

Original

Proyecto y construcción de las pilas y torres del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Design and construction of the piers and pylons of the Constitución de 1812 Bridge over the Cadiz Bay

Silvia Fuente García^{a,*}, Jesús de los Ríos de Francisco^b, Conchita Lucas Serrano^b
y Antonio Martínez Cutillas^c

^a Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado, S.L., Madrid, España

^b Ingeniero/a de Caminos, Canales y Puertos, Dragados, S.A., Madrid, España

^c Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Carlos Fernández Casado, S.L., Madrid, España

Recibido el 16 de octubre de 2015; aceptado el 1 de febrero de 2016

Disponible en Internet el 30 de marzo de 2016

Resumen

Las torres del tramo atirantado del Puente sobre la Bahía de Cádiz son el elemento resistente fundamental en servicio y de forma relevante durante la construcción por voladizos sucesivos del tablero hasta apoyar en las pilas de retenida, a 200 m, soportando grandes disequilibrios.

Todas las pilas están diseñadas basándose en una misma idea formal, con variaciones necesarias por funcionalidad.

Las pilas normales son monofuste, de canto variable. En el acceso desde Puerto Real, bajo el eje del tablero discurre un vial inferior y las pilas se abren formando un pórtico con un dintel pretensado sobre el que apoya el tablero.

Las torres principales son un fuste único en la parte inferior, que se separa en 2 brazos inclinados permitiendo el paso del tablero, y se cierra a la altura de los anclajes de los tirantes en un cajón mixto. Las tracciones bajo el dintel se recogen mediante una viga transversal pretensada.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Torre atirantada; Armario metálico; Desequilibrio de proceso; Encofrado autotrepante; Cimbra

Abstract

The pylons of the cable stayed bridge over Cádiz Bay are the main supports for service loads, and also during the construction of the deck by free cantilever system, until it reaches the back span piers 200 m apart, supporting important unbalanced loads.

The entire bridge is designed around an idea of uniformity in shapes, allowing for variations required for functional reasons.

Normal piers consist of unique shafts of variable depth. At the Puerto Real access, there is an area with a road under the axis of the bridge. There the piers transform into frames with a pre-stressed girder that supports the concrete deck.

The main pylons consist of a shaft that splits into two inclined branches to allow the crossing of the deck, and merge again at the stay anchorage height in a composite cage. The tensional forces under the deck are solved by a transverse pre-stressed girder.

© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Cable stayed pylon; Steel cage; Unbalanced construction; Climbing formwork; Scaffolding

1. Introducción

En el diseño del puente prima la idea de unidad formal en toda su longitud, incorporando las variaciones indispensables por funcionalidad.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: sfuente@cfcsl.com (S. Fuente García).



Figura 1. Pilas monofuste.

Las pilas normales son monofuste, de canto variable, solución con muy buen resultado visual que evita el efecto pantalla. Están generadas por 2 trapecios unidos por su base más ancha que recorren el eje de la pila manteniendo las bases constantes y variando su altura para ganar canto en tanto en la sección inferior como en la superior a la altura del tablero para alojar los apoyos, con una cintura de sección mínima que aporta esbeltez (fig. 1). En el acceso desde Puerto Real, en la zona en la que en la proyección en planta del tablero de hormigón discurre un vial inferior, los trapecios se separan para convertirse en los 2 fustes



Figura 2. Pilas pórtico.

de un pórtico con un dintel pretensado sobre el que apoya el tablero de hormigón (fig. 2).

Las torres principales siguen la misma idea; se trata de un fuste único en su mayor parte, que se separa en 2 brazos trapeciales inclinados para permitir el paso del tablero, y se vuelve a cerrar a la altura de los anclajes de los tirantes. Las tracciones que aparecen bajo el dintel se recogen mediante una viga transversal pretensada. La parte superior es mixta, para recoger los efectos transversales de los tirantes (figs. 3 y 4).



Figura 3. Vista general de pilas.

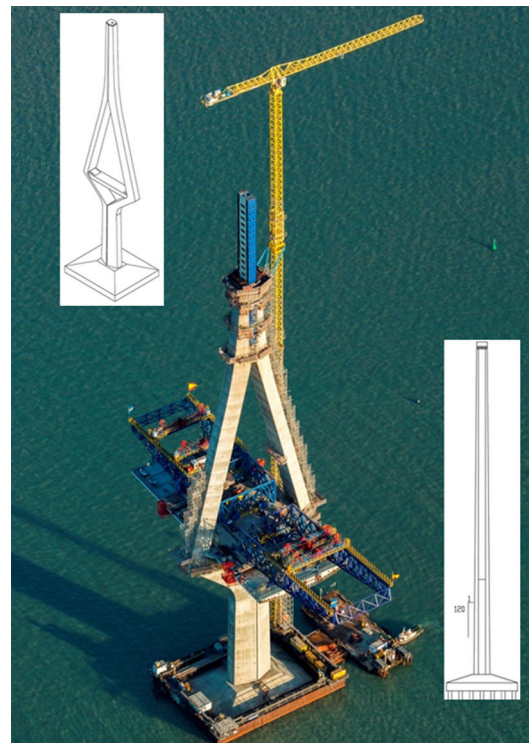


Figura 4. Torre en construcción con carros de izado de tablero perspectiva y alzado.

2. Descripción y geometría

El alzado frontal de las torres es de tipo diamante con una riostra horizontal sobre la que apoya el tablero. El fuste final es mixto, con un cajón metálico central donde se anclan en 22 niveles, con una modulación de 2 m las 2 parejas de tirantes, dispuestos en semiarpa en alzado y confluyendo sus ejes en el centro del fuste [1–4].

El contorno está generado por la evolución a lo largo de los ejes de los diferentes fustes de 2 trapecios que arrancan en el encepado con sus bases mayores yuxtapuestas según el eje longitudinal, formando un hexágono peraltado de 14×9 m; la primera medida es la distancia, en sentido transversal, entre las bases menores, de 4 m, que se mantienen constantes en toda la altura; la segunda medida es la magnitud de las bases de los trapecios en el arranque (fig. 4).

Estos trapecios, en su evolución en altura, terminan en un hexágono de dimensiones $6,16 \times 6$ m a la cota 186 m, sobre la bahía de Cádiz.

La única dimensión constante del contorno de cualquier sección es la anchura de las caras laterales exteriores, los 4 m ya citados. Con la excepción de los fustes inclinados 40° con la horizontal, que soportan la riostra, el resto son huecos, con espesor de pared variable según el tramo.

La riostra tiene un canto de 3 m, una anchura de 7 m y una longitud entre intersección con los ejes de los fustes inclinados inferiores y superiores de 42 m.

De la intersección de los brazos soporte con la riostra surgen los fustes huecos con una inclinación de 75° con la horizontal, que confluyen a 70 m sobre la riostra, en el arranque del fuste único que abraza el cajón metálico donde se anclan los tirantes.

Las pilas monofuste tipo «palmera» tienen una sección análoga, de hexágono hueco peraltado, que se ensanchan en coronación para soportar los apoyos separados 8 m (fig. 1).

Las pilas pórtico están formadas por una sección trapecial con los pilares huecos o macizos según su luz y un dintel trapecial pretensado que soporta los apoyos del tablero que están separados 10 m (fig. 2).

Todas las pilas están cimentadas mediante pilotes. Las torres principales lo hacen sobre 56 pilotes de 2 m de diámetro cada una, con encepados de $46 \times 40 \times 9$ m. La ejecución de las cimentaciones de la bahía utilizando cajones estancos se describe en 2 artículos de este mismo número [5,6] (fig. 5).

3. Vinculaciones entre torres y dintel

Las riostras de las torres alojan los elementos de apoyo de todas las vinculaciones entre torres y dintel (fig. 6).

El tablero se encuentra empotrado mediante pretensado y 4 apoyos provisionales verticales en cada pila durante el proceso en voladizo, empotramiento que se libera una vez se han colocado los primeros tirantes, sustituyéndose por los apoyos esféricos definitivos.

Durante todo el proceso el tablero se sujeta longitudinalmente a la torre a través de 4 cuñas exteriores que se sustituyen en servicio por un tope longitudinal permanente en la torre del muelle,



Figura 5. Recinto estanco de cimentación de torre de la bahía.

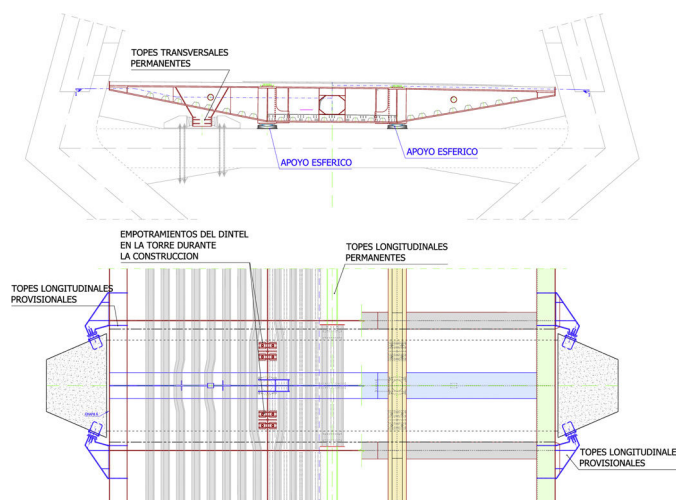


Figura 6. Detalle de riostra y apoyos en torre del muelle.

capaz de resistir todas las cargas de servicio, y un transmisor de impacto (STU) en la pila de la bahía que permite resistir las fuerzas sísmicas entre ambas torres.

Además, en cada torre se aloja una guía transversal permanente formada por una llave en el tablero y topes metálicos anclados a la riostra con apoyos de neopreno teflón interpuestos.

La descripción y funcionamiento de todos los elementos se describe en otro artículo de este mismo número [7].

4. Proceso constructivo de las pilas

Los fustes, tanto de las pilas palmera como de las pilas pórtico, con alturas muy variables debido a la evolución de la rasante, se ejecutaron con encofrado trepante izado con grúa (figs. 7 y 8).

Las tongadas fueron de 5 m, con una primera tongada de arranque y regularización de altura variable, en función de la altura total del fuste.

Los capiteles de las pilas monofuste tienen una altura total de 13 m. Las caras laterales eran de una pieza y debían soportar la carga del hormigón en voladizo, puesto que la anchura del



Figura 7. Construcción de pilas monofuste en mar.



Figura 8. Construcción de pilas pórtico en tierra.

capitel en arranque es de 4,37 m, y en coronación, 10,50 m. Para facilitar el montaje in situ de la ferralla del capitel los encofrados frontales se montaban por fases, correspondientes a las tongadas de hormigonado, una vez colocada la ferralla y el encofrado interior (en el caso de la primera). En la tongada de coronación, con un fuerte armado horizontal, se fijaban todos los elementos de anclaje tanto de los apoyos definitivos de los tableros como de los provisionales en función de la operación futura a realizar (guiados de empuje, apoyos provisionales para colocación de dovelas sobre pila del tablero atirantado, etc.).

En las pilas monofuste ubicadas en la bahía, los medios auxiliares (grúa, brazo de hormigonado, amasadoras, etc.) se dispusieron sobre una barcaza.

Los dinteles de las pilas pórtico se pretensaron desde las caras inclinadas del dintel, para lo cual se dejaron cajetines que se rellenarían posteriormente. En algunas pilas los tesados se realizaron en 2 fases, parte en vacío y parte después de construido el núcleo del tablero.

Debido a la escasa capacidad portante de la explanada, que hubiera obligado a una cimentación profunda, los dinteles de las pilas pórtico se cimbraron sobre un paquete de vigas de celosía de gran canto apoyados, con los correspondientes elementos de anclaje y regulación para reparto de cargas, en los fustes. Los elementos de anclaje se replanteaban sobre el encofrado de los fustes, siempre en la misma posición relativa (fig. 8).

5. Proceso constructivo de torres y medios auxiliares

5.1. Fustes. Encofrado trepante

La configuración de los encofrados permite conseguir la geometría de fustes descrita anteriormente, caracterizada en general porque todas las caras excepto las laterales son alabeadas y de dimensión variable.

Los encofrados exteriores de los fustes de las torres son autotrepantes hidráulicamente para independizarse de las condiciones de viento y servir de protección de los encofrados interiores y de los paneles prefabricados de armadura durante

el izado con la grúa-torre. Las tongadas son de altura variable, entre 4 y 5 m según los tramos (fig. 9).

5.2. Brazos inferiores. Cimbra

Los fustes inferiores inclinados se ejecutan con cimbra, formada por una estructura espacial triangulada. Los brazos se ejecutan en 5 tongadas. La primera es la coronación del fuste único, y las 4 siguientes, 2 por brazo, se ejecutan alternativamente de forma que el fuste opuesto colabora en el trabajo en voladizo del que se está hormigonando (fig. 10). En la figura puede verse la fase de coronación ya hormigonada y la cimbra dispuesta para las tongadas de los brazos.

Como la coronación de las tongadas se hizo horizontal, fue necesario armar por esfuerzo rasante las juntas de hormigonado (fig. 11).

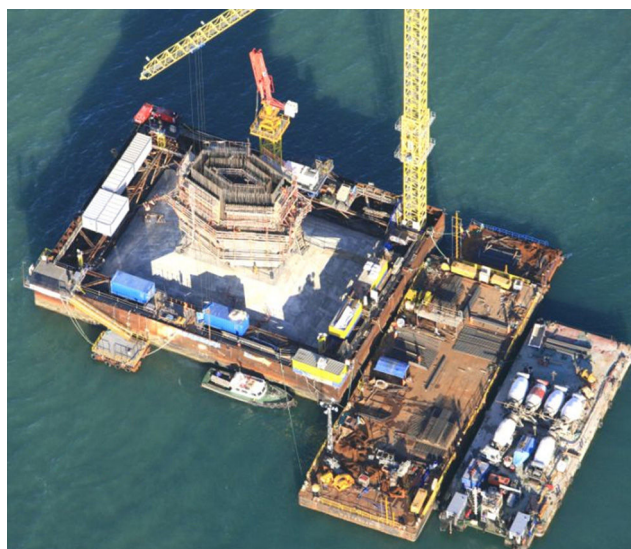


Figura 9. Ejecución de fuste de torre con encofrado autotrepante.



Figura 10. Fustes inclinados inferiores cimbrados.

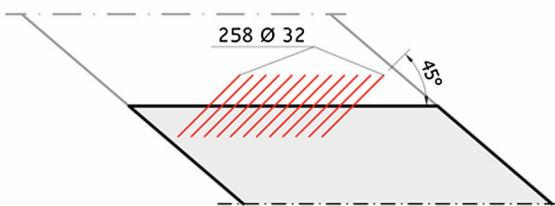


Figura 11. Armadura de rasante en juntas.



Figura 12. Cimbra de riostra.

Previo al cimbrado de la riostra sobre los fustes inclinados ya ejecutados, se pretensan estos con unos tirantes provisionales por un total de 32.000 kN para soportar el peso de la riostra y de los últimos 8 m de los brazos laterales, que incluyen la zona de anclaje del pretensado de la riostra. Los brazos de la cimbra a su vez están pretensados contra los fustes inclinados para minimizar las deformaciones producidas por el empuje de hormigón sobre los paramentos laterales de 8 m de altura.

5.3. Riostra

La riostra tiene un pretensado de 560.000 kN, constituido por 48 unidades de 55 cordones anclados en las caras exteriores de 4 m de anchura, y dispuestos en 12 filas y 4 columnas en una altura proyectada de 8 m. En el centro de la riostra de 7 m de anchura se concentran en 3 filas de 16 unidades.

Esta concentración de pretensado requiere unos cambios de trazado en el límite de la curvatura admisible, utilizando vaina rígida curvada a medida en la zona de trompetas, y condiciona la disposición de las 2 vigas laterales de la cimbra para permitir el enfilado de los cordones con la cimbra ya montada (fig. 12).

Condiciona también la disposición de la armadura exterior de los fustes. Supuso una complicación alojar los anclajes del pretensado dejando calles libres para la armadura vertical.

En las imágenes se puede apreciar la variedad de medios auxiliares utilizados, como la grúa-torre con cazo de 5 m³ de apertura a distancia, el brazo auxiliar de hormigonado o la pasarela de comunicación entre fustes (figs. 12-16).

5.4. Fustes inclinados superiores. Puntales

Los fustes inclinados superiores son cajones huecos ejecutados con encofrado autotrepante. Para su construcción se utilizó un puntal intermedio con gatos de arena dispuesto a una altura tal que permitió controlar la fisuración de los brazos. Fue necesario considerar la contraflecha ya que la deformación prevista era apreciable (figs. 14-17).



Figura 13. Desmontaje de riostra en torre de la bahía.



Figura 14. Encofrado autotrepante de fustes inclinados. Puntales entre fustes.

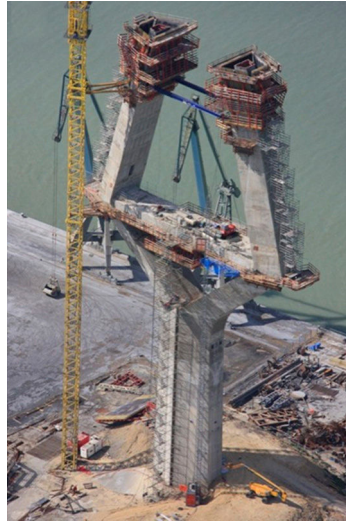


Figura 15. Encofrado autotrepante de fustes inclinados. Puntales entre fustes.

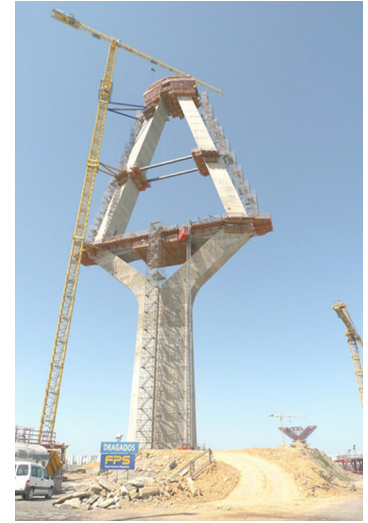


Figura 16. Encofrado autotrepante de fustes inclinados. Puntales entre fustes.

5.5. Armarios metálicos

El fuste final abraza el cajón de los tirantes formado por módulos rectangulares de 2 m de altura y dimensiones interiores longitudinal y transversal de $5,38 \times 2,70$ m.

En la torre en la bahía los cajones se izaban por módulos, con la grúa-torre, y se iban soldando previamente a la trepa.

En la torre del muelle se utilizó la grúa sobre cadenas de 230.000 kNm de capacidad, la misma con la que se subieron la dovela de arranque del tablero (700 t), las iniciales en voladizo y los carros de izado, lo que permitió izar grandes tramos de cajón y armadura simultáneamente (figs. 18 y 19).

6. Aspectos relevantes del cálculo de pilas

Los fustes de las pilas se han calculado utilizando el modelo general de barras del puente completo.

En la metodología utilizada para obtener los esfuerzos debidos al sismo, se ha realizado el cálculo modal espectral con el modelo completo y otro complementario de las pilas exentas para no perder los modos locales de las mismas, con frecuencias más altas.

En el caso de los dinteles pretensados se ha realizado un modelo de elementos finitos para estudiar con detalle la región D en la que se produce el anclaje, así como la distribución de tensiones en una viga tan corta (fig. 20).

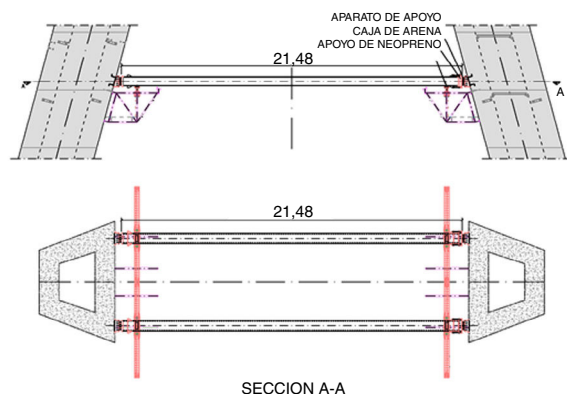


Figura 17. Puntales entre fustes inclinados superiores.



Figura 18. Izado de cajones con grúa sobre cadenas.



Figura 19. Montaje de cajones con grúa sobre cadenas.

7. Aspectos relevantes del cálculo de torres

7.1. Modelo general de cálculo

Ya desde el proyecto se estudió la torre como estructura evolutiva, considerando su propio proceso constructivo.

Se planteó el pretensado provisional de los fustes inferiores inclinados antes de cerrar la célula inferior con la riostra, así como el apuntalamiento necesario para compensar el peso de los fustes superiores.

El cálculo del proceso de construcción de la torre se realiza con un modelo de barras evolutivo, considerando los efectos

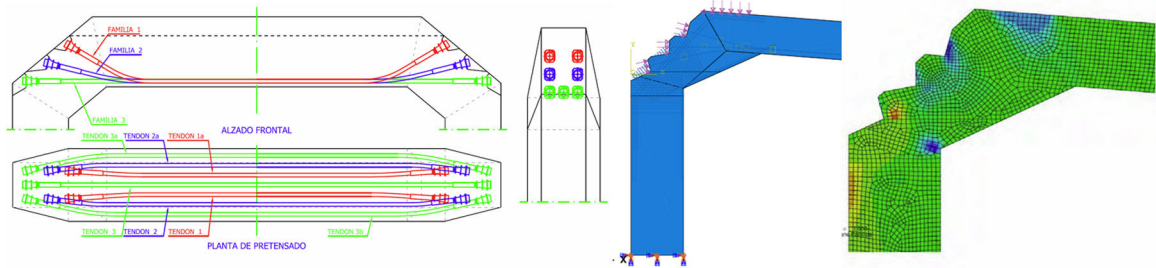


Figura 20. Modelo de elementos finitos de dintel de pilas pórtico, detalle de región D.



Figura 21. Modelo de torre completa para calibrar modelo de barras.

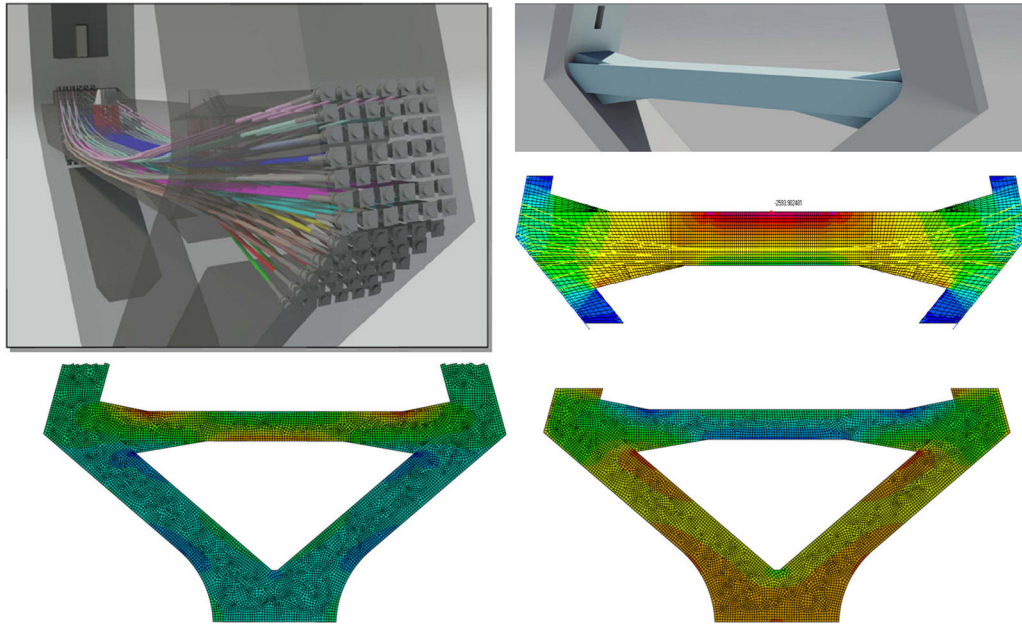


Figura 22. Perspectiva y modelo de riostra pretensada.

de los elementos provisionales, cuyos esfuerzos finales servirán de hipótesis de partida a los del modelo general del puente completo. Se han considerado también, por tanto, los efectos diferidos de fluencia y retracción.

Este modelo de barras general se ha calibrado con multitud de modelos de elementos finitos. Entre ellos, las propiedades se han extraído de un modelo de la torre completa 3D realizado con elementos sólidos para el hormigón y láminas para el acero de la sección superior mixta, con la configuración en su posición real de todos los apoyos del tablero en la torre (fig. 21) [8]. En paralelo se realizó un estudio de la evolución del módulo de

elasticidad del hormigón con ensayos de probetas para obtener una mejor aproximación de la rigidez de la torre.

7.2. Riostra pretensada

Se realizó un modelo plano de elementos finitos de la célula inferior de hormigón para verificar el comportamiento de la riostra frente a las 560.000 kN de pretensado con un trazado fuertemente curvo y muy corto, que posteriormente se aplicó en un modelo de barras con nudos de proporción importante respecto a las dimensiones de la riostra (figs. 22 y 23).

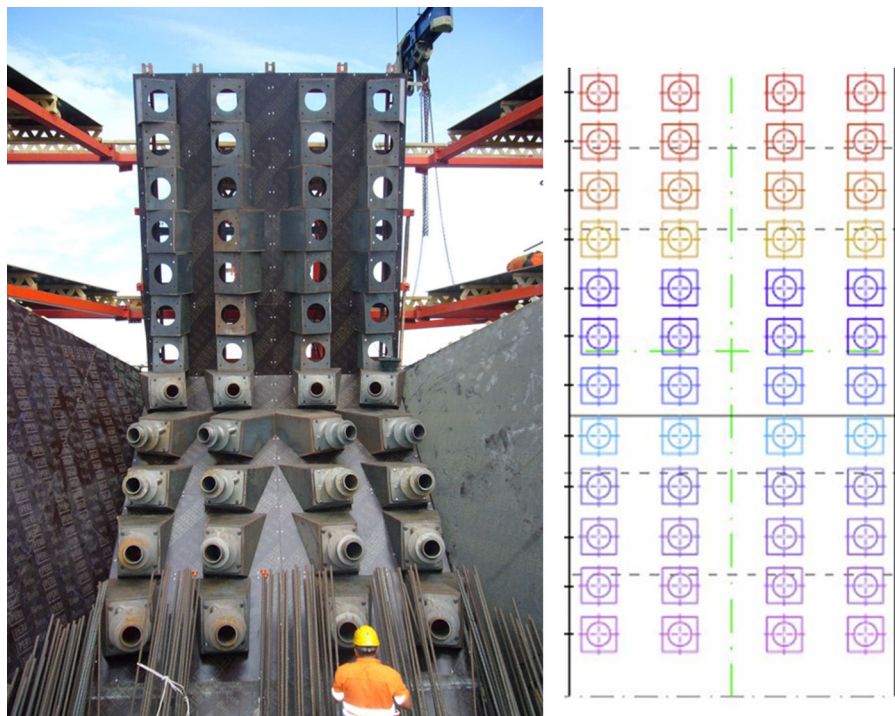


Figura 23. Detalle de anclajes de pretensado.

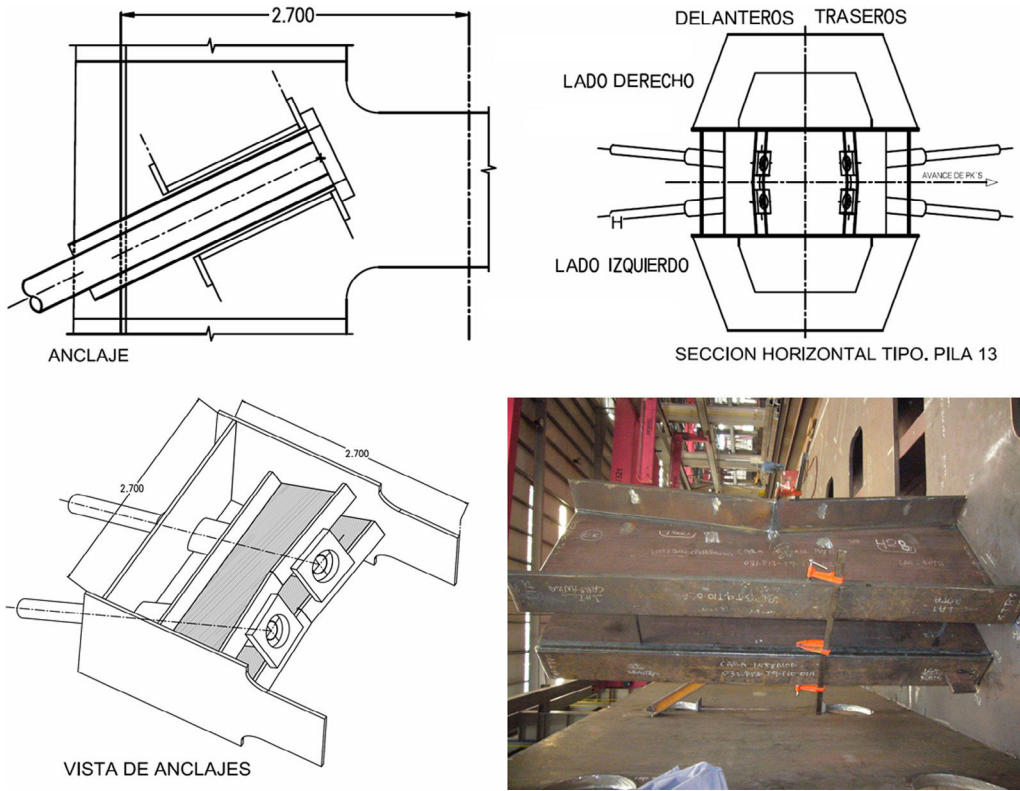


Figura 24. Sección transversal de armario y detalle de viga.

Mediante este modelo se comprobaron las tensiones de la célula tanto en vacío como durante las fases de proceso de la torre y en servicio, y se calibraron las fuerzas del modelo de barras para que las tensiones obtenidas con los métodos habituales de cálculo fueran congruentes.

7.3. Armario metálico y conexión con hormigón

La parte superior de la torre aloja los anclajes de los 88 tirantes en 22 niveles, con una pareja delantera y otra trasera cada uno.

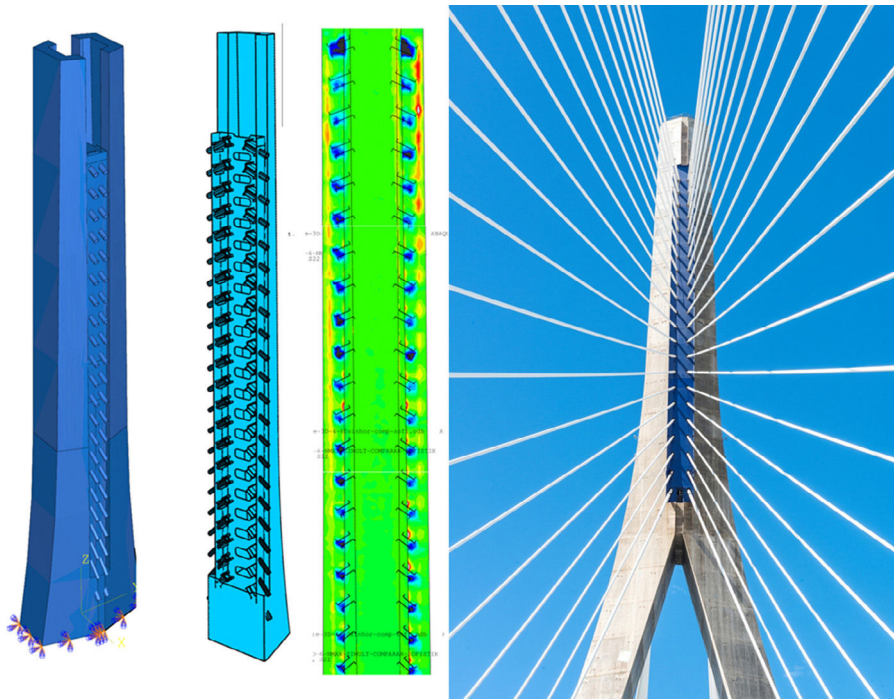


Figura 25. Modelo 3D de cabeza de torres con elementos sólidos.

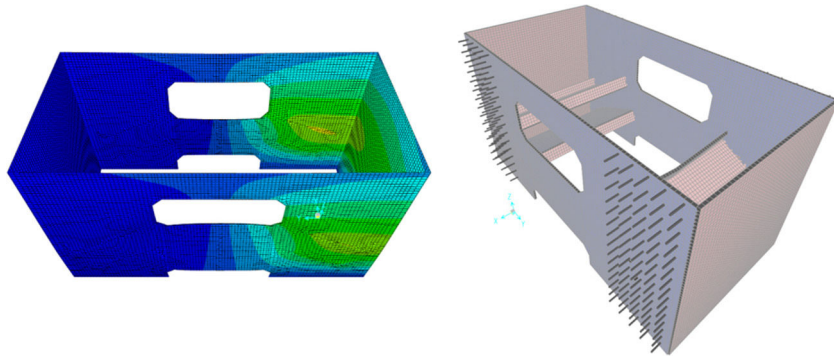


Figura 26. Modelos de módulo de cajón.

Para recoger el desequilibrio entre los tirantes delanteros y traseros de cada nivel se ha planteado un cajón metálico conectado al fuste de hormigón. El conjunto funciona a modo de marco transversal. Los anclajes de los tirantes apoyan directamente sobre una viga formada por 2 vigas con sección en U empresilladas para evitar la distorsión, y dejan pasar los tubos de los tirantes entre ellas, transmitiendo los esfuerzos a los laterales del cajón metálico, que a su vez están conectados mediante pernos a la sección de hormigón. El cajón metálico se cierra por la parte delantera con una chapa frontal con taladros para el paso de tubos de tirantes que colabora frente a los esfuerzos verticales de la torre (fig. 24).

En general se puede concluir, a partir de los modelos de elementos finitos completos realizados, que la mayor parte de la

transmisión de esfuerzos al hormigón se realiza en cada nivel, no acumulando el cajón metálico tensiones verticales elevadas a la altura de la basa de apoyo en la zona de conjunción de los 2 fustes inclinados.

Como se indicaba en el apartado anterior, se ha realizado un modelo 3D de elementos finitos tipo sólidos para el hormigón y láminas para el cajón, que ha servido para analizar hipótesis simples representativas, equivalentes a los máximos esfuerzos en las secciones de la torre. Se han analizado además en este modelo todas las fases de proceso necesarias (fig. 25).

Mediante este mismo modelo, así como en otro de láminas, se ha comprobado el dimensionamiento de los pernos conectadores optimizando su distribución dentro de cada nivel. Cada uno de los pernos tiene capacidad de transmitir toda la fuerza vertical de los

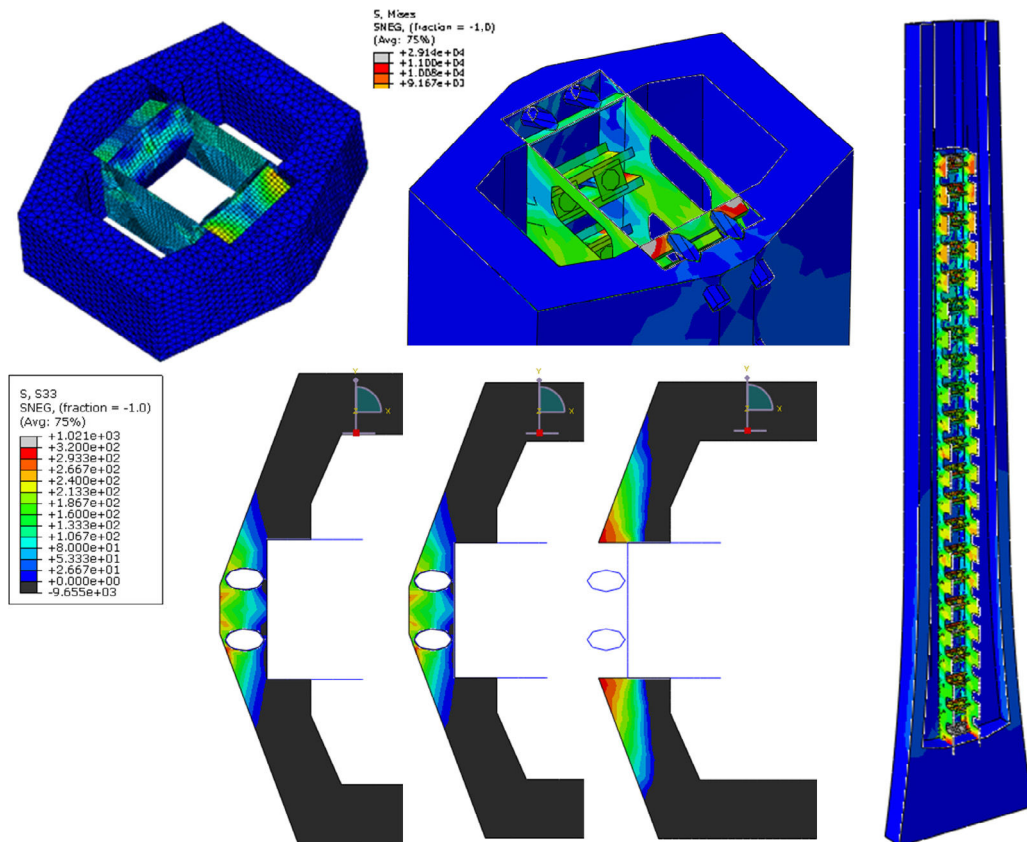


Figura 27. Estudio inicial de armario metálico con y sin hormigón en caras frontales.



Figura 28. Vista interior de armario metálico.



Figura 29. Base de apoyo del armario metálico en taller.

4 tirantes, así como el desequilibrio horizontal entre las 2 parejas (fig. 26).

Se realizó un estudio inicial para diversas configuraciones del cajón, tanto con modelos de módulos individuales como con modelos completos, considerando un recubrimiento de hormigón en las caras frontales que finalmente se eliminó, ya que, de existir, la fisuración por compatibilidad de deformaciones era muy condicionante (fig. 27).

Ante los esfuerzos generales de rotura en las secciones del fuste vertical, se ha considerado la colaboración de toda la sección mixta, que incluye el hormigón armado de los laterales y el cajón metálico interior, con la reducción correspondiente por las ventanas para el paso de tirantes y anchos eficaces.

La estructura de apoyo inferior del armario metálico al hormigón se dimensionó tanto para transmitir el peso propio del mismo durante el montaje, como para las tensiones en servicio no transmitidas en cada nivel a las caras laterales del hormigón, provenientes de los esfuerzos generales de flexión de la torre (figs. 28 y 29).

La basa permite un replanteo perfecto de la parte inferior. La geometría de todo el armario debe estar perfectamente controlada, con tolerancias mínimas, ya que de ella depende la correcta colocación de todos los anclajes de tirantes, con poca capacidad de adaptación una vez dispuesta, salvo mediante fresado de las vigas y mecanizado de las placas de anclaje.

7.4. Condicionantes durante el proceso de construcción del tablero atirantado

Cuando se tomó la decisión de construir el tablero con dovelas de 20 m, parte de la torre del muelle ya estaba construida, por lo que fue necesario verificar en todas las fases la validez de las secciones inferiores, así como controlar la seguridad de la viga riostra a torsión durante las fases de construcción en voladizo hasta la llegada al primer tirante.

Para las comprobaciones de las secciones de la torre se tuvieron en cuenta los efectos no lineales durante el proceso constructivo; este punto se desarrolla de forma más detallada en

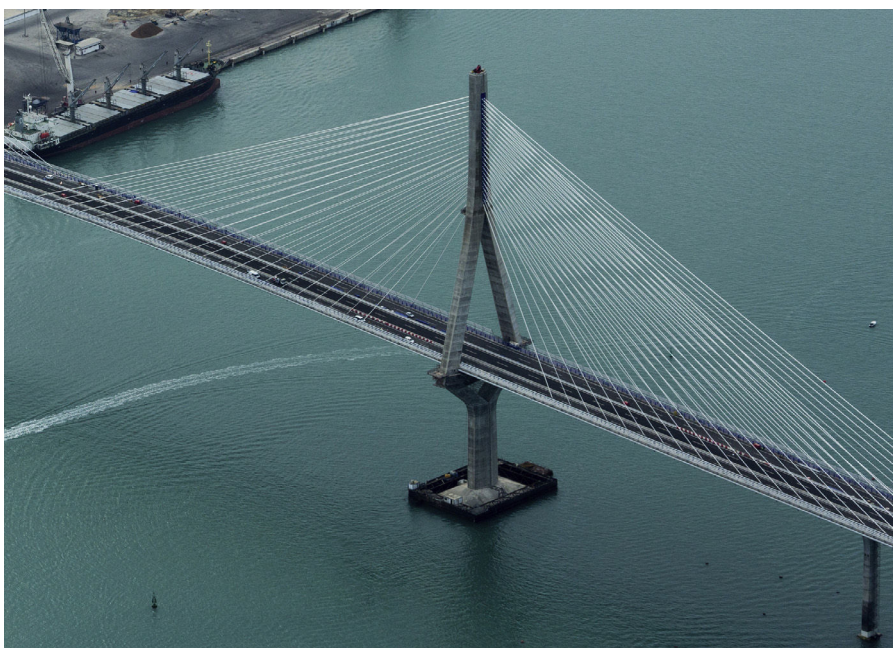


Figura 30. Vista final de la torre.



Figura 31. Vista lateral de la torre.

el artículo de este mismo número «Cálculo del proceso constructivo del tablero atirantado» [9].

Una vez se hubo llegado a apoyar el tablero en las primeras pilas, en principio hubiera sido posible continuar con un desequilibrio mayor de una dovela entre ambos frentes, pero se impuso como condición que la parte superior de la torre nunca llegara a fisurarse durante el proceso para no añadir incertidumbres al necesario control de deformaciones.

En la última imagen se aprecia el aspecto final de la torre una vez retirados todos los medios auxiliares y a falta de disponer el elemento ornamental en coronación. Como se puede ver, se ha dejado un plumín en la parte superior para permitir el izado de material durante futuras labores de mantenimiento (figs. 30 y 31).

Bibliografía

- [1] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, Puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona (2011) 723–724.
- [2] J. Manterola, A. Martínez, S. Fuente, V. Jiménez, J. de los Ríos, C. Lucas, Ejecución de los mástiles del tramo atirantado del puente sobre la Bahía de Cádiz, Congreso ACHE, Barcelona (2011) 487–488.
- [3] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Criado, S. Fuente, G. Osborne, et al., Construcción del puente sobre la Bahía de Cádiz: aspectos avanzados de su análisis, Congreso ACHE, Madrid (2014) 283–284.
- [4] Manterola J., Martínez A., Navarro J.A., Fuente S. Bridge over the Cádiz Bay, Spain. 37th IABSE Symposium, Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People, p. 532–533.
- [5] M. Pita Olalla, A. Fernández Eusebio, Cimentaciones del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero*. 67 (2016) 33–36.
- [6] J.M. González Barcina, F. Niño Tejedor, H. Bernardo Gutiérrez, V.M. Jiménez Aguadero, Recintos estancos en la cimentación marítima del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero*. 67 (2016) 37–42.
- [7] A. Martínez Cutillas, J.A. Navarro González-Valerio, S. Fuente García, Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero*. 67 (2016) 71–85.
- [8] ABAQUS 6.13 [Computer Software]. Waltham, MA, Dassault Systems.
- [9] J.A. Navarro, C. Lucas, Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo a atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz, *Hormigón y Acero*. 67 (2016) 111–122.