

Original

Bases y aspectos relevantes del cálculo del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz

Design basis and relevant structural analysis of the Constitución de 1812 cable-stayed Bridge over the Cadiz Bay

Juan Antonio Navarro González-Valerio^{a,*}, Antonio Martínez Cutillas^b y Silvia Fuente García^a

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

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

Recibido el 13 de enero de 2016; aceptado el 18 de marzo de 2016

Disponible en Internet el 9 de mayo de 2016

Resumen

El diseño de un puente atirantado de gran luz conlleva la toma de multitud de decisiones tanto desde el punto de vista de las bases de diseño como de los protocolos de cálculo, puesto que exceden muchas veces el ámbito de la normativa estándar y los procedimientos habituales de cálculo. Se definen a continuación las bases de diseño, tanto desde el punto de vista de las acciones como de los materiales. También se establecen los modelos e hipótesis de cálculo empleados, con especial hincapié en las no linealidades y el tratamiento de ellas. Por último, se comentan todas las consideraciones especiales en los modelos y en las distintas comprobaciones de los elementos del puente establecidas específicamente para este puente.

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

Palabras clave: Bases de cálculo; Modelos para puentes atirantados; Cálculo no lineal; Cálculo rozamientos teflón; Ancho eficaz

Abstract

The design of this type of cable-stayed bridge requires adopting a lot of decisions, both from the point of view of the design basis and the calculation procedures, since they often exceed the scope of the standard regulations and usual methods of analysis. The basis of the design is defined, both for loads and materials. The different models and loads taken into account are described, especially focusing on non-linearities and their treatment. Finally, it discusses all the considerations for the structural models and the different verifications of the elements specially defined for this bridge.

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

Keywords: Design basis; Structural models for cable-stayed bridges; Non-linear calculations; Friction on bearings calculations; Shear lag effective width

1. Bases de cálculo

El puente está descrito en [1–5]. Este apartado se va a centrar únicamente en las bases de cálculo más significativas.

1.1. Acciones

Las normativas de acciones consideradas en el cálculo general del proyecto son principalmente:

- Norma IAP98 [6] para las acciones de carretera y ambientales, principalmente viento y temperatura.

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: janavarro@cfcsl.com (J.A. Navarro González-Valerio).

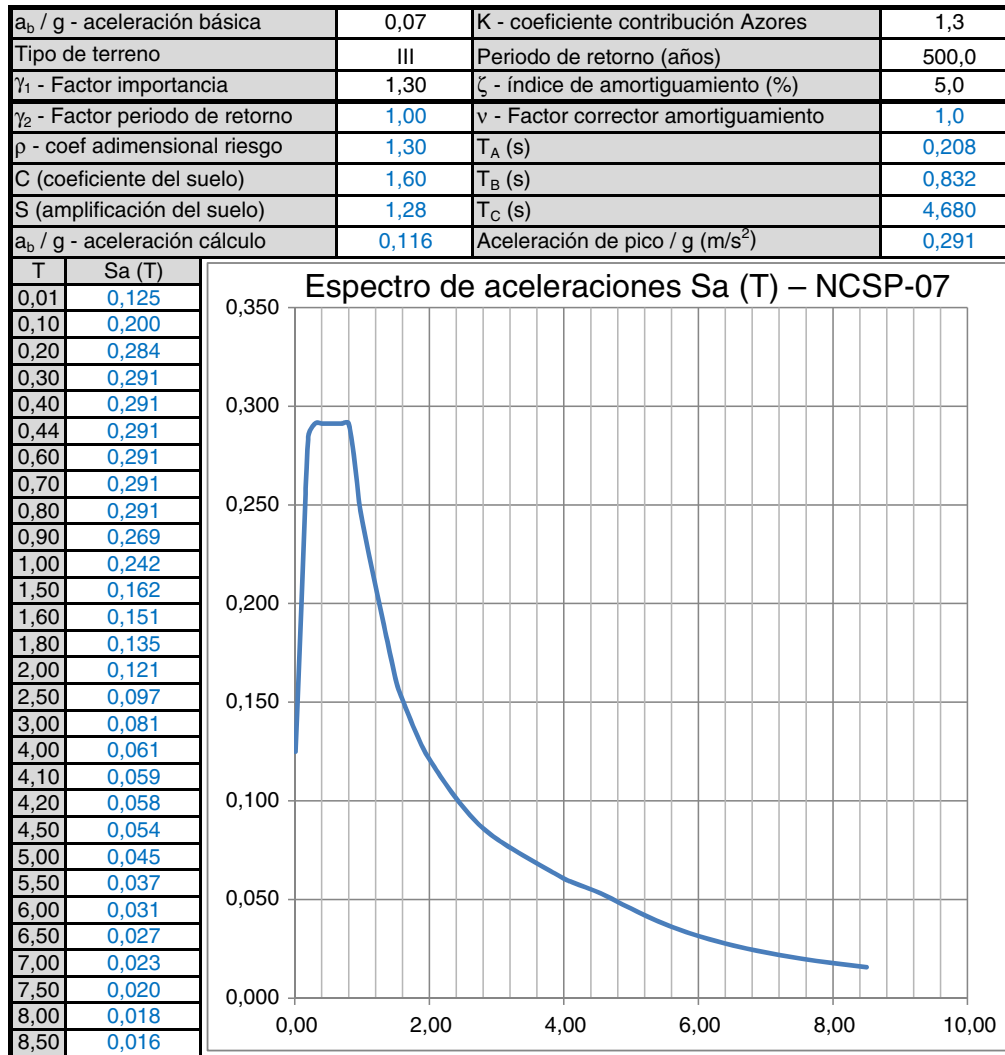


Figura 1. Definición del espectro de respuesta de aceleraciones.

- Norma NCSP-07 [7] para el cálculo sísmico, de acuerdo con el espectro de repuesta de la [figura 1](#), considerando:
 - Comportamiento con ductilidad limitada, considerando un coeficiente de ductilidad global de 1,50, aplicado únicamente al diseño de las pilas y no a las cimentaciones ni apoyos.
 - Obtención de la respuesta sísmica máxima mediante un cálculo multimodal espectral.
 - Utilización de $\psi_2 = 0,20$ como coeficiente de simultaneidad de las sobrecargas de tráfico para la combinación sísmica.

En [5] se describe cómo la plataforma y uso del puente han variado a lo largo del proyecto y construcción del mismo, modificándose tanto las cargas de tráfico como la disposición de las cargas muertas. Esta situación hizo necesario analizar todos estos cambios; además, ha entrado en vigor en España la norma IAP11 [8], basada en la norma EN 1991-2:2003 [9]. Por todo ello se han estudiado 4 distribuciones completas de sobrecargas de tráfico junto con su correspondiente definición de cargas muertas. Se ha comparado la distribución de cargas del modelo completo, hecha con la norma IAP98 [6] y distribución de la

plataforma con carril bus, donde se aplican $4,0 \text{ kN/m}^2$ en $31,18 \text{ m}$, equivalente a una carga total de $124,7 \text{ kN/m}$, y puede haber carros de $60,0 \text{ t}$ en todo el ancho de la plataforma incluyendo el carril-bus, con:

- Norma IAP98 [6] y plataforma con las 2 vías de tranvía, cargando $23,81 \text{ m}$ con $4,0 \text{ kN/m}^2$, equivalente a una carga total de $95,2 \text{ kN/m}$, junto con un único tranvía de 800 kN por vía, añadiendo además la diferencia de cargas muertas entre la calzada del carril bus, pavimento con peso $13,0 \text{ kN/m}$, y la vía en placa para el tranvía con peso $32,7 \text{ kN/m}$.
- Distribución LM1 de cargas de tráfico de la norma IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9]; se cargan $4,50 \text{ m}$ con $5,0 \text{ kN/m}^2$ (aceras de servicio), $3,0 \text{ m}$ con $9,0 \text{ kN/m}^2$ y $23,68 \text{ m}$ con $2,5 \text{ kN/m}^2$, equivalente a una carga total de $108,7 \text{ kN/m}$ con una excentricidad de $3,23 \text{ m}$.
- Distribución LM4 de carga de aglomeraciones de peatones de la norma IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9]; se aplican $5,0 \text{ kN/m}^2$ en $26,68 \text{ m}$, lo que equivale a una carga total de $133,4 \text{ kN/m}$. Puesto que la defensa antiviento no está

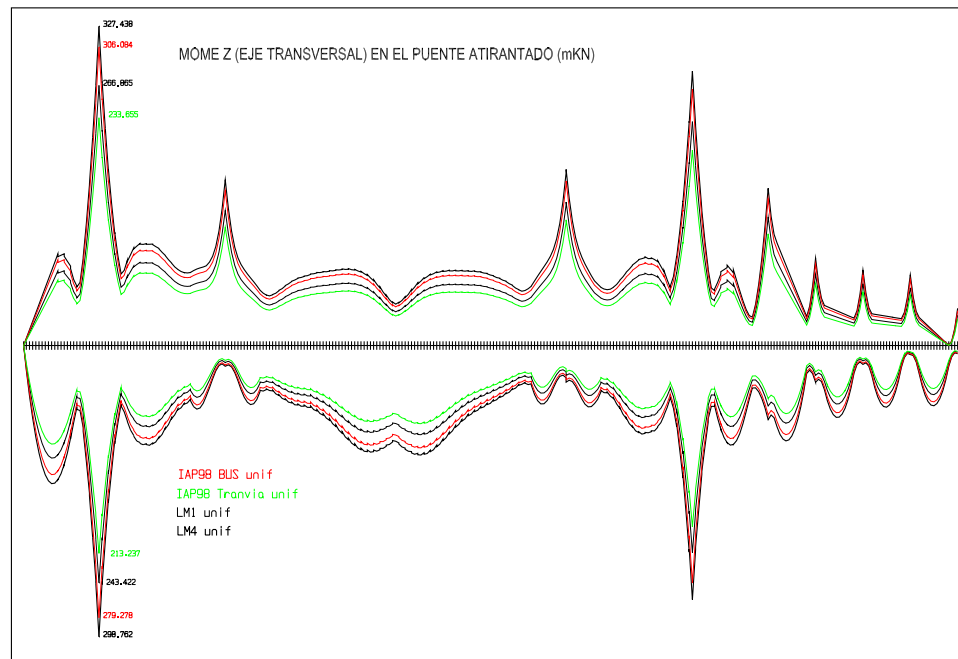


Figura 2. Comparación de los momentos flectores en tablero: sobrecarga total + diferencia carga muerta.

preparada para ello, no se abrirían en ningún caso al público en general las 2 aceras para el servicio del puente.

Los resultados se han comparado para todos los elementos del puente, tablero, torres, pilas y tirantes. En la [figura 2](#) se muestra un ejemplo de dichos resultados, comparando los momentos flectores de eje transversal en el tablero para las 4 distribuciones.

Analizando los modelos de cargas de IAP98 [6] respecto a IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9], considerando $4,0 \text{ kN/m}^2$ en toda la plataforma en el primero y $9,0 \text{ kN/m}^2$ en $3,0 \text{ m}$ y $2,5 \text{ kN/m}^2$ en el resto de plataforma en el segundo, a partir de $13,0 \text{ m}$ de ancho de plataforma la norma IAP98 [6] aplica más carga longitudinal que la IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9]; sin embargo, estas

últimas introducen un momento torsor simultáneo a esta carga longitudinal. De cara a la torsión y aplicando carga distribuida solo en la mitad de la sección, pasaría lo mismo a partir de un ancho total de plataforma de $48,80 \text{ m}$. Por tanto:

- De cara a la flexión, el resultado de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] es más favorable.
- De cara a la torsión, el resultado de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] es más desfavorable. Sin embargo, teniendo en cuenta la configuración de la sección transversal, muy adecuada para resistir torsiones, no representa un problema.

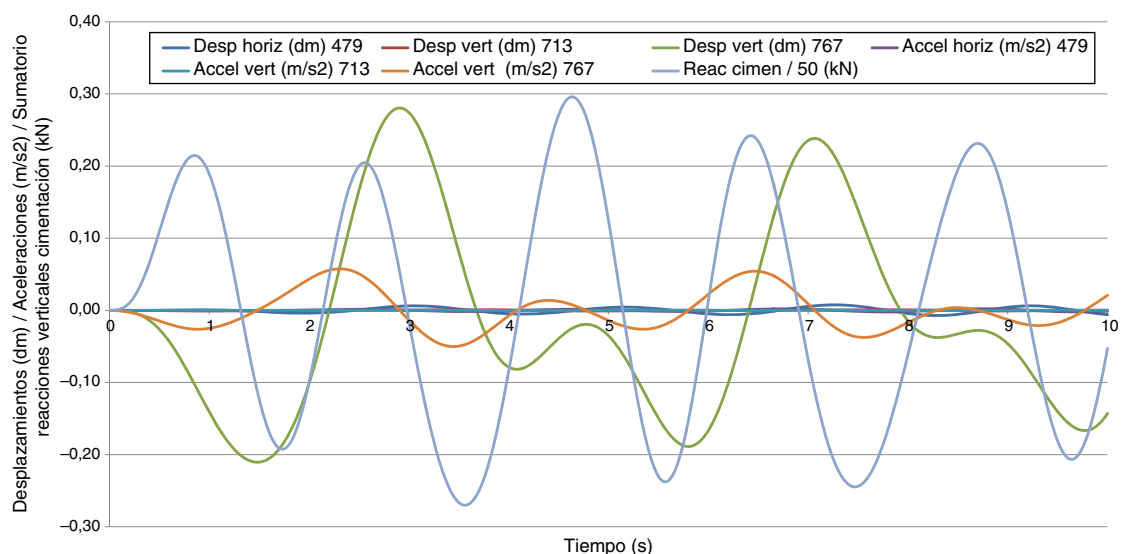


Figura 3. Cálculo dinámico paso a paso para una sollicitación senoidal de los peatones en el vano principal.

- De cara a los tirantes, la simultaneidad de la máxima flexión con algo de torsión en el caso de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] disminuye un poco la diferencia con el caso de la norma IAP98 [6], pero esta última sigue dando más carga en los tirantes que las primeras.
- De cara a las torres, de nuevo el resultado de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] es más favorable.

Por otro lado, a pesar de las bajas frecuencias del puente (0,24 Hz de primera frecuencia vertical según el modelo de cálculo, 0,25 Hz según la prueba de carga dinámica [10]) frente a las frecuencias del tránsito de peatones (1,5 a 3,0 Hz), se ha realizado un cálculo dinámico paso a paso, de acuerdo a las prescripciones de la norma EN 1990:2002 [11], apartado A2.4.3.2, con carga de peatones oscilante en el vano principal, para asegurar que no se va a producir ningún efecto resonante y que las máximas aceleraciones de confort de los usuarios son menores que $0,4 \text{ m/s}^2$ (fig. 3).

Como conclusiones de este estudio de las distintas opciones de sobrecargas de tráfico, comparando con los resultados incluidos en el modelo general (calzada para el carril-bus, aplicación de la norma IAP98 [6]):

- Los resultados de la norma IAP98 [6] aplicados a la plataforma con las 2 vías de tranvía da resultados menores o equivalentes, incluyendo el efecto de eliminar la carga de pavimento de la calzada del carril-bus y añadiendo la vía en placa. Por tanto, será posible en un futuro la sustitución en su caso del carril-bus por el tranvía.
- Los resultados del modelo LM1 aplicando las normas vigentes actualmente IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] son menores, máxime si se considera el coeficiente de mayoración de sobrecargas $\gamma = 1,35$ de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] y no $\gamma = 1,50$ de la norma IAP98 [6].
- La distribución de aglomeración de personas es posible, por lo que se puede abrir al público en general el puente; el modelo LM4 de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9] da resultados muy similares. Además, la carga de peatones se podría considerar de acuerdo a la norma EN 1991-2:2003 [9] apartado 5.3.2.1, con carga peatonal de $2,50 \text{ kN/m}^2$ para una luz de 540 m frente a los $5,0 \text{ kN/m}^2$ de la distribución LM4.
- Las máximas aceleraciones verticales por el tránsito peatonal son del orden de $0,05 \text{ m/s}^2$, valores despreciables comparados con las máximas establecidas en la norma EN 1990:2002 [11], apartado A2.4.3.2, con valor de $0,4 \text{ m/s}^2$.

Para el resto de acciones se ha mantenido la normativa del proyecto IAP98 [6]. Como resumen de los valores más significativos:

- El viento V_{ref} como velocidad media a lo largo de un periodo de 10 min a una altura de 10 m es de 28 m/s.
- Las deformaciones por temperatura en el acero han sido de $\pm 35 \times 1,2 \times 10^{-5}$, mientras que en la losa de la sección mixta han sido de $\pm 15,9 \times 10^{-5}$. En las secciones

de hormigón han sido $\pm 17,8 \times 10^{-5}$, y en los tirantes $+35,8/-27,8^\circ\text{C} \times 1,2 \times 10^{-5}$.

- Retracción y fluencia de acuerdo a la EHE08 [12], con una humedad media del 80%.
- Respecto al impacto de barcos, no se ha considerado un impacto significativo debido a la ausencia de suficiente calado en las proximidades de la cimentación de la torre situada dentro de la Bahía. Además, se colocaron unos duques de alba preventivos.

1.2. Comprobaciones

Para las comprobaciones de los distintos elementos del puente se ha utilizado la siguiente normativa:

- Norma EHE08 [12] para los elementos de hormigón estructural.
- Recomendaciones RPM [13] y RPX [14] para las estructuras metálicas y mixtas.
- Recomendaciones SETRA [15] para los tirantes.

En cualquier caso, además se han considerado las normas EN 1992-2:2005 [16], EN 1993-1-5:2006 [17] y EN 1994-2:2005 [18] como apoyo, completando las directrices de las anteriores.

1.3. Materiales

1.3.1. Resistencia y durabilidad

A la hora de definir la calidad de los materiales han tenido tanto peso los criterios estructurales como los de durabilidad.

Para la resistencia de los hormigones se ha seleccionado $f_{ck} = 60 \text{ MPa}$ para todo el hormigón de las torres y el tablero, disminuyendo hasta $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ para el resto de pilas y $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ para las cimentaciones. Estructuralmente, para el hormigón de las torres sobre el tablero no era estrictamente necesaria la resistencia de 60 MPa, pero se ha considerado adecuado aumentarla para un elemento tan singular y con tanta relevancia en este puente. Respecto a la clase general de exposición relativa a la corrosión de las armaduras, de acuerdo a la norma EHE 08 [12]:

- Contrapeso sobre pilas del vano de compensación: clase I, esto es, no agresiva.
- Resto de hormigones: debido a estar situado sobre el mar, clase III, esto es, marina con corrosión por cloruros.
 - IIIa, aérea: hormigón del tablero, parte de la torre de la bahía sobre tablero, torre sobre el muelle de la Cabezuela y resto de pilas desde dicha torre hasta el estribo E2.
 - IIIb, sumergida: todos los pilotes y encepados desde la torre del muelle hasta el estribo E2.
 - IIIc, carrera de mareas: encepados y pilas desde Cádiz hasta la parte de la torre sobre la Bahía bajo el tablero.

Respecto a la exposición relativa a otros procesos de deterioro distintos de la corrosión, se ha añadido la clase Qb, química

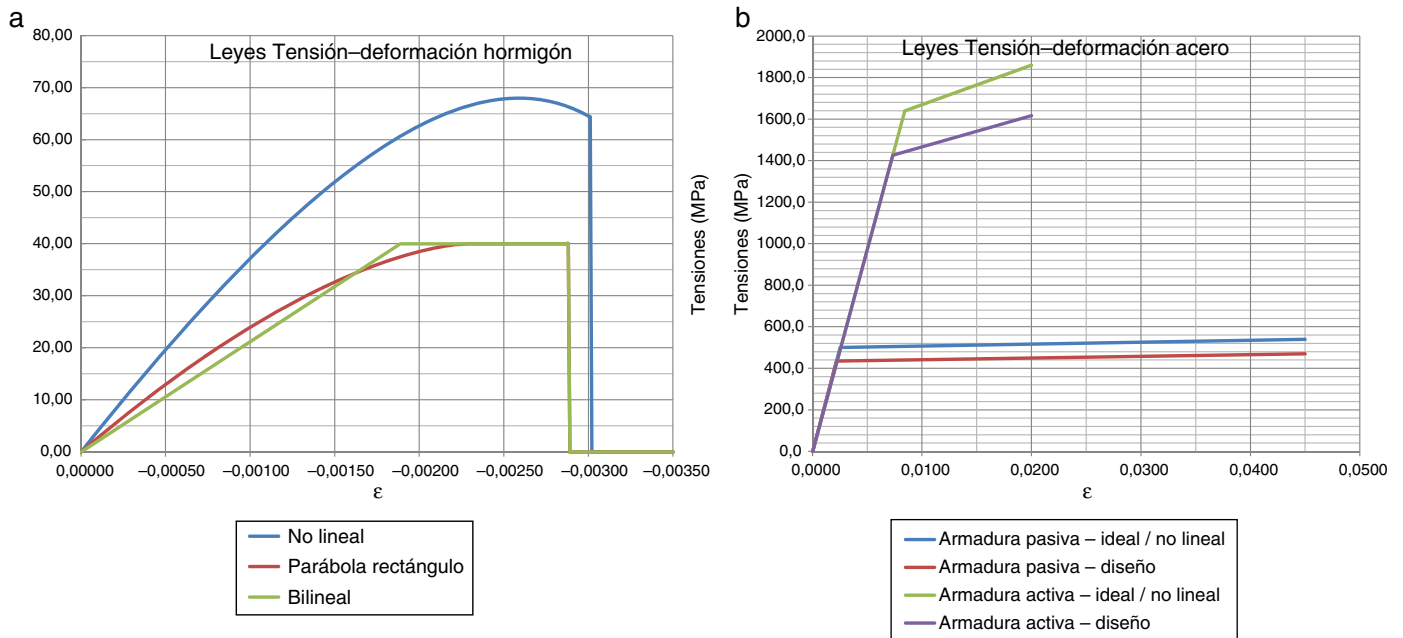


Figura 4. Leyes de tensión-deformación del hormigón y el acero.

agresiva media con ataque químico, a todos los elementos clasificados como IIIb y IIIc.

Respecto a los aceros:

- El acero estructural con $f_{yk} = 355$ MPa y grado J0 con alta exigencia de soldabilidad.

Respecto a su pintura:

- Chorreado al grado Sa2 1/2 (ISO-8501), dejando un perfil de rugosidad de unas 25-50 micras Keane Tator Surface Profile Comparator o instrumento similar.
- En taller: aplicación de una capa general de imprimación epoxi rica en zinc con un espesor de película seca de 75 micras (exteriores), capa general de imprimación epoxi fosfato en zinc con un espesor de película seca de 50 micras (interiores) y capa general epoxi intermedia con hierro micáceo r con un espesor de película seca de 125 micras (solo para exteriores).
- En obra: para exteriores, una capa de revestimiento de polisiloxano, de altas prestaciones, resistencia a la intemperie y retención de brillo y color, con un espesor de película seca de 125 micras. Para interiores, 2 capas de epoxi aluminio laminar, con un espesor de película seca de 125 micras cada una.
- El acero en barras corrugadas como armadura pasiva es B500SD. De acuerdo a la norma EN 1991-2:2003 [9], las características de adherencia del acero pueden comprobarse mediante el método general del anejo C de la norma UNE-EN 10080 [19] o alternatively, mediante la geometría de corrugas conforme a lo establecido en el método general definido en el apartado 7.4 de la misma UNE-EN 10080 [19]. Los resultados en el segundo caso dan longitudes de anclaje y solape mucho menores, y coinciden con lo especificado en la norma EN 1992-2:2005 [16]. Sin embargo, en este proyecto el acero no estaba normalizado de acuerdo a los ensayos del

apartado 7.4 respecto del área proyectada de las corrugas, por lo que se han utilizado las longitudes de anclaje y solape mayores.

- El acero del pretensado y de los tirantes es Y1860 S7 en cordones de 150 mm^2 . Además, respecto al sistema de atirantamiento:
 - La longitud libre de los cordones que forman el tirante tiene 2 capas de protección, una capa de galvanización aplicada directamente al cordón sin ninguna discontinuidad y una vaina exterior de polietileno de alta densidad HDPE aplicada también al cordón, con una cera microcristalina de relleno entre ambas capas. En la proximidad de los cordones a las cuñas de anclaje se pierde la vaina exterior para poder acuñar y se protegen los mismos con medidas especiales en los anclajes.
 - El haz de cordones paralelos está encerrado en una vaina externa, hermética en la longitud libre, con un dibujo helicoidal exterior para evitar las vibraciones inducidas por viento y lluvia.
 - Los anclajes tienen filtros de desviación para ± 20 mrad de ángulos de giro estático y ± 10 mrad para ángulos de giro dinámicos, y una rosca de ajuste de la carga en tirantes de 200 mm.
 - El sistema tiene un amortiguamiento con una tasa de decremento logarítmico de al menos 3%, suministrando los amortiguadores apropiados para cada n° de cordones y longitud.

1.3.2. Modelos de material

Como modelo del hormigón se ha utilizado la ley parábola-rectángulo de la figura 4a. Para el cálculo no lineal realizado en proceso para la comprobación de la torre durante el avance en voladizo, se ha utilizado la ley no lineal también de la figura 4a. Respecto a la armadura pasiva, se ha utilizado la ley de

la [figura 4b](#), con parámetros del material del anejo C de la norma EN 1992-2:2005 [16] para aceros de ductilidad normal tipo B, $k = (f_t/f_y)_k = 1,08$ y $\varepsilon_{uk} = 5,0\%$. Por último, para la armadura activa se ha utilizado la ley de la [figura 4b](#), con $f_{pk} = 1.860$ MPa, $f_{p0,1k} = 1.640$ MPa y $\varepsilon_{ud} = 2,0\%$.

2. Modelos de cálculo

Se han realizado 2 niveles de modelos estructurales para el cálculo de todos los elementos durante el servicio de la estructura y durante el proceso de construcción:

- Modelo global tridimensional de barras modelizando el puente completo utilizando el método de rigidez con un comportamiento elástico lineal de los materiales, obteniendo desplazamientos, fuerzas en los elementos y reacciones de los apoyos.
- Modelos específicos de elementos finitos de diversa complejidad y detalle [20].

Como se indica en [4], en este puente hay en realidad 4 estructuras:

- Viaducto de acceso Cádiz, longitud 580,0 m, de sección mixta y construcción por empuje del tablero.
- Viaducto desmontable, longitud 150,0 m, de sección metálica y construcción por izado del tramo completo.
- Viaducto principal atirantado, longitud 1.180,0 m, de sección mixta y construcción por avance en voladizos.
- Viaducto de acceso Puerto Real, longitud 1.182,0 m, de sección de hormigón y construcción con cimbra apoyada vano a vano. Este puente a su vez se puede dividir en 2 tramos, de sección aligerada de 2,0 m y sección cajón de 3,0 m.

En vez de hacer 4 modelos independientes, uno por puente, se ha optado por un único modelo global, cada uno con su correspondiente proceso constructivo, mucho más preciso. Las ventajas de este procedimiento son innumerables, ya que se calcula de forma directa el efecto del sismo, del viento, o de cualquier otra acción en la que un tramo afecte al contiguo, tanto a nivel de pilas como para el tablero, apoyos, tirantes, etc. De esta manera, se ha realizado un modelo con 2.277 barras y 2.039 nudos ([fig. 5](#)).

En este modelo:

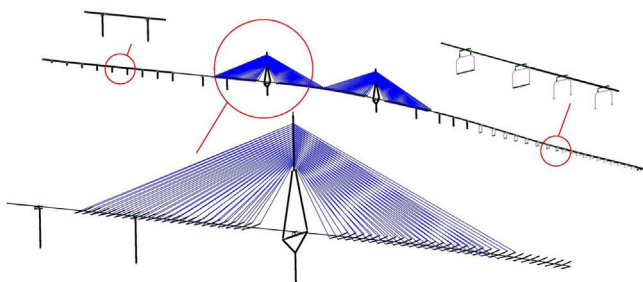


Figura 5. Modelo de barras del puente completo.

- Se han tenido en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura introduciendo unas matrices de rigidez tridimensionales en todas las cimentaciones que simulen la respuesta conjunta cimentación-suelo; para el comportamiento del suelo se han utilizado muelles lineales simulando la rigidez del mismo en los distintos estratos ajustadas al rango de cargas y movimientos del puente.
- Se ha considerado la interacción «exacta» entre el tablero y las pilas y torres modelizando todos los apoyos y las juntas de dilatación en su configuración real, prestando mucha atención a las verdaderas coacciones que introducían los apoyos. A este respecto, la vinculación entre el tablero y la torre P13 del muelle requirió un estudio de compatibilidad adecuado [5].
- Para tener en cuenta la deformación por cortante, se han calculado las propiedades de la sección transversal con un ancho eficaz equivalente (apartado 3.7).

En dicho modelo se han calculado las 6.500 hipótesis de cálculo estático. El cálculo dinámico se ha realizado por superposición lineal de los modos de vibración de la estructura, considerando todos los periodos de vibración entre 6,6 y 0,7 s.

3. Consideraciones especiales en los modelos y comprobaciones

3.1. Influencia de las no linealidades

En general, para los cálculos en fase de servicio se ha realizado un cálculo lineal para las distintas hipótesis. Para poder combinarlas directamente y alcanzar a su vez la máxima precisión, se han linealizado los efectos no lineales mediante las siguientes estrategias:

- Matriz geométrica en las pilas y torres con axil correspondiente a la situación de carga permanente.
- Módulo de Ernst secante correspondiente a la carga permanente para la no linealidad por el efecto de la catenaria de los tirantes. Para esa carga tan elevada, las variaciones en el módulo producidas por la diferencia de axil en las diferentes hipótesis de cálculo son muy pequeñas y ya irrelevantes para los resultados obtenidos.
- Propiedades de la sección transversal medias entre las brutas y las fisuradas (acero estructural + pasivo, sin hormigón) en las cercanías de las pilas y torres del puente atirantado, donde no había pretensado.

Se ha comprobado que en todas las situaciones era suficiente esta aproximación, no requiriendo análisis posteriores más avanzados.

3.2. Cálculos no lineales en proceso

Respecto del modelo de cálculo para cada una de las 1.275 fases del proceso constructivo [21], se ha realizado un modelo con el esquema estructural adecuado a cada situación, incluyendo también la configuración evolutiva de los apoyos en cada fase. En este caso fue necesario un modelo no lineal iterativo



Figura 6. Vista aérea de la longitud del tablero sin juntas.

para mejorar la precisión de los resultados al tener en cuenta que las variaciones en porcentaje de las cargas axiales de los elementos estructurales y tirantes es mucho mayor, y también que los movimientos en las fases antes de alcanzar la primera pila del vano de compensación son mucho más elevados, considerando por tanto:

- Matriz geométrica «exacta», introduciendo el axil real en cada fase para considerar la no linealidad geométrica.
- Módulo de Ernst secante en los tirantes a partir de la carga real de cada fase.
- Consideración de la inercia fisurada o no fisurada en las fases correspondientes, esto es, incluyendo la sección metálica + armadura pasiva o la sección bruta dependiendo del estado tensional en la fase.

Durante el proceso de construcción ha sido fundamental el control de pesos estructurales, de sobrecargas de construcción y de la secuencia efectiva de fases de construcción para poder garantizar la seguridad y la geometría de todos los elementos en todo el proceso. Además, también está descrito en [21] el cálculo no lineal de la torre durante el proceso de construcción, con efectos no lineales muy considerables que incrementan los resultados lineales hasta en un 50%.

3.3. Cálculos no lineales para esfuerzos longitudinales

En la normativa actual no está muy definida la simultaneidad entre los esfuerzos derivados de los rozamientos en los teflones de los apoyos y el resto de cargas. De manera estándar y para linealizar el problema, se supone en los modelos que el tablero desliza libremente sin ninguna coacción sobre las pilas donde se dispongan teflones, añadiendo a posteriori unas fuerzas de rozamiento en la interfaz entre ambos. Generalmente, del lado de la seguridad se pueden considerar como suma de los valores absolutos de ambos efectos. Sin embargo, esto puede dar valores demasiado conservadores, y en puentes con longitudes sin juntas tan grandes como este, de 2.362,0 m (fig. 6), ser totalmente inadecuado.

La sujeción longitudinal del tablero está en la torre P13 del muelle en todas las circunstancias, habiendo colocado transmisores de impacto en la torre P12 de la Bahía para la situación sísmica. Por tanto, la torre del muelle soporta todos los esfuerzos longitudinales, excepto los esfuerzos sísmicos, que se comparten entre las 2 torres. En esta situación, respecto a los rozamientos en los teflones se han realizado las siguientes consideraciones:

- En situación sísmica el modelo se supone deslizando sobre los teflones libremente. De hecho, la normativa exige $\mu = 0\%$ como rozamiento a la hora de considerar los teflones como garantes del equilibrio en situación sísmica. Habrá 2 opciones cuando el tablero tienda a desplazarse hacia un lado, que los teflones no hagan nada, con $\mu = 0\%$, o que se opongan al rozamiento disminuyendo los esfuerzos máximos sobre las torres. En estas circunstancias, a los esfuerzos sísmicos del cálculo modal no hay que añadirles nada procedente de los rozamientos del teflón, ya que estos, como mucho, disminuirán los esfuerzos totales.
- En situación de servicio se produce una combinación no lineal donde el teflón de cada pila aumentará o disminuirá los efectos de la carga calculada, por ejemplo viento, temperatura y/o frenado, según el tablero sobre dicha pila tienda a desplazarse en una u otra dirección.

En la figura 7 se muestra el resultado de un cálculo no lineal de este tipo, donde se ha obtenido la máxima contracción en ELS de la junta sobre la pila P10 del tramo desmontable. Para ello, debe aumentar la temperatura y actuar el viento longitudinal hacia el estribo E1 en Cádiz:

- A priori no se sabe si el rozamiento en un teflón ayudará o empeorará la situación. Si el viento tiende a desplazar el movimiento hacia el estribo E1 y además aumenta la temperatura, los teflones cerca de la P13 se opondrán al viento y disminuirán su efecto, pero los teflones lejanos, cerca del estribo E2, lo aumentarán.
- Es necesario un cálculo iterativo para conocer el signo de cada rozamiento. Los teflones cercanos al punto fijo no deslizarán, otros lo harán en sentido favorable y otros en sentido desfavorable. Además, de acuerdo a la norma EN 1337-1 [22], los teflones que mejoran la situación tienen un rozamiento de $0,25 \times \mu_{\max}$, mientras que los que la empeoran lo tienen de $0,75 \times \mu_{\max}$, siendo $\mu_{\max} = 3\%$ en este caso.
- Por separado, la temperatura contrae la junta 0,298 m, el viento 0,134 m y el rozamiento en los teflones 0,154 m. Una combinación lineal estándar entre las 3 acciones daría 0,586 m. Si se hace el cálculo no lineal iterativo, el máximo valor es de 0,480 m. Por tanto, con este procedimiento se han reducido los movimientos en un 18% respecto a la hipótesis conservadora usual.
- Como la torre P13 del muelle, donde está sujeto todo el tablero, es muy flexible, se llega a que el «punto fijo» de desplazamiento del tablero nulo en la combinación no lineal temperatura + rozamiento teflones + viento está en la pila P22, a unos 700,0 m de la misma.

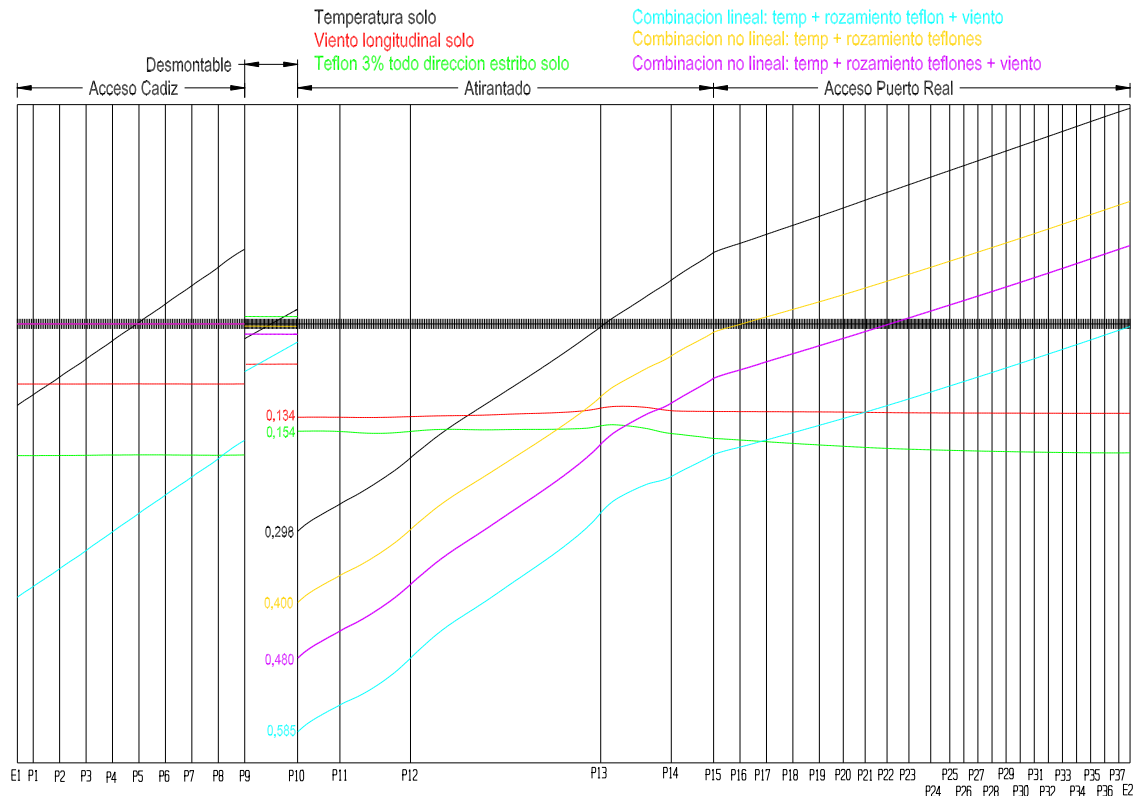


Figura 7. Combinación no lineal de rozamiento en los teflones: desplazamiento longitudinal del tablero en junta P10.

Este cálculo no lineal se ha empleado para dimensionar todos los movimientos de apoyos y juntas y máximos momentos de eje transversal en la torre P13 del muelle, disminuyendo los resultados respecto del procedimiento estándar conservador desde un 15 a un 30%.

3.4. Geometría de los tirantes respecto el tablero

En los modelos de puentes atirantados es fundamental reproducir de manera «exacta» la geometría de los tirantes, y más concretamente la vinculación entre estos y el tablero. En puentes de sección transversal no evolutiva la vinculación entre el tirante y el tablero es fácil, poniendo el tirante en su geometría real e interceptando al tablero donde se considere, vinculando uno y otro con la excentricidad correspondiente. En este puente la vinculación entre tirante y tablero se ha dispuesto cada 10,0 m, coincidiendo con los diafragmas transversales cada 5,0 m de manera alterna. Así, la intersección entre la recta del tirante y el plano del diafragma daba la altura de la introducción de la carga axil respecto el centro de gravedad de la sección del tablero. De este modo, aparece el posible momento flector de la carga axil del tirante en ese punto del tablero.

Sin embargo, cuando el centro de gravedad es variable, como corresponde al hecho de tener una sección transversal evolutiva, el problema se complica. Los programas estándar, a la hora de calcular tensiones sobre una sección transversal, tienen la diferencia entre el punto de introducción de la carga axil en el modelo y el centro de gravedad real de la sección. De este modo,

introducen el efecto del momento, en su caso, a nivel seccional. El problema es calcular el efecto hiperestático de este momento. Esto sería un problema iterativo, donde en cada iteración se calculase:

- Esfuerzo axil del tirante.
- Momento «isostático» producido por diferencia entre el punto de introducción de la carga axil en la sección transversal y el centro de gravedad en esa fase, considerando sección evolutiva o incluso fisurada.
- Efecto en la estructura de ese momento isostático puntual junto con el resto de cargas, volviendo a calcular el esfuerzo axil del tirante.
- Si el esfuerzo axil del tirante fuese significativamente distinto, habría que hacer otra iteración hasta que no variase entre una y otra iteración.

En este puente, con 1.275 fases en proceso y sección tan evolutiva (sección de acero, anterior + losa de hormigón inferior, anterior + losa superior sin fisurar, anterior + losa superior fisurada), junto con unas 6.500 hipótesis de cálculo estático en servicio, esto es inabarcable, por lo que se ha acotado que el efecto era limitado a nivel tensional haciendo un ciclo de una dovela con el modelo estándar con excentricidad fija y otro con el procedimiento «exacto» descrito. Además, se controlaron las posibles desviaciones geométricas con ajustes en las cargas en tirantes [23].

3.5. Comprobación a rotura del tablero

Las disposiciones de RPM [13] o de EN 1993-1-5:2006 [17] para la resistencia del ala comprimida rigidizada con perfiles longitudinales siguen una filosofía parecida, obteniendo la resistencia total como la suma de tantos «pilares» comprimidos, compuestos por el rigidizador y una longitud de chapa inferior eficaz a cada lado, sometidos cada uno a su pandeo entre diafragmas transversales. La variación entre una y otra normativa es cómo se estima el ancho de chapa eficaz a cada lado del diafragma y el cálculo del coeficiente de pandeo entre diafragmas.

En RPX [14] se establecen disposiciones adicionales para un ala comprimida rigidizada con perfiles metálicos con losa de hormigón colaborante y conectada a la chapa suficientemente. En la EN 1994-2:2005 [18] no hay ninguna mención especial para este caso. El principio es el mismo, donde al área de cada «pilar» se le añade el área completa de hormigón entre rigidizadores, aplicando el coeficiente de pandeo entre diafragmas transversales a este «pilar» mixto. Este coeficiente de pandeo siempre es menor que la unidad, lo cual es muy desfavorable. En los puentes de hormigón no se considera reducción alguna en la losa de hormigón debido al pandeo de la misma, y se entiende, por tanto, que tampoco se debe tener en cuenta por tener una chapa adherida a él, siempre que la dimensión del espesor de la losa sea significativa y no despreciable. Por tanto, en el cálculo a rotura del tablero se ha seguido la metodología de RPM [13] con un coeficiente de pandeo igual a 1,0 cuando hay hormigón.

3.6. Esfuerzo rasante en la losa superior

De acuerdo a [5], la losa superior tiene un canto de 0,30 m, con aligeramientos entre nervios que disminuyen su espesor hasta los 0,15 m. Desde el punto de vista del peso es un acierto, ya que se disminuye su espesor equivalente hasta 0,21 m. Desde el punto de vista de las compresiones producidas por el esfuerzo axial de los tirantes no hay problema, ya que hay área suficiente, máxime teniendo en cuenta la calidad del hormigón $f_{ck} = 60,0$ MPa. Los problemas más importantes que ha tenido la losa son:

- Tracciones importantes durante el proceso de construcción: han condicionado toda la armadura longitudinal de la losa superior.
- Tracciones importantes en servicio en las zonas de las pilas: se han solucionado con armadura pasiva muy importante sobre una zona a cada lado de las pilas del vano de compensación y con pretensado en una zona de 15,0 m a cada lado de las torres.
- Problemas de esfuerzo rasante al considerar el espesor de losa 0,15 m.

En un puente atirantado, en la mayor parte del tablero los esfuerzos cortantes son pequeños, ya que no se acumulan las cargas hacia los apoyos al llevarse los tirantes la mayor parte. Sin embargo:

- En las zonas de apoyos sobre pilas o torres los esfuerzos cortantes son mucho más importantes. Esto ha obligado a macizar

la sección para poder resistir los esfuerzos rasantes en la losa superior. Estas zonas han sido construidas in situ con una chapa grecada que limitaba el espesor a efectos de cortante a 0,23 m.

- Los tirantes son más tendidos en la zona del centro del vano principal, por lo que los esfuerzos cortantes son más grandes que en la zona de cuartos de la luz.

De este modo, en zona de tirantes también había problemas con la capacidad de la losa superior para resistir el esfuerzo rasante en primera aproximación. Sin embargo, en estas zonas se puede hacer una aproximación más fina. Debido a la configuración del modelo de barras (fig. 5), las cargas se aplican en la barra longitudinal central. Por tanto, toda carga que se aplique en esas barras produce cortante en el modelo hasta llegar al tirante. Sin embargo, la realidad es que gran parte de la carga va directamente por flexión transversal al tirante. Por tanto, se ha hecho un estudio especial (fig. 8) para una carga puntual y para una carga distribuida. En él se comparaba la compresión de la biela de rasante dada por la formulación normativa estándar a partir del cortante obtenido en el modelo de barras para esa carga, y las compresiones en la losa «reales» obtenidas en el modelo de elementos finitos. Como conclusión, se ha llegado a que del esfuerzo cortante obtenido en el modelo de barras, solo el 20% del de carga permanente (peso propio + carga muerta) y solo el 90% del de las sobrecargas debían ser consideradas para la obtención de la compresión de la biela de compresión del rasante en la losa superior.

3.7. Ancho eficaz

Para la consideración del ancho eficaz de la losa superior de hormigón o de la chapa inferior por deformación por cortante de las mismas se ha hecho la consideración de que el esfuerzo cortante es lo suficientemente reducido en toda la zona de tirantes como para que la deformación por cortante no dé variaciones significativas de la ley de tensiones como sección plana. Sin embargo, los cortantes en las zonas de apoyo en las pilas y torres sí son significativos. Por ello, como hipótesis de trabajo previa, en las pilas P10 y P15 extremas se ha tratado como viga apoyada con luz equivalente $L_{eq} = 55$ m. En las pilas P11 y P14 del vano de compensación y en las torres P12 y P13 se ha considerado como una viga continua con luz equivalente $L_{eq} = 75$ m. Con diversos modelos de elementos finitos [20] se ha comprobado que los resultados propuestos estaban del lado de la seguridad.

Además de estas consideraciones, la sección seleccionada, muy eficaz para la estabilidad aeroelástica, presenta un problema adicional, tal y como se observa en la figura 9. En la configuración seleccionada la longitud de las almas es muy distinta entre las interiores y las exteriores. Se ha comparado esta situación con una sección con las mismas chapas que en la anterior pero distribuyendo la longitud de las almas para que la cantidad de material fuese exactamente la misma y todas las almas tuviesen la misma longitud. Se ha comprobado que las almas de mucha mayor longitud provocan también una deformación por cortante en su plano que hace trabajar mucho menos a las almas exteriores, desperdiciando material de las alas superiores externas.

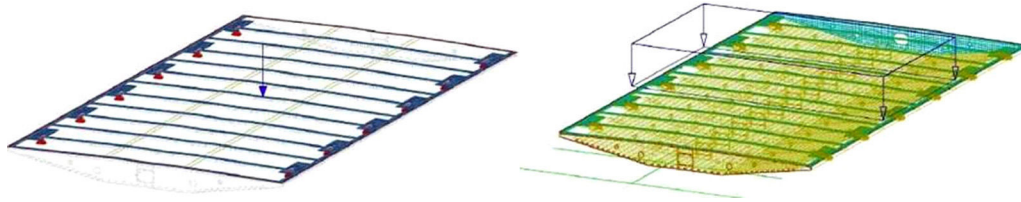


Figura 8. Esquema de modelo de elementos finitos para estudiar el esfuerzo rasante en la losa superior producido por diversas cargas, puntual y distribuida.

Este problema es muy marcado en servicio, pero absolutamente fundamental en proceso, antes de llegar a los primeros tirantes. Este hecho ha obligado a reforzar las alas superiores de las almas interiores, ya que se sobrecargan mucho respecto a la situación teórica de deformación plana de las secciones.

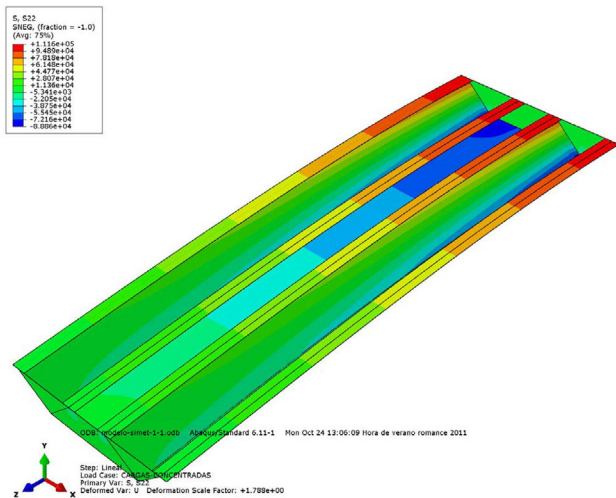
Por último, en la unión entre la sección mixta del puente atirantado y la sección de hormigón del viaducto de acceso Puerto Real, a 18,75 m de la pila P15, situada a 320,0 m de la torre P13 sobre el muelle de la Cabezuela, se ha estudiado detalladamente

la rigidez de la sección mixta por su especial afección a los resultados en la sección de hormigón.

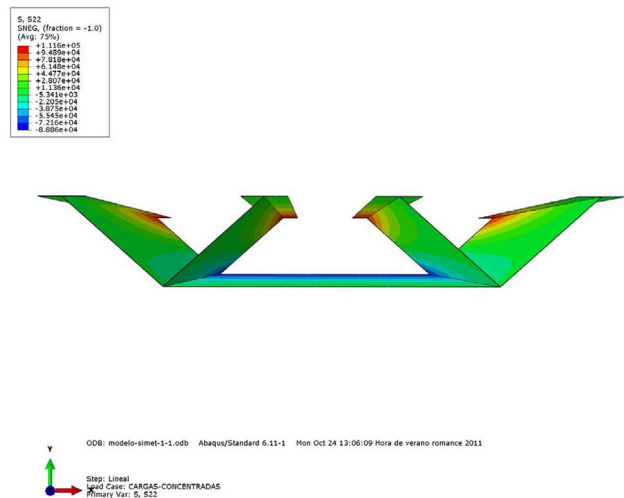
Para ello se han modelizado con elementos finitos 530 m de puente (fig. 10), comenzando en la torre P13 sobre el muelle. En ambos extremos los momentos flectores son nulos, por lo que no fue necesario introducir esfuerzos adicionales de contorno. El modelo estaba apoyado verticalmente en todas las pilas en los ejes de almas centrales. El tramo de hormigón se ha modelizado con elementos finitos sólidos, extruyendo la sección tipo.

a

Printed using Abaqus/CAE on: Mon Oct 24 13:06:50 Hora de verano romance 2011

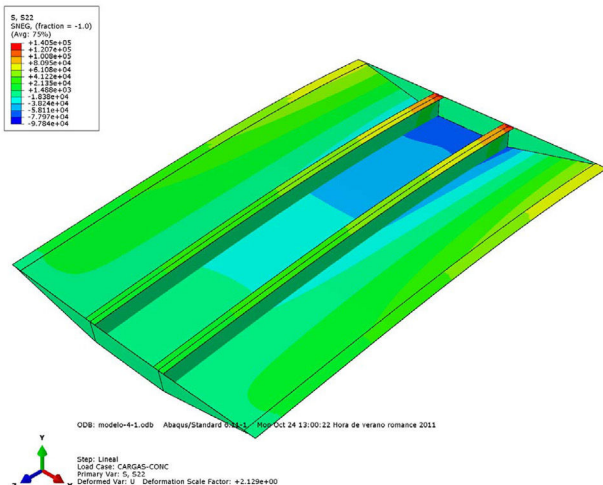


Printed using Abaqus/CAE on: Mon Oct 24 13:11:50 Hora de verano romance 2011



b

Printed using Abaqus/CAE on: Mon Oct 24 13:05:26 Hora de verano romance 2011



BS SIMULIA

Printed using Abaqus/CAE on: Mon Oct 24 13:12:57 Hora de verano romance 2011

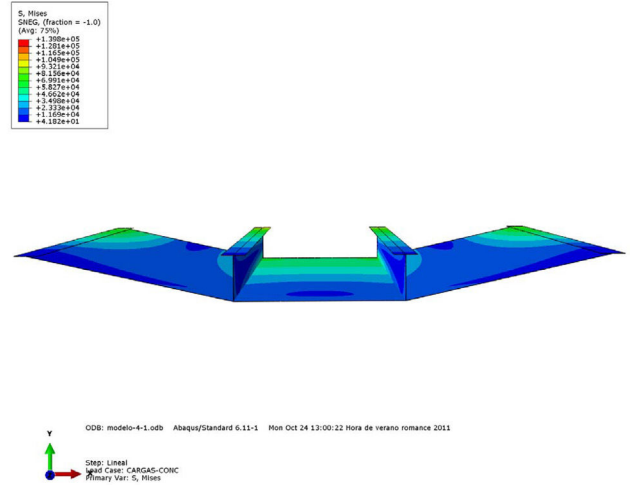


Figura 9. Ancho eficaz de las alas laterales por distinta longitud de almas.

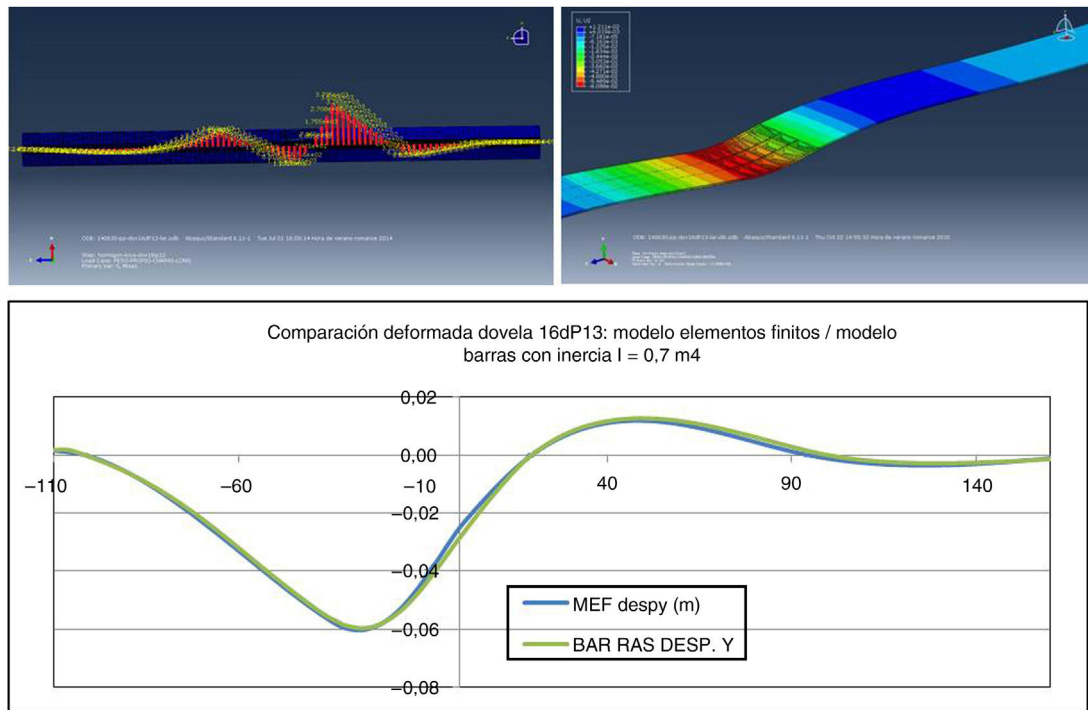


Figura 10. Análisis detallado de la rigidez en la interfase sección mixta-hormigón.

Tanto la doveta 16dp13 metálica, como el tramo mixto de la pila 13 a la doveta 15, se han modelizado con láminas. Se ha extruido la sección tipo metálica de la doveta 16d, manteniendo los espesores de chapas constantes para todo el tramo. Asimismo se han materializado todos los diafragmas transversales con los espesores de un diafragma tipo de zona sin tirantes. La losa de hormigón de la zona mixta (p13 a doveta 15d incluida) se ha modelizado a su vez con elementos lámina, conectándola a las chapas superiores con su excentricidad.

Se observa que el resultado obtenido con el modelo de elementos finitos y el modelo de barras es perfecto, tanto en momentos como en deformaciones.

4. Conclusiones

- Las acciones a considerar en el puente han sufrido importantes cambios a lo largo del proyecto y de la construcción, tanto desde el punto de vista normativo como desde el punto de vista del uso de la plataforma del puente. Esto ha obligado a un importante esfuerzo de comprobación y adecuación del cálculo a las distintas situaciones; se puede concluir que la situación actual, con la calzada para el uso del carril-bus comprobada con la normativa IAP98 [6], es más desfavorable o equivalente que cambiando al uso con las 2 vías de tranvía o el cálculo del uso actual con los modelos de tráfico LM1 o de aglomeración de personas LM4 de las normas IAP11 [8]/EN 1991-2:2003 [9].
- Las comprobaciones estructurales del puente se han hecho principalmente siguiendo las disposiciones de las normas EHE 08 [12], RPM [13], RPX [14] y SETRA [15], completadas por las normas europeas EN 1992-2:2005 [16], EN 1993-1-5:2006 [17] y EN 1994-2:2005 [18].
- Es fundamental hacer detalladamente la definición de los materiales tanto desde el punto de vista resistente como de la durabilidad.
- Las disposiciones de la normativa son esenciales, pero se presentan muchas situaciones donde hay que interpretar el espíritu de la norma para poder aplicarla con sentido. En un puente de este tipo esto es todavía más importante.
- Los efectos no lineales durante el servicio de la estructura se han podido controlar mediante linealizaciones de las mismas, con el empleo de la matriz geométrica en las pilas y torres, módulo de Ernst tangente en los tirantes y secciones fisuradas, todo respecto a la situación de carga permanente. En las situaciones de proceso esto no ha sido posible, siendo necesario un cálculo no lineal material y geométrico completo de la torre para poder evaluar la seguridad de la estructura en todas las fases de la secuencia constructiva y un cálculo no lineal iterativo en cada fase para actualizar la matriz geométrica y el módulo de Ernst secante con la carga real en dicha fase.
- La simultaneidad entre los esfuerzos por los rozamientos de los teflones con el resto de cargas abordados como suma de los valores absolutos produce resultados muy desfavorables. Se ha hecho un cálculo no lineal iterativo para reducir dicha combinación entre un 15 y un 30%.
- Se ha estudiado en profundidad el ancho eficaz de las distintas secciones a lo largo de todo el puente. El resultado más inesperado ha sido que, a nivel normativo, el ancho eficaz de las alas de una sección transversal está dado en función de la distancia de las mismas al alma en relación con la luz del puente. Sin embargo, el ancho eficaz de secciones con varias almas depende muchísimo de la longitud de cada alma, reduciendo la eficacia de aquellas alas apoyadas en las almas de mayor

longitud. Esto ha afectado mucho al dimensionamiento en servicio y proceso de las chapas metálicas de las alas superiores en las zonas de las torres.

Bibliografía

- [1] J. Manterola, M. Martín, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, *Puente sobre la Bahía de Cádiz*, Congreso ACHE, Barcelona, 2011.
- [2] 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.
- [3] J. Manterola, A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, *Bridge over the Cádiz Bay, Spain*, 37th IABSE Symposium Madrid 2014, Engineering for Progress, Nature and People (2014) 532–533.
- [4] J. Manterola, A. Martínez, *Concepción general del proyecto del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz*, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 1–19.
- [5] A. Martínez, J.A. Navarro, S. Fuente, *Proyecto del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz*, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 71–85.
- [6] Ministerio de Fomento, IAP-98, «Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera», 1998.
- [7] Ministerio de Fomento, NCSP-07, «Norma de construcción sismorresistente: Puentes», 2007.
- [8] Ministerio de Fomento, IAP-11, «Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera», 2011.
- [9] CEN, EN 1991-2:2003, «Eurocode 1: Actions on structures — Part 2: Traffic loads on bridges», 2003. 164 pp.
- [10] V. Puchol, *Prueba de carga dinámica del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz*, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 191–193.
- [11] CEN, EN 1990:2002, «Eurocode — Basis of structural design», 2002. 116 pp.
- [12] Ministerio de Fomento, EHE-08, «Instrucción de hormigón estructural», 2008.
- [13] Ministerio de Fomento, RPM-05, «Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras», 1995.
- [14] Ministerio de Fomento, RPX-05, «Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras», 1995.
- [15] «Cable stays: Recommendations of French Interministerial Commission on Prestressing», Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, 2002.
- [16] CEN, EN 1992-2:2005, «Eurocode 2 — Design of concrete structures — Part 2: Concrete bridges — design and detailing rules», 2005. 95 pp.
- [17] CEN, EN 1993-1-5:2006, «Eurocode 3 — Design of steel structures — Part 1-5: Plated structural elements», 2006. 53 pp.
- [18] CEN, EN 1994-2:2005, «Eurocode 4 — Design of composite steel and concrete structures — Part 2: General rules and rules for bridges», 2005. 91 pp.
- [19] AENOR, UNE-EN 10080:2006, «Acero para el armado del hormigón. Acero soldable para armaduras de hormigón armado. Generalidades», Comité AEN/CTN 36-Siderurgia, AENOR, 2006. 70 pp.
- [20] S. Fuente, A. Martínez, J.A. Navarro, *Modelización estructural avanzada en el proyecto y construcción del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz*, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 159–172.
- [21] J.A. Navarro, C. Lucas, *Cálculo y control detallado del proceso de construcción del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz*, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 111–122.
- [22] AENOR, UNE-EN 1337-1:2001, «Apoyos estructurales. Parte 1: Reglas generales de diseño», Comité Técnico AEN/CTN 76 Estructuras metálicas, AENOR, 2000. 37 pp.
- [23] J.A. Navarro, C. Lucas, *Control geométrico del tramo atirantado del Puente de la Constitución de 1812 sobre la bahía de Cádiz*, *Hormigón y Acero* 67 (2016) 143–158.