

Ingeniería sobre estructuras existentes: patologías, cirugías, trasplantes, urgencias. Tres casos prácticos

Engineering on Existing Structures: Pathologies, Surgeries, Transplants, Emergencies. Three Practical Cases

Juan Carlos Arroyo ^a, Alberto Costaguta ^b, Eduardo Medina ^c y Miriam Alonso ^d

^(a) Ingeniero de Caminos, Doctor en Arquitectura, CALTER / ^(b) Ingeniero de Caminos, CALTER

^(c) Arquitecto Técnico, Doctor en Arquitectura, CALTER / ^(d) Arquitecta, CALTER

Recibido el 15 de abril de 2020; aceptado el 7 de junio de 2021

RESUMEN

La ingeniería estructural en obras de rehabilitación y refuerzo de estructuras requiere un esfuerzo para el conocimiento previo de la estructura (geométrico y mecánico), amén del conocimiento de las normativas y proceso de análisis y dimensionamiento de la época; y además requiere un esfuerzo de ingeniería durante la obra, muy por encima de lo que requiere una obra nueva.

El artículo explica tres obras desarrolladas en este ámbito y que tienen singularidades mencionables:

- El proyecto de ampliación de una fila de gradas en el estadio Santiago Bernabéu, lleno de condicionantes de construcción en el que el elemento estructural afectado, estrictamente armado y de forma repetitiva, y construido en años difíciles para garantizar la calidad, se repite varias decenas de veces (finalización en 2011).
- El nuevo Teatro Príncipe Pío en una nave de casi cien años, protegida, donde el reto es rehabilitar la estructura para acoger respetuosamente una nueva funcionalidad (finalización en 2020).
- La rehabilitación de un hotel en Ibiza, donde los intensos trabajos de caracterización no descubrieron el verdadero estado de la estructura: el reto de esta obra fue aplicar ingeniería de urgencia para intentar que se pudiese reutilizar, sin demolerla (finalización en 2019).

PALABRAS CLAVE: Rehabilitación estructural, caracterización, estadio Santiago Bernabéu, ampliación de graderío, fibra de carbono, FRP, refuerzo a cortante, ingeniería de urgencia, corrosión, pandeo de armadura longitudinal.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Todos los derechos reservados.

ABSTRACT

Structural engineering in rehabilitation and strengthening works requires an effort for prior knowledge of the structure (geometric and mechanical), as well as knowledge of the codes and the analysis and design process of the era; and it also requires an engineering effort during civil works, far greater than is required for a new structure.

The article explains three works developed in this area and which have notable singularities:

- The project to increase the bleachers at the Santiago Bernabeu Stadium, full of construction conditions and repetition, in a strictly designed structure and built at a difficult time to guarantee quality (completion in 2011).
- The new Teatro Príncipe Pío in a 100-year-old warehouse, protected heritage, where the challenge is to rehabilitate the structure to respectfully accommodate a new functionality (completion in 2020).
- The rehabilitation of a hotel in Ibiza, where the intense characterization work did not reveal the true state of the structure: the challenge of this work was to apply emergency engineering to try to make it possible to reuse it, without demolishing it (completion in 2019).

KEYWORDS: Structural rehabilitation, characterization, Santiago Bernabeu Stadium, increase of stadium bleachers, carbon fiber reinforcement, FRP, shear reinforcement, emergency engineering, corrosion, buckling of longitudinal reinforcement.

© 2021 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. All rights reserved.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: jcarroyo@calter.es (Juan Carlos Arroyo)



Figura 1. Foto del estadio desde el sur, en 1955. En la mayoría del estadio se observan dos anfiteatros. Cortesía de la biblioteca de la Facultad de Empresa y Gestión Pública. Universidad de Zaragoza.

1. AMPLIACIÓN DEL PRIMER ANFITEATRO DEL ESTADIO SANTIAGO BERNABÉU¹

El graderío del estadio Santiago Bernabéu, construido entre 1944 y 1947, tenía una holgura de visibilidad entre la fila más alta de la primera grada y la más baja del primer anfiteatro. Esa holgura permitía pensar en la posibilidad de añadir una fila inferior en el primer anfiteatro para utilizar la máxima capacidad de aforo del Estadio.

Esta obra de ampliación interna, según cuentan los arquitectos de la ampliación, había sido planteada en numerosas ocasiones, pero aparecían dos condicionantes primordiales que la hacían compleja de abordar: la actuación de refuerzo en una obra antigua construida en la época de posguerra, y la necesidad de mantener la operabilidad durante casi todas las semanas del año, con partidos el fin de semana y entre semana.

La ampliación consiste en la disposición de una fila adicional de asientos en toda la longitud del estadio.

El objetivo del proyecto, año 2011, es encajar y desarrollar un proyecto constructivo con una solución estructural óptima, simple (económica) y rápida. La simpleza y rapidez están muy relacionadas con la magnitud de la intervención en la estructura existente, de mediados de los años 40 (figura 1).

1.1. Estructura existente²

La estructura existente del graderío (figura 2) se conforma mediante una serie de pórticos (88) cada 7,0 m aprox.

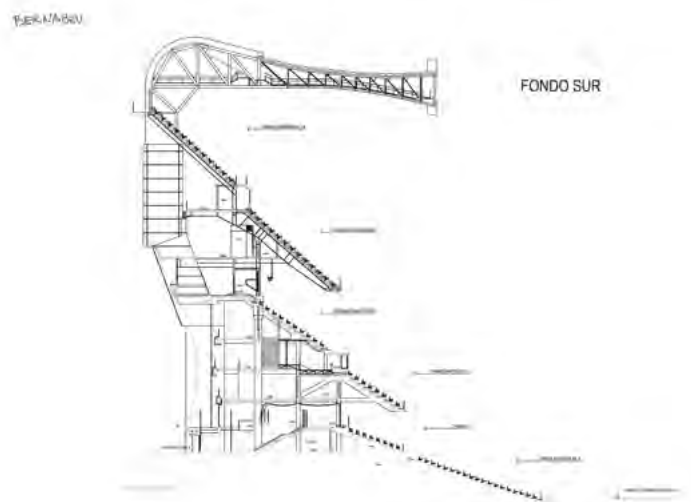


Figura 2. Estructura transversal típica (pórtico) del estadio.

Este pórtico se repite ochenta y ocho veces a lo largo del perímetro de la grada (figuras 3 y 4)

¹ Apartado escrito por los autores (a) y (b).

² El estadio fue proyectado por los arquitectos Muñoz Monasterio y Alemany Soler y la estructura fue proyectada por Carlos Fernández Casado.



Figura 3. Planta del estadio, con las divisiones por vomitorios.

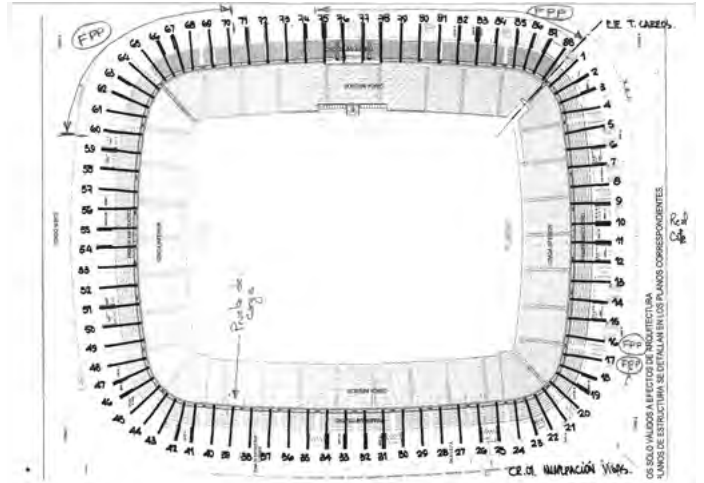


Figura 4. Planta estructural del primer anfiteatro. Situación de los 88 pórticos.

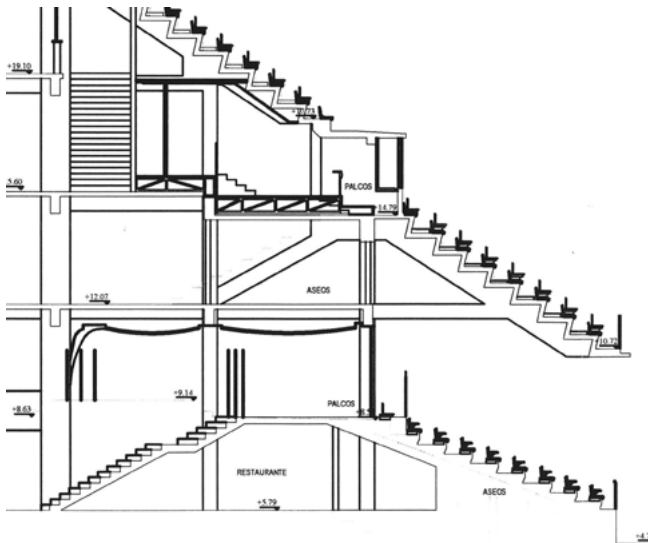


Figura 5. Detalle de grada en vuelo en el primer anfiteatro.

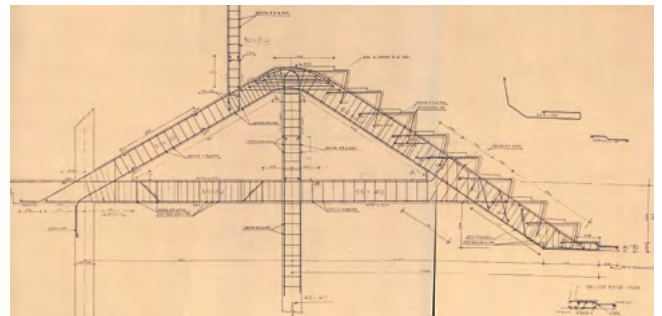


Figura 6. Armado del pórtico.

Todos los pórticos están formados, en su parte inferior, por una viga zanca de unos 9 m de longitud, apoyada a media altura en un puntal horizontal que va hasta el pórtico trasero (figura 5).

La grada propiamente dicha es una estructura de hormigón *in situ*, a modo de lámina plegada, que se forma con los sucesivos respaldos y asientos. La estructura de la grada tiene un canto aproximado igual a la altura del respaldo, que es de 60 cm.

La viga zanca, por tanto, trabaja a flexión como una viga con voladizo, y además trabaja a tracción equilibrando la compresión del puntal en el nudo intermedio.

Las tracciones que se provocan en la zanca se trasladan hacia atrás mediante una estructura de retenida también zanca.

La figura 6 muestra el armado del pórtico que debe estudiarse para recrecerlo y reforzarlo.

1.2. Ampliación de la grada

La ampliación consiste en la disposición de una fila dispuesta en la punta del voladizo actual, tal y como muestra la figura 7.

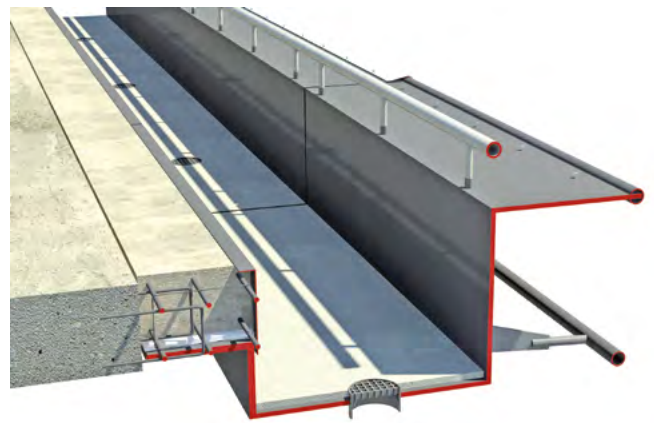


Figura 7. Fila ampliada. Cortesía de Estudio Alemán.

Uno de los problemas habituales de las intervenciones en estructuras existentes es la determinación de la sobrecarga. La estructura original, de los años 40, se proyectó para una sobrecarga de 3 kN/m². Actualmente, este tipo de estructuras debe calcularse para una sobrecarga 5 kN/m². Si no se llevase a cabo actuación estructural alguna, podría seguirse manteniendo la estructura siempre que estuviera adecuadamente conservada. Sin embargo, cuando ha de reforzarse o rehabilitarse alguna parte de la estructura, esta debe hacerse para las sobrecargas actuales. Por ello, en este caso, la ampliación de la primera fila del primer anfiteatro lleva consigo la necesidad de revisión del

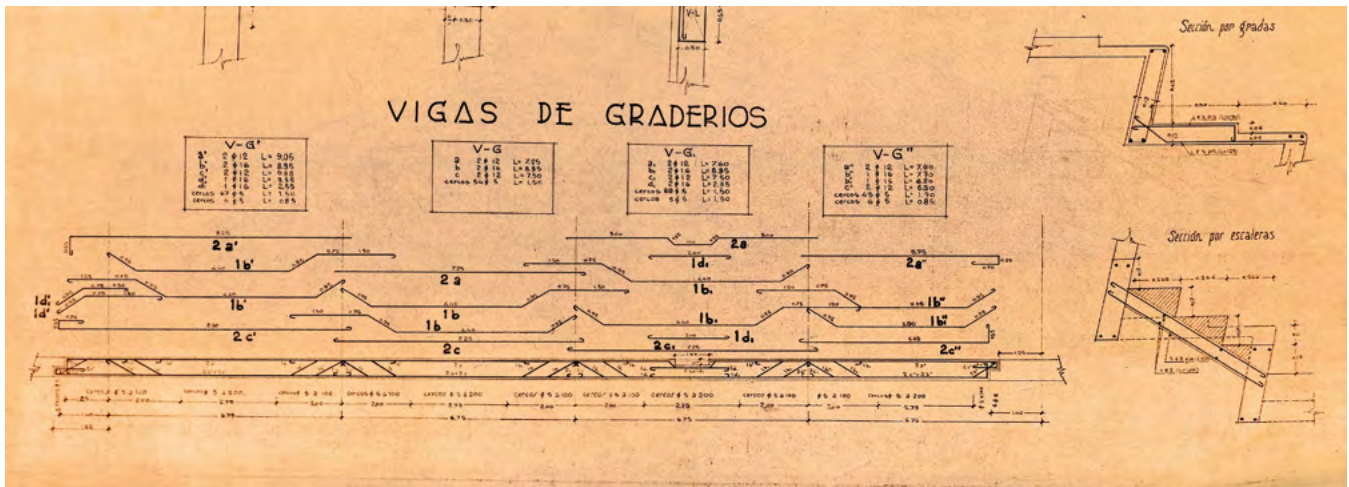


Figura 8. Armado de la grada y sección transversal.

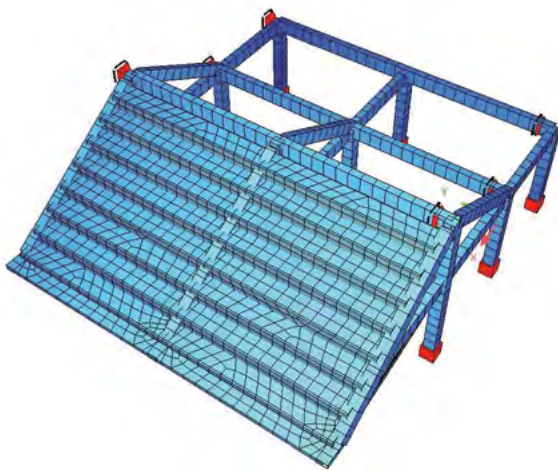


Figura 9. Modelo estructural del graderío, con SOFISTIK.

sistema estructural del graderío completo para las nuevas sobrecargas.

Esta circunstancia somete a mucha presión a la iniciativa de la propiedad pues un incumplimiento de la grada respecto de las nuevas cargas hubiese supuesto un refuerzo integral de toda la superficie de asientos del primer anfiteatro lo cual podría encarecer mucho la operación.

Por ello, se realizó un primer análisis de la capacidad estructural de la grada. En caso de encontrar niveles de seguridad inferiores a los admisibles para las nuevas sobrecargas, se había planteado un segundo escalón de trabajo, plan B, que hubiera sido la realización de una prueba de carga de determinación de la capacidad resistente. Estos ensayos, que usualmente son muy agresivos pues llevan a la estructura a niveles de carga de prerrotura y son arriesgados, se suelen contraindicar; pero, en este caso, hubiese sido una magnífica segunda opción.

El análisis estructural de la grada fue satisfactorio. De ella se conoce la geometría, el armado y la calidad de los materiales (figura 8).

Se introdujo un modelo del graderío en SOFISTIK (figura 9) para analizar el comportamiento de las gradas frente a la nueva sobrecarga, incluyendo efecto dinámico.

Los resultados indicaron que el comportamiento de las gradas es suficientemente seguro para la sobrecarga de 5 kN/m². De alguna forma era el primer análisis del estadio e indicaba que el elemento era muy solvente para una carga bastante mayor que su carga de proyecto. Esto indujo a pensar que la estructura estaba armada generosamente, nada más lejos de la realidad. Como se comprobará en los sucesivos análisis, la estructura se proyectó y construyó de forma muy estricta.

El caso de las gradas era un caso especial y la explicación podría ser que la geometría de la grada es compleja y que su análisis se aproximó más al de una viga que al de la placa quebrada que realmente es y que aumenta mucho la capacidad. Es decir, que la capacidad actual de análisis permite considerar la grada continua y esto mejora mucho el comportamiento de la losa y, probablemente, en los años 40, no se quiso aprovechar ese efecto de continuidad transversal, de ayuda de una fila de asientos con las adyacentes.

En resumen, los resultados analíticos fueron suficientemente contundentes y validados con los testigos del hormigón y las catas por lo que se decidió dar por válidas las gradas para la nueva carga.

1.3. Estudio tipológico del refuerzo del pórtico tipo

Ante la necesidad de proyectar una solución que se iba a repetir ochenta y ocho veces sobre una estructura existente de los años 40, la búsqueda de la solución óptima estuvo presidida por una obsesión: la simplicidad máxima, que supone mejoras económicas, rapidez de ejecución e intervención mínima.

La estructura necesaria para proveer una fila más es sencilla, la carga que proporciona esa ampliación también es pequeña en comparación con la carga de las ocho filas de gradas. Pero hay un aumento de carga generalizado por la nueva sobrecarga de 5 kN/m² y además, la nueva fila está en el extremo del voladizo por lo que su influencia en el momento negativo de la viga zanca es grande y el esfuerzo que transmite al puntal horizontal es también importante.

En el plano original de la figura 10 se observan los elementos viga zanca y puntal horizontal.

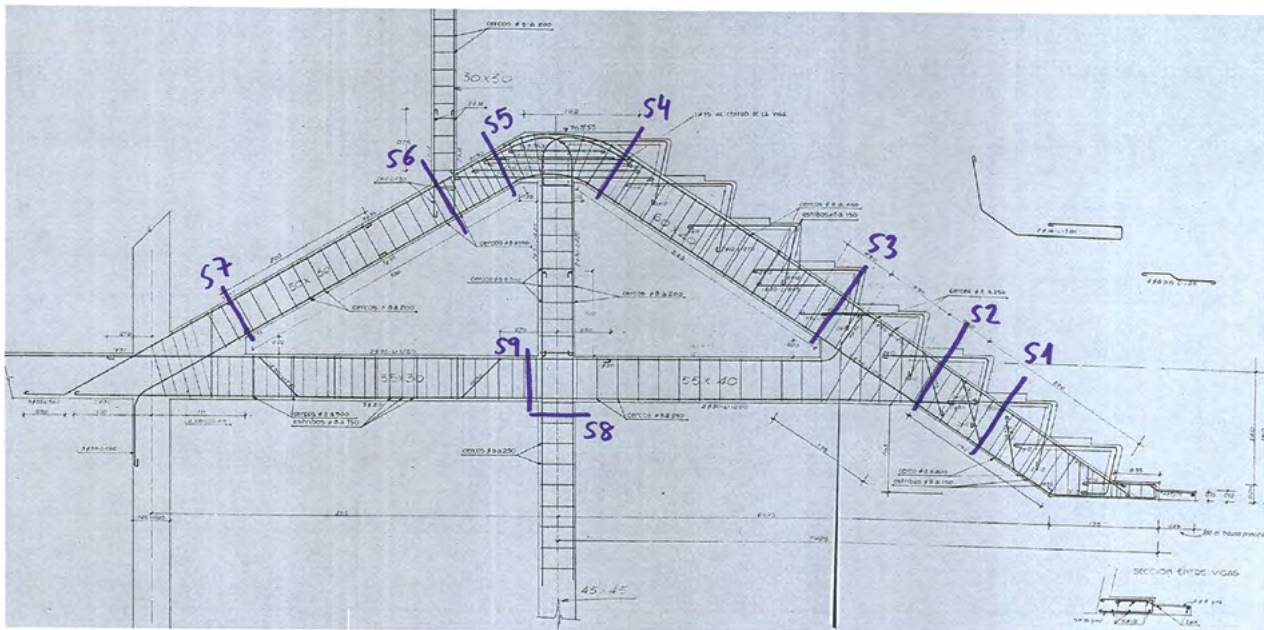


Figura 10. Plano original del pórtico tipo.

1.3.1. Solución postesada

En esa línea de trabajo, el sistema original de Carlos Fernández Casado es un sistema muy rígido y eficaz, por lo que parece posible ayudarse de él para resistir el incremento de carga de la ampliación y de la grada existente. O sea, el planteamiento puede ser la aplicación de un refuerzo resistente a la estructura existente, sin modificar el esquema estático ni la rigidez. Es decir, tanto la ampliación como el incremento de carga viajarán por la estructura original.

Existe, además, el componente dinámico de la sobrecarga de las gradas por lo que inicialmente se optó por los refuerzos activos. Así que la primera solución es plantear un refuerzo del pórtico existente mediante postesado exterior.

Para que este refuerzo sea eficaz debe situarse algo excéntrico. Debido a la existencia de las gradas, no es posible dar toda la excentricidad hacia arriba que necesitaría por lo que se optó por proponer una importante cantidad de compresión y, seguramente debería rozarse la grada para introducir algo más de excentricidad al pretensado.

Esta es una solución muy apropiada, pero tiene algunos problemas:

- La necesidad de rozar las gradas para dar más excentricidad.
- La necesidad de un nivel de compresiones bastante elevado.
- El problema, que comparten casi todas las soluciones, de trasladar las cargas de tracción (los cables de postesado) hacia atrás, hasta la zona de retenida.
- Otro problema, que comparten casi todas las soluciones, es que es preciso taladrar la estructura existente para anclar los cables de postesado.

Esta solución, en cambio tiene las siguientes ventajas:

- La obra se hace con una única unidad de obra: el postesado, por tanto, es una solución simple.
- Es una solución activa que disminuye la fisuración, au-

menta la rigidez de la estructura de hormigón armado y, mejora el comportamiento dinámico [1] pues la inercia del elemento es la inercia bruta.

Esta primera solución pareció apropiada a falta de comenzar a validarla con los primeros resultados del cálculo.

La solución no era perfecta, era algo invasiva y se tenía que introducir mucho postesado (por el déficit de excentricidad) y, por lo tanto, mucha compresión, a una estructura antigua, de la época de la España autárquica (recordarán los lectores que en esa época los forjados más habituales de bovedilla cerámica se denominaban así, autárquicos, mucha imaginación, mucha mano de obra y calidad de materiales muy ajustada).

Finalmente, unos días después de plantear la solución postesada, se vio que los inconvenientes eran más que las ventajas y que la compresión a introducir era demasiado grande y el anclaje sería demasiado destructivo en el nudo superior del pórtico.

1.3.2. Cambio del esquema estructural

A la vez que se desarrollaba la solución de refuerzo con postesado sin variación del esquema estático de Don Carlos, otro equipo se dedicó a pensar posibles variantes.

En la idea de hacer más sencilla la solución, se estimó que, en lugar de reforzar, podía volver a pensarse en modificar el sistema estático.

La carga de la fila ampliada genera, en la estructura original, los siguientes efectos:

- En la viga zanca del pórtico, desde el extremo que se amplía hasta el puntal horizontal (figuras 11a y b), hay una ley creciente de momentos negativos, que se ve aumentada por la carga de la ampliación y que hace pensar en un refuerzo de postesado en la cara superior como la solución más adecuada.
- En el puntal, existe una compresión predominante más algo de flexión negativa.

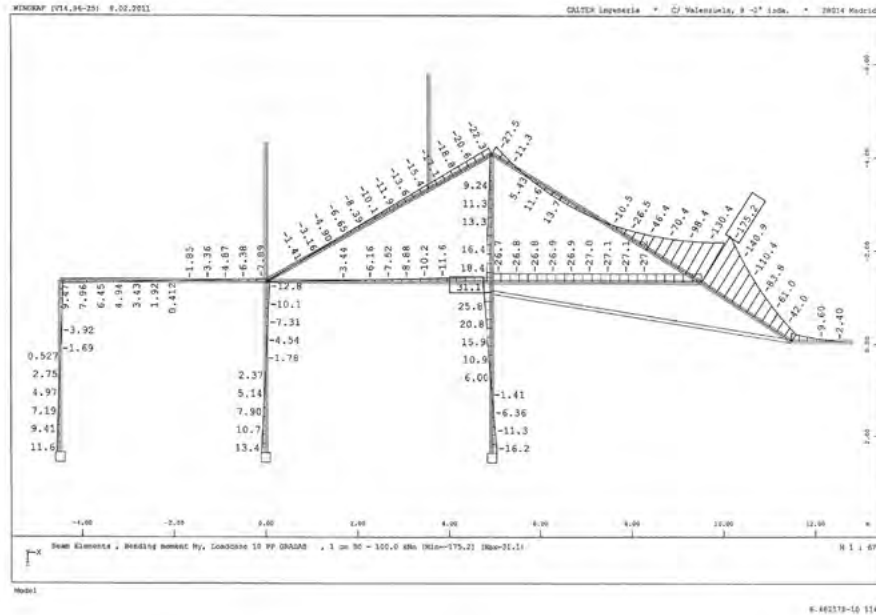


Figura 11a. Leyes de flectores en el pórtico para carga permanente.

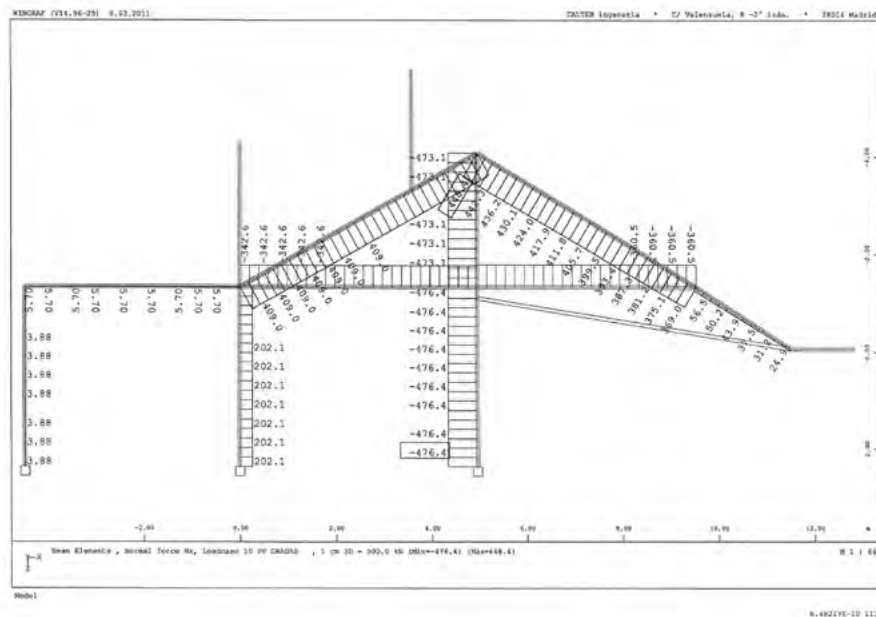


Figura 11b. Leyes de axiles en el pórtico para carga permanente.

- En la viga zanca, desde el puntal hasta arriba, existe flexión predominante compuesta con algo de tracción.

Una cosa está clara, el esfuerzo principal es la flexión de la viga zanca y, para luchar contra él, la mejor opción sería disponer un puntal hacia abajo en el extremo o un tirante hacia arriba. Evidentemente ambas soluciones quedan proscritas por la funcionalidad del estadio.

1.4. Solución elegida

La única solución que permite aportar un puntal a la estructura, compatible con la funcionalidad, es llevar dicho puntal "hacia arriba". La intuición parece decir que la eficacia de

ese puntal es muy pequeña (figura 12). Sin embargo, aunque poco eficaz, su influencia es suficiente como para disminuir los momentos flectores negativos de la zanca hasta valores asumibles por la estructura existente y únicamente crece de forma importante el efecto de tracción en toda la longitud de la zanca.

Sólo con la disposición de ese puntal metálico, los modelos muestran que su disposición rigidiza mucho la estructura original pues aporta un tercer apoyo, en el extremo, a la viga zanca.

Dicho puntal, además, va a trabajar únicamente para las cargas de la ampliación y la sobrecarga de su grada. Para hacer esta suposición es preciso garantizar que el pórtico actual recoge de forma solvente las acciones permanentes. Por lo tanto, el puntal muere en la punta del pórtico original.

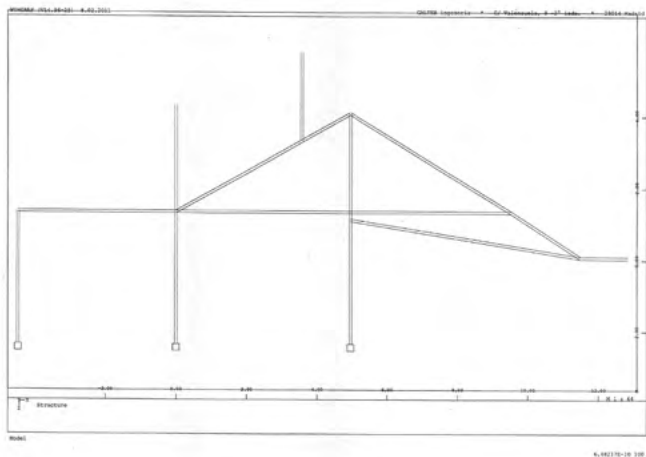


Figura 12. Propuesta de puntal, "hacia arriba".

La simple disposición del puntal mejora el esquema estático y disminuye los esfuerzos en el pórtico. Así es, los esfuerzos totales de flexión en la zanca, que son esfuerzos de flexión negativa, son prácticamente los mismos en la estructura original con carga de 3kN/m^2 , que en la estructura nueva con los correspondientes incrementos de carga. Es decir, la disposición del puntal más el incremento de cargas, deja la estructura con los mismos esfuerzos flectores que la original (figura 11a).

Solamente aparecen unos importantes esfuerzos de tracción que ya tenía la estructura original pero que ahora aumentan un 25% aproximadamente (figura 11b).

Así pues, a partir de la disposición del puntal, los incrementos de esfuerzo son únicamente esfuerzos de tracción que no pueden ser resistidos, por lo que debe ser reforzada (como era de esperar, ya que la estructura de D. Carlos está muy ajustada a las cargas).

Se analizó el comportamiento dinámico mediante la comparación de las frecuencias naturales de vibración con las que pueden afectar a la comodidad de estadios. La nueva fila, en estos años, ha demostrado un buen comportamiento dinámico, similar al de las gradas adyacentes.

1.4.1. Refuerzo a tracción

La tracción es un esfuerzo centrado, que puede y debe disponerse en el alma de la viga zanca y que se plantea de forma pasiva ya que la rigidez de la estructura está garantizada con el puntal por lo que no hay necesidad de introducir refuerzos activos.

La forma más sencilla de reforzar la tracción de la viga es mediante fibra de carbono, puesto que los niveles de refuerzo no son altos.

Quizás la mayor ventaja de esta solución, porque la convierte en una solución muy sencilla, es la que tiene que ver con la transmisión de esfuerzos de tracción hasta la viga zanca trasera, la viga de retenida.

El refuerzo de tracción (planteado con fibra) debe atravesar el pilar en su parte alta y trasladarse a la viga zanca trasera. Las vigas zancas pueden ser fácilmente reforzadas en su alma con dicha fibra, pero las tracciones deben ser capaces de pasar de la zanca delantera a la trasera y para hacer ese paso, la primera idea es taladrar el pilar.

Aunque esa idea estropea la limpieza de la solución, no parece que haya más remedio. Para evaluar la cantidad de tala-

dos se evaluó la tracción y la armadura existente, para valorar la capacidad del nudo existente.

Por suerte para la obra, uno de los pocos puntos en los que la estructura original tiene armadura abundante es precisamente esa (figura 6) y, tras evaluar la tracción a trasladar y la capacidad del nudo, se concluye que la armadura existente es suficiente.

Es decir, la armadura del nudo original es suficiente para trasladar a la retenida la carga original y el incremento, de tal forma que no es necesario traspasar con la fibra el nudo pudiendo interrumpir la fibra antes del nudo y recuperarla después, en el tirante inclinado de la retenida.

La elección de las fibras de carbono frente a las platabandas metálicas se tomó por la facilidad de manipulación y colocación, a pesar de que su precio, sobre el papel, era inicialmente más caro.

1.4.2. Fila ampliada y apoyo en la zanca

La fila de asientos que se amplía se construye con una viga metálica con la forma adecuada que se apoya en los pórticos, cada 7 m aproximadamente (figuras 7 y 13a)



Figura 13a. Viga metálica de la ampliación.

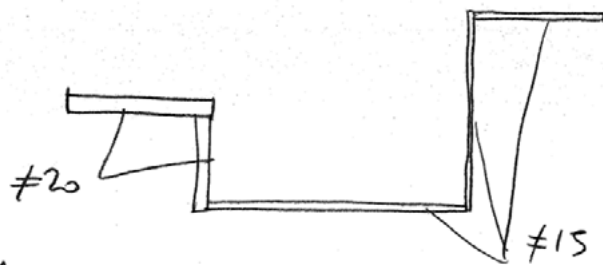


Figura 13b. Espesores de la viga de grada.

Con esta forma de la viga se minimiza el apoyo en el patín de unión a la viga zanca. Se definen los espesores mayores en la zona baja de la chapa (figura 13b) intentando que coincida el centro de gravedad con el centro de esfuerzos cortantes para minimizar las flechas laterales de las cargas verticales.

El apoyo de la viga de grada en los pórticos se realiza mediante una pieza metálica compleja, con pasadores (figuras 14a y b) que resisten el momento flector de la excentricidad del centro de gravedad de las cargas de la viga mediante un par que se forma con los pasadores extremos. Se pretende minimizar el esfuerzo en los pasadores separándolos todo lo posible. Ade-

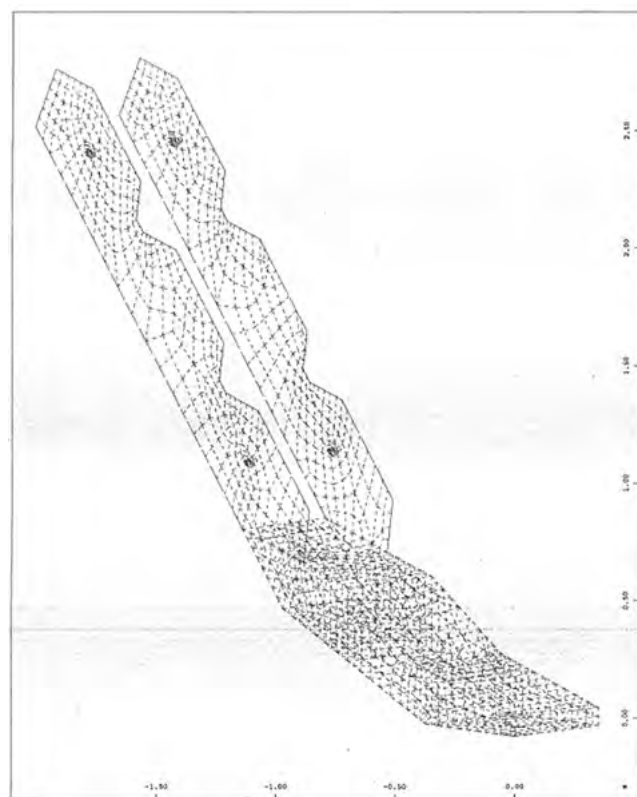
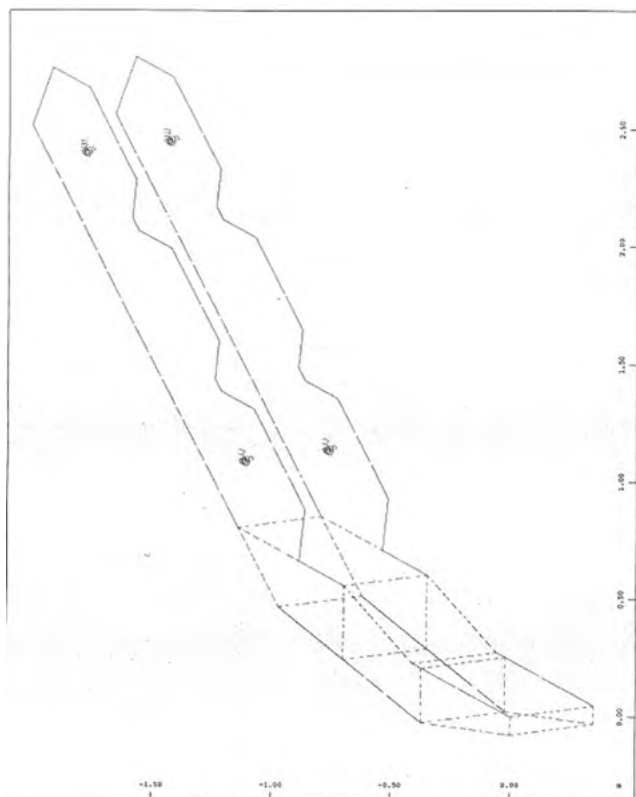


Figura 14a. Pieza metálica de apoyo de la grada en el pódium. Modelos de análisis de SOFISTIK.



Figura 14b. Pieza metálica de apoyo de la grada en el pódium.



Figura 15a. Modelo del refuerzo.

más, los pasadores más alejados de la viga de grada se disponen cerca del puntal horizontal de modo que se disminuye aún más la flexión que se podría trasladar a la viga zanca.

La construcción se llevó a cabo con el tremendo condicionante de que había que habilitar las gradas para los días de partido. Este hecho fue más complicado de cumplir mientras el equipo permaneció en competiciones europeas porque se ocupaba el estadio entre semana.

Durante el proceso constructivo, como en muchas obras de rehabilitación, uno de los aspectos más complejos fue el transporte de los elementos más grandes, puntal y patín metálicos, desde la calle hasta el interior del estadio.



Figura 15b. Puntal en situación definitiva.



Figura 15c. Imagen final.



Figura 15d. Imagen final.

La solución fue ejecutada de forma espléndida y se demostró que la propuesta era buena y que la estructura respondió con una buena calidad a pesar de la época en que se construyó, porque se repitió la solución ochenta y ocho veces sin incidentes reseñables.

En las figuras 15a, b, c y d, se muestran unas imágenes de la construcción y de la estructura terminada.

Ficha técnica

Fecha de construcción:	2012
Propiedad:	Real Madrid CF
Arquitectura: Proyecto y dirección de obra	Alemany & Aguinaga
Estructura: Proyecto y Dirección de obra	CALTER ingeniería
Constructora:	FCC
Aplicador de fibra:	Alberto Díaz Torio

2. REHABILITACIÓN PARA TEATRO DE LA NAVE SUR DE LA ESTACIÓN DE PRÍNCIPE PÍO³

La estación de Príncipe Pío fue inaugurada en el año 1861. El proyecto fue llevado a cabo por ingenieros de Francia, “los franceses”, cuyo origen da nombre al puente ferroviario sobre el río Manzanares que da acceso a la estación.

Posteriormente, a finales de 1920 se construye la nave de salida de viajeros en la fachada de la Cuesta de San Vicente, objeto de la actuación (figura 16). Dicha nave, de la que aún se conservan los ascensores de salida (figura 17), se construyó

³ Apartado escrito por los autores (a) y (c).



Figura 16. Fachada de la Cuesta de San Vicente de la nave de salida de viajeros. (foto: Paco Gómez).



Figura 17. Ascensores y escalera principal tras la remodelación. (foto: Paco Gómez).



Figura 18. Sala polivalente (foto: Paco Gómez).

a la vez que el conocido ramal Ópera, que une la estación con el metro de Ópera.

En el año 1993 se cerró una parte de la estación para darle la adecuada versatilidad a los nuevos medios de transporte y ser reutilizada como intercambiador de transportes, tren, cercanías y metro, además de realizarse una importante operación de revitalización comercial⁴ como en otras estaciones de tren en otras tantas ciudades españolas. En dicha operación se dejó sin uso la nave más oriental, la de la fachada sur, objeto de la actual rehabilitación.

En estos últimos tres años se ha acometido la remodelación de esta nave para acoger el Gran Teatro Príncipe Pío con casi 2000 butacas y otras actuaciones relevantes en los torreones de dicha nave.

Esta nave, que fue el gran hall de la estación, ahora pasa a convertirse en una gran sala polivalente con gradas retráctiles que permiten mesas y sillas o butacas convencionales (figura 18).

La obra se adjudica en 2018 a un equipo de constructores e ingenieros (ver ficha) que busca una solución de refuerzo óptima para la adecuación de la estructura a las nuevas exigencias. La propuesta para la reutilización de la estructura tiene un claro mandato: el edificio está catalogado como singular por lo que el grado de protección afecta a la envolvente, a la estructura y a los ornamentos interiores. Esto implica que las actuaciones han sido las indispensables y autorizadas por Patrimonio. Por ello la actuación estructural ha tenido que:

Atender a los principios de restauración y reparación, más que a la reconstrucción, limitándose a intervenir sobre el contexto indispensable para mantener la legibilidad de la estructura original.

De las actuaciones estructurales caben destacar las de obra nueva: pórticos metálicos de recogida de las gradas, y las pasarelas superiores para trasiego de personal de bambalinas; y las obras de refuerzo de la planta baja y otros refuerzos menores.

La estructura de este edificio es principalmente de hormigón armado, con gruesos muros de carga de fábrica en las fachadas y en las medianerías entre torreones y nave central.

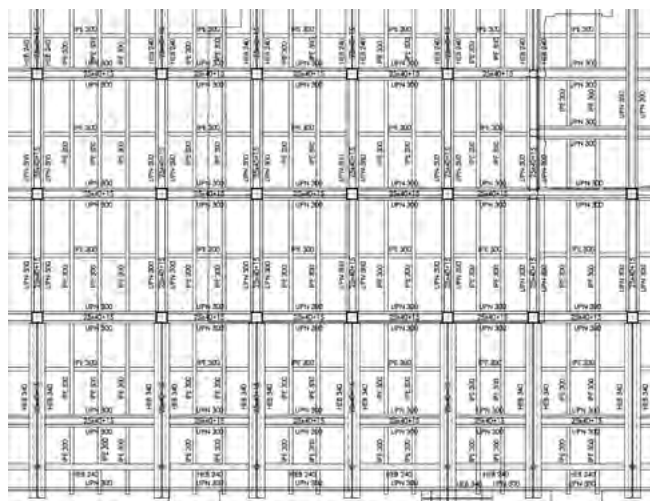


Figura 19. Plano de detalle general del refuerzo inicialmente planteado.

4 Vialia.

El mayor de los forjados del edificio, el de planta baja, se construyó con pórticos de pilares y vigas de cuelgue, en dos direcciones, y losa maciza apoyada en cuatro lados, de 10 o 15 cm de espesor. Esta tipología que actualmente es muy utilizada en América latina, especialmente en zonas de alta sismicidad, resulta ser una tipología óptima desde el punto de vista del consumo de materiales, pero en España es poco común.

Como en toda actuación en obras existentes, la fase de estudio de las preexistencias, desde el punto de vista geométrico y mecánico, es fundamental.

Todas las estructuras, y especialmente las protegidas es preciso conocerlas para actuar con el debido respeto. Actuar en una estructura antigua es casi siempre inevitable, y hacerlo desde el respeto al patrimonio es, a veces, complejo. Vista esta afirmación desde otro lado: la única opción de respetar y mantener útil una estructura antigua otros cincuenta años suele ser repararla y reforzarla.

2.1. Nave central

El proyecto original de rehabilitación contemplaba la ejecución de una nueva estructura metálica totalmente exenta a la original, y la realización de paneluces en las losas (figura 19).

La propuesta dividía por tres la luz de las losas mediante paneluces metálicos que se apoyaban en vigas metálicas adyacentes a las existentes de hormigón.

El objetivo del proyecto de estructura fue racionalizar el refuerzo a realizar respetando la estructura existente.

Para ello, la caracterización fue minuciosa, de la losa, vigas, pilares y de la cimentación, mediante catas y mediante la extracción y rotura de probetas testigo de acero y hormigón. Con un georradar se comprobó el espesor de la losa de planta baja y el estado y situación de las armaduras (figura 20).

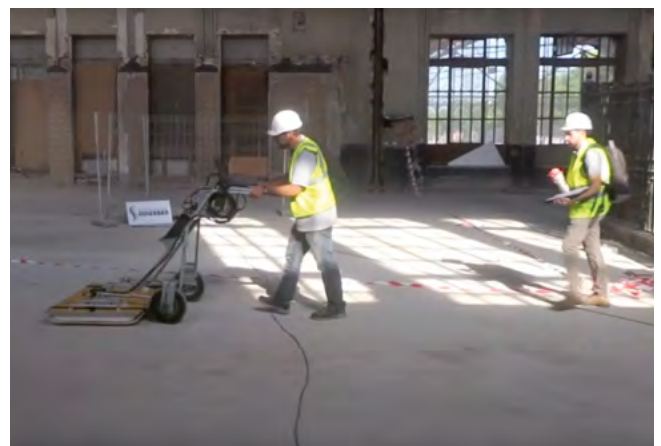


Figura 20. Trabajos de georradar en la planta baja de la nave central (foto: cortesía de Solorban).

La campaña de modelización geométrica fue sencilla pues la estructura estaba prácticamente a la vista. La campaña de caracterización mecánica permitió conocer la resistencia característica del hormigón y del acero. Los testigos de hormigón extraídos en diferentes puntos de las vigas y la losa dieron una resistencia a compresión media de 24 MPa. Las armaduras eran de acero liso de 240 MPa de límite elástico.

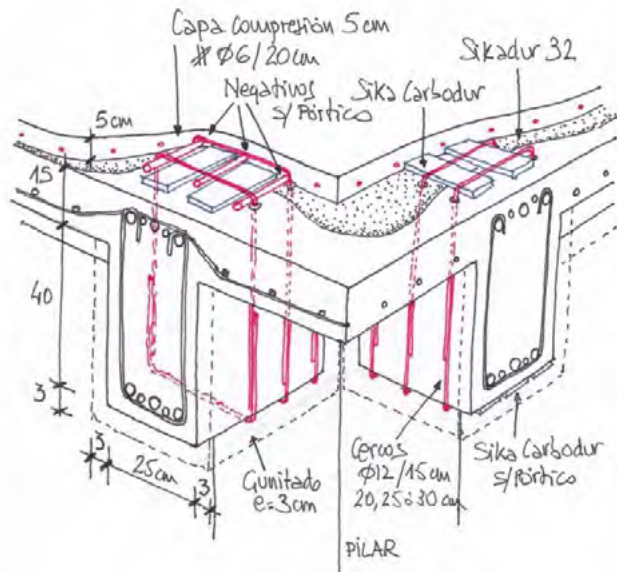


Figura 21. Croquis de obra explicativo del refuerzo general a ejecutar.

Partiendo de la posibilidad de conocer bien los materiales y resultando tener estos una capacidad resistente razonablemente buena, se procedió a valorar otras posibilidades de refuerzo menos laboriosas y de menos peso.

Mantener la solución inicial de refuerzo metálico hacía difícil cumplir los plazos y el presupuesto asignado, pero, sobre todo, afectaba a la pérdida de originalidad de la estructura antigua protegida.

En el forjado de planta baja de la nave central, se necesitaba incrementar de forma importante su capacidad portante, debido sobre todo a que el nuevo uso como teatro requería ejecutar una pesada solera acústica sobre el forjado. En este caso, era necesario reforzar la losa y las vigas (siempre bidireccionales), en la mayoría de las zonas, a flexión y a cortante.

Como la losa de planta baja sólo tenía armado en su cara inferior se optó en este caso por armar la losa por la cara superior, con un recocado de hormigón con puente de unión tipo epoxi. En ese recocado se dispusieron también los refuerzos a momento negativo de las vigas, que eran armaduras de acero corrugado o laminados de fibra de carbono, dependiendo de las necesidades tensionales y de la altura disponible en cada caso. El refuerzo a cortante de las vigas se hizo en las proximidades de los apoyos, colocando nuevos cercos de acero corrugado, que rodeaban las vigas de cuelgue por todas sus caras (taladrando la losa para pasar las barras, que se elaboraron en forma de U, quedando las ramas superiores embebidas en la nueva capa de compresión (figura 21). Después, los cercos se taparon mediante gunitado de las tres caras inferiores de las vigas (figura 22).

En el cálculo de estos refuerzos de elementos estructurales que trabajan a flexión, lo más determinante es respetar siempre la obligada compatibilidad de deformaciones de los materiales que intervienen, en este caso, tres, hormigón, acero y fibra, con módulos de elasticidad muy diferentes [2] [3]. Según el nivel de agotamiento de cada uno, el refuerzo con fibra puede ser más o menos rentable según el elemento estructural en concreto, pero en la elección del sistema de refuerzo también intervienen otros factores como los espesores disponibles, o la rapidez y facilidad de ejecución. En el caso del forjado de la



Figura 22. Refuerzo general a cortante de las vigas de planta baja. (foto: Paco Gómez).

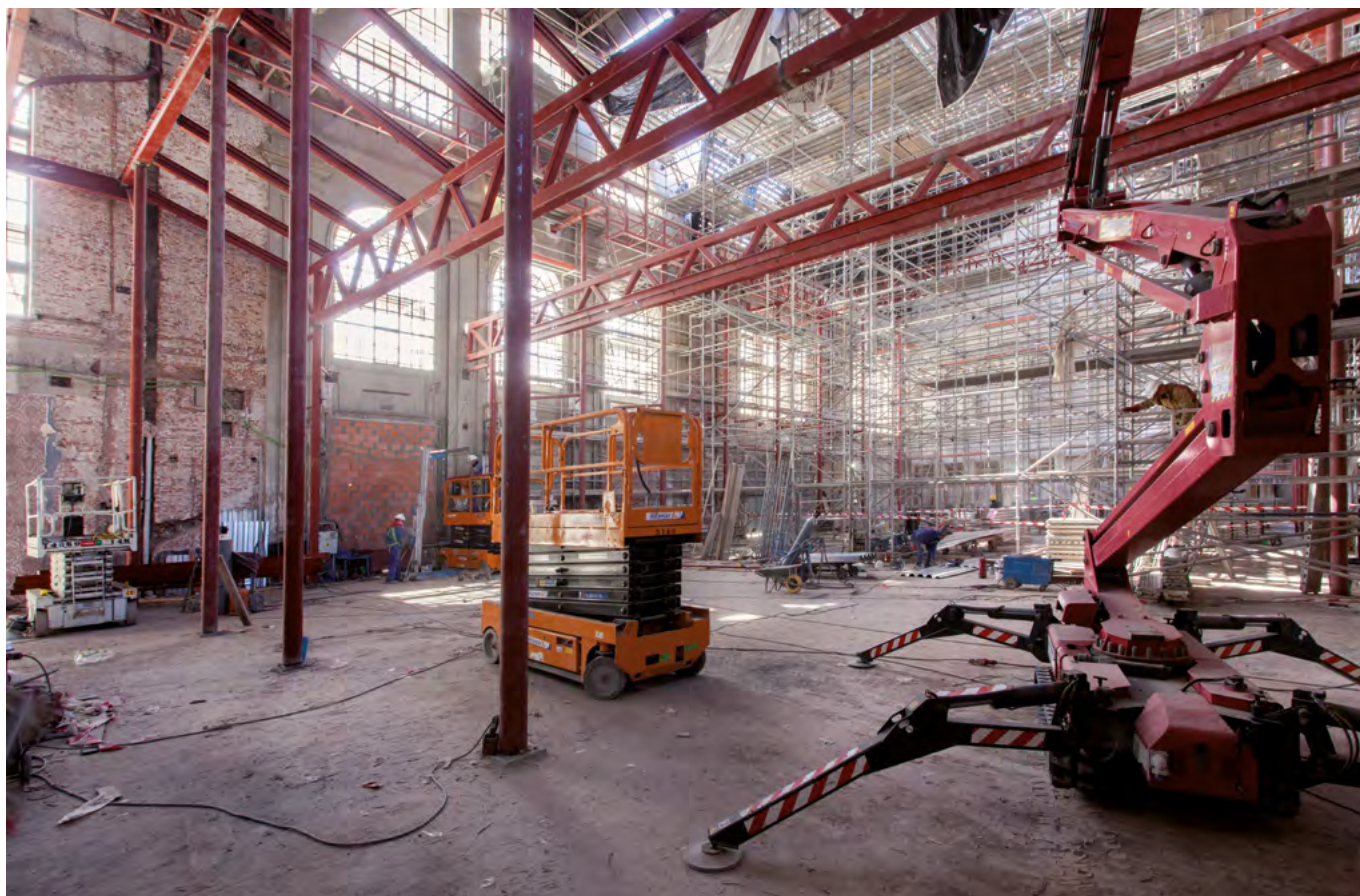


Figura 23. Estructura metálica de celosías y gradas. (foto: Paco Gómez).

nave central, estos refuerzos eran además compatibles con los anclajes que se diseñaron para soportar los pilares de acero que sujetan las nuevas pasarelas superiores del teatro, el anfiteatro y las escaleras de acceso al mismo.

Las cargas puntuales de la nueva estructura superior correspondiente al anfiteatro (figura 23), resuelta con vigas trianguladas, se transmiten directamente a los pilares del sótano o mediante tornapuntas metálicos a los mechinales realizados en el muro de carga perimetral del sótano, que las recoge sobradamente pues también realiza la misión de contención del terreno.

En algunos puntos concretos, como eran los huecos existentes en la losa de los antiguos montacargas de maletas, se colocaron parteluces metálicos para cerrar dichos huecos y respetar los perfiles originales que se dejaron (figura 24).

La cimentación existente de la nave se aprovecha por ser suficiente para el incremento de cargas. Es muy ancha y llega hasta una cota muy profunda, que se ha comprobado con el geotécnico realizado.

2.2. Torreones

En los dos torreones que flanquean la nave principal, debido a que el armado de las losas era sólo de la cara inferior, se consideró en un principio reforzarlas suplementando un armado en la cara superior con un recrido de hormigón vertido sobre la losa con un puente de unión tipo epoxi.

Sin embargo, esta idea se desechó por dos motivos, suponía un incremento de peso apreciable si se hacía en las cinco



Figura 24. Refuerzos mediante parteluces de los antiguos huecos de montacargas de maletas y las zonas de básculas de maletas. (foto: Paco Gómez).

plantas y, analizadas detenidamente las losas, sólo necesitaban refuerzo en algunas zonas. Por su parte, las vigas de canto requerían refuerzos a cortante en algunos extremos. Por todo ello, se optó finalmente por refuerzos de laminados de fibra de carbono para las losas y refuerzos de tejidos de fibra de carbono para las vigas, todos en el paramento inferior (figura 25). También fue necesario reforzar alguno de los pilares de hormigón de los torreones, lo que se hizo con un encamisado de hormigón armado, ejecutado a mano con mortero de reparación estructural.



Figura 25. Refuerzos de fibra de carbono en estructura de torreones. (foto cortesía de Solurban).



Figura 26. Viga de cuelgue en la losa de planta baja en la nave central, sobre la Capilla de sótano, con un tramo de hormigón "sustituido" por ladrillos hueco doble.



Figura 27. Parte central de la fachada sur tras la restauración, con el nuevo reloj y las marquesinas (cortesía de Solurban).

En el torreón de levante, los forjados de la parte posterior son de nervios unidireccionales *in situ* con capa de compresión de 5 cm, como en algunas otras zonas de ambos torreones.

Durante la obra también se detectaron diversas patologías y vicios ocultos, seguramente producidos durante las reparaciones de posguerra o en actuaciones no documentadas. Especialmente llamativo fue el caso de una viga en la que se había eliminado todo el hormigón de un tramo en su zona central y sustituido por ladrillo de hueco doble (figura 26). Esta viga se encontraba en zona de mayor protección de patrimonio, la denominada como sala de autoridades o capilla, por lo que todas las intervenciones debieron hacerse afectando en la menor medida posible los artesanados.

La viga estaba forrada por la parte inferior con la escayola y molduras de la capilla, pero se detectó la avería por la al-

teración apreciable en la capa de compresión de la losa. Tras eliminar esa capa se pudo ver la "reparación". Lógicamente se apeó la viga, se eliminó el ladrillo, y afortunadamente se encontraron las armaduras principales en perfecto estado, por lo que se pudo reparar, encofrar y hormigonar.

En la figura 27 se observa el aspecto exterior de la obra del teatro.

Ficha técnica

Fecha de construcción:	2018-2019
Promotor :	Gran Teatro Príncipe Pio, S.L.
Arquitectura Proyecto y Dirección de obra :	EOS. Arq. Alejandro Mínguez
Estructura Proyecto y Dirección de obra:	CALTER ingeniería
Constructora:	UTE Acerouno, EOS, Kairsa, Solurban
Refuerzo de estructuras:	Solurban
Project Manager:	Paloma López-Asiain.

3.

ACTUACIONES DE EMERGENCIA EN UN HOTEL A PIE DE MAR⁵

Los edificios del hotel Milord I y Milord II están situados en la costa sur de la bahía de San Antonio, en Ibiza a escasos 10 m del mar. Se construyeron en torno a 1970 y tienen actualmente una superficie construida aproximada de 22 700 m² (figura 28).

El edificio del hotel Milord I consta de planta sótano, baja, 9 plantas de piso y cubierta; y el edificio del hotel Milord II consta de planta sótano, baja, 5 plantas de piso, cubierta y casetón.

El motivo de la actuación que se solicita es la adecuación de la estructura para una reconfiguración del mismo uso anterior, hotelero (año 2019).

La estructura de ambos edificios es, de forma general, de pilares de hormigón, forjado unidireccional de nervio *in situ* de 24 cm de canto y vigas planas. El edificio tiene dos condicionantes que preocupan: en primer lugar, un estado de corrosión importante (figura 29), por estar al lado del mar, y, en segundo lugar, es especialmente llamativo que tiene nueve plantas y está resuelta sin núcleos rígidos y con pilares aparentemente poco armados.

A esto se une un informe previo a la participación que se resume en este artículo, sobre el estado estructural, firmado por técnicos, en el que se recomendaba una actuación de rehabilitación somera, basada en una muy pequeña campaña de caracterización. A darle peso a esta valoración ayudó el aspecto del edificio, recién pintado (figura 30) y que, a ojos profanos parecía realmente estar en un estado aceptable de conservación. Esta situación es muy habitual en rehabilitación: “La estructura tiene muy buen aspecto” suelen decir en la primera visita.

3.1. Caracterización y proyecto de refuerzo

Se planteó una campaña de caracterización bastante grande, geométrica y mecánica⁶. Nunca una campaña es suficientemente grande, de ahí la importancia de la presencia experta durante la obra.

Los testigos de hormigón tienen una resistencia media razonable pero mucha dispersión por lo que se consideran valores característicos entre 10-15 MPa según plantas. Algunos testigos, puntualmente, dan valores peores, de incluso 4 MPa, y se hace una inspección focalizada y un refuerzo específico en dichos puntos.

El proyecto de reconfiguración del hotel exige pocas actuaciones estructurales propias por lo que el refuerzo específico es muy localizado, apertura o cerrado de huecos y colocación de una piscina en cubierta. Esta parte del proyecto se resuelve con estructura metálica *ad hoc* y refuerzo metálico en pilares para bajar la carga nueva a cimentación.

Pero la parte más importante de la actuación, en fase de proyecto, es el análisis de la estructura para las cargas existentes gravitatorias y horizontales de viento y sismo [4] [5].

En el caso de Milord I, la estructura del bloque con 9 plantas debe resistir la acción de viento únicamente con el efecto pórtico, ya que los cerramientos de bloque en la zona de ascensores y escaleras no son eficaces al no tener ningún tipo de

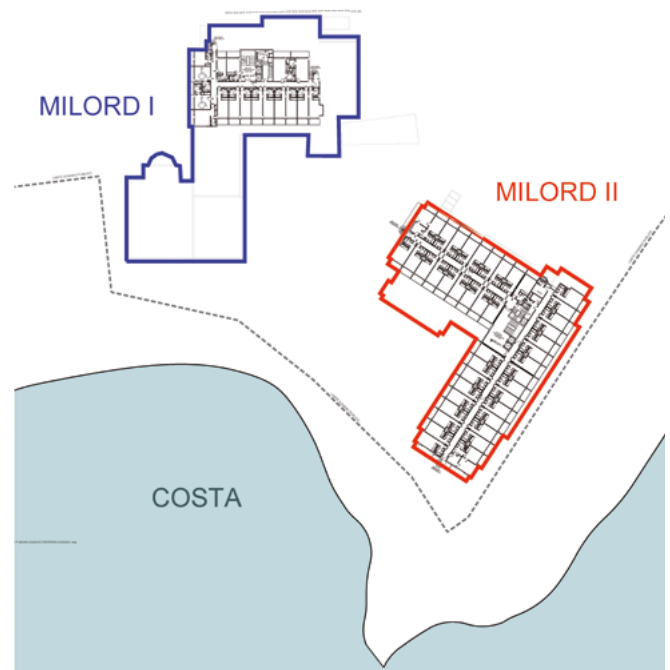


Figura 28. Edificios del hotel. Planta.



Figura 29. Corrosión.

armado ni macizado y no llegan hasta cimentación en alguno de los casos. Ante esta situación, las vigas deberían resistir unos esfuerzos, que dadas sus dimensiones y armado no son asumibles. Además, resulta una deformación horizontal muy superior al límite establecido por la normativa (desplome total 1/500 y local 1/250).

5 Apartado escrito por los autores (a) y (d).

6 Caracterización llevada a cabo por LABRUM.

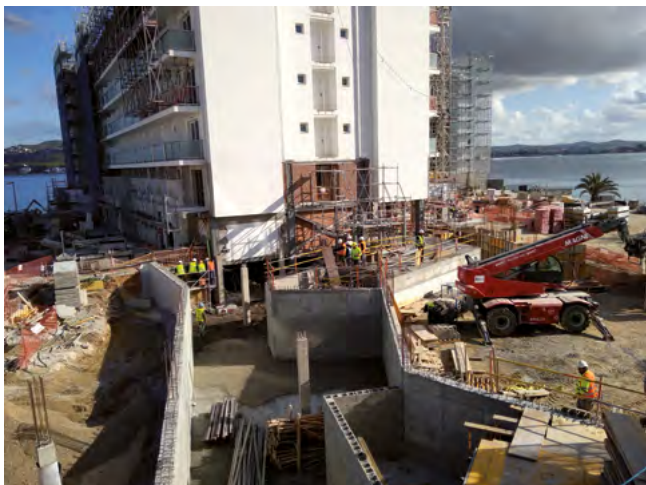


Figura 30. Aspecto general exterior del edificio durante las obras.

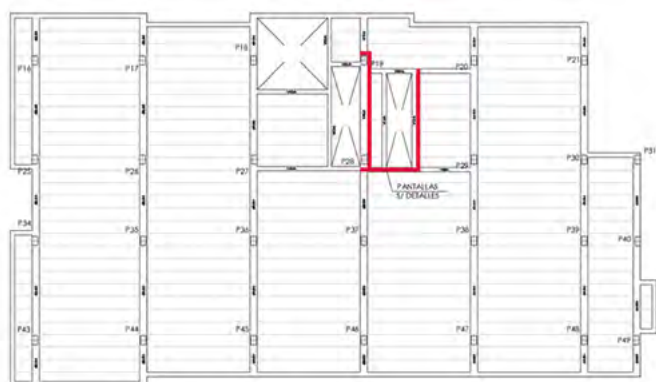


Figura 31. Planta tipo de Milord I (9 plantas) con pantallas de refuerzo.



Figura 32. Armado de pantalla adosada a cerramiento existente.

Para garantizar un adecuado comportamiento de la estructura frente a las acciones horizontales se proyectan tres pantallas de hormigón de espesor entre 16 y 25 cm desde cubierta a cimentación, aprovechando las zonas de la escalera de servicio, bastante centradas en los módulos; y se proyecta una cimentación micropilotada para el arranque de dichas pantallas. (figuras 31 a 34).

Con la asunción de las fuerzas horizontales por parte de las pantallas, los pilares se quedan liberados para resistir única-

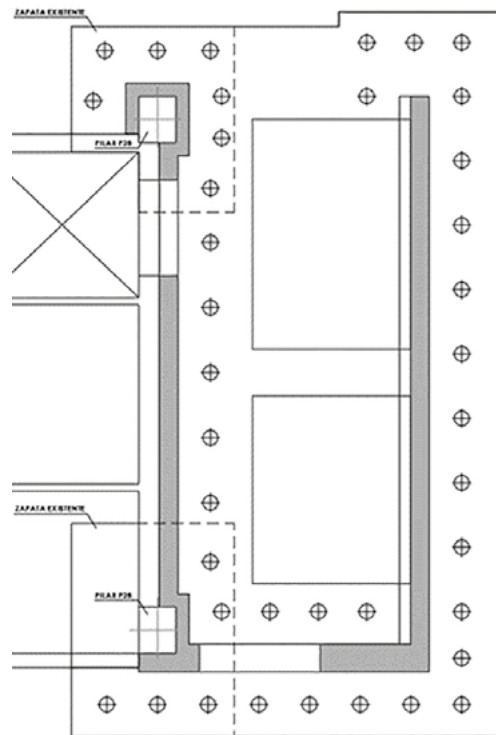


Figura 33. Cimentación de pantallas con micropilotes.



Figura 34. Armado de encepado (ejecución en 2 fases).

mente las cargas verticales, para lo cual son bastante solventes, incluso con su escasa escuadría y resistencia. Por tanto, con esta estrategia se disminuye mucho el refuerzo de pilares, respecto a la situación en la que estos se responsabilizan del viento. El cuadro de refuerzos de pilares, con este escenario, es contenido.

El refuerzo de pilares se plantea con empresillado metálico mayoritariamente, por razones arquitectónicas y, puntualmente, con recrido de hormigón. En situación accidental de incendio, se comprueba que los pilares existentes cumplen con los requisitos exigidos, no siendo necesario ignifugar el refuerzo metálico dispuesto (figura 35).

El refuerzo a flexión de las vigas se realiza mediante fibra de carbono. Se prevé adherir en la cara inferior de las vigas un número de laminados de fibra de carbono de 100 mm de ancho y 1,2 mm de espesor (figura 36).

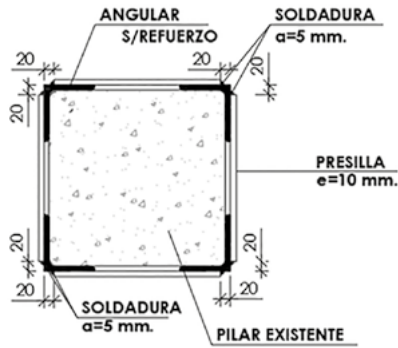


Figura 35. Refuerzo de pilar con empresillado metálico.

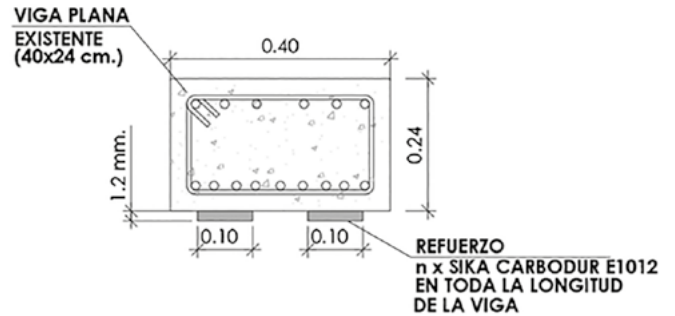


Figura 36. Refuerzo de vigas a flexión con fibra de carbono.

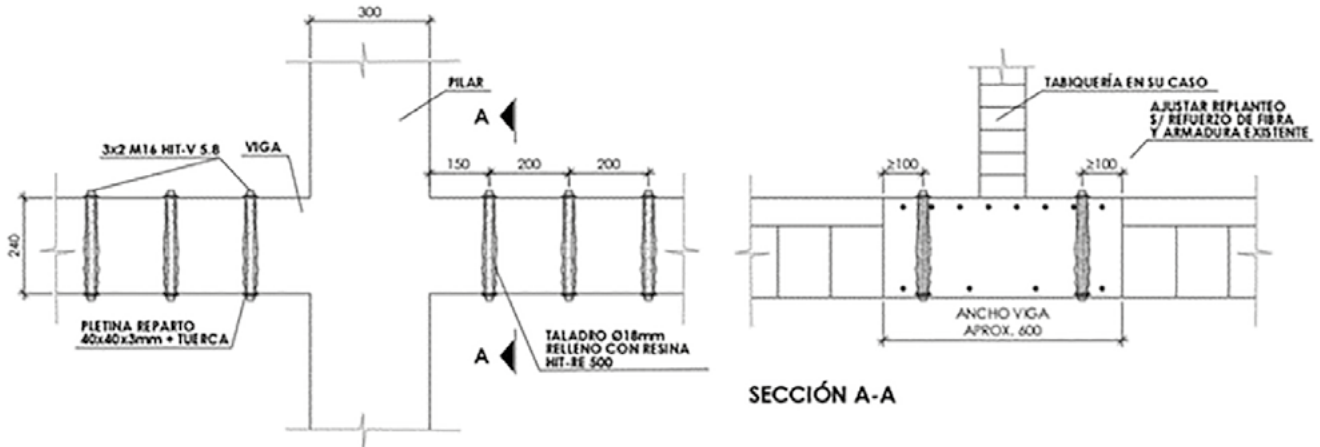


Figura 37. Refuerzo de vigas a cortante con barras pasantes.

En Milord I, se proyecta un (siempre incómodo) refuerzo a cortante de las vigas de la zona junto a pilares mediante el detalle de barras pasantes en la zona próxima a pilares. (figura 37).

3.2. Fase de obra

La obra se plantea, como casi todas las obras de rehabilitación hotelera de las islas Baleares, con el condicionante de trabajar solo en invierno, para poder abrir en verano. Así, la obra se hace en dos inviernos.

Durante las obras van apareciendo situaciones diferentes a las planteadas en la campaña, teniendo que tomar bastantes decisiones de modificación del proyecto. Por ejemplo: se consideró que las pantallas contra viento arrancarían en la losa de cimentación, existente según planos, pero al excavar se comprobó que no había tal losa; Se descubre una cimentación muy precaria en Milord 2 en la zona que no tiene sótano. Se proyecta recalce y se genera una cámara sanitaria.

La obra se estaba desarrollando con un constructor muy responsable, una visita semanal a la obra de la arquitecta a cargo del proyecto de estructuras en la oficina, y una presencia estable de uno de nuestros técnicos.

La obra de reparación y refuerzo del hotel hubiera sido bastante convencional si no fuera porque el 25 de octubre, entre visitas de inspección semanal a la obra, avisan que “los pilares están explotando”.

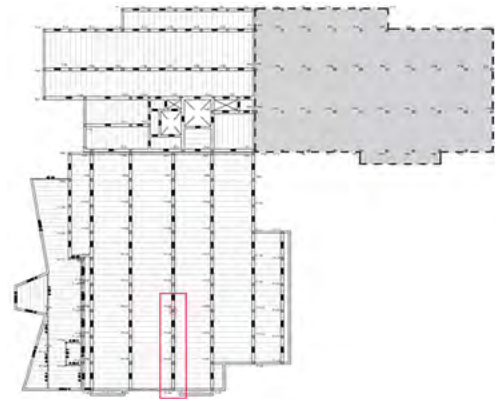


Figura 38. Pilares con patología (planta sótano).

El 24 de octubre, con motivo del descubrimiento de varios pilares y en el momento de retirarle los elementos no estructurales anejos, se observaron patologías de fisuración y descascarillado del recubrimiento que hicieron adelantar en esos casos el procedimiento de refuerzo (empesillado) respecto de la planificación típica de la obra.

El día 25, durante esas labores de refuerzo del pilar 128 en su tramo de sótano, se observa que los pilares adyacentes del mismo pòrtico, en dirección hacia el exterior de la estructura, comienzan a emitir señales de patología, descascarillado del recubrimiento y pandeo de las barras de armadura del pilar (figura 38).



Figura 39. a) Pandeo de barras longitudinales tras retirar el cerramiento. b) Deslajamiento del recubrimiento en esquinas.

Por tal motivo, se procede en ese momento a apuntalar la viga de ese pórtico con dos líneas con puntales de 15 kN, cada 30 cm.

Cuando se está apuntalando el pilar de fachada de esa alineación, que está parcialmente enterrado, se produce un descascarillado de su cabeza de forma repentina lo que hace al responsable tomar la decisión, con buen criterio, de evacuar la obra, no solo en el edificio Milord II sino también en el Milord I por la posible incidencia de las vibraciones de sus obras propias.

Efectivamente, la mañana del 26 se acude de urgencia, la obra se había parado, desalojados los obreros y un cordón de policía local cerraba el acceso.

La situación era la siguiente: en la planta sótano, y en las primeras plantas, algunos pilares aparentemente en un estado razonable, al retirar las tabiquerías de las habitaciones y pasillos, rompían de forma repentina por pandeo local de las armaduras longitudinales (figura 39), dejando al pilar en una situación muy precaria, con un sonido que, efectivamente, parecía una pequeña explosión.

Tras la inspección, la Dirección Facultativa entiende que la patología que ha ido apareciendo es fundamentalmente el pandeo de las barras de armadura, seguida con salto del recubrimiento debilitado previamente por la existencia de fisuras verticales de corrosión en las esquinas.

Esta patología ha aparecido (y se apunta como probable causa) al desnudar los pilares de los elementos estructurales que les rodean y que de alguna forma les impedían el pandeo y, que ahora, al estar libre, aparece. Es muy probable que las acciones y el estado de la estructura es el mismo que realmente

ha tenido durante los últimos tiempos y que esta ha resistido de forma precaria, pero que ha sido afortunadamente suficiente para las cargas reales.

Analizadas las acciones y resistencias sin mayorar, se tienen los siguientes resultados:

- Acciones sobre el pilar:
 - o 7 placas de forjado y luces de 3.5 de viga y 5 de vigueta
 - o Peso propio de 2.5 kN/m².
 - o Carga permanente de 1.2 kN/m².
 - o Una pequeña sobrecarga de tabiques y muebles 0.8 kN/m².
 - o Lo que hace un axil total de 550 kN.
- Resistencia del pilar:
 - o Despreciando la aportación de las barras pues algunas están pandeadas.
 - o Despreciando la colaboración del recubrimiento.
 - o Suponiendo una resistencia del hormigón de 10 MPa
 - o La resistencia del núcleo del pilar de 24x29 cm es de 700 kN.

El margen de seguridad de resistencias sobre acciones es 1.27. Es decir la resistencia característica es un 27% superior a las acciones características.

Esta seguridad para una estructura definitiva se considera insuficiente pero se considera suficiente para una actuación urgente.

Tras analizar la situación, e inspeccionar las zonas precarias de la planta baja, sin entrar en la estructura, la decisión fue



Figura 40. Los edificios rehabilitados.

entrar al edificio por la rampa de sótano montando puntales en un ejercicio casi militar, avanzando hasta el otro extremo del edificio y ascendiendo con ese apuntalamiento de forma escalonada, hasta conseguir en ese mismo día apuntalar los pórticos afectados en las plantas suficientes para asegurar la estabilización de la estructura y, en tres días, cimbrar el edificio completo, momento que se celebró.

Durante todas estas operaciones se dispuso un equipo de técnicos para la inspección permanente de los pilares de la obra con el objetivo de avisar de cualquier estado acelerado de fisuración ante el cual se volvería a desalojar la obra. No volvió a observarse ningún otro episodio de rotura explosiva. La obra terminada se muestra en la [figura 40](#).

Los aprendizajes más importantes de esta experiencia, una de las más intensas vividas, son: nunca es suficiente una campaña de caracterización por amplia que se realice; y la presencia en obra de expertos es mucho más necesaria en obras de rehabilitación que en obras de nueva planta.

Ficha técnica

Fecha de construcción:	2017-2019
Promotor :	Grupo Fuerte
Arquitectura:	Liev + Rodríguez Arquitectura
Estructura: Proyecto y Dirección de obra	CALTER ingeniería
Constructora:	Weproject
Caracterización:	Labrum

Agradecimientos

Conocí⁷ a Luis en 1987, siendo mi profesor de cálculo de estructuras. Aún desde la enorme distancia que había entre alumno y profesor, ya se desprendía de su cuerpo grande, una enorme bonhomía.

La otra cosa que recuerdo, desde aquella época, era su voz. Hay dos ingenieros, los dos profesores, cuya voz me embaucó, José María del Villar y Luis Ortega.

Hace unos años entré de profesor en la escuela, también en cálculo, un par de años después de su jubilación y, de alguna forma, siempre me he visto a mí mismo, dando las prácticas de cálculo, en esas mismas aulas, intentando ser un poco como Luis.

En los últimos diez años hemos tenido la suerte de colaborar con él y con Retineo en varios trabajos, en el refuerzo de zapatas para torres eólicas y en el proyecto de las nuevas torres de Colón, en los que, en la cercanía, volvió a manifestar su honradez y su compromiso con la profesión y con las personas.

Referencias

- [1] ACHE (2001). *Problemas de vibraciones en estructuras*. Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos; Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2001.
- [2] ACHE (2001) *Problemas de vibraciones en estructuras*. Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos; Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2001.
- [3] ACI Committee 440 (2008). ACI 440.2R-08. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP system for strengthening concrete structures*. American Concrete Institute.
- [4] FIB (2016). *Partial factor methods for existing concrete structures. Recommendation*. Bulletin No. 80. International Federation for Structural Concrete, Switzerland. <http://doi.org/10.35789/fib.BULL.0080>
- [5] ACHE (2019). *Evaluación de estructuras de hormigón armado*, (Monografía 33). Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Madrid. (ISBN 978-84-89670-08-2).

⁷ Apartado escrito por el autor (a).