Disponible en **www.hormigonyacero.com**
https://doi.org/10.33586/hya.2025.4006

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos estructurales relevantes en los torreones del lado este y en las nuevas torres de acceso del lado oeste

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Relevant Structural Aspects in the East Turrets and in the New Access Towers

Pietro Bartalotta[a] **y Ginés Ladrón de Guevara Méndez**[a]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería S.L. (Madrid, España).*

Recibido el 20 de noviembre de 2024; revisado el 2 de febrero de 2025, aceptado el 15 de septiembre de 2025

RESUMEN

En este artículo se describe la remodelación de los torreones del lado este y el diseño estructural del interior de las nuevas torres de acceso lado oeste, con especial atención a la interacción de estos elementos con las estructuras adyacentes, existentes o nuevas.

Los torreones existentes situados en las dos esquinas este del estadio constituían originalmente el apoyo de la antigua cercha de la cubierta, desmantelada en la nueva configuración. La estructura metálica de los torreones, constituida por 4 soportes arriostrados entre sí, se reutiliza tanto para realizar los nuevos forjados en continuidad con el edificio este, como para realizar dos nuevos niveles de gradas, uno en voladizo desde el torreón y otro por encima del mismo, siempre en continuidad con las gradas existentes del lado este del estadio. La estructura se mantiene independiente del nuevo edificio, materializándose una serie de juntas con el mismo. Los nuevos forjados mixtos, realizados con chapa plegada colaborante apoyada en viguetas, se encuentran a cota diferente de los forjados originales, debido a los cambios de niveles en el nuevo edifico. Las gradas prefabricadas apoyan en una estructura metálica nueva constituida por dos grandes vigas de borde alineadas con los soportes del torreón. Se ha realizado un análisis de vibraciones en las gradas considerando la posible excitación dinámica procedente del público.

En el interior de la estructura metálica de las nuevas torres lado oeste, se desarrollan una serie de forjados de hormigón y elementos metálicos que garantizan la comunicación vertical y horizontal del estadio, materializando ascensores, escaleras convencionales, escaleras mecánicas, pasarelas y una rampa perimetral. La configuración de los nuevos forjados, constituidos por una losa maciza de hormigón armado, se ha planteado con objeto de evitar su apoyo en las costillas radiales existentes del estadio y, de este modo, no incorporar cargas adicionales a las mismas. La cimentación principal de las torres está constituida por un encepado de 25 pilotes de 1800 mm de diámetro, dispuestos de forma optimizada para recoger la carga procedente de los soportes principales de la torre y de la cesta metálica. En la fase de excavación hasta llegar a la cota del encepado, se realizó una pantalla discontinua de pilotes de diámetro 450 mm, dispuestos en un perímetro ovalado, y arriostrados por un apuntalamiento metálico provisional.

PALABRAS CLAVE: Estructura metálica arriostrada, análisis dinámico de gradas, forjados de hormigón, cimentación de pilotes, contención de tierras.

©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 article describes the remodelling of the east side towers and the structural design of the interior of the new west side access towers, with particular reference to the interaction of these elements with the adjacent structures, both existing and new.

The existing towers, located at the two east corners of the stadium, originally supported the old roof truss, which was dismantled in the new configuration. The steel structure of the towers, made up of 4 braced columns, is reused both to create new floors in continuity with the east building and to form two new levels of stands, one cantilevered from the tower and the other above it, always in continuity with the stands on the east side of the stadium. The structure remains independent of the new building, with a series of joints between them. The new composite floors, made of steel plates supported by beams, are at a different level from the existing floors due to the changes in elevation in the new building. The prefabricated stands rest on a new metal structure consisting of two main edge beams aligned with the tower columns. A vibration analysis was carried out to assess the dynamic excitation of the stands.

Inside the steel structure of the west towers, a series of concrete floors and metal elements are developed to ensure vertical and horizontal communication within the stadium, including lifts, conventional stairs, escalators, walkways, and a perimeter ramp. The configuration of the new concrete slab floors has been designed to avoid supporting them on the existing radial ribs of the stadium, thus avoiding additional loads. The main foundation of the towers consists of a pile cap with 25 piles, each 1800 mm in diameter, optimally positioned to support the load from the tower main columns and the steel skin truss. During the excavation phase to reach the pile cap level, a retaining wall of 450 mm diameter piles was installed in an oval perimeter, braced by temporary steel shoring..

KEYWORDS: braced steel structure, dynamic analysis of stands, concrete floors, pile foundation, earth retaining wall.

©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*: pietro.bartalotta@mc2.es (José Luis Martínez)

Cómo citar este artículo: Bartalotta, P., & Ladrón de Guevara, G. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos estructurales relevantes en los torreones del lado este y en las nuevas torres de acceso del lado oeste. *Hormigón y Acero*. 76(307):97-110. https://doi.org/10.33586/hya.2025.4006

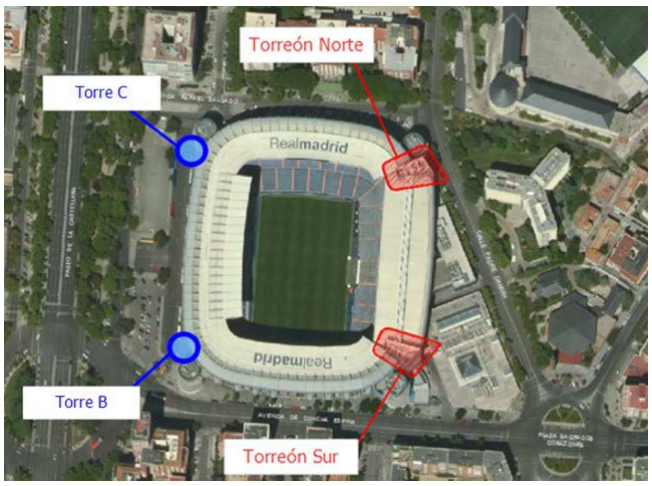


Figura 1. Posición de las nuevas torres en el lado oeste y de los torreones en el lado este, en la configuración original del estadio.

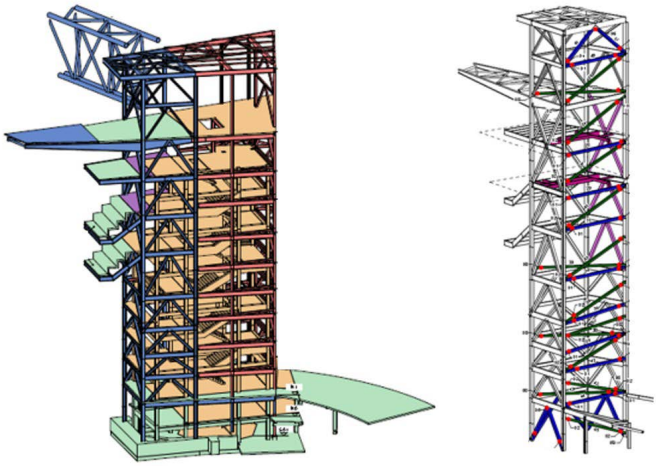


Figura 2. Esquema de elementos a demoler (en rojo metálicos y naranja de hormigón) y a mantener (en azul metálicos y verde de hormigón), en la primera fase de remodelación.

1. INTRODUCCIÓN

En el ámbito de la remodelación del estadio Santiago Bernabéu, se describen a continuación lo aspectos más relevantes en el diseño de las estructuras de las torres y torreones situados en las 4 esquinas del estadio, que constituyen un núcleo vertical importante para la evacuación y, más en general, el movimiento de los espectadores.

En específico, los 2 torreones existentes de las esquinas este (denominados Torreón Norte y Torreón Sur) se mantienen y se adaptan a la nueva geometría del estadio, albergando dos nuevas gradas y los forjados de comunicación entre la estructura existente y el nuevo edificio este. El articulo desarrolla los aspectos más interesantes de esta estructura, como las fases constructivas, el diseño de las juntas y el análisis dinámico de las gradas.

En el lado oeste, las dos nuevas torres metálicas (denominadas B y C), construidas al lado de las existentes, encierran una serie de forjados de hormigón y elementos metálicos que garantizan la comunicación vertical y horizontal del estadio. En este artículo se describen las estructuras interiores de dichas torres, incluyendo los forjados de hormigón, las pasarelas, la cimentación y las fases constructivas de la contención perimetral.

2. REMODELACIÓN DE LOS TORREONES LADO ESTE

2.1. Fases de las actuaciones estructurales

La estructura original de cada torreón estaba constituida por un esqueleto metálico de 16 soportes, arriostrados entre sí, incluyendo unas gradas o palcos VIP, y una escalera de hormigón en su interior. Los torreones, en esta configuración original, cumplían las siguientes funciones:

- Constituían el apoyo de la cercha este de la cubierta del estadio, recogiendo su carga vertical y dando estabilidad horizontal a la cubierta misma.
- Materializaban la comunicación vertical y horizontal del estadio con una escalera de emergencia de hormigón, que ayudaba además a la estabilidad horizontal de los soportes metálicos, a través de conexiones puntuales.
- Albergaban unas gradas y unos palcos VIPS, en voladizo desde la huella principal de los torreones.

El diseño del nuevo estadio prevé un cambio completo de la configuración de ambos torreones, que se realiza en dos fases.

En la primera fase, se mantiene todavía en funcionamiento la cubierta, y se empieza a actuar en la parte posterior de los torreones, demoliendo los 4 soportes más exteriores, los forjados interiores y las escaleras de hormigón. Básicamente se conservan únicamente 4 de los 8 soportes que constituían su esqueleto resistente, que tienen que seguir resistiendo a las cargas de la cubierta y que al mismo tiempo pierden el plano trasero de arriostramiento. Por eso, en esta primera fase, es necesario añadir previamente unos arriostramientos tanto en el plano vertical de corte (el plano donde se define la división entre la estructura a mantener y la estructura a eliminar), como en ciertos planos horizontales en algunos de los niveles.

La disposición de estos arriostramientos garantiza el comportamiento estructural adecuado del sistema, tanto desde el punto de vista resistente como en relación al control de las deformaciones en servicio y rigidez horizontal y torsional, durante el tiempo en que permanezca esta torre funcionando de forma aislada e independiente con las cargas de la cubierta.

Las siguientes figuras muestran a modo indicativo, a la izquierda el estado inicial del torreón Sur (indicando en rojo y naranja los elementos a demoler) y a la derecha la vista general tras la actuación. En esta segunda figura se pueden apreciar también los elementos de arriostramiento adicionales citados anteriormente.

Para la comprobación de las fases constructivas, se ha considerado una presión de viento y una variación térmica reducidas, ajustada al periodo de vida útil de esta configuración provisional, inferior al año, según los coeficientes establecidos por el Código Técnico y el Eurocódigo.



Figura 3. Torreón Sur, el nuevo péndulo de la cubierta a la izquierda, y el torreón tras la primera fase de demolición, a la derecha. Se aprecia como le torreón está encajado entre gradas del estadio.

Esta actuación en la parte trasera del torreón, en las fases más tempranas de la obra, surge de la necesidad de disponer los dos péndulos este, donde se apoya la nueva cubierta fija, siendo elementos críticos para poder avanzar con la ejecución de la cubierta misma. Estos mega soportes se denominan péndulos porqué están liberados en el giro en ambos extremos. Para ulteriores detalles se haga referencia al artículo especifico de esta misma publicación.

En la siguiente imagen se ve, en el Torreón Sur, el nuevo péndulo de la cubierta a la izquierda, y el torreón tras la primera fase de demolición, a la derecha.

En la segunda fase de la actuación:

- Se desmantela completamente la cercha este de la cubierta.
- Se reconstruyen los forjados interiores según las nuevas exigencias de comunicación entre edificio existente y nuevo edificio este, modificando los arrostramientos verticales, algunos con cruces excéntricas para permitir el paso de personas.
- Se añaden dos niveles de gradas, un nivel superior en coronación, con un voladizo hacia el exterior del estadio, y un nivel inferior sobre dos vigas en voladizo hacia el interior del estadio. Estas vigas se apoyan a su vez en dos soportes delanteros, uno de los cuales es existente.

La siguiente imagen muestra en azul y verde la nueva estructura del torreón Norte.

2.2. Esquema estructural de la solución final y planteamiento de los refuerzos.

Cada torreón se desarrolla a partir de los 4 soportes existentes, introduciendo unos nuevos arriostramientos verticales, en forma de V, V invertida o V excéntrica, según las necesidades

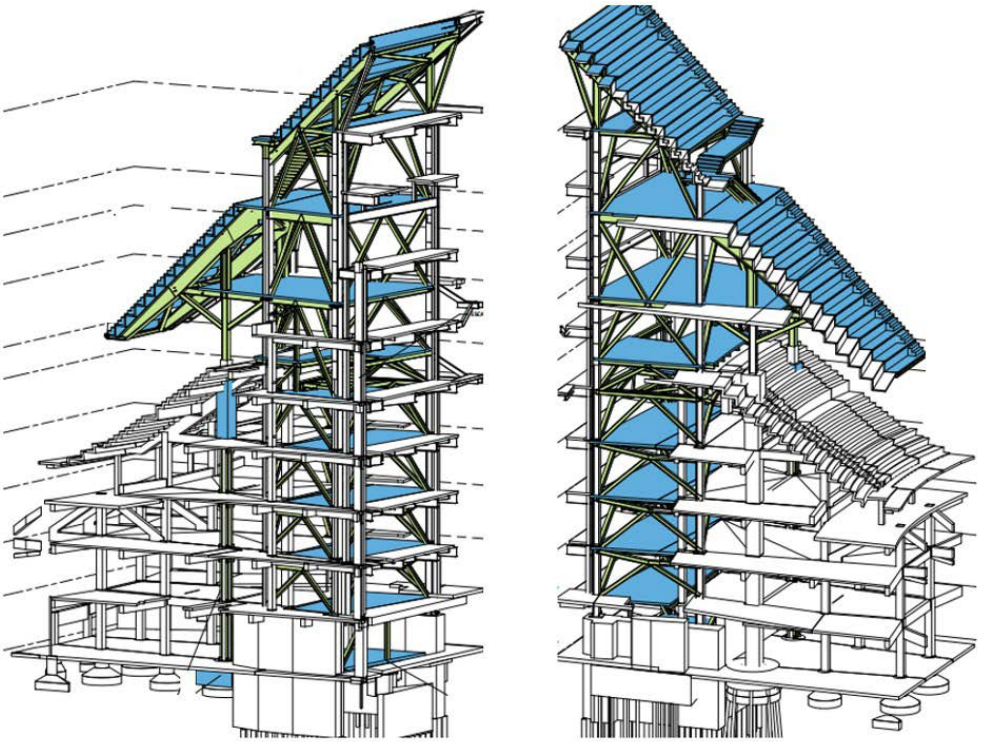


Figura 4. Esquema de los nuevos elementos metálico y de las dos nuevas gradas.

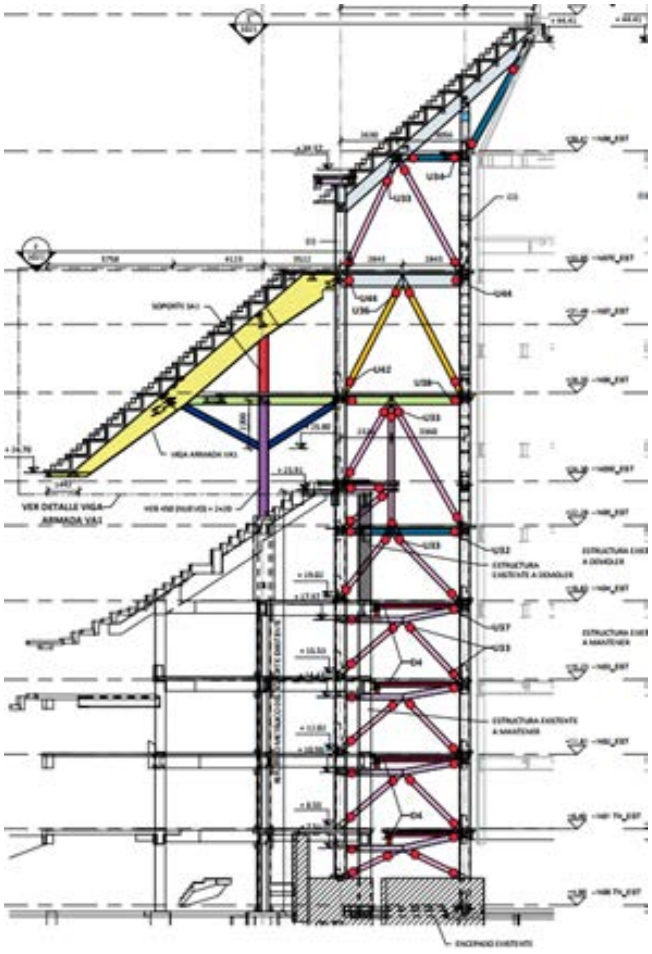


Figura 5. Alzado del torreón Norte.

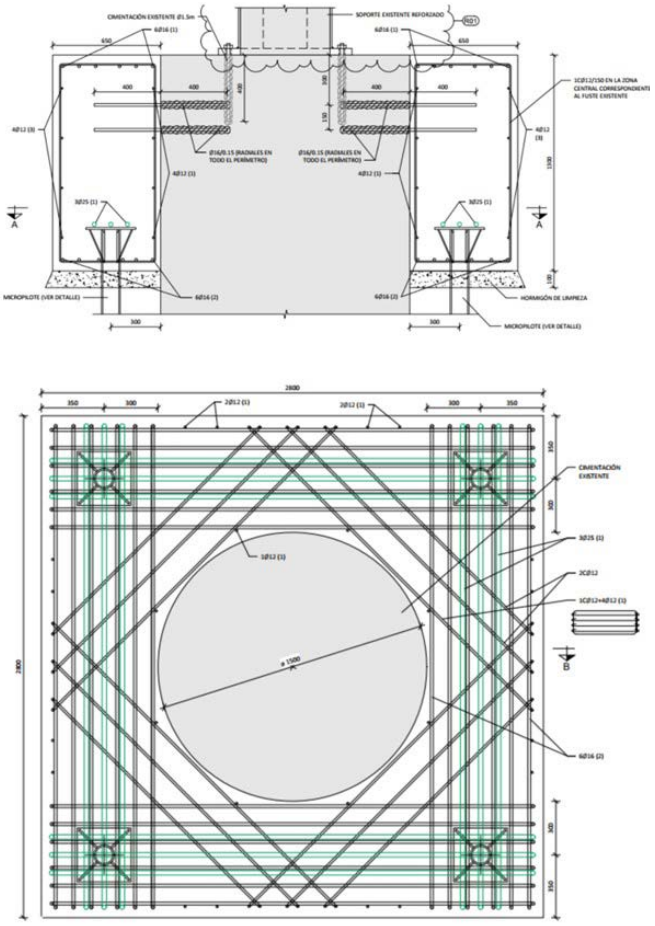


Figura 6. Alzado y planta del recrecido de la cimentación existente de los soportes delanteros de grada.

arquitectónicas y de paso de las personas en cada nivel. Los nudos de las nuevas diagonales coinciden con las nuevas cotas de los forjados interiores, realizados con chapa plegada colaborante sobre viguetas mixtas. Las mismas losas definen también unos planos de rigidización horizontal de los torreones frente a la torsión de los mismos.

Las nuevas gradas están constituidas por elementos prefabricados en L, que apoyan sobre vigas radiales alineadas a los soportes existentes. En una vista en planta, la grada superior resulta prácticamente incluida en la huella del torreón, con un voladizo hacia el exterior del estadio. La grada inferior se desarrolla hacia el interior del estadio y se apoya en dos soportes delanteros, uno de los cuales es existente. Ambas nuevas gradas mantienen la continuidad con las gradas existente del estadio, formalizando una junta que se describirá más adelante.

En fase de diseño se estudió la posibilidad de conectar los torreones al nuevo edificio este, sobre todo para ganar estabilidad horizontal. Finalmente, esta solución se desestimó debido tanto a la presencia del péndulo de cubierta, que dificultaba esta conexión, como a las fases constructivas, que necesitaban mantener el torreón en funcionamiento mientras se construía el Edificio Este. Consecuentemente, el torreón resulta independiente de las estructuras a su alrededor, a excepción de algunos encepados comunes y de los dos soportes delanteros de la grada inferior.

La cimentación existente de los 4 soportes principales del torreón está compuesta por micropilotes (cuya geometría es conocida al disponer del proyecto original el 2003) y no necesita refuerzo.

Por otro lado, es necesario reforzar la cimentación y los soportes de hormigón donde se apoyan los nuevos soportes delanteros de la grada inferior. Para el soporte se prevé un refuerzo convencional con empresillado metálico. La cimentación se refuerza con 4 micropilotes en las esquinas de un recrecido alrededor del dado existente de hormigón. Nótense que el dado existente es cilíndrico y que los 4 micropilotes están en las esquinas, con lo cual el tirante horizontal de equilibrio de la biela se crea entre micropilotes, en los 4 lados del recrecido.

2.3. Configuración y diseño de las juntas

El análisis de los movimientos relativos entre los torreones y el estadio existente o el nuevo Edificio Este tiene como objetivo definir el recorrido de las juntas entre estas estructuras, debido a que se mantiene la comunicación horizontal entre estos edificios y entre gradas.

Dado que el Torreón Sur es más alto y deformable que el Norte, los movimientos en el primero son más significativos. Se evalúan los movimientos tanto en la dirección radial

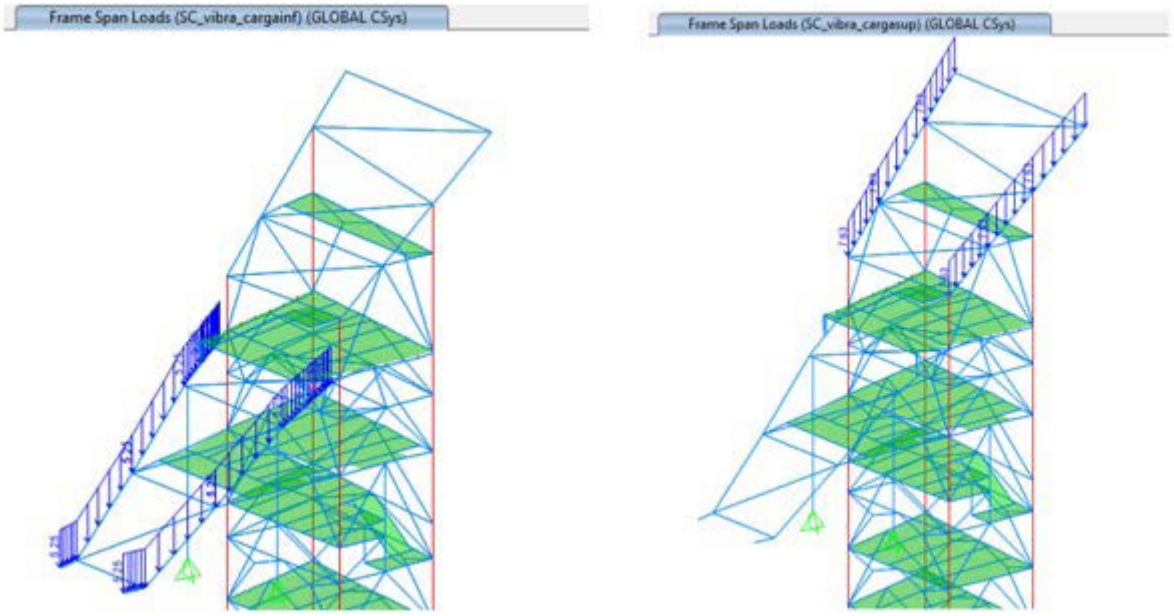


Figura 7. Posición de la sobrecarga para el análisis modal.

como circunferencial y vertical, debido a las cargas verticales, al viento y a las variaciones térmicas. Al mismo tiempo se estiman los movimientos en las 3 direcciones para las estructuras existentes, y finalmente se determinan los movimientos relativos, bajo estas consideraciones:

- Para el efecto de la sobrecarga, se considera el valor máximo entre ambos lados, puesto que la sobrecarga puede estar únicamente en un solo lado de la grada/edificios.
- Para el efecto del viento, del lado de la seguridad, se considera también el valor máximo, considerando que el efecto en una esquina podría ser no concomitante con el movimiento del frente principal del estadio.
- Para la temperatura, se suman los movimientos circunferenciales, por ser opuestos.

Como referencia, a nivel de grada, salen unos movimientos diferenciales de 22mm en vertical, 18mm en radial y 12mm en circunferencial.

2.4. Análisis dinámico.

Debido a la configuración en voladizo de las gradas, sobre todo de las inferiores, en fase de diseño se ha estudiado la sensibilidad de la estructura frente a las vibraciones, empezando con un análisis de frecuencias propias y definiendo finalmente las aceleraciones debidas a una solicitación dinámica de las gradas.

Este análisis es relevante para determinar la respuesta dinámica de la estructura cuando se produce una solicitación por saltos coordinados de personas, sobre todo en caso de conciertos por ser una solicitación a frecuencia constante. Según la bibliografía de referencia para este tema, el rango posible de frecuencias de salto para individuos resulta de 1,5 a 2,8 Hz, mientras que en el caso de grandes grupos dicho rango realista se establece entre 1,5 y 2,3 Hz, considerando el grado de sincronización correspondiente.

En el capítulo 5, se detallan algunas referencias técnicas sobre este asunto, remarcando el uso de la ISO 10137 [1] como normativa de referencia.

El análisis de las frecuencias naturales para los torreones se desarrolla utilizando dos configuraciones de sobrecarga, consideradas dimensionantes: una con carga únicamente en la grada inferior, otra con sobrecarga únicamente en la grada superior.

Las frecuencias propias de vibración se confirman con un análisis de tipo "Steady state" ("estado estacionario" en español), aplicando cargas oscilantes (simulando un grupo de personas saltando) y examinando la respuesta en términos de aceleraciones cuando la oscilación ha alcanzado una respuesta estable, es decir cuando las condiciones transitorias han desaparecido. Es un análisis simple que permite hacer un barrido de frecuencias, en el rango critico establecido por la norma, y evaluar bajo cuales frecuencias la aceleración resulta máxima.

Finalmente, para el análisis en el tiempo ("Time History"), se estudian las frecuencias de 1.70 y 3.0 Hz para el torreón norte y 1.55 y 3.0 Hz para el torreón Sur, valores que corresponden a los picos de aceleración en el análisis Steady State, y que se acercan mucho a las frecuencias críticas del análisis modal.

La fuerza dinámica debida a la acción del público sobre el graderío se determina, de manera genérica, conforme a la metodología indicada en el Anejo A de la norma ISO 10137 [1], superponiendo los 3 primeros armónicos de la frecuencia propia elegida, obteniendo por ejemplo la solicitación cíclica mostrada en la siguiente figura, referente a un segundo de solicitación y una frecuencia de 1.7 Hz.

Las cargas solicitantes se mantienen durante un tiempo de referencia, establecido en 15 segundos, con un valor nulo posterior hasta 20 segundos. Los resultados han demostrado que estos tiempos de solicitación y análisis son suficientes para estudiar tanto el periodo transitorio de solicitación como el periodo posterior de amortiguamiento.

La finalidad del análisis Time History es evaluar las aceleraciones resultantes sobre los espectadores, tanto a nivel de

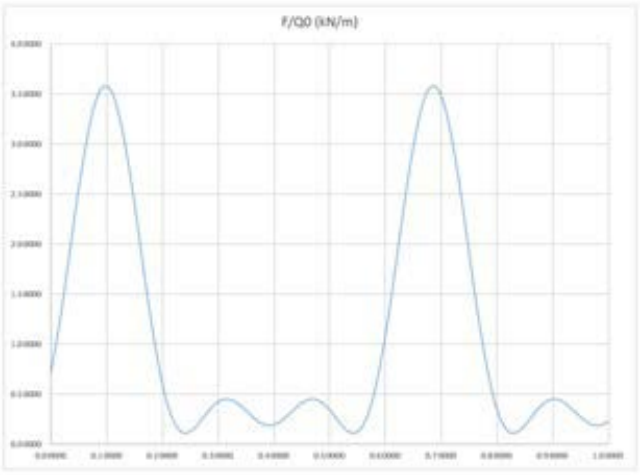


Figura 8. Solicitación de Fuerza (en ordenada) variable en el tiempo (en abscisa), para el análisis Time History.

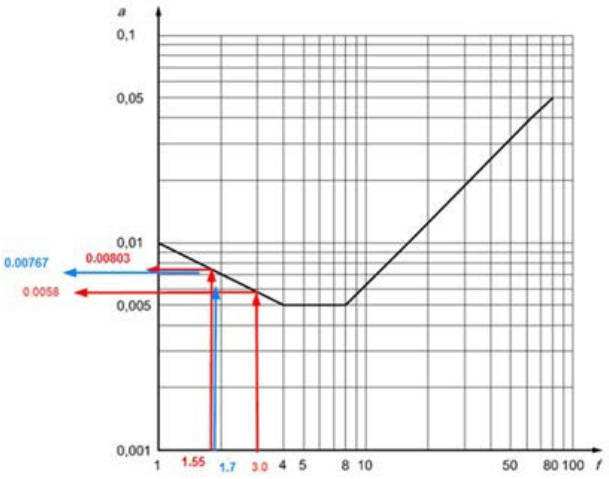


Figura 9. Aceleración límite de referencia según la frecuencia, a multiplicar por un factor 200 o 400.

confort (para los usuarios sentados) como de posibles reacciones de pánico (para los usuarios saltando), evaluadas en los puntos más críticos, como los extremos de los graderíos inferior y superior de los torreones.

A partir de las aceleraciones resultantes del modelo de cálculo, se ha realizado una media en un tiempo de 1 segundo para el criterio de pánico, y de 10 segundos para el criterio de confort, tal y como establecido en la normativa de referencia ISO 10137 [1]. La aceleración media resultante se compara con las aceleraciones límite de la normativa, obtenidas multiplicando una aceleración básica (función de la frecuencia según el siguiente gráfico) por un factor 200 para confort o 400 para pánico.

Todas las aceleraciones resultantes se quedan por debajo de las aceleraciones limite, que para el criterio de confort se sitúan entre 1.16 y 1.60 m/s², y para el criterio de pánico entre 2.32 y 3.21 m/s². Dichos valores limites se han obtenido a partir del grafico anterior, para las frecuencias elegida para el análisis dinámico; por ejemplo, para una frecuencia de 3.0 Hz, se obtiene un factor de aceleración de 0.058, que luego se multiplica por 200 para la comprobación de confort (alim = 0.0058*200 = 1.16 m/s²) y por 400 para la comprobación de pánico (alim = 0.0058*400 = 2.32 m/s²).

A continuación, se muestra un ejemplo de aceleración resultante en el extremo de voladizo del Torreón Norte para una frecuencia de 1.70 Hz.

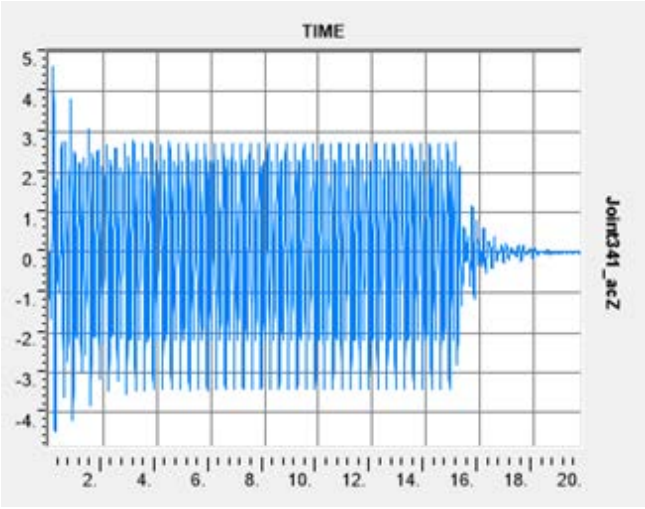


Figura 10. Aceleración resultante en el Torreón Norte para una frecuencia de 1.70 Hz.

3.
NUEVAS TORRES DE ACCESO LADO OESTE

Las nuevas torres de acceso B y C constituyen el núcleo principal de comunicación vertical y horizontal para el público en estas esquinas del estadio, y por eso incluyen en su interior ascensores, escaleras convencionales, escaleras mecánicas, pasarelas y una rampa perimetral helicoidal.

Adicionalmente, la estructura metálica de las torres constituye el apoyo de la cubierta fija y representa los soportes del mega pórtico que incluye todo el lado oeste del estadio, tal y como se explica en otro artículo de esta publicación. De aquí en adelante se describirán los elementos en el interior de estas cestas metálicas y la cimentación de toda la torre, en conjunto con la contención perimetral para realizarla.

3.1. Cimentación

La cimentación de las torres está formada por un conjunto de 25 pilotes de tipo CPI-7, es decir, por barrenado de tierras mediante sistema mecánico, sin entubación, y hormigonados in situ, de 1,8 m de diámetro y 26.5 m de profundidad. Los pilotes se ejecutaron íntegramente desde la cota superior de calle y siempre anteriormente a la realización de la excavación. Se previó el relleno de los últimos metros del pilote mediante grava, luego retirada durante la fase posterior de excavación hasta alcanzar el tramo de descabezado del pilote mismo.

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

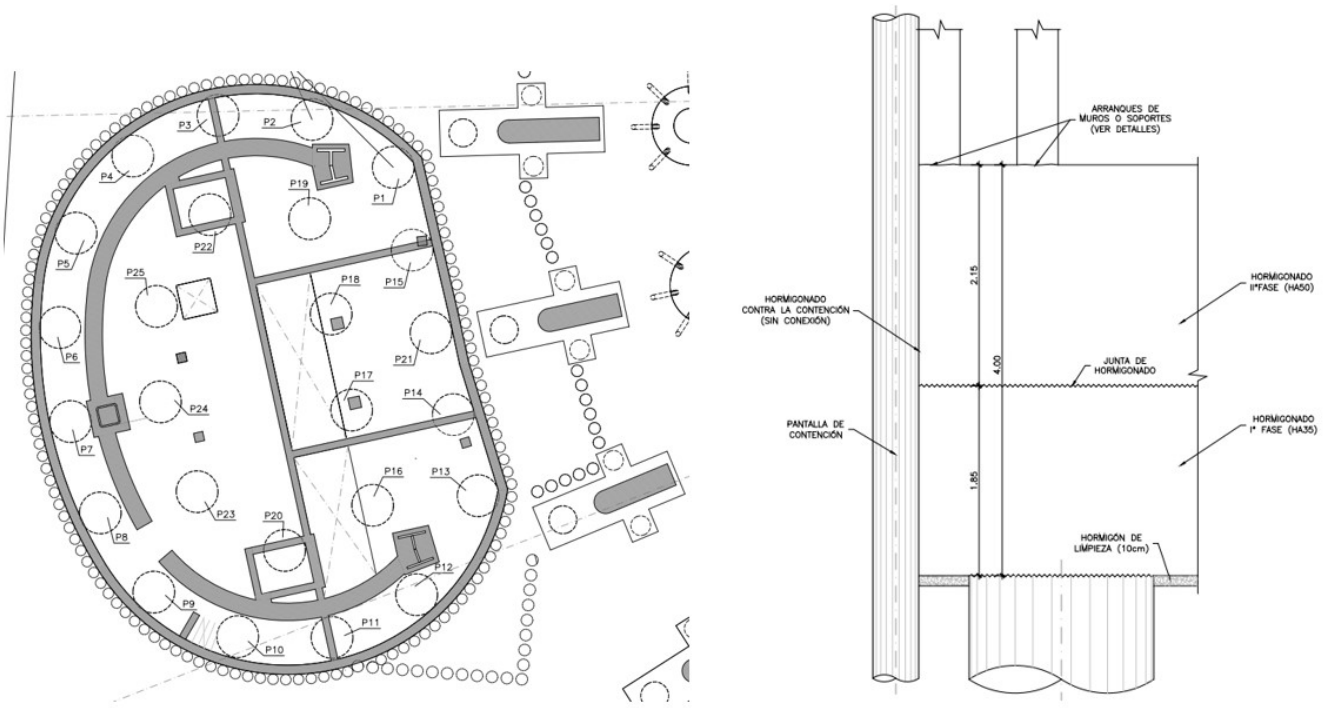


Figura 11. Planta y alzado del encepado de pilotes.



Figura 12. Vista de la nueva cesta metálica de la torre y del arranque de los elementos de hormigón en el sótano.
Foto cedida por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

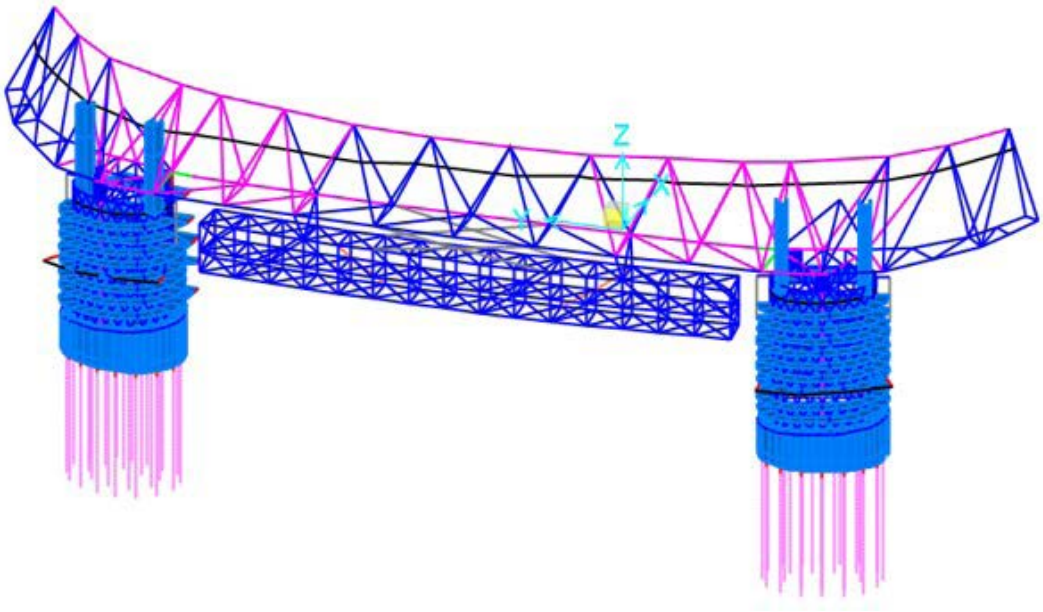


Figura 13. Modelo de cálculo para diseñar los elementos de hormigón de las torres.

dimensión lo que se necesitaba para facilitar la geometría de la armadura en la zona de arranque de los soportes de la cesta.

Con el fin de calcular la cimentación de las dos torres B y C y la colaboración de la estructura interior de hormigón, se ha desarrollado un modelo global de la estructura de las torres, la viga corona, la viga museo y las cimentaciones, modelo mostrado en la siguiente imagen.

El encepado se ha modelado mediante la disposición de elementos tipo "Shell" situados en el plano medio del encepado. Se incorporan al modelo los elementos rígidos correspondientes que vinculan el plano medio del encepado con los elementos que arrancan en su plano superior (muros y pilares) y, asimismo, los elementos lineales correspondientes al tramo inferior del encepado en su vinculación con la cabeza de los pilotes.

Los pilotes se han modelado empleando elementos lineales (tipo beam), empotrados en cabeza. Se ha estudiado el efecto de la inercia fisurada en los tramos superiores del pilote: evaluando todas las parejas de esfuerzo axil-momento, es posible establecer un valor de inercia fisurada máximo, a utilizar para todas las combinaciones, para obtener consecuentemente el máximo momento flector en la cabeza del pilote. Dicha inercia fisurada máxima resulta igual al 54% de la inercia bruta, y se ha extendido en los primeros 5 metros del pilote.

En cuanto a las condiciones de contorno, se añaden muelles horizontales y verticales que representan el empotramiento elástico de las torres en el terreno. Dicha interacción suelo estructura se materializa a través de 3 grupos de muelles:

- rigidez del terreno para cargas horizontales aplicadas en eje de encepado.
- rigidez del terreno para cargas horizontales en el pilote.
- rigidez vertical del pilote calculada en su cabeza.

Del lado de la seguridad, no se han considerado:

- Muelle horizontal a nivel de planta baja, despreciable por la presencia del terreno de relleno, bastante deformable, en los primeros 3-6 metros de profundidad.
- Muelle vertical del terreno debajo del encepado. La carga vertical va directamente y únicamente a los pilotes.

Para la determinación de estos muelles se han desarrollado en el programa PLAXIS dos modelos del terreno, Mohr Coulomb (MC) y Hardening Soil (HS), con el fin de tener controladas posibles variaciones de los parámetros del terreno. Los resultados muestran que el modelo Mohr Coulomb es más deformable que el Hardening Soil, dando movimientos del orden del triple.

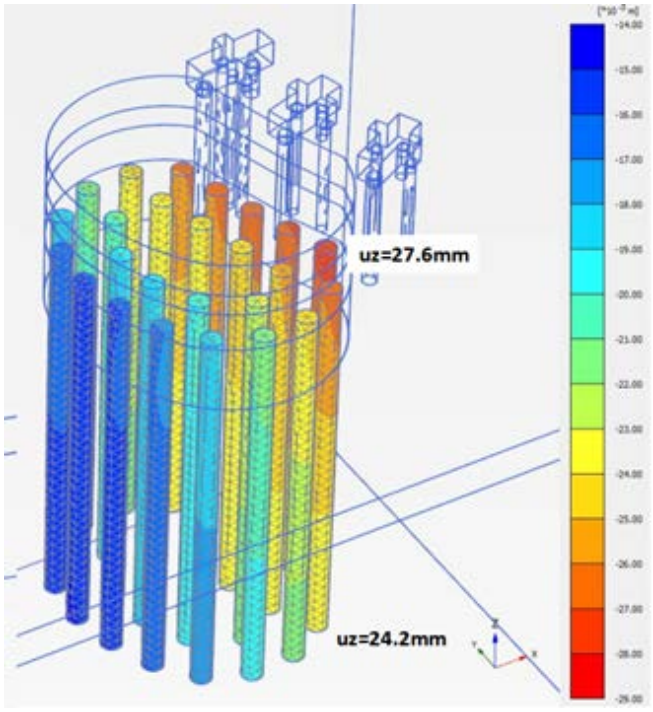


Figura 14. Ejemplo de resultados de movimientos verticales en los pilotes, en una combinación en ELS, en el modelo de PLAXIS.

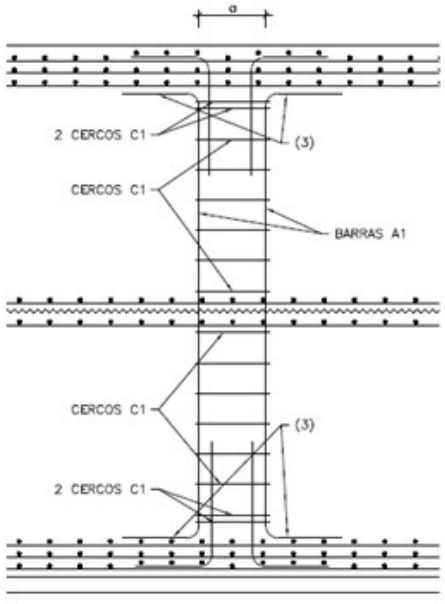


Figura 15. Torres de refuerzo para el rasante.

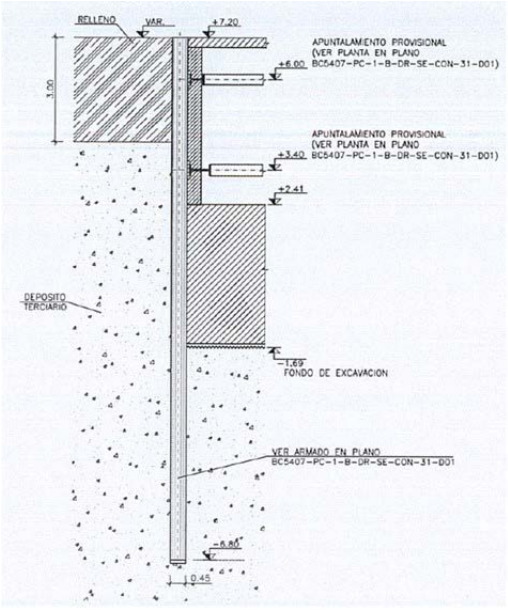


Figura 16. Esquema en alzado de los principales elementos de apuntalamiento para la Torre B.

Según la experiencia de proyectos anteriores, se estima que el modelo Hardening Soil es el más adecuado para el suelo de Madrid. Consecuentemente, considerando el modelo Hardening soil como valor medio de referencia, se definen para el programa SAP dos posibles grupos de muelles, con el fin de considerar todo el abanico de deformabilidad del terreno:

- modelo de mínima rigidez (Mohr Coulomb), equivalente a un tercio de rigidez del Hardening Soil.
- modelo de máxima rigidez (Hardening Soil, multiplicando la rigidez del terreno por un factor de 10, establecido en base a la experiencia en situaciones parecidas).

El muelle del modelo es lineal, debido a la baja sensibilidad del modelo a dicha variación, y teniendo en cuenta que las reacciones obtenidas se encuentran lejos del agotamiento.

En las pruebas de sensibilidad realizadas con el modelo global, se ha observado que los resultados generales no muestran una dependencia significativa en el rango de valores de rigidez anteriormente indicado, salvo lo que se comenta a continuación. Los modelos Hardening Soil tienen axiles en los pilotes superiores respecto al modelo Mohr Coulomb, porqué:

- El modelo rígido redistribuye menos las fuerzas concentradas procedentes de soportes y muros.
- El modelo rígido empotra más las torres, incrementando el momento flector global en la dirección del pórtico.

Como resultado final de todos los modelos considerados, la reacción máxima de compresión en los pilotes es de 14159 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.

Los pilotes en el encepado no necesitan refuerzo por punzonamiento, pero se disponen unas torres de armadura vertical, oportunamente ancladas, según la siguiente imagen.

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 (por la carga local procedente de los soportes o de los muros, estudiada con el método de bielas y tirantes).

3.2. 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 longitud 14 m, ejecutados cada 550 mm. Estas pantallas se disponen en la totalidad del perímetro de las Torres B y C, para una excavación máxima de 9m. Se requieren dos niveles de arriostramiento que limiten el desplazamiento de las pantallas en los puntos críticos.

La elección del sistema de excavación mediante el empleo de pantallas de contención y elementos de arriostramiento en la totalidad del perímetro excavado, en lugar de realizar procedimientos más convencionales mediante la disposición de taludes, responde a los siguientes criterios y condicionantes constructivos:

- Reducir las afecciones al entorno de la actuación reduciendo el espacio ocupado al mínimo.
- Eliminar interferencias con los servicios afectados situados en el entorno de la actuación.
- Asegurar un plazo de ejecución acotado al reducir incertidumbres.

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, si no que está optimizado para reducir la flexión en la viga de apuntalamiento, utilizando parcialmente el efecto arco de la forma ovalada.

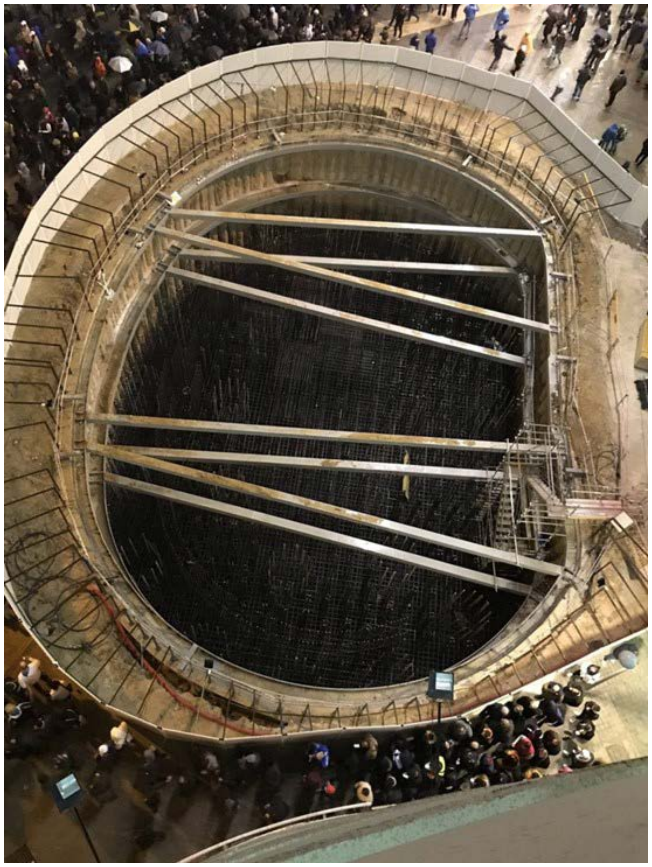


Figura 17. Vista del doble nivel de apuntalamiento, en un día de uso del estadio. Foto cedida por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

El estudio de las pantallas se hace con el programa RIDO en el que 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 como muelles oportunamente tarados. Estas hipótesis representan los extremos de las posibles configuraciones de trabajo de las pantallas, a lo largo de la contención. Finalmente, se estudia el efecto de la fuerza horizontal a nivel de 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 hace 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 de apoyo que meteremos posteriormente en el modelo de la pantalla correspondiente.

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, eliminando el elemento en un modelo de partida ya cargado y deformado. Los muelles utilizados en el programa

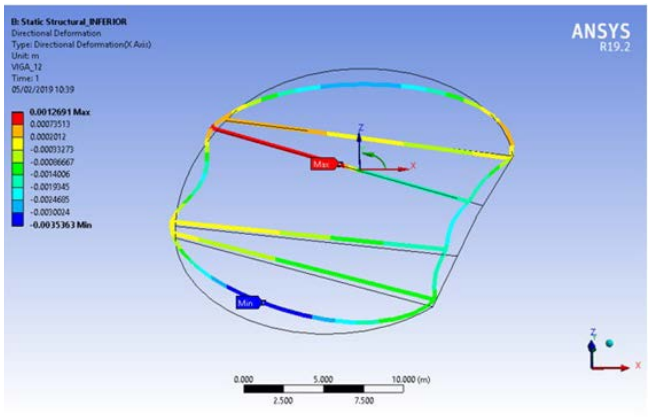


Figura 18. Deformación escalada del sistema de apuntalamiento.

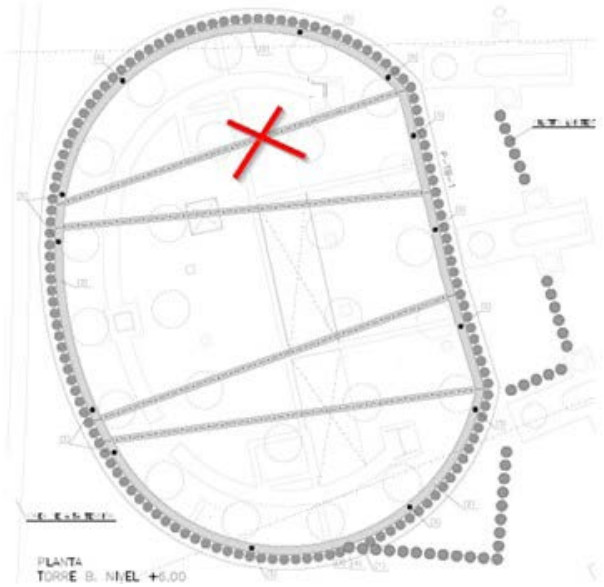


Figura 19. Puntal que se elimina en el apuntalamiento de la Torre B. Planta.

ANSYS están calibrados en el programa RIDO, modificando la fuerza aplicada a la cota del arriostramiento en la fase con puntal, y midiendo el movimiento correspondiente para obtener un muelle equivalente. Con dicho muelle no lineal se recoge la variación de rigidez, según la contención se mueva hacia dentro o hacia fuera. Además, se asegura una correspondencia unívoca de deformaciones y fuerzas entre los dos modelos.

Debido a la variación de rigidez del sistema metálico, el modelo ANSYS encuentra una nueva situación de equilibrio: los movimientos diferenciales resultantes crean variaciones de fuerzas aplicadas en el sistema metálico, según el muelle del terreno, y de esta forma el modelo ANSYS tiene aplicada la fuerza actual de empuje 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 ningún refuerzo adicional por el incremento de esfuerzos en el arriostramiento o en los pilotes, debido a que se habían dimensionado por otra fase de construcción, más restrictiva.

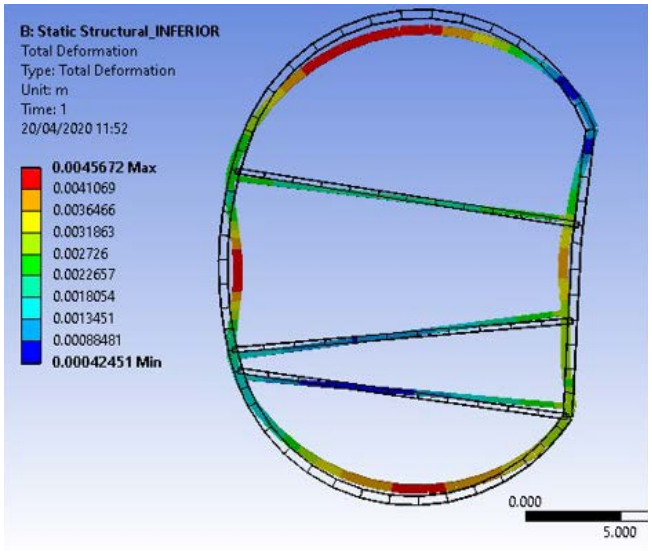


Figura 20. Movimiento diferencial por la eliminación del puntal.

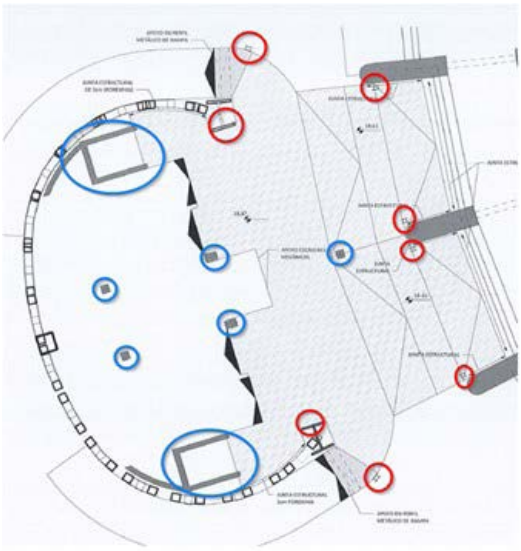


Figura 21. Planta tipo. Apoyos en elementos verticales de hormigón y metálicos.

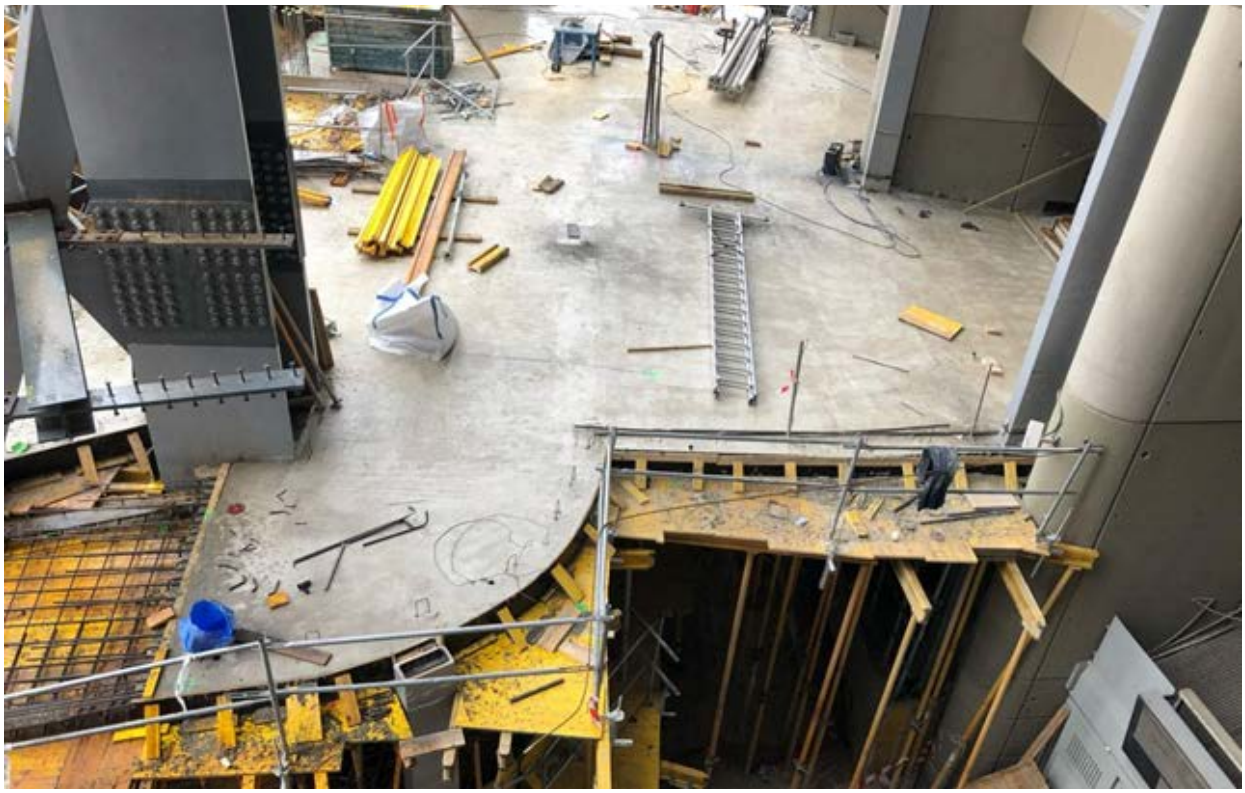


Figura 22. Geometría de la planta tipo. Foto cedida por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

3.3. *Elementos interiores de las torres de acceso.*

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 de apoyar en las costillas existentes del estadio, evitando así incorporar cargas adicionales en estos elementos existentes y sus cimentaciones.

De este modo, los forjados se apoyan en los siguientes elementos verticales en cada torre:

- Cesta metálica y celosías frontales que conectan los soportes principales metálicos.

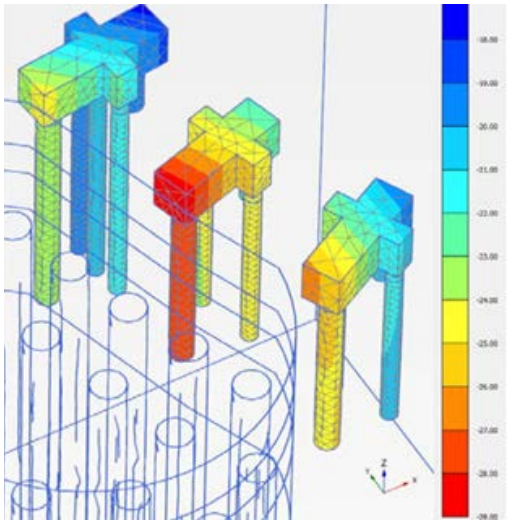


Figura 23. Asientos de arrastre provocados por el asiento de la torre según el programa Plaxis.

- 5 soportes de hormigón, de los cuales cuatro se encuentran dentro de la huella de la torre, y otro en el exterior, en el eje radial de la torre.
- 6 soportes metálicos, dos cercanos a los soportes principales de la cesta, y 4 soportes adyacentes a las costillas, que evitan la incorporación de cargas adicionales en las mismas.
- Dos núcleos de hormigón en el interior de cada torre.

A continuación, se muestra una figura y una foto con los citados apoyos de una planta tipo en elementos verticales de hormigón (círculo azul en la planta) o metálicos (círculo rojo en la planta). A la izquierda se aprecia la cesta metálica de la torre, la rampa helicoidal y los mega 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 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. De este modo, los núcleos y soportes mencionados colaboran parcialmente con la estructura metálica de las cestas en función de su rigidez en cada caso.

Por la elevada concentración de esfuerzos, los elementos de hormigón se fisurarán y en consecuencia bajará el nivel tensional de los mismos, redistribuyendo 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 un multiplicador de las propiedades de los elementos, chequeado con los esfuerzos reales de cada elemento, e igual a:

- Fisuración en dirección circunferencial del forjado que colabora con las celosías lado estadio: factor 50%.
- Fisuración a flexión de la losa: factor 20%.
- Fisuración a flexión de los soportes: factor 55%.
- Para el núcleo no se considera una reducción de propiedades.

Mientras que la mayoría de estos elementos verticales apoyan en la misma cimentación de las torres, los nuevos soportes metálicos más cercanos al estadio se apoyan en un nuevo encepado de micropilotes, independiente de las cimentaciones actuales 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 siguiente imagen del estudio geotécnico. Por eso se ha considerado un estado de carga de asiento de estos apoyos, debido a este efecto.

De forma análoga a los torreones, se diseñan las juntas entre nuevas torres y forjados existentes del estadio de forma que puedan permitir movimientos en dirección radial de hasta 62mm, circunferencial de hasta 45mm y vertical de hasta 34mm.

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.

3.4. Pasarelas

En la coronación de cada torre, por la diferente geometría de los últimos 3 niveles en correspondencia con la corona del edificio oeste, se sitúan 6 pasarelas que conectan la rampa helicoidal con el interior del estadio. En específico, al costado de cada una de las torres se ubican dos grupos de pasarelas, dos superpuestas en el costado norte y tres en el costado sur, con otra pasarela hacia el estadio que permite conectar ambos lados de la torre.

Las pasarelas son estructuras prácticamente isostáticas, de aproximadamente 12.50 metros de luz, formadas por un tablero y una pareja de celosías laterales tipo Warren de 1.20 metros de canto, que funcionan también de barandilla.

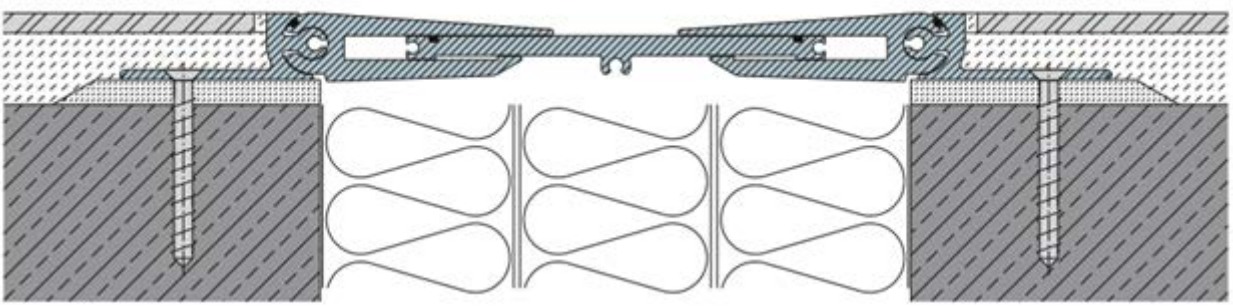


Figura 24. Esquema de junta utilizada en forjados de hormigón entre nuevas torres y estadio.



Figura 25. Acabado final de una planta tipo. Foto cedida por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

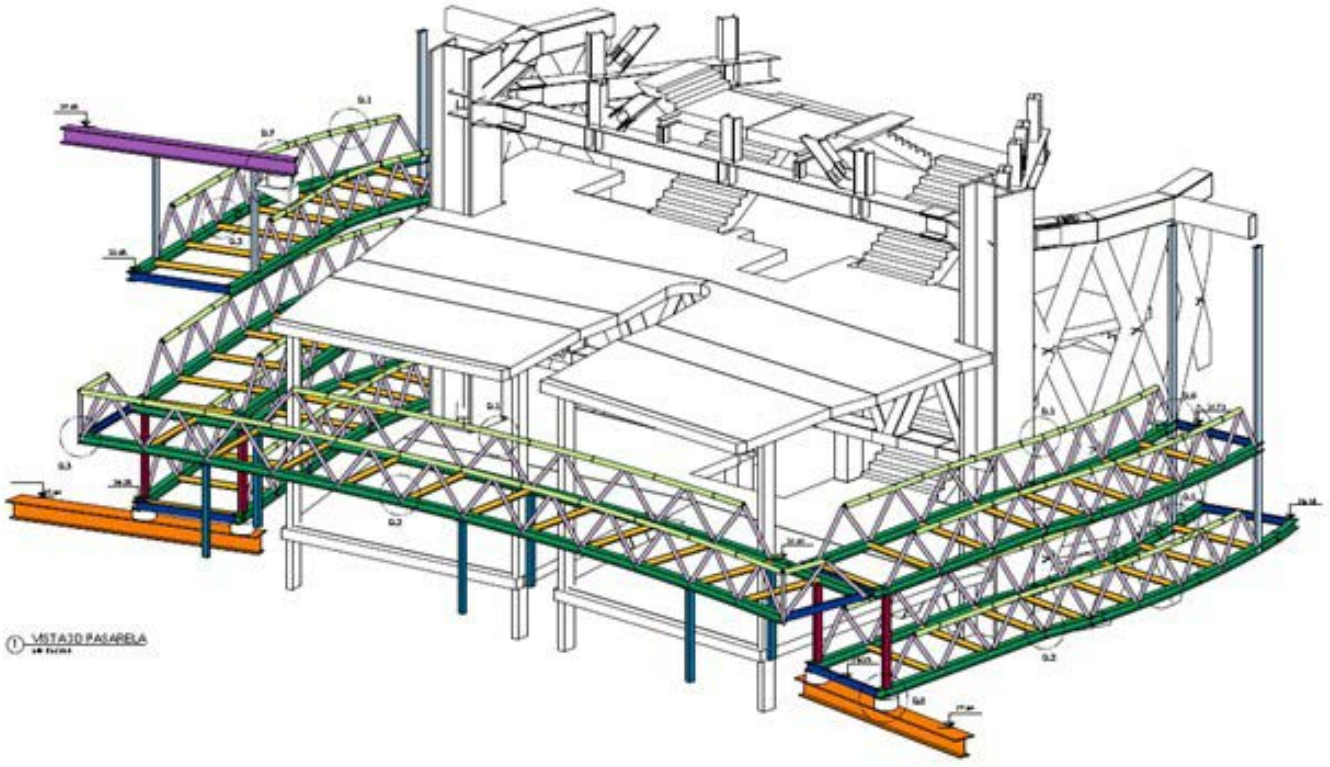


Figura 26. Vista 3D de la zona de pasarelas.

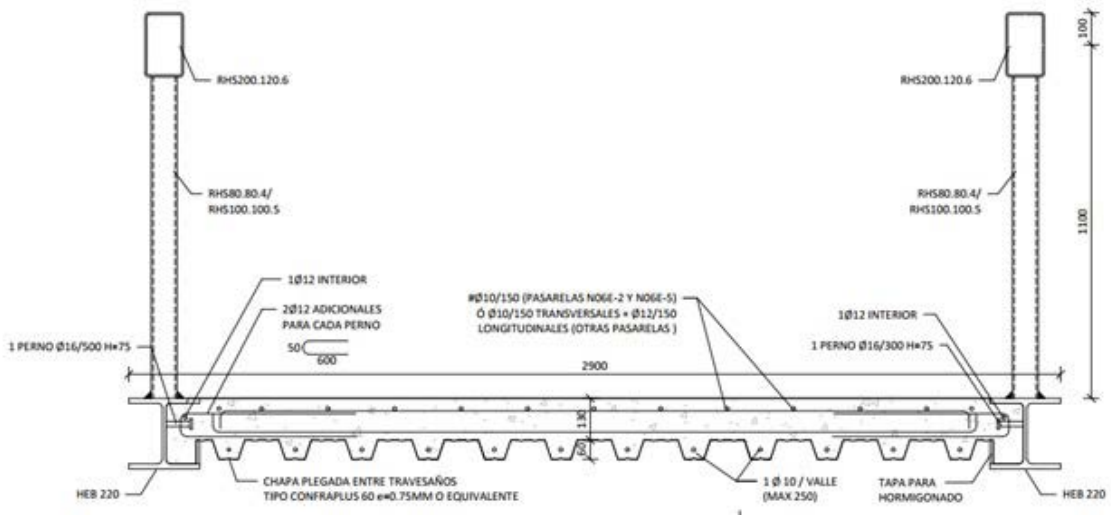


Figura 27. Sección tipo de las pasarelas.

El cordón inferior de las celosías es un perfil laminado tipo HEB220, en tanto que el cordón superior y las diagonales están compuestos por perfiles tubulares rectangulares.

El tablero está compuesto por travesaños metálicos formados por 1/2 HEA300 dispuestos en forma de T invertida y apoyados sobre el ala inferior del HEB220 y una losa de hormigón de 190 mm de canto, ejecutada sobre chapa plegada, que se apoya sobre el ala de los travesaños. Tanto en el alma de dichos perfiles como en el de los HEB220 como sobre el ala de los travesaños se disponen pernos conectadores para obtener un comportamiento solidario entre la losa de hormigón y los elementos metálicos.

Las condiciones de contorno buscan compatibilizar los movimientos diferenciales que pueden producirse entre la coronación de la torre y el edificio preexistente, calculados en 77mm. En general las pasarelas se mueven conjuntamente a la torre, y la junta se materializa lado estadio existente, utilizando unos oportunos apoyos de neopreno.

4. CONCLUSIONES

El articulo describe los aspectos mas relevantes en el diseño de las estructuras de las torres y torreones situados en las 4 esquinas del estadio Santiago Bernabéu, como, por ejemplo:

- Afección de las fases constructivas en los refuerzos de los torreones.
- Análisis dinámico para estudiar la sensibilidad de las gradas a las vibraciones debidas a las personas.
- Diseño de las cimentaciones de las torres y elección de los parámetros del terreno.
- Diseño de la contención perimetral de las torres.
- Apoyo de los forjados interiores a las torres, con una solución para evitar cargas adicionales en la estructura existente.

Referencias

[1] ISO 10137:2007: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations. Es la normativa utilizada en el análisis dinámico.

[2] Ellis B. R., Ji T., Loads generated by jumping crowds: numerical modelling, The Structural Engineer, 35-40, 2004.

[3] Ellis B. R., Ji T., Littler J. D., The response of grandstands to dynamic crowd loads, Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, 355-365, 2000.

[4] Tatara T., Ptasznik B., Vibrations of sports stadium grandstand structure due to crowd-jumping loads. 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. 2015.