

Solución de refuerzo de la estructura de la tribuna norte del estadio municipal de Balaídos, Vigo

Strengthening solution for the stand of the municipal stadium of Balaídos, Vigo

Leonardo TODISCO

Dr. Ing. de Estructuras, Materiales y Ciment.
FHECOR Ingenieros Consultores
Ingeniero de Proyecto
ltt@fhecor.es

José SORIANO MARTÍN

Ing. de C.C y P
FHECOR Ingenieros Consultores
Jefe de Equipo
jsm@fhecor.es

Javier LEÓN GONZÁLEZ

Dr. Ing. de C.C y P
Universidad Politécnica de Madrid
Profesor Titular
jlq@he-upm.com

RESUMEN

Esta ponencia presenta la solución de refuerzo de la tribuna norte del Estadio de Balaídos, necesaria tras el cambio de la cubierta original de hormigón por otra metálica de mayor luz. La solución adoptada se basa en el empleo de dos familias de pretensado con tendones que, incrementando los esfuerzos axiales en la estructura, dotan a la misma de mayor capacidad resistente. Esta solución, además de no ser invasiva, tiene la gran ventaja de ser reemplazable, reversible y de fácil inspección.

ABSTRACT

The north grade of the Balaídos Stadium, composed by a concrete frame with a folded concrete roof, was recently covered with a new roof consisting in a spatial steel structure which causes, on the concrete frame, an increment of actions due to wind. This change led to a deficit of structural safety that was solved by strengthening the existing concrete frame using two external families of post-tensioning systems. This solution, beyond being no invasive, has the great advantage of being replaceable, reversible and easy to be inspected.

PALABRAS CLAVE: pretensado con armadura postesa, hormigón, estructuras existentes, patrimonio, bielas y tirantes

KEYWORDS: post-tensioning, concrete, existing structures, heritage, strut-and-tie models

1. Introducción

La tribuna norte del Estadio de Balaídos fue construida en 1969 por COFESA y Construcciones Laminares, S.L., a partir de un proyecto elaborado por el arquitecto A. Román Conde [1]. La estructura principal está formada por un pórtico de hormigón, encima del cual apoya una cubierta de hormigón con geometría de lámina plegada, cuyo vuelo es de 17 m (fig.1).



Figura 1. Cubierta anterior

Dicha cubierta se ha sustituido por una nueva consistente en una estructura metálica espacial (formada por perfiles tubulares y esferas en los nudos) que da soporte a una nueva piel arquitectónica que envuelve tanto a la nueva cubierta como a la parte superior de la fachada exterior del estadio. A diferencia de la anterior, la nueva cubierta tiene un vuelo de unos 26 m, garantizando una mayor protección de los espectadores frente a las inclemencias meteorológicas. En la figura 2 se muestra una comparación entre la cubierta anterior y la nueva.

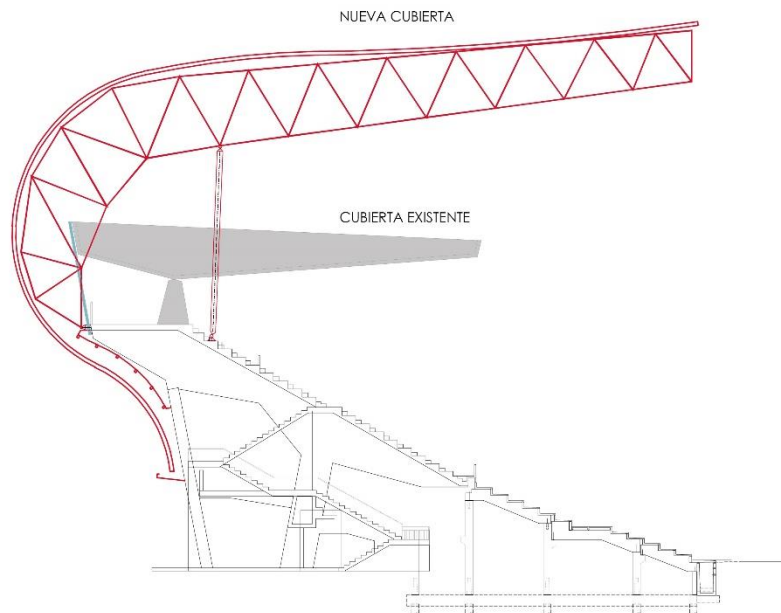


Figura 2. Comparación entre cubiertas anterior y nueva

Se trata de una cubierta más ligera que la cubierta actual. Sin embargo la exposición al viento es mucho más condicionante. Además de exponer unas superficies de contacto muy superiores (casi el doble de la cubierta anterior) el hecho de cerrar la cubierta por la parte exterior supone la introducción de unos esfuerzos de viento no solo verticales (como ocurre fundamentalmente con la cubierta anterior) sino también unos esfuerzos horizontales. Todo eso comporta un incremento de acciones debidas al viento que se transmiten a la estructura original de hormigón, pero con

menor carga permanente en los puntos en que apoyaba la anterior cubierta de hormigón. Este cambio de situación sobre los pórticos de hormigón llevaba a un déficit de seguridad que justificaba la adopción de una solución de refuerzo.

Tras describir la estructura existente de pórtico porta-gradas y la comprobación de la misma frente a las acciones generadas por la nueva cubierta, esta ponencia se centra en la descripción en detalle de la solución de refuerzo elegida, así como de su ejecución, basada en el empleo de un sistema de pretensado mediante tendones exteriores que, incrementando los esfuerzos axiales en la estructura, dotan a la misma de mayor capacidad resistente frente a las nuevas flexiones. La solución que presenta esta ponencia viene a reivindicar las ventajas del artificio de añadir cargas exteriores en forma de rellenos [2,3] (en la antigüedad) o, más recientemente, de pretensado [4–6] para garantizar un mejor comportamiento a las estructuras de fábrica y de hormigón.

2. Descripción de la estructura existente

2.1. Estructura del pórtico

La tribuna norte está formada por una serie de pórticos (denominados pórticos B1 en el proyecto original) dispuestos cada 5.65 m. Dichos pórticos, tienen la geometría que se muestra en la figura 3, con un espesor uniforme de 0.30 m, y soportan la cubierta de canto variable. El pórtico está formado por un gran dintel donde se alojan la mayoría de las gradas, unos dinteles intermedios, tres pilares y una zapata corrida de cimentación.

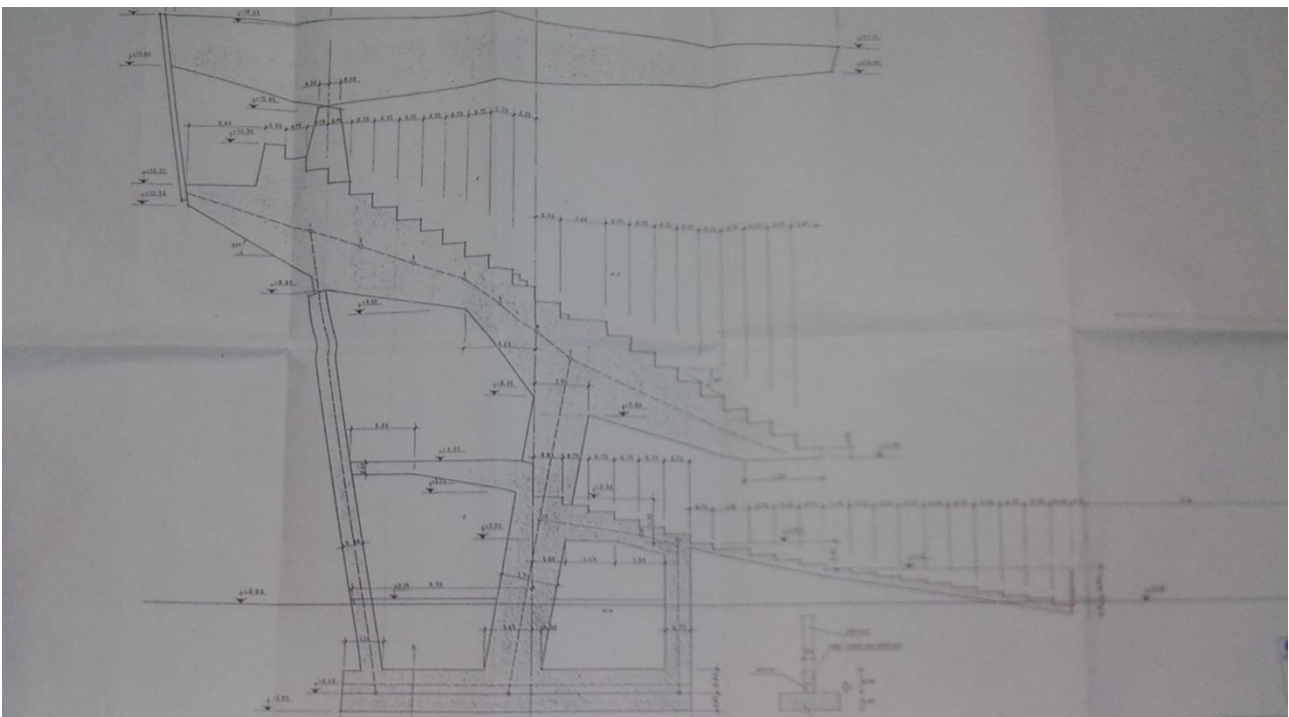


Figura 3. Geometría estructura

El dintel superior consta de un único vano interior y dos voladizos laterales. El vano interior tiene una luz de unos 7.50 m. El voladizo hacia el interior del estadio, de unos 8 m de luz, sirve para apoyo del graderío, mientras que el voladizo hacia el exterior del estadio, de unos 4.50 m de luz sirve de pasillo de comunicación. Cabe resaltar la adaptación de las dimensiones del dintel a las leyes de esfuerzos flectores disponiendo mayor canto en los puntos de mayor flexión y menor canto en el centro del dintel y en sus extremos.

La transmisión de las cargas a la cimentación está garantizada por tres pilares de diferentes dimensiones.

- El pilar “exterior” (hacia el exterior del estadio) tiene una sección rectangular de 0.60×0.30 m. Se trata de un pilar inclinado con dos tramos de aproximadamente 6.10 m y 5.60 m. Es un pilar con unas esbelteces geométricas de 20.3 y 10.1 en los planos longitudinal y transversal, respectivamente.
- El pilar intermedio tiene una sección rectangular de 1.75×0.30 m. Se trata de un pilar inclinado con un tramo superior corto (unos 2.75 m) y un tramo inferior de unos 5.00 m.
- El pilar interior (lado terreno de juego) tiene una sección rectangular de 0.75×0.30 m y solo recoge el graderío inferior. Se trata de un pilar vertical de unos 3.40 m de longitud.

La disposición de los pilares en relación al dintel superior y a las cargas debidas tanto al graderío como a la cubierta generan una relación de luces entre vano interior y voladizos que da lugar a un equilibrio casi perfecto con las cargas exteriores, de manera que prácticamente no se transmiten esfuerzos de flexión al pilar intermedio, con unos esfuerzos axiales parecidos en ambos pilares. Este aspecto es muy importante dado que los dos pilares tienen una inclinación semejante pero en sentidos opuestos de manera que, si los axiles en ambos son similares, las componentes horizontales de los axiles quedan auto equilibradas.

Es importante resaltar que en la unión entre pilar exterior y el dintel superior hay una reducción de la sección resistente y la armadura longitudinal posicionada en la cara exterior se desvía, pasando por el centro de la sección en el punto de unión. Se trata de un pilar muy poco comprimido (no llegan a producirse tracciones pero sí casi la descompresión) y en el que se busca de manera intencionada la eliminación de cualquier flexión (materializando una rótula) con el objetivo de evitar grandes cuantías de refuerzo que irían asociadas a esfuerzos de flexión con pequeñas compresiones.

La cubierta anterior presentaba dos puntos de apoyo sobre el pórtico. Un punto coincidía aproximadamente en la misma vertical que el pilar exterior y otro punto coincidente con el extremo del voladizo exterior. Estos dos puntos de apoyo permiten empotrar la cubierta en voladizo en el pórtico de hormigón mediante un par de fuerzas (tracción en el tirante exterior y compresión en el apoyo interior). Este dintel superior tiene una sección de canto variable adaptándose a las leyes de esfuerzos. Sobre los apoyos en los pilares tiene cantos máximos de 2.85 y 2.30 m respectivamente y canto mínimo en extremos y centro de vano (1.30 m).

El plano de la cimentación se sitúa unos 2.85 m por debajo de la cota de la calle, muy probablemente para apoyar directamente sobre el estrato competente y atravesar los depósitos aluviales superiores existentes. Las bases de los pilares están conectadas por una viga de canto 0.60 m que forma parte del propio pórtico. El pórtico en su conjunto apoya sobre una zapata corrida de “hormigón ciclópeo” según el proyecto, aunque dispone de armadura transversal. El canto de la zapata es de 0.45 m de y el ancho varía entre 0.60 en los extremos y 2.10 m bajo el pilar intermedio.

La disposición de las armaduras de refuerzo en el pórtico se adapta perfectamente a las necesidades estructurales. Se trata en definitiva de una estructura muy equilibrada y geoméricamente concebida para las acciones exteriores, lo que da lugar a unas reducidas

cuantías de armado en todos los elementos. Se trata de una solución que refleja buena ingeniería estructural.

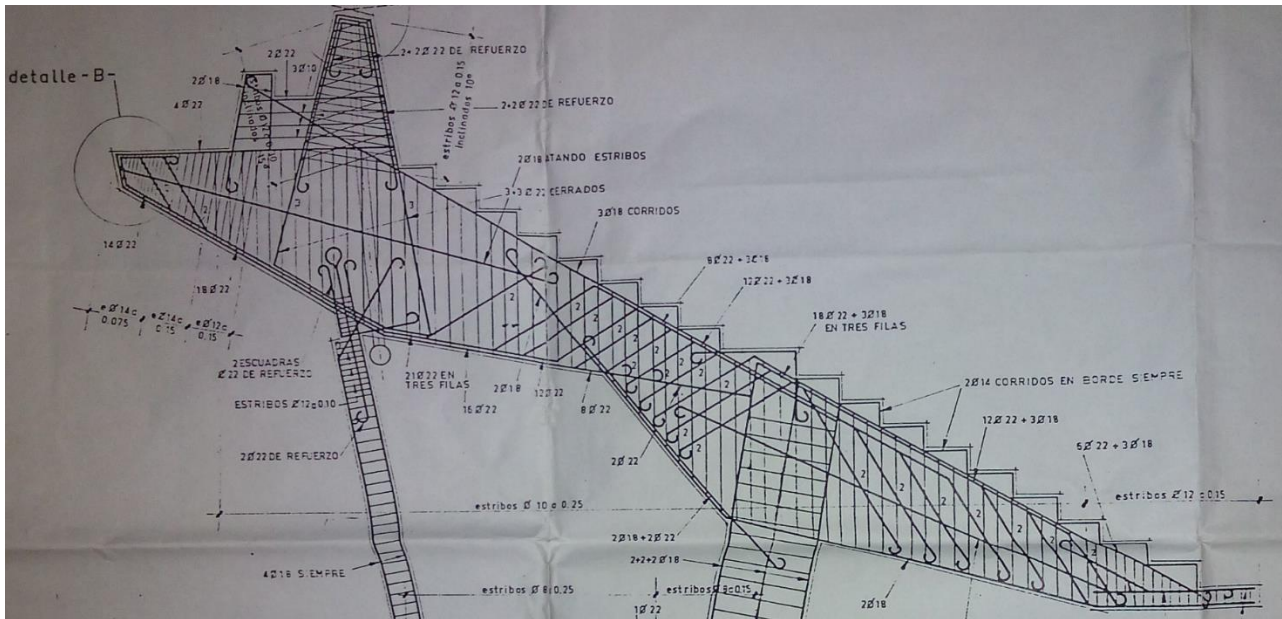


Figura 4. Armado del pórtico

En la figura 4 se puede apreciar la serie de pórticos, con una foto sacada desde el exterior del estadio. En el pilar exterior se aprecia la reducción de la sección transversal para materializar una rótula.

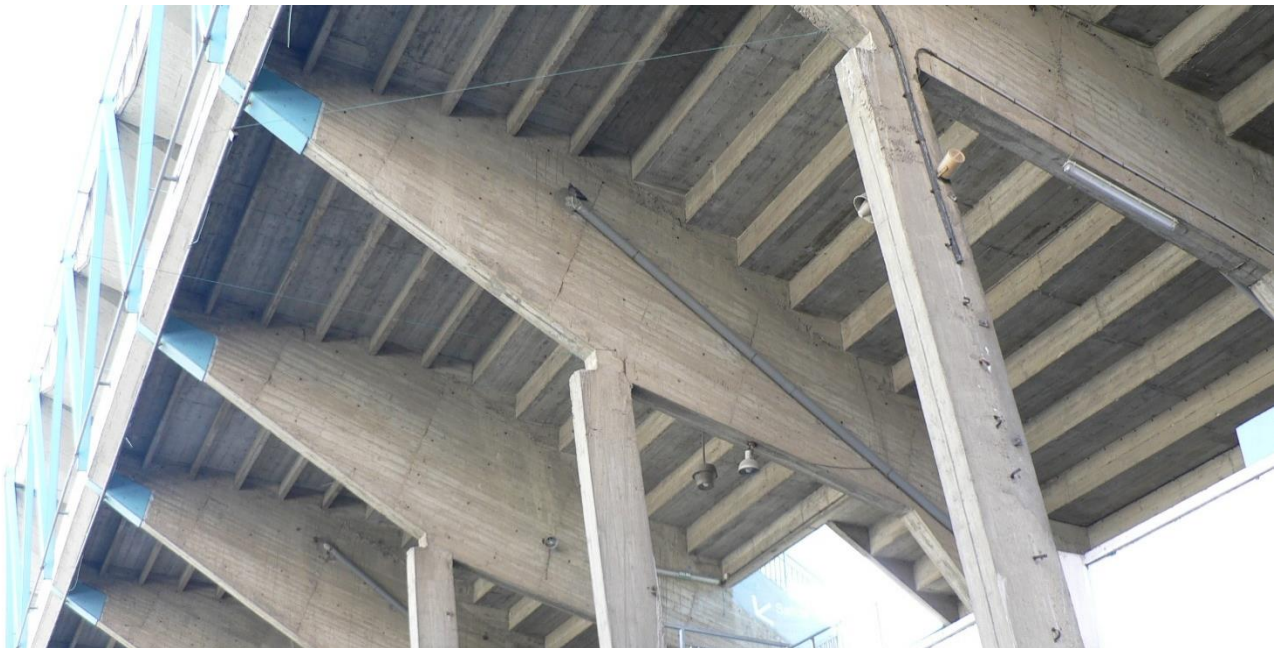


Figura 5. Foto del pórtico antes del cambio de cubierta

2.2. Estructura de la cubierta anterior

La cubierta pre-existente es una lámina plegada de hormigón de una longitud total de 20.90 m. Presentaba dos puntos de conexión con los pórticos de hormigón para materializar su empotramiento. Tenía un voladizo de 16.40 m, con una distancia entre soportes verticales de 4,50 m. En la figura 6 se puede apreciar una vista aérea de toda la estructura.



Figura 6. Foto aérea

La figura 7 recoge la geometría de su sección variable y el armado. El canto variaba entre 1.40 m y 2.75 m; el máximo canto se alcanzaba alrededor del pilar comprimido, donde los esfuerzos de flexión eran máximos. Las viseras de hormigón estaban rigidizadas con diafragmas en las partes delantera y trasera, y uno más por encima del soporte, donde los cortantes eran máximos).

La construcción se efectuó mediante encofrados y cimbra desplazable sobre ruedas, ejecutando los módulos de cubierta de dos en dos para garantizar la estabilidad lateral [1].

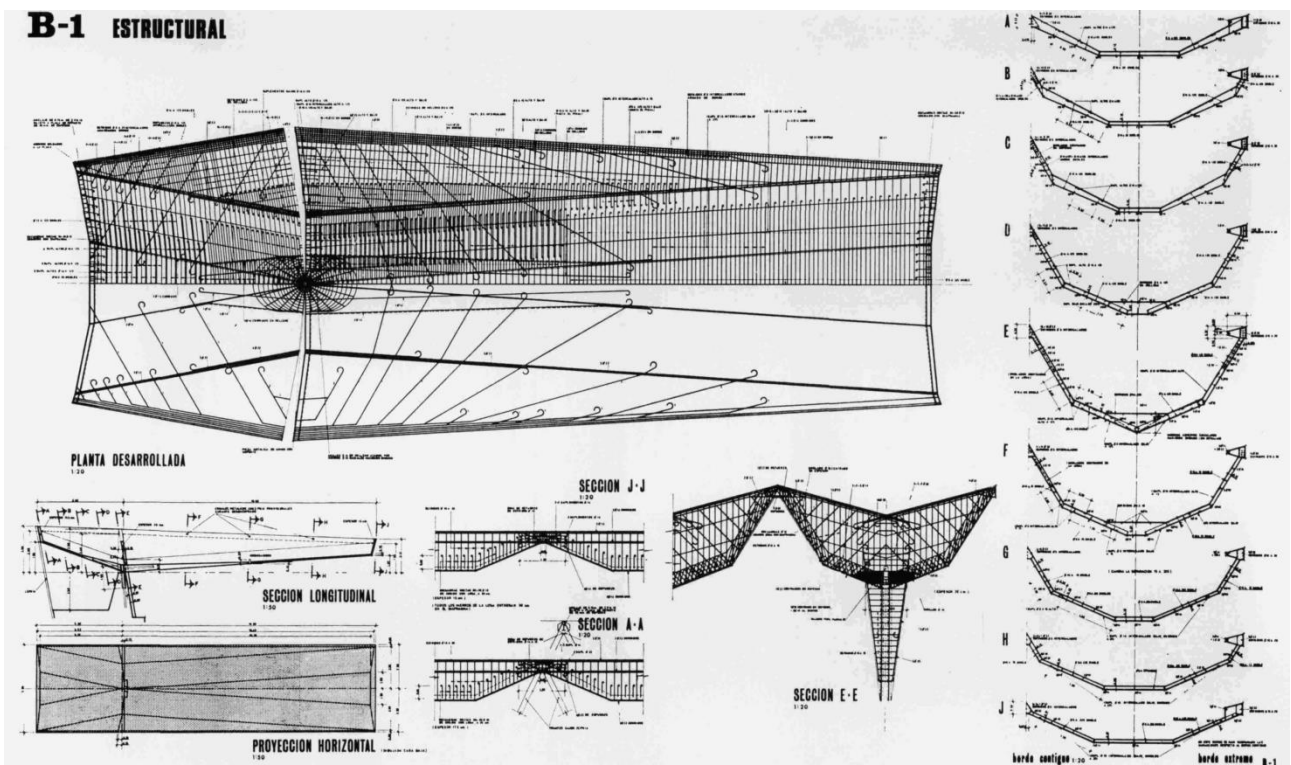


Figura 7. Planos de armado de la cubierta anterior

3. Comprobación de la estructura existente

3.1. Evaluación de cargas antes y después el cambio de cubierta

En la siguiente figura se muestran las cargas aportadas por las cubiertas anterior y nueva al pórtico de hormigón. El cambio de material (antes hormigón, ahora acero) supone una disminución del peso propio de la cubierta (la cubierta metálica tiene un peso propio equivalente a un tercio de la de hormigón) y el mayor voladizo genera un incremento muy relevante de las acciones del viento. En ambos casos (presión y succión) las reacciones de la cubierta sobre la estructura son aproximadamente el doble que en la situación anterior. Esto hace que la acción total de la cubierta (peso propio + viento) sobre la estructura de hormigón en ambos puntos de conexión sea tanto de compresión como de tracción, situación que no se produce en la situación anterior, porque el apoyo exterior siempre estaba traccionado y el interior siempre comprimido.



Figura 8. Comparación entre cargas (izquierda: cubierta anterior, derecha: nueva cubierta)

3.2. Análisis y funcionamiento del pórtico tras el cambio de cubierta

El cambio de la cubierta genera, entre otros, los siguientes efectos:

- Hay una inversión de la ley del momento flector en el dintel superior, que genera tracciones en la cara superior del dintel junto al apoyo exterior, donde actualmente solo existen compresiones, y el armado es muy limitado.
- Hay una descompensación de los momentos flectores en el dintel (relacionada con una diferente distribución de cargas verticales) de manera que en el pilar interior aparecen importantes esfuerzos de flexión. El desequilibrio se traduce en un momento flector que se transmite principalmente al pilar intermedio, ya que la conexión entre dintel superior y pilar exterior no permite transmitir momentos.
- Hay una diferencia relevante de los esfuerzos axiales en los dos pilares, tanto en la situación de presión como en la de succión, de manera que las componentes horizontales de estos axiles no se autoequilibran y deben transmitirse a través de la parte inferior del pórtico a la cimentación. Para que se cumpla el equilibrio de las fuerzas horizontales, en el pilar intermedio aparece inevitablemente un esfuerzo cortante. Este cortante se transmite a la cimentación principalmente por los pilares intermedio e interior, dado que el pilar exterior apenas aporta rigidez horizontal.

3.3. Conclusiones del análisis

A partir de la información disponible, de las visitas realizadas y de los análisis efectuados, se emitió un informe cuyas conclusiones más relevantes fueron que el nivel de seguridad del dintel superior, del pilar interior, del tramo superior del pilar intermedio para la nueva situación era insuficiente. Consecuentemente, no fue posible eludir la necesidad de reforzar la estructura.

4. Actuación de refuerzo

4.1. Evaluaciones alternativas de refuerzo

A partir de las consideraciones anteriores, se dictaminó que:

- el dintel superior requería refuerzo;
- el pilar intermedio requería refuerzo; y
- la “silla” interior (conjunto pilar intermedio, dintel intermedio, pilar interior) requería también refuerzo.

Se evaluaron muchas soluciones de refuerzo que fuesen compatibles con la arquitectura, la geometría de la nueva fachada, la estructura existente, que no fuesen obstáculo para la circulación de los usuarios y que minimizasen los plazos de ejecución. Estas alternativas abarcaban desde el refuerzo con pletinas metálicas (cuyo mayor inconveniente ha sido la necesidad de taladrar la estructura existente para garantizar la transmisión de la carga), al empleo de una estructura metálica independiente. Finalmente, tras acordarlo con el cliente, se decidió adoptar un refuerzo con sistema de pretensado con tendones postesos que, incrementando los esfuerzos axiales en la estructura, dotan a la misma de mayor capacidad resistente. Una evaluación detallada de los diagramas de interacción axil-momento pone de manifiesto la posibilidad de incrementar la capacidad a flexión en los distintos elementos de la estructura aumentando el axil de compresión de los mismos. La fuerza a añadir a la estructura ha sido elegida después analizar el efecto de diferentes fuerzas de pretensado en los diagramas de interacción N-M, como se puede apreciar en la figura 9.

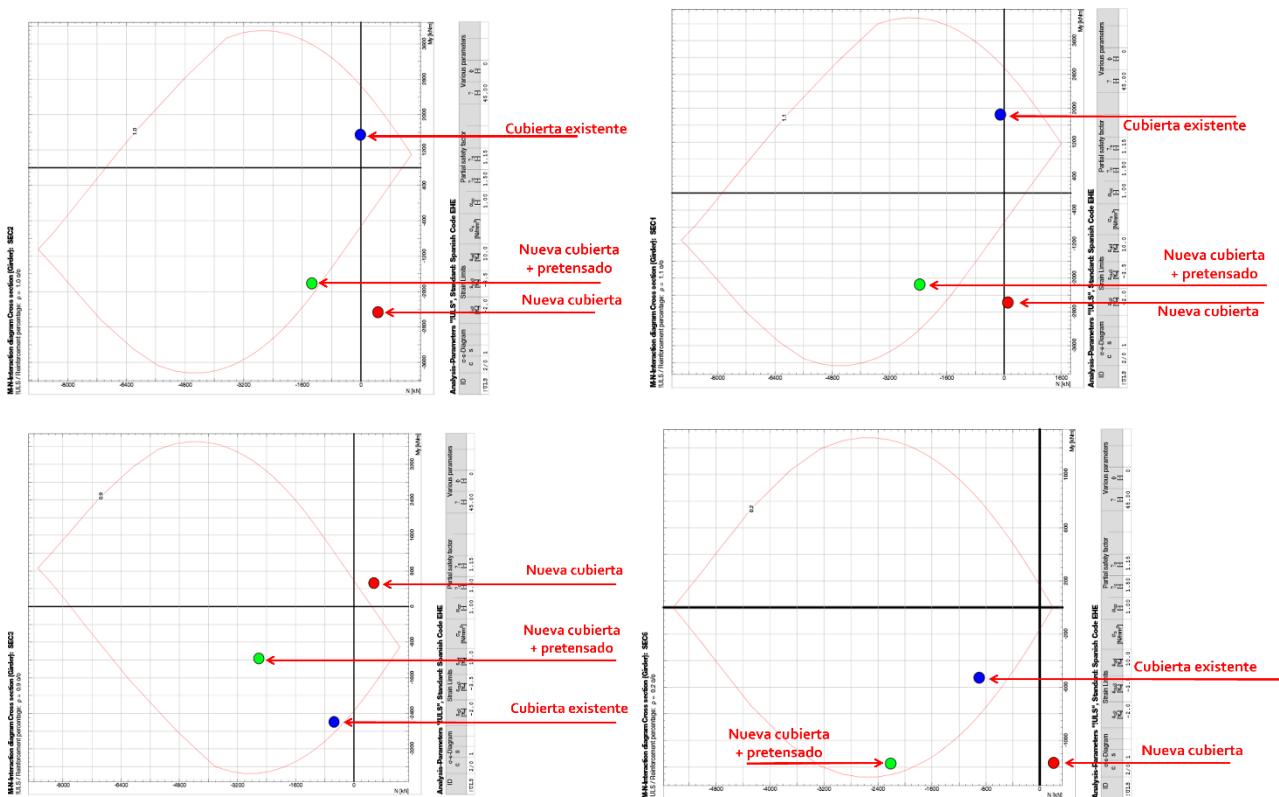


Figura 9. Diagramas de interacción

4.2. Definición geométrica del refuerzo

El pretensado altera la distribución de esfuerzos internos en la estructura dependiendo de su trazado. Para optimizar el comportamiento de la estructura objeto de estudio se ha analizado el mejor trazado posible para minimizar los esfuerzos existentes y, paralelamente, reducir los empujes debidos a los desvíos de los tendones. Se han definido dos sistemas de pretensado: uno para el dintel superior y otro para el pilar intermedio.

El anclaje activo del sistema de pretensado del dintel se sitúa en el cabezal superior del pórtico. A partir de este anclaje hay un primer tramo recto con una pequeña excentricidad para disminuir, en la cara superior, los momentos flectores generados por el viento de succión (situación no prevista en el proyecto original para la configuración de la primitiva cubierta). Después de este primer tramo recto se sitúa el único punto de desvío del tendón. La consecuente biela de compresión que se genera por la diferente inclinación del tendón tiene un recorrido directo hacia el pilar exterior. Después de este punto de desvío, el pretensado sigue un trazado recto hasta anclarse en el primer tramo del voladizo interior. En el vano central del dintel el tendón tiene una pequeña excentricidad que se reduce a cero en el punto con menor sección transversal.

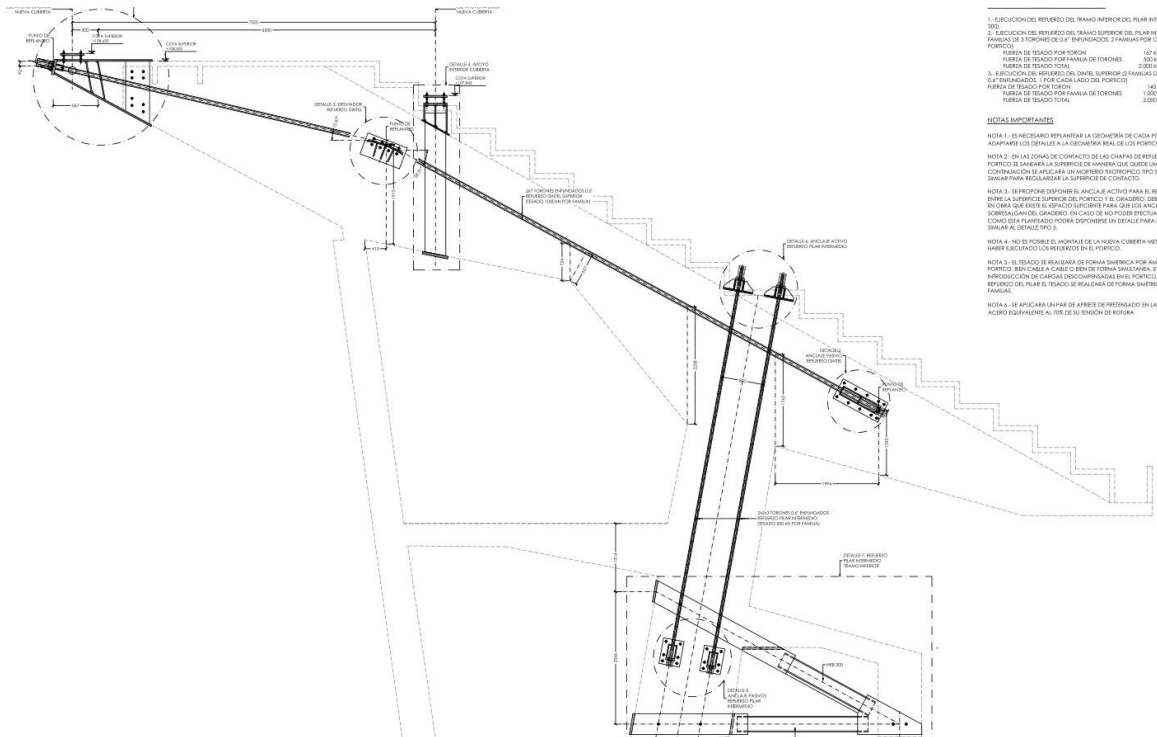


Figura 10. Definición de refuerzos

4.3. Detalles del refuerzo

El anclaje superior del sistema de pretensado del dintel se realiza mediante un sistema de chapas soldadas entre ellas. El pretensado actúa inicialmente en una chapa de espesor 50 mm que reparte la carga entre 5 placas verticales. Estos 5 cuchillos, además del pretensado, reciben la carga de la cubierta y reparten la totalidad de la carga en otras placas transversales de manera que las fuerzas entren de manera uniforme en el dintel de hormigón. El desvío se resuelve mediante un tubo, en el cual apoyan los tendones de pretensado en este tramo curvo, rigidizado por chapas perpendiculares. El sistema de pretensado del pilar es más sencillo, y consta de un tramo recto sin desviaciones. En ambos casos la fuerza de tesado es de 2.000 kN, 1.000 kN por cada lado. En la figura 11 se muestran unos detalles y sus materializaciones en la obra.

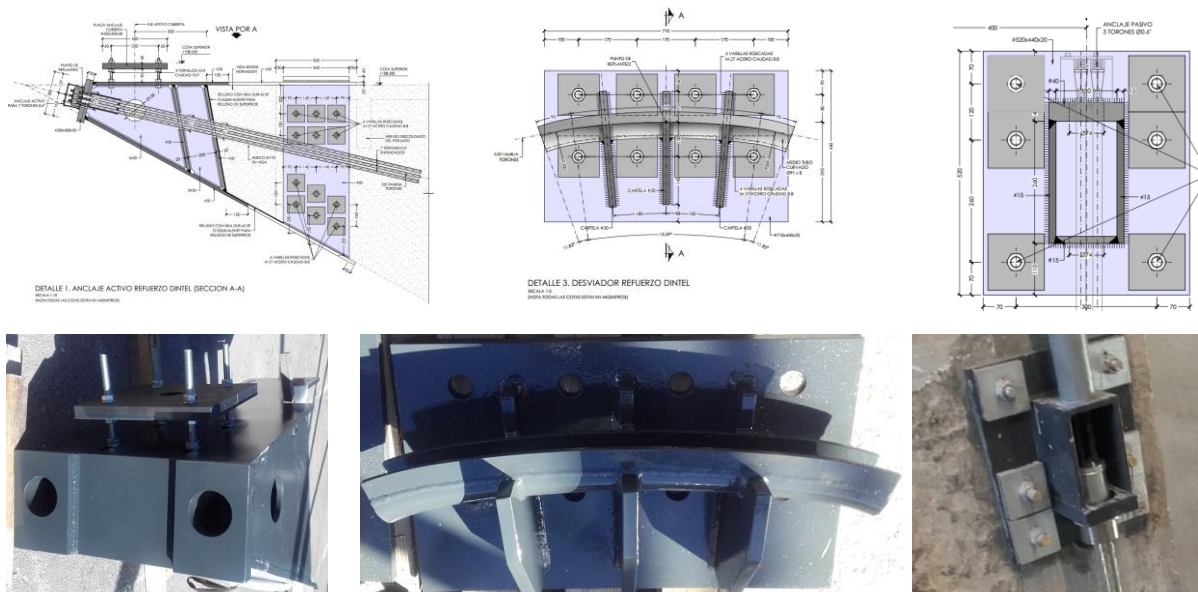


Figura 11. Detalles del sistema de pretensado

5. Conclusiones

Cabe en primer lugar elogiar la calidad conceptual de la estructura del proyecto original. La geometría propuesta es estructuralmente exquisita, poniendo de manifiesto la intención de los ingenieros de proyectar una estructura eficiente y barata. La solución de refuerzo, basada en el empleo de un sistema de pretensado mediante tendones exteriores, permite incrementar la capacidad a flexión en los distintos elementos de la estructura aumentando el axil de compresión de los mismos. Esta solución, además de no ser invasiva, tiene la gran ventaja de ser reemplazable, reversible y de fácil inspección. Finalmente, esta solución viene a reivindicar las ventajas del artificio de añadir cargas exteriores (pesos en otros tiempos, pretensado en la actualidad) para garantizar un mejor comportamiento a las estructuras de fábrica y de hormigón.

Referencias

- [1] A. Román Conde, Nuevo estadio municipal de Balaidos – España, Inf. La Construcción. 24 (1972) 73–79. doi:10.3989/ic.1972.v24.i239.3254.
- [2] A. Ramos Casquero, Caracterización estructural de los rellenos situados en el trasdós de bóvedas de edificios históricos, Technical University of Madrid, Spain, 2016. <http://oa.upm.es/cgi/export/38758/>.
- [3] A. Ramos Casquero, J. León González, Importancia estructural de los rellenos en el trasdós de bóvedas de construcciones históricas. , in: Actas Del V Congr. La Asoc. Científico Técnica Del Hormigón Estructural (ACHE). Barcelona, 2011.
- [4] L. Todisco, H. Corres-Peiretti, C. Mueller, Funicularity through External Posttensioning : Design Philosophy and Computational Tool, J. Struct. Eng. 142 (2016) 1–9. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001416.
- [5] L. Todisco, C. Fivet, H. Corres-Peiretti, C. Mueller, Design and exploration of externally post-tensioned structures using graphic statics, J. Int. Assoc. Shell Spat. Struct. 56 (2015) 249–258.
- [6] L. Todisco, Funicularity and Equilibrium for High-Performance Conceptual Design, Technical University of Madrid, Spain, 2016. <http://oa.upm.es/39733/>.