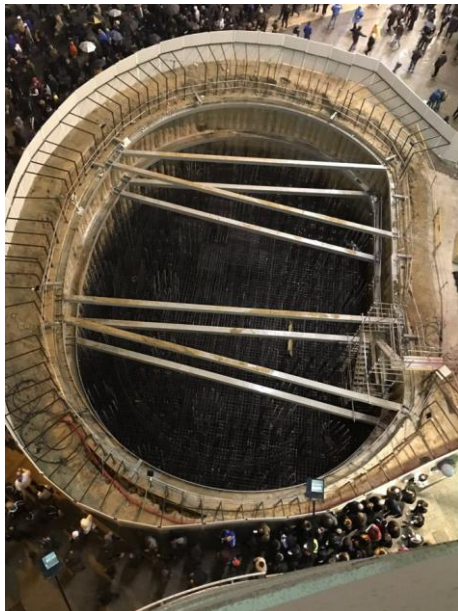


Figura 16. Vista del doble nivel de apuntalamiento, en un día de uso del estadio [3]

La elección del sistema de excavación mediante el empleo de pantallas de contención y elementos de arriostramiento permite reducir las afecciones al entorno de la actuación, reduciendo el espacio requerido y eliminando interferencias con los servicios urbanos.

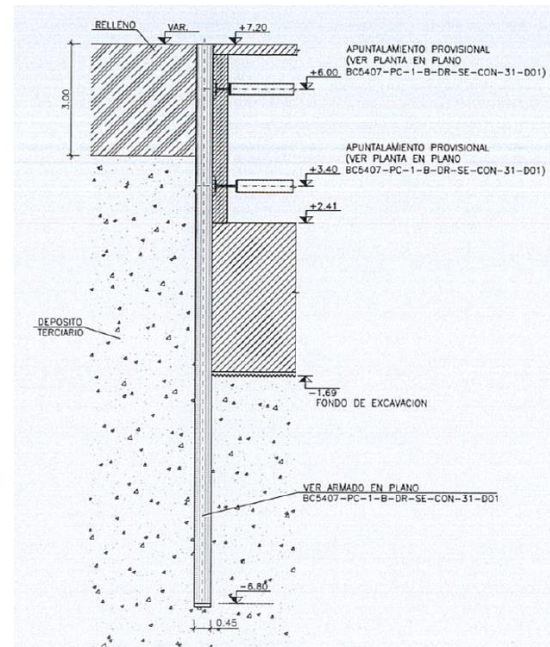


Figura 17. Esquema en alzado de los principales elementos de apuntalamiento

La peculiaridad de este sistema estaba en la asimetría de empujes de tierra, debido a la presencia de sótanos cercanos y a alturas de tierras diferentes, además de la forma ovalada del perímetro de contención. Por eso, el sistema de apuntalamiento no es regular, sino que está optimizado para reducir la flexión en la viga de apuntalamiento, utilizando parcialmente el efecto arco de la forma ovalada.

El estudio de las pantallas se lleva a cabo con el programa RIDO, en el cual se establecen las propiedades de la pantalla y las fases de excavación, apuntalamiento y ejecución de cimentación y forjados. Se realizan dos modelos de cálculo, uno con apuntalamiento considerado como apoyo fijo, y otro con muelles oportunamente calibrados. Estas hipótesis representan los escenarios extremos de las posibles configuraciones de trabajo de las pantallas, a lo largo de la contención.

Adicionalmente, de cara a la comprobación de la fase final de construcción, se estudia el efecto de la fuerza horizontal a nivel del encepado, empujando contra el terreno y deformándolo hacia el estado pasivo. Con la envolvente de esfuerzos y desplazamientos se obtiene el dimensionamiento de la contención.

Por otro lado, se trabaja con un modelo en ANSYS para el análisis de los dos niveles de apuntalamiento, teniendo en cuenta las rigideces de los distintos elementos empleados. De dichos modelos se obtiene tanto el dimensionamiento de la viga de arriostramiento como de los puntales, así como el muelle equivalente de apoyo horizontal, que se utiliza en el modelo RIDO de la pantalla correspondiente.

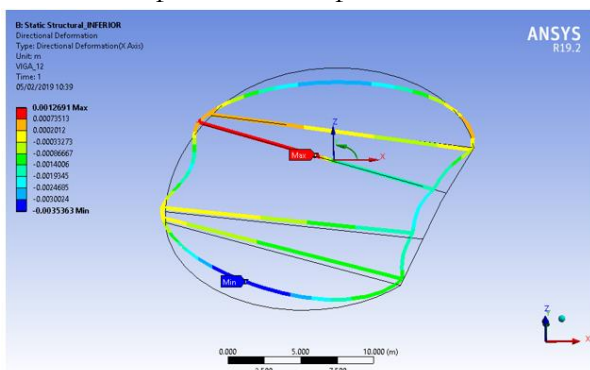


Figura 18. Deformación escalada del sistema de apuntalamiento

Adicionalmente, durante la obra, surgió la necesidad de eliminar un puntal provisional del nivel superior, en una fase donde ya se había realizado la cimentación, pero anterior al hormigonado de los forjados que arriostran definitivamente la contención.

Para esta situación, se realiza un análisis no lineal por fases, en el programa ANSYS, eliminando el elemento en un modelo de partida ya cargado y deformado. Debido a la variación de rigidez del sistema metálico, el modelo ANSYS encuentra una nueva situación de equilibrio, entre la deformada metálica y los empujes del terreno. Finalmente, la variación de movimiento del ANSYS se aplica al RIDO, para evaluar los efectos en las pantallas. En este caso, no fue necesario realizar ningún refuerzo adicional.

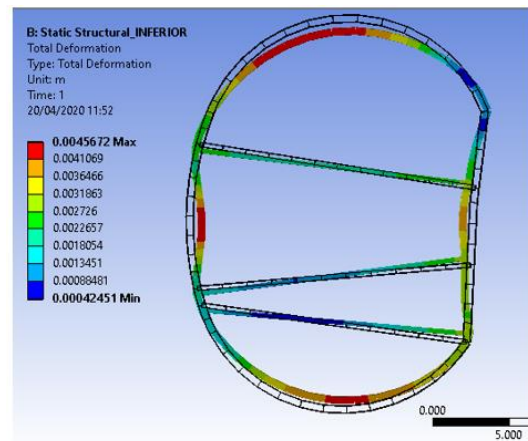


Figura 19. Movimiento diferencial por la eliminación del puntal

Agradecimientos

En una obra tan singular y donde la coordinación entre equipos es imprescindible, es necesaria la confianza mutua entre todas las personas que participan en su diseño y construcción. Muchas personas han tenido una participación fundamental en este proceso: en particular, además de la colaboración con el equipo de arquitectura de Tyspa, encabezado por Manuel Bernabé, queremos agradecer el apoyo de la Asistencia a la Obra, de Antonio Molina (Ayesa), del gerente José Luis Sanchez Largo y, sin duda, del equipo de obra, liderado por Manuel Rodríguez San Juan y Ángel Lanusse.

La estructura metálica de las tres partes que componen este edificio fue fabricada y montada por Inbersa, y las maniobras de izado por BBR/FCC (Juan Manuel Linero).

Referencias

- [1] J. Martínez Salcedo, A. Yustres A. Curbelo, S. Río Corona del nuevo Edificio Oeste del estadio Santiago Bernabéu, Madrid. IX Congreso de ACHE. Granada, 2025.
- [2] J. Martínez Salcedo, A. Curbelo, A. Yustres, S. Río. Viga Museo del nuevo edificio Oeste del estadio Santiago Bernabéu, Madrid. IX Congreso de ACHE. Granada, 2025.
- [3] Fotos de 'Nuevo Estadio Bernabéu' Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.