

Informes de la Construcción
Vol. 65, 532, 407-420,
octubre-diciembre 2013
ISSN: 0020-0883
eISSN: 1988-3234
doi: 10.3989/ic.11.042

Diseño del puente *Abbas Ibn Firnás* sobre el río Guadalquivir en Córdoba

Design of the Abbas Ibn Firnás bridge over the Guadalquivir river in Córdoba

L. Hinojosa^(*), J.L. Manzanares^(*), A.J. Molina^(*)

RESUMEN

Las obras del Nuevo Acceso al Aeropuerto de Córdoba incluyen la construcción del Puente *Abbas Ibn Firnás* para salvar el cauce del río Guadalquivir. Se trata de un puente arco atirantado de dos vanos, con 132,50 m de luz cada uno con tres vanos de aproximación por la margen derecha que suman una longitud de 100 metros. El aspecto más relevante y singular de la estructura es el diseño de los arcos mixtos, que se abren en dos tubos hexagonales arriostrados, desde la pila central hacia los estribos, y la disposición de tirantes constituidos por cables cerrados en forma de "Y" que permite que se consiga una estructura espacial, un objeto tridimensional de gran esbeltez y rigidez, que acoge en su interior la circulación viaria, y dignifica el espacio urbano sobre el Guadalquivir.

SUMMARY

The work for the New Access to the Córdoba Airport includes the construction of the Abbas Ibn Firnas Bridge to cross the Guadalquivir River. This cable-stayed bridge has two spans of 132.50 m each, and three approach spans on the right bank that add 100 meters to its length. The most important and singular aspect of the structure is the design of the mixed concrete and steel arches that open into two hexagonal tubes braced from the central pier to the abutments and the arrangement of the struts made up of closed cables in the form of a "Y" creating a spatial structure of great slenderness and stiffness, a three-dimensional structure that contains the traffic within, and dignifies the urban space over the Guadalquivir River.

560-38

Palabras clave: Puente; arco; cables; atirantado; autocompactante.

Keywords: Bridge; arch; cables; bracing; self-compacting.

^(*) AYESA

Persona de contacto/Corresponding author: ihinojosa@ayesa.es (I. Hinojosa)

Recibido/Received: 13 sep 2011
Aceptado/Accepted: 11 nov 2012

1. Alzado y planta general. Longitudes en metros.

2. Sección transversal. Cotas en centímetros.

3. Cajón Metálico. Cotas en milímetros.

1. INTRODUCCIÓN. BREVE RESEÑA HISTÓRICA

En el siglo IX, Córdoba era capital del mundo e irradiaba luz y ciencia por todo el orbe. Abbás Ibn Firnás (810-887) fue un brillante ingeniero, científico y humanista de las cortes de Abderramán II y Mohamed I.

Es universalmente reconocido como el precursor del vuelo y padre de la aeronáutica. Con unas alas de seda y plumas se lanzó desde la torre de la Rusafa y sobrevoló con éxito las cabezas de los asombrados espectadores. El puente objeto del presente artículo se erige en su honor y simboliza el salto cordobés que supuso el de la propia humanidad hacia la conquista del aire.

2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

El puente se incluye en las obras de acceso al Aeropuerto de Córdoba "CO - 32, NUEVO ACCESO AL AEROPUERTO DE CÓRDOBA. TRAMO A-4 - N-437", de clave "43 - CO - 4080" (1). El autor del proyecto del puente es el Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos D. José Luís Manzanares Japón.

La situación del Puente dentro del tramo corresponde al paso de la traza sobre el cauce del río Guadalquivir en una sección en la que la anchura del mismo es de 280 metros. La tipología de la estructura es la de tablero atirantado desde un arco superior y un único plano de atirantamiento. No obstante, la longitud de paso sobre el cauce se ha dividido en dos, disponiendo dos arcos consecutivos cuyos apoyos exteriores se localizan en las márgenes del cauce, mientras que comparten un único apoyo central situado aproximadamente en el centro del mismo. De esta forma el vano máximo se rebaja hasta los 132,50 metros, sumando entre ambos vanos atirantados una longitud de 265 metros.

Tres vanos más de aproximación se suman a los anteriores por la margen derecha del río. La distribución de luces de estos vanos es de 25,00 + 37,50 + 37,50. Resulta así una longitud total de puente de 365 metros, tal y como se muestra en la Figura 1. Estructuralmente, los vanos de acceso se resuelven mediante un esquema de viga continua, consistente en la prolongación del tablero de los vanos atirantados hasta el estribo 1.

La plataforma tiene una anchura total de 30,40 metros. La sección del tablero (Figura 2) está compuesta por una viga metálica y una losa superior de hormigón. El tablero consta de un cajón central, formado por las chapas longitudinales de fondo, almas y alas superiores;

y de sendas celosías adosadas a ambos lados de la sección central. El canto en el eje de la viga mixta es de 2,50 m.

En los dos vanos principales el tablero suspende de sendos arcos superiores de 132,50 metros de luz y unos 34,5 metros de altura sobre rasante, mediante 7 tirantes en forma de "Y", anclados en el eje del tablero y en los arcos en una disposición en abanico en alzado. Cada pareja de arcos nace de la pila central y salva la luz del cauce sesgándose sobre el tablero hasta situar los apoyos opuestos en el estribo exterior del puente. Cada arco está compuesto por dos perfiles hexagonales mixtos de 2,00 metros de canto, arriostrados entre sí por perfiles tubulares en forma de cruces de San Andrés y culminan en sendas arcadas extremas que hacen el papel de pórticos de entrada al puente.

En el eje del puente, cada pareja de arcos se macla entre sí fundiéndose en una única pata que busca la pila central. Los dos extremos maclados se enlazan por un contra-arco que da continuidad estructural y del que cuelga una escultura abstracta metálica que simboliza la figura de Firnás.

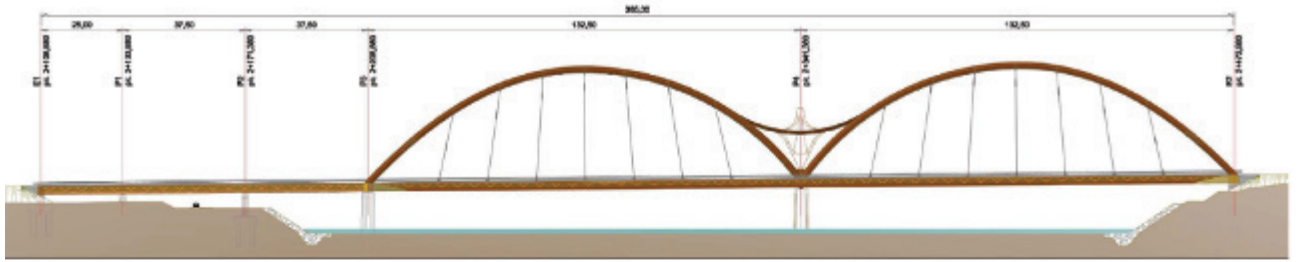
3. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL TABLERO

La sección del tablero, que como se ha descrito previamente es común para los vanos de aproximación y los vanos principales suspendidos, es mixta. Está formada por una viga metálica y una losa superior de hormigón. No obstante, la viga metálica se tratará como dos partes diferenciadas tanto por cuestiones estructurales como constructivas.

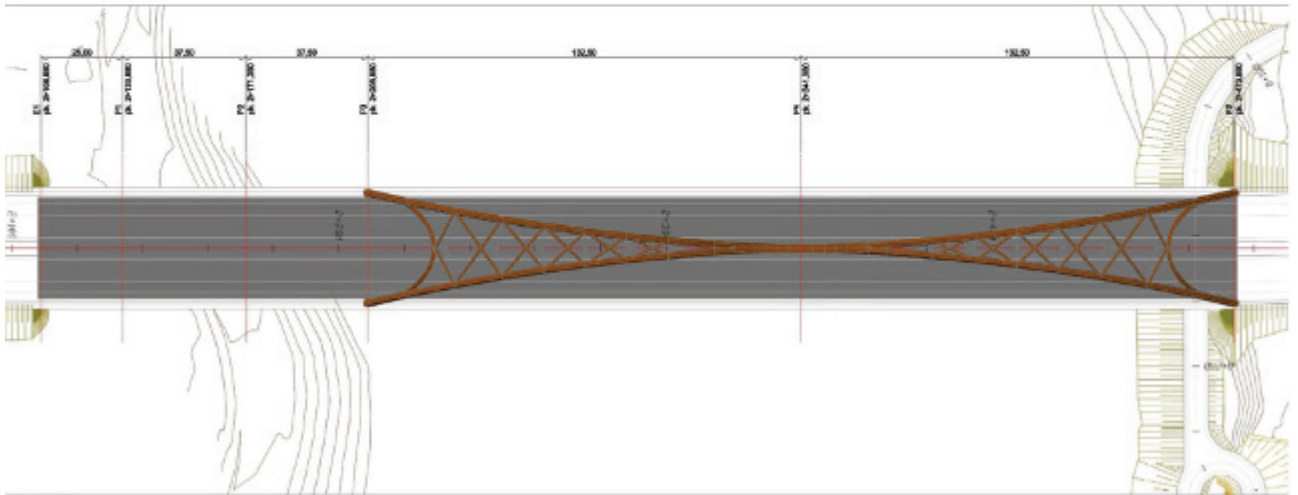
Una de ellas corresponde al cajón central, formado por las chapas longitudinales de fondo, almas y alas superiores, incluso su rigidización interior. La otra parte corresponde a las celosías adosadas a ambos lados de la sección central.

La losa superior de hormigón se divide también en dos partes atendiendo a criterios constructivos. La primera fase es la situada sobre el cajón, mientras que la segunda es la situada sobre las celosías laterales.

El canto en el eje de la viga mixta es de 2,50 m, alcanzando los 2,76 m si se mide la distancia entre el punto más alto de la losa y el fondo del cajón. El incremento de canto hacia los laterales se debe a que el peralte transversal (un 2%) se ha dado hacia el eje del tablero, por lo que una vez superada la barrera interior, la cota de la losa aumenta en dirección al extremo.

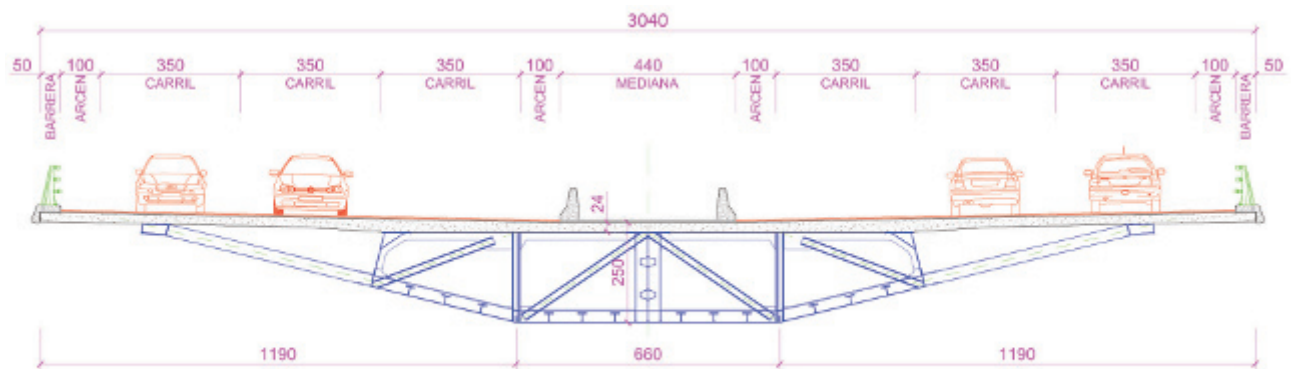


ALZADO.
 ESCALA 1/50
 COTAS EN METROS.



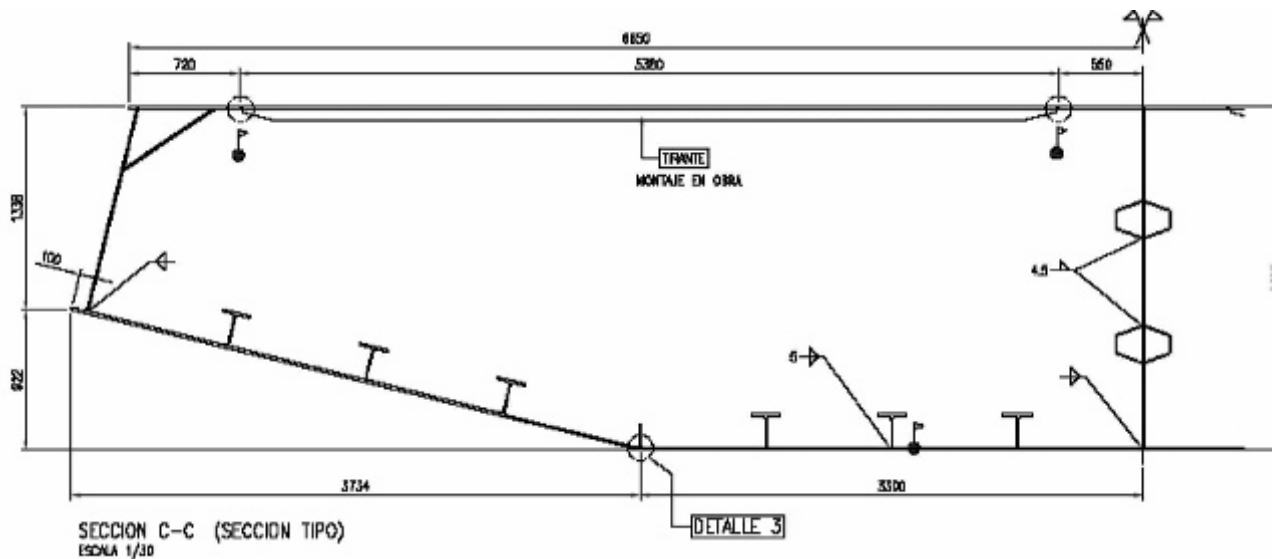
PLANTA.
 ESCALA 1/50
 COTAS EN METROS.

1



SECCION TRANSVERSAL

2



SECCION C-C (SECCION TIPO)
 ESCALA 1/30

3

3.1. Cajón Metálico

El cajón metálico central tiene un canto de 2260 mm. La chapa de fondo y las alas superiores son paralelas y horizontales. La sección (Figura 3) tiene forma de trapecio con el lado menor en la parte más alta y las esquinas inferiores truncadas. El lado menor mide 13200 mm. La mayor dimensión del cajón medida en horizontal es 13873 mm.

La forma descrita da lugar a varios paneles que se nombrarán de la siguiente manera:

Ala inferior central: Centrada con el eje del tablero y con un ancho de 6600 mm. Transversalmente se despieza en una chapa central de 3000 mm, también centrada; y dos chapas laterales de 1800 mm cada una que se prolongan otros 900 mm hacia las alas inferiores laterales con objeto de reducir el número de soldaduras longitudinales.

Alas inferiores laterales: Son las aristas resultantes de trincar el trapecio. Miden 3746 mm y forman un ángulo de 13,87° con la horizontal. Aunque se nombran como alas, al estar inclinadas, las tensiones longitudinales no son uniformes a lo ancho del panel, rebajándose notablemente a medida que se distancian del eje del cajón. Este efecto es claramente beneficioso para rebajar las tensiones de comparación que se generan en la unión con las celosías adosadas cuando la flexión general es positiva. Atendiendo al despiece, los 900 mm inferiores de cada ala lateral se integran en el ala inferior central, completando una chapa de 2700 mm (1800 + 900). Esta configuración permite completar el ala inferior lateral con una única chapa de 2846 mm y, por tanto con una única soldadura.

La rigidización longitudinal para todo el ala inferior se realiza con perfiles 1/2 IPE 450, que permiten dar continuidad al alma del rigidizador transversal inferior limitando así su altura y permitiendo alinearlos con los perfiles de las celosías laterales, cuyas cargas debe introducir en el cajón. La distancia entre los rigidizadores transversales (Figura 4) es de 5000 mm, aunque para paneles comprimidos de espesor superior a 25 mm es preciso intercalar otros rigidizadores transversales y reducir la distancia a 2500 mm.

Alma central: Vertical y coincidente con el plano de simetría del cajón. Mide 2260 mm y se fabricaron en una sola pieza. Lleva soldados dos rigidizadores longitudinales cerrados en cada lado.

Almas laterales: Corresponden a los lados inclinados del trapecio, aunque a conse-

cuencia del truncado su altura medida en vertical se reduce a 1362 mm, fabricándose con una única chapa. Son perpendiculares a las alas inferiores laterales, formando por tanto un ángulo con la vertical de 13,87°. No llevan rigidización longitudinal gracias a que una célula de esquina colocada en la zona alta del panel y soldada también al ala superior reduce notablemente las dimensiones del panel aumentando las cargas críticas que producen inestabilidad.

Ala superior central: Es una platabanda de 900 mm de ancho centrada con el plano medio del cajón. Se suelda al borde superior del alma central y dispone de conectadores para su unión con la losa de hormigón.

Alas superiores laterales: Son dos platabandas de 720 mm de ancho soldadas al borde superior de las almas laterales. Disponen también de conectadores para su unión con la losa.

Ala superior de cierre: Son chapas que se sueldan a las alas exteriores y al ala central cerrando totalmente el cajón por su cara superior. Sólo se dispone en las zonas de unión con los arcos para ayudar a transmitir las cargas horizontales entre ambos elementos.

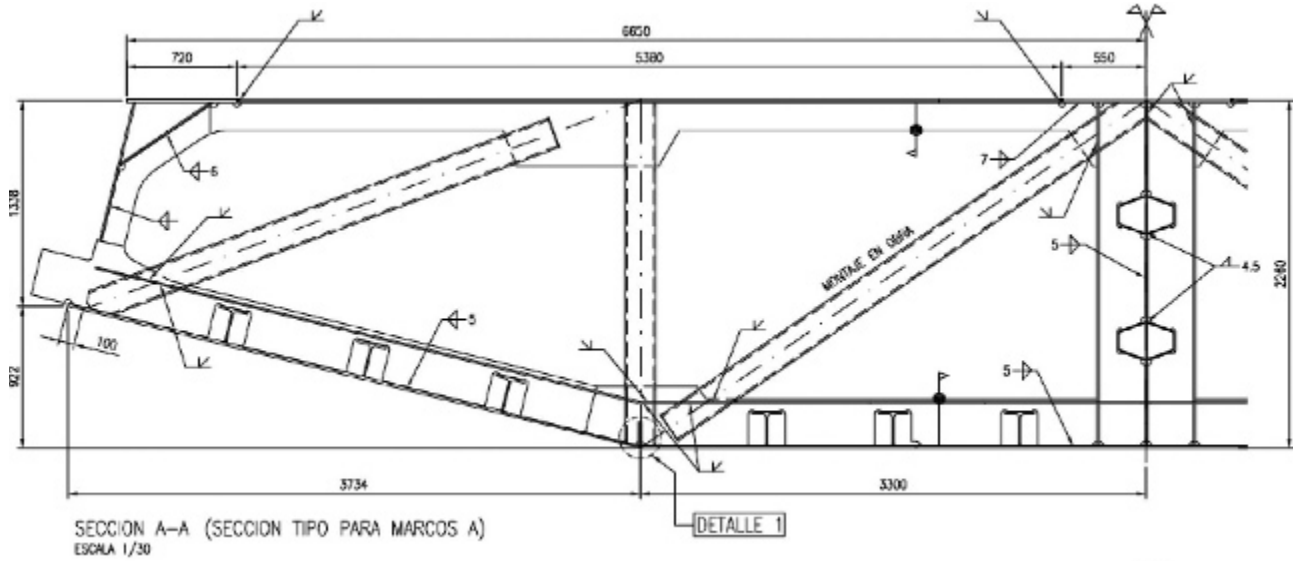
La distorsión transversal se controla mediante diafragmas triangulados armados con perfiles tubulares de 200 x 200 x 12 mm. Los diafragmas se completan con vigas transversales inferiores que cumplen la función de completar la triangulación, sujetar los rigidizadores longitudinales y, fundamentalmente, recoger las cargas de compresión transmitidas por las celosías laterales.

3.2. Celosías laterales

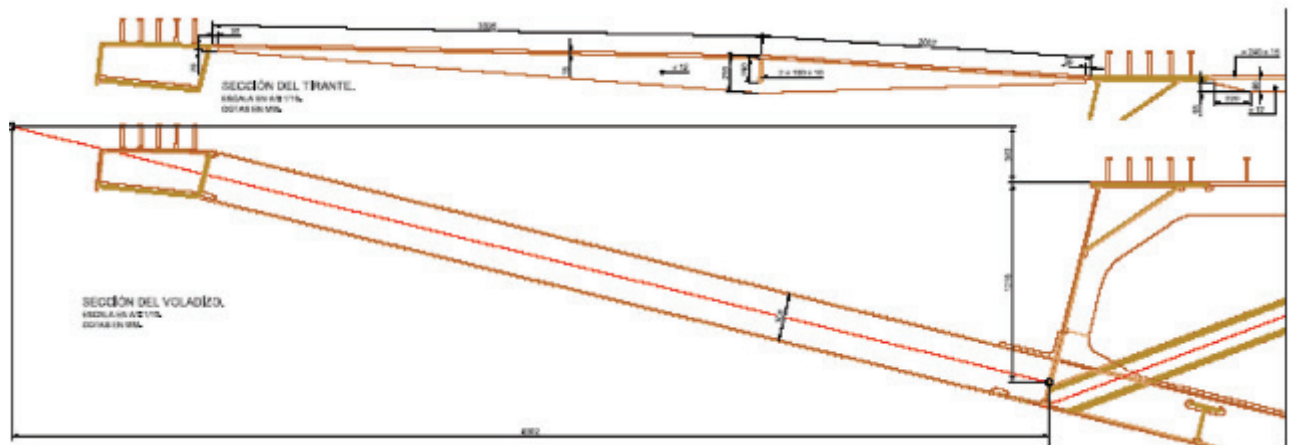
Las celosías laterales (Figura 5) se adosan al cajón metálico central con la misión de aumentar el ancho de la viga metálica destinado a dar apoyo a la losa. La celosía está contenida en un plano paralelo a las alas inferiores laterales. El canto en su plano es de 6,62 metros, aunque resulta truncado como consecuencia de la configuración de los nudos. La celosía es tipo Warren con una distancia entre nudos de 5,00 metros.

Las diagonales están formadas por perfiles armados en chapa de 12 y 15 mm, con sección cuadrada de 300 mm de lado.

Desde el punto de vista estructural, la celosía trabajando conjuntamente con la losa no necesitaría más elementos estructurales. No obstante se ha colocado una viga de borde cuya principal misión es dar apoyo



4



5

a las prelas laterales durante la fase de montaje, colaborando posteriormente con la losa en la resistencia de las flexiones locales. La sección es sensiblemente rectangular, con un lado medio de 650 mm. Se arma con chapas de 15 y 20 mm.

También durante la fase de hormigonado es preciso disponer tirantes sensiblemente horizontales para soportar las tracciones asociadas al funcionamiento como ménsula del conjunto formado por la celosía y la losa. Este tirante ha sido materializado por pletinas de acero con funcionamiento pasivo.

3.3. Losa de Compresión

La losa de compresión forma parte de la sección resistente del tablero conjuntamente con la viga metálica. Su anchura (30,40 m) se corresponde con la anchura de la plataforma. Su espesor es variable. En los 4,40 metros centrales del tablero su espesor es de 0,24 metros. Superada esta banda central, la cara superior se inclina para conseguir el peralte transversal del

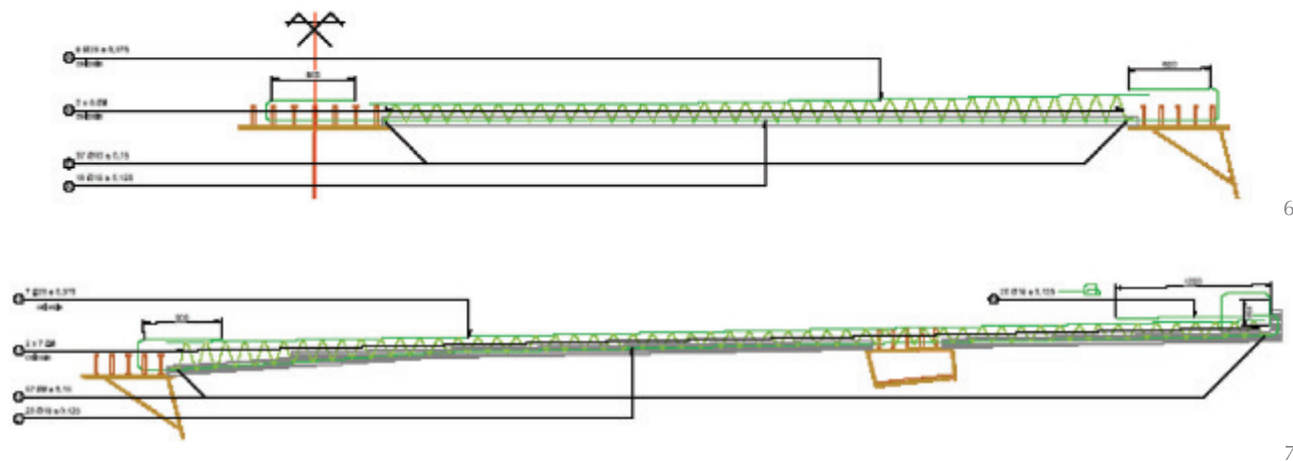
2%. Como la cara inferior se mantiene en un plano horizontal, el canto se va incrementando hasta alcanzar un valor máximo de 0,33 m en la sección en la que se abandona el cajón central (a 6,65m del eje). La configuración resulta adecuada al localizarse en esa sección las flexiones transversales más importantes, que se suman a las tracciones correspondientes al funcionamiento como ménsula. A partir de esa sección se proyecta una cartela de 2,00 m de longitud que reduce el canto nuevamente hasta 0,24 m, disponiendo a partir de esa sección la cara inferior de la losa paralela a la superior (con un 2% de peralte).

Transversalmente, y desde el punto de vista constructivo, se divide en dos fases. La primera se limita a la zona de proyección del cajón metálico. Se hormigona en primer lugar de forma que la segunda fase, que corresponde a las celosías laterales, carga sobre una sección mixta.

Para su ejecución en obra se emplean prelas prefabricadas de dos tipos. Las centrales (Figura 6) cubren los huecos entre

4. Marco de rigidización transversal. Cotas en milímetros.

5. Celosía lateral. Cotas en milímetros.



6. Prelosas centrales. Cotas en milímetros.

7. Prelosas laterales. Cotas en milímetros.

las alas superiores del cajón, siendo sus dimensiones 2,38 x 5,50 x 0,07 m. Las laterales (Figura 7) cubren la zona de los voladizos, apoyándose en el cajón central y en la viga de borde, superándola y volando 2,50 metros hasta completar el ancho total. Las dimensiones de las prelosas laterales son 2,40 x 8,62 x 0,07 m.

4. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LOS ARCOS Y TIRANTES

Los dos vanos principales se resuelven mediante sendos arcos superiores de 132,50 metros de luz. Ambos arcos son simétricos. Cada arco, tal y como se muestra en la Figura 8, está compuesto por dos perfiles hexagonales cuyas directrices están contenidas cada una en un plano inclinado que pasa por la recta que une el apoyo central (sobre la pila 4) y uno de los apoyos exteriores (sobre el estribo o la pila 3). La inclinación de los planos hace que ambos perfiles se maclen formando un único perfil de sección variable entre el apoyo en pila 4 y la sección de anclaje del tirante 1. A partir de esa sección ambos perfiles se separan y progresan hasta el apoyo exterior con una sección hexagonal de lados iguales (1155 mm entre vértices). La separación entre los ejes de ambos perfiles en la sección de apoyo es de 33,72 m, lo que permite el paso de la sección de tablero sin interferencias.

La directriz de cada arco está compuesta por dos alineaciones curvas unidas en el punto más alto del arco y compartiendo tangente. La curva entre el apoyo central y el punto de unión es un arco de circunferencia de 81,438 m. La curva entre el punto de unión y el apoyo exterior es una parábola de segundo grado. La altura máxima del eje del arco sobre la cota de la losa es de 34,23 metros.

En la zona no maclada, ambos arcos se arriostan entre sí mediante perfiles tubu-

lares dispuestos en aspas cuyos vértices se sitúan en las secciones de anclaje de los tirantes (Figura 9).

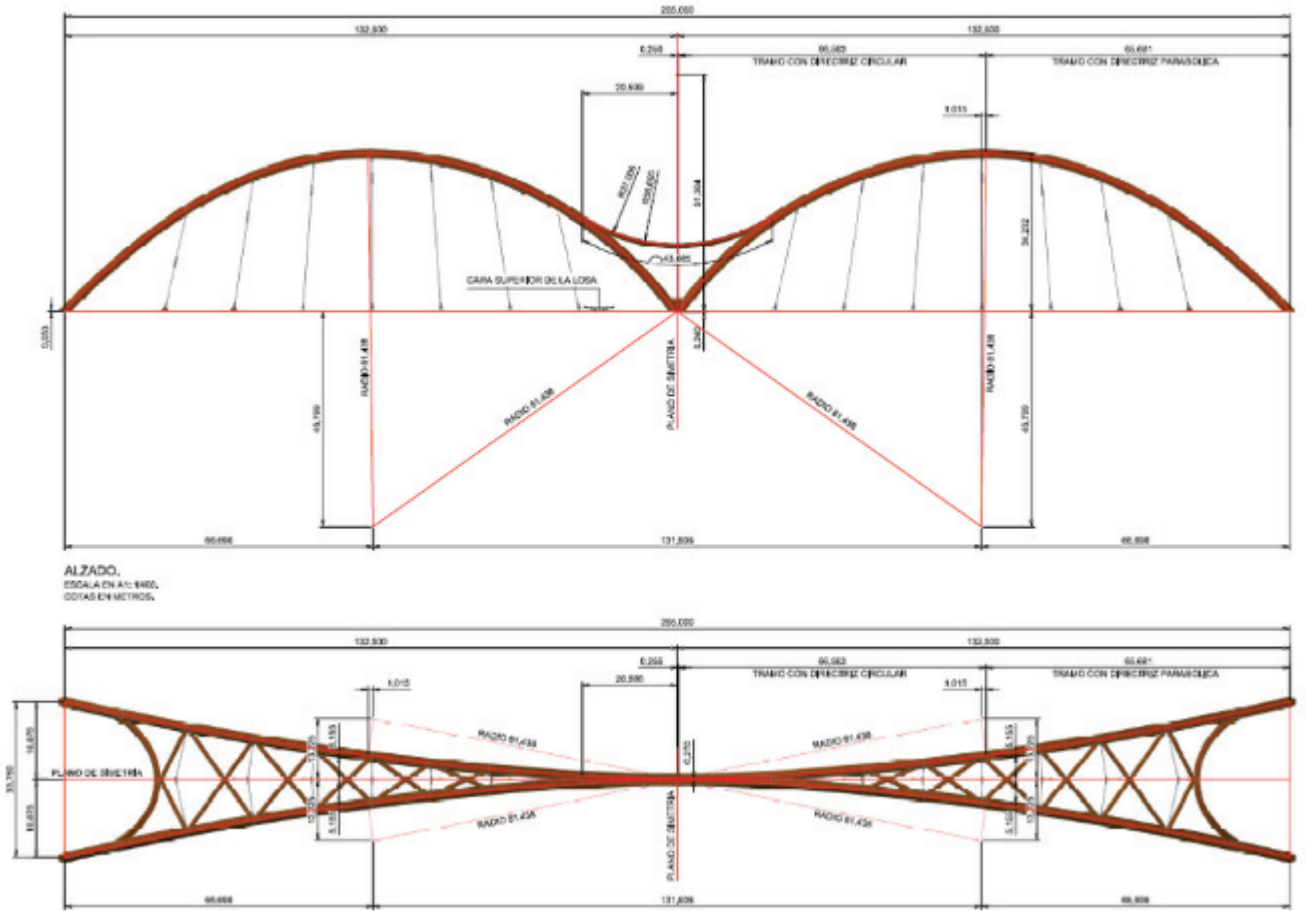
Pasado el último tirante (tirante 7) se sustituye el último aspa por un perfil curvo en forma de pórtico de acceso.

La relación entre el único plano de atirantamiento central que contiene los 7 tirantes y los perfiles del arco situados fuera del plano se establece mediante la bifurcación de los mismos a partir de una determinada cota formando cada uno una "Y" contenida en planos perpendiculares al eje del tablero. La cota de la bifurcación se establece imponiendo la condición de que los tirantes de la bifurcación formen un ángulo de 90° entre sí.

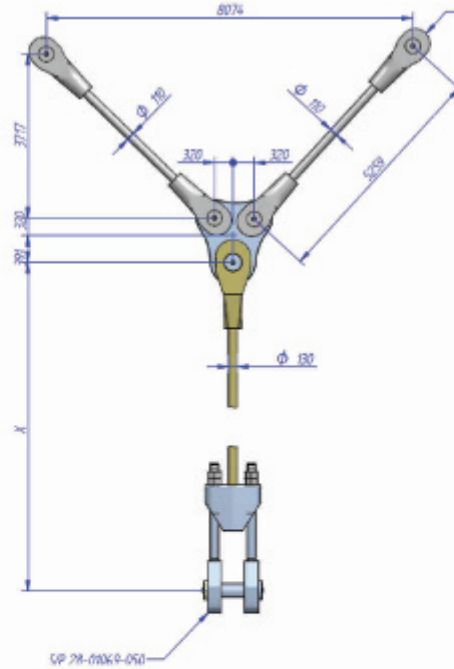
Los planos que contienen los tirantes describen, en el alzado, un abanico. Los puntos de cuelgue del tablero distan 15 metros entre ellos, mientras que la distancia entre el tirante 1 y el apoyo central es de 20 metros, y entre el tirante 7 y el apoyo exterior 22,50 m. Los tirantes son de cable cerrado, con diámetros máximos de 130 mm.

Los perfiles hexagonales que conforman los arcos tienen sección mixta, con un forro perimetral armado en chapa de acero y un relleno de hormigón autocompactable.

La componente horizontal de tracción en los arranques del arco queda sensiblemente equilibrada en el apoyo central al estar este compartido por los dos arcos. En los apoyos exteriores esta componente se traslada a la sección cajón del tablero mediante la disposición de bielas traccionadas armadas en chapa que se sueldan al fondo y a las alas superiores del cajón, que en las zonas en las que entra la carga se unen mediante la chapa adicional de cierre definida en el apartado de la viga.

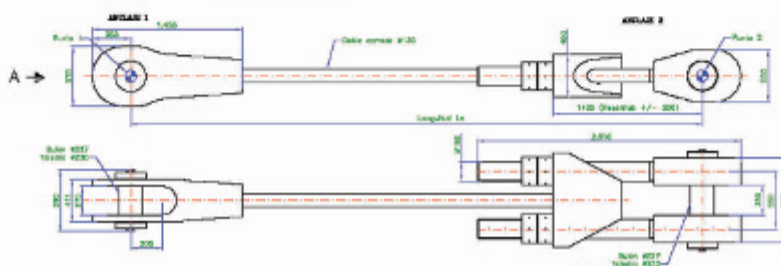


8



8. Geometría de los arcos. Cotas en metros.

9. Geometría de los tirantes. Cotas en milímetros.



9

10. Esquema de modelización de elementos finitos para el cálculo longitudinal.

5. DESCRIPCIÓN DE PILAS Y ESTRIBOS

El tablero y el arco del puente descansan sobre 4 pilas y sus correspondientes estribos. Todos estos elementos se construyen de hormigón armado, con cimentación pilotada.

5.1. Estribos

Son del tipo estribo cerrado, con aletas colgadas para controlar los derrames de las tierras. El murete frontal del estribo posee un cajeadado para adaptarse a la geometría del cajón. Están cimentados sobre pilotes de 1,5 metros de diámetro. Sobre ellos descansa el tablero mediante dos aparatos de apoyo tipo POT separados 9,2 metros entre sí.

El estribo 2 sirve de apoyo tanto para el tablero como para el extremo del arco correspondiente. Los apoyos del arco están separados 33,72 metros y también son del tipo POT.

5.2. Pilas

Pila 1: La pila 1 posee una altura de fuste de 3,125 m, un canto de 1,8 m y una anchura variable siendo mínima en la zona de arranque y máxima en la zona de apoyo del tablero. El encepado posee unas dimensiones de 11 x 7 x 2 m, y de él parten 6 pilotes de 1,50 metros de diámetro.

Pila 2: La pila 2 posee una altura de fuste de 7 metros. El fuste está compuesto por dos pilares inclinados de sección pentagonal de 2,25 metros de canto y 1,8 metros de anchura, unidos superiormente por una riostra rectangular de 1,8 metros de anchura y 1 metro de canto. El fuste se apoya en un encepado de dimensiones 11 x 7 x 2 m del que parten 6 pilotes de 1,5 metros de diámetro.

Pila 3: La pila 3 posee una altura de fuste total de 13,06 metros. En esta pila se apoya tanto el arco como el tablero. El fuste posee una geometría tipo pórtico con pilares inclinados, de sección octogonal los que se disponen bajo el arco y de sección hexagonal los que se disponen bajo los apoyos del tablero. Todos estos pilares se recogen superiormente por un dintel rectangular de 1,5 x 1,5 metros. La geometría final del fuste es la de dos pilas en "V" unidas por el

dintel superior. Los apoyos del tablero están a 9,2 metros, mientras que los del arco están a 33,72 metros. El fuste se apoya sobre un encepado de dimensiones 37 x 9,8 y canto variable desde 2,5 a 3,5 metros del que parten 18 pilotes de 1,5 metros de diámetro. Sobre el encepado se dispone un tajamar con forma hidráulica para facilitar el transcurso de las aguas del río.

Pila 4: Posee una altura de fuste de 13,45 m, un canto de 3 metros y una anchura variable siendo mínima en la zona de arranque (7,25 m) y máxima en la zona de apoyo del tablero (12,6 m). En esta pila se disponen 3 apoyos en su parte superior, como corresponde a la pila en la que descansa tanto el tablero como los extremos de los dos arcos. El apoyo central es fijo en las dos direcciones, y constituye el centro de dilatación del tablero, así como el punto de fijación longitudinal de todo el puente. El encepado posee unas dimensiones de 25 x 16,5 y un canto variable entre 3 y 5 metros. Sobre el encepado se dispone un tajamar con forma hidráulica para facilitar el transcurso de las aguas del río. Del encepado parten un total de 20 pilotes de 1,5 metros de diámetro.

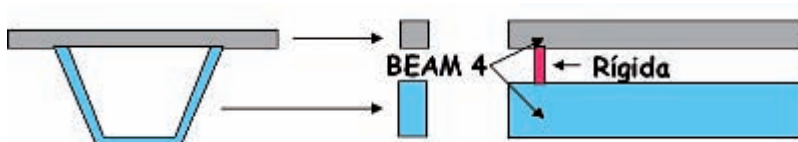
6. CÁLCULO ESTRUCTURAL Y MODELOS REALIZADOS

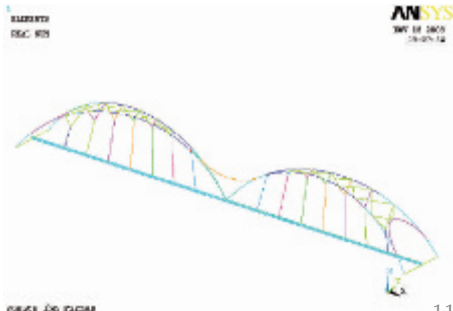
Se realiza el cálculo de la estructura en dos partes: primeramente se calcula el tablero y los arcos separando flexión longitudinal y flexión transversal (para la obtención de los esfuerzos transversales sobre la estructura así como los efectos locales provocados por las sobrecargas sobre la losa) y posteriormente se calcula la subestructura (pilas y estribos) comprobando y verificando también la cimentación (1) (2).

Una vez realizado el predimensionamiento general de la estructura y definido el esquema estático longitudinal y las secciones transversales del tablero y del arco, el cálculo se ha desarrollado en las siguientes fases.

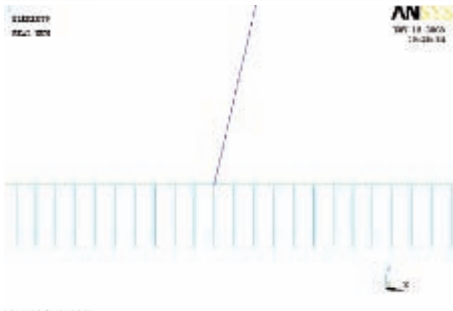
6.1. Modelo de elementos finitos para el cálculo de flexión longitudinal

Se realiza en primer lugar un modelo de barras en el que el tablero se modela por dos barras, una barra representa el cajón metálico y la otra la losa de hormigón (3) (4). Este primer modelo se utiliza para el cálculo de esfuerzos en fases constructivas, retracción, fluencia y temperatura. La retracción y la fluencia se modelan con incrementos y gradientes térmicos aplicados a las barras de hormigón, teniendo en cuenta el proceso constructivo previsto (Figura 10).





11



13

Se realiza otro modelo similar de una sola barra con las características mecánicas de la sección mixta homogeneizada a corto plazo para evaluar las sobrecargas de tráfico, viento, sismo.

Igualmente se realizan variaciones a este último modelo para evaluar las acciones correspondientes a las sobrecargas en caso accidental de rotura de tirantes. Para ello se consideran siete configuraciones diferentes eliminando en cada una de ellas un tirante.

Los modelos del puente se programan en ANSYS tal y como se muestra en las figuras adjuntas. Los elementos utilizados en la malla de cajón metálico, tablero, arco y cruceta principal y conexión de arcos son BEAM4 ó PIPE16 de tipo viga con 2 nodos y 6 grados de libertad en cada nodo correspondiente a 3 desplazamientos y 3 giros.

El uso de un modelo de dos barras es de gran utilidad para el cálculo de casos de carga en los que losa de hormigón y el cajón metálico tienen deformaciones impuestas distintas, o cuando el hormigón se deposita sin fraguar en distintos tramos del puente a lo largo del proceso constructivo. Por otra parte este modelo hace especialmente complicado la obtención de envolventes de esfuerzos en el caso de sobrecargas porque hay que trabajar con dos barras al mismo tiempo, por lo que se procede en este caso a utilizar el modelo de una sola barra. Todo ello justifica la utilización de dos modelos del puente para el cálculo de esfuerzos.

En las figuras que siguen se muestran los modelos empleados junto con las condiciones de contorno empleadas y algunos detalles (Figuras 11, 12, 13 y 14).



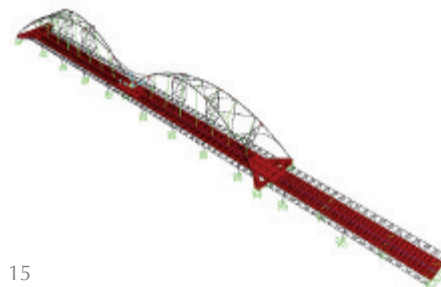
12



14

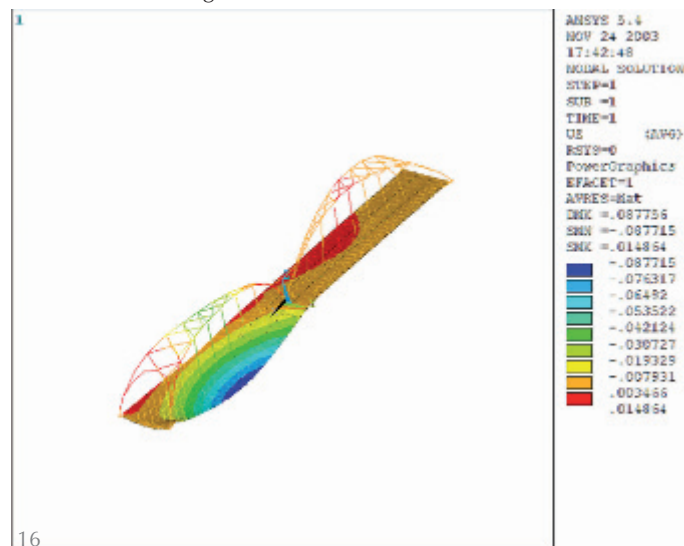
6.2. Modelo Global. Flexión Transversal

Se realiza un modelo 3D del puente completo para analizar el comportamiento del mismo y evaluar los esfuerzos de flexión transversal y los efectos globales sobre los elementos. (5) (6) (7) (Figura 15)



15

Con el programa de elementos finitos Ansys se modela la estructura y de la extensa librería de elementos se han utilizado los tipo Shell 63, Beam 4 y Link 8, tal y como se muestra en la Figura 16.

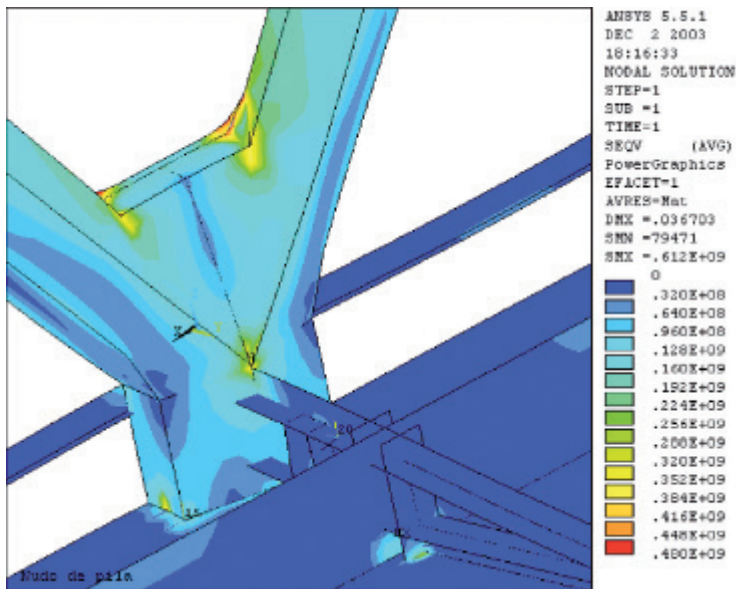


16

11. Modelo de dos barras.
12. Modelo de una barra.
13. Conexión entre barras losa-cajón.
14. Condiciones de apoyo.
15. Modelo de análisis del puente completo.
16. Modelo 3-D del puente.

6.3. Modelo locales. Nudos

Para verificar los nudos se realizan modelos de elementos finitos (ANSYS) (8) utilizando elementos tipo SHELL, tal y como se muestra en la Figura 17.



17. Modelos de los nudos en ANSYS.

18. Ejecución de estribos, pilas y apeos provisionales.

19. Montaje de un tramo de estructura metálica del tablero.

7. PROCESO CONSTRUCTIVO

7.1. Cimentaciones, Estribos y Pilas

Para tener acceso y espacio de montaje para el tablero y el arco, la primera actividad a realizar para la construcción del puente es canalizar el río y formar penínsulas en el cauce. A continuación se comienza la ejecución de las cimentaciones, estribos y pilas del puente tal y como se muestra en la Figura 18.



18

El puente descansa sobre un total de cuatro pilas y dos estribos, todos de hormigón armado y con cimentación pilotada, que se ejecutan de forma convencional. En las dos pilas que están ubicadas en el cauce del río se dispone sobre el encepado un tajamar con forma hidráulica para facilitar el transcurso de las aguas del río.

Además, se construyen un total de ocho apeos provisionales de hormigón, separados entre sí 30 m, para el apoyo del tablero

de los vanos en arco durante su construcción. Dichos apeos están constituidos cada uno por dos pilotes, encepado y fustes de hormigón armado con una viga dintel de hormigón prefabricado que se coloca con grúa. En los vanos de acceso no es necesario disponer de apeos.

7.2. Tablero

7.2.1. Montaje del cajón central de estructura metálica

El cajón metálico, con una longitud total de 365 m, se transporta a obra desde el taller metálico TECADE (Sevilla) dividido en 15 tramos de longitudes variables entre 10 y 30 m, que a su vez, y debido a la anchura de casi 14 m del cajón, se dividen en tres subtramos coincidiendo con cada una de las tres almas del cajón. Los mamparos de pila se transportan separados a obra.

Previamente a su transporte a obra se realiza en taller un montaje en blanco entre dovelas sucesivas, de forma que se comprueba la geometría del tablero y el ajuste entre tramos, dejando una serie de casquillos para reproducir en obra su posición relativa.

Los tramos metálicos longitudinales correspondientes a los vanos de acceso se sueldan entre sí, dos a dos, previamente a su izado a su posición definitiva. La longitud del tramo más largo a izar es de 38 m.

El montaje de los tramos metálicos del tablero (Figura 19) se realiza mediante 2 o 3 grúas automóviles, comenzando en el estribo 1 y montando en avance hasta llegar al estribo 2. El apoyo de los tramos se realiza en el tramo anterior y en una pila o apeo provisional.



19

Una vez izados los tramos y dispuestos en su posición, se realiza la soldadura de continuidad entre los lados laterales y el central para formar la sección del cajón completa.

7.2.2. Hormigonado de primera fase de losa superior

A medida que se va avanzando hacia el Estribo 2 con el montaje del cajón central del tablero y con un decalaje de, al menos, dos vanos, se comienza con el hormigonado de primera fase de la losa superior, que corresponde a la zona situada sobre la parte superior del cajón metálico, quedando para una segunda fase la losa sobre los voladizos laterales de celosía.

Dicha fase de la losa superior se ejecuta mediante prelosas rectangulares de dimensiones 5,5 x 2,33 x 0,07 m sobre las que posteriormente se realiza el armado y hormigonado in situ hasta alcanzar un espesor en la zona central de 0,24 m.

Con la ejecución de esta primera fase de la losa superior (Figura 20) se dispone de una plataforma central de 13 m de anchura sobre la que se puede acceder con maquinaria ligera de obra para realizar el montaje del arco y los tirantes.



20

7.2.3. Montaje de celosía lateral del tablero y prelasas laterales

Una vez que el montaje y la soldadura de la viga cajón metálica ha alcanzado la pila correspondiente al arranque del vano de arco, y ya completado en el vano correspondiente el hormigón de primera fase, se comienzan a montar las celosías metálicas laterales, y posteriormente las prelasas que van sobre ella, de forma que siempre se lleva un desfase entre el montaje de cajón metálico, hormigonado de primera fase, montaje de celosías laterales y colocación de prelasas de la segunda fase de losa de hormigón.



21

Las celosías laterales disponen de una viga de borde cuya misión principal es dar apoyo a las prelasas laterales durante su montaje. Además se disponen unas chapas a modo de tirantes para ayudar a soportar las tracciones del voladizo durante la fase de su hormigonado (Figura 21).

7.3. Arco

7.3.1. Montaje de la estructura metálica del arco

Sobre la zona central ya hormigonada del tablero se instalan unas torres provisionales para apoyo de los arcos metálicos, en prolongación de los apeos de hormigón del tablero, a excepción de las torres más cercanas a los extremos de los arcos que, debido a la separación entre ellos, se sitúan fuera de la planta del cajón metálico cimentándose directamente sobre el terreno.

El apoyo de las torres sobre el tablero se realiza a través de unos marcos metálicos para transmitir adecuadamente las cargas a las almas principales del cajón metálico. El apoyo del arco sobre las torres de apeo se realiza mediante casquillos soldados al arco y atornillados a la torre para garantizar su estabilidad.

Cada uno de los arcos se transporta a obra dividido en 10 tramos principales, junto con los tubos metálicos que forman el arriostamiento y el elemento de unión entre los dos arcos.

El montaje (Figura 22) se realiza con la ayuda de dos grúas automóbiles desde tierra, comenzando por los extremos de cada uno de los arcos para terminar con el elemento de clave. Conforme se va avanzando con el montaje de ambos lados de un mismo arco se van montando los tubos metálicos que forman el arriostamiento entre ellos.



22

Los tramos de arco montados se unen provisionalmente entre sí mediante casquillos atornillados, realizándose la soldadura definitiva una vez completado el armado del arco y comprobada la correcta alineación del mismo.

20. Vista del cajón metálico y primera fase de losa de hormigón.

21. Vista del tablero del puente antes de comenzar el arco.

22. Montaje de tramos metálicos de arco.

23. Hormigonado de los arranques del arco.

24. Maniobra de gateo en un apeo.

Una vez terminada la ejecución de la parte metálica de los arcos se procede a su desapeo, liberando la unión atornillada de los casquillos a las cabezas de las torres y actuando en las torres según un orden preestablecido.

La complejidad de la geometría de la parte metálica del arco, con su zona maclada, rigidizadores interiores y arranque en su interior de los arriostramientos tubulares, hace que el hormigonado del interior del arco requiera de un estudio específico y detallado, tanto de medios como de materiales.

Para asegurar una buena accesibilidad del hormigón en el interior del arco se decide emplear hormigón autocompactante, estudiando detalladamente los condicionantes de su puesta en obra.

En el interior del arco se sitúan una serie de rigidizadores transversales a sección completa que por sí solos forman juntas de hormigonado y condicionan la división del arco en distintos tramos a hormigonar de forma continua.

El hormigonado se ejecuta durante los meses de verano, por lo que para evitar las altas temperaturas en la chapa y con ello un fraguado excesivamente rápido del hormigón, el hormigonado se realiza por las noches. Previamente se ha estudiado, junto con el laboratorio de materiales, la fórmula adecuada y se realizan pruebas de hormigonado.

La sección del arco, espesor, inclinación y tiempo de fraguado del hormigón determinan para cada tramo la velocidad máxima del hormigonado, según la altura máxima de hormigón fresco.

El hormigonado de cada arco no necesita realizarse de forma simultánea, pero sí el hormigonado de ambos arcos de un mismo vano que se ejecuta de la forma más simétrica posible con desequilibrios máximos de 10 m³ de volumen de hormigón vertido.

La puesta en obra del hormigón se efectúa mediante bombeo. Para cada tramo, y según su dimensión y orientación, se disponen varias ventanas de hormigonado intermedias con un dispositivo de tape, para que una vez que el hormigón llegue a ellas, cerrarlas y continuar el hormigonado por la ventana siguiente finalizando el hormigonado del tramo con una ventana con "chimenea" para garantizar que el hormigón vertido llegue a los puntos altos (Figura 23).



23

Todas las bocas de hormigonado están acompañadas de varios orificios de purga para liberar el aire que pudiera quedar atrapado. Además, y en puntos de difícil acceso, se disponen una serie de purgas intermedias para poder tener un buen control del proceso de hormigonado.

En el interior del arco existen unos pequeños volúmenes de difícil acceso que constituyen los nudos de arranque de los arriostramientos tubulares, divididos además por cartelas, que se rellenan previamente al hormigonado mediante inyección de mortero de cemento de baja retracción y con la misma resistencia del hormigón del arco.

7.4. Gateo del tablero en la zona de arcos

Previo al montaje de los tirantes se efectúa un gateo del tablero en la zona de arcos compensando la flecha que éste sufre durante el desapeo, realizando así un tesado indirecto de los tirantes.

El gateo del tablero se realiza mediante varias parejas de gatos, dispuestas sobre la viga dintel de cada uno de los ocho apeos provisionales del tablero (Figura 24), y actuando sobre las tres almas del cajón metálico.



24

El gateo se realiza en ocho fases y en cada fase se actúa simultáneamente en dos apeos, comenzando por los dos apeos centrales de cada arco y continuando con los extremos. En cada una de las fases se alcanza, de forma escalonada, aproximadamente el 50% de la deformación esperada en esa alineación.

Durante la maniobra se realiza un estricto control de los desplazamientos y además se comparan las cargas reales con las teóricas esperadas.

7.5. Montaje de Tirantes

Una vez conseguida una contraflecha determinada se procede a la instalación de los siete tirantes de cable cerrado en cada arco, que han sido previamente cortados y prefabricados según la longitud correspondiente con el tablero gateado.

La parte superior de la "Y" está formada por dos tirantes con ambos terminales en forma de horquilla cuya parte superior se une a las orejetas dispuestas en el arco y la parte inferior se une a un elemento de intersección del que también arranca con un terminal de horquilla el tirante inferior que incluye una pieza de regulación en su terminal inferior.

Previamente, y sobre el tablero del puente, se prearman los tirantes completos configurando la "Y" con ayuda de un útil tipo "percha" regulable, que, sujetando las horquillas de los tirantes superiores proporciona la separación y ángulo de dicha parte del tirante.

El montaje de los tirantes en su posición (Figura 25) se realiza mediante dos grúas, una sosteniendo la "percha" y otra cogiendo el elemento de intersección de la "Y", de forma que van posicionando el tirante con el ángulo adecuado.

Primero se ensamblan las horquillas superiores y se embulon a las orejetas del arco, y por último se enhebra y embulona el extremo del terminal inferior en las orejetas del tablero, aprovechando la holgura que permiten las barras roscadas que regulan la posición de la mazarota inferior del tirante. El ajuste final de la posición del anclaje inferior se realiza actuando sobre las barras roscadas con ayuda de un puente y gato de tesado. Por último, con los gatos, se aplica una ligerísima carga a los tirantes para garantizar que no hay holguras entre los distintos elementos, y que por tanto, están en disposición de entrar en carga al producirse cualquier desplazamiento del tablero.

El montaje de los tirantes se realiza en ambos arcos de forma simétrica, comenzando en la pila central y avanzando hacia los extremos de los arcos.

7.6. Desapeo del tablero y puesta en carga de los tirantes

La puesta en carga de los tirantes se realiza de forma pasiva, desapeando el puente de forma controlada y transfiriendo así la carga a los tirantes de manera gradual. Para ello se utilizan las mismas parejas de gatos sobre los apeos con los que se ha realizado

el gateo, actuando según un orden preestablecido de manera similar al seguido para el gateo.

La deformación del puente al desaparecer es menor que en el gateo, por lo que la maniobra se realiza en seis fases actuando también simultáneamente en dos torres de apeo, comenzando por los centrales y continuando con los apeos extremos. Cada fase se ejecuta en varios escalones según la carga en el apeo correspondiente.

Durante la maniobra se realizan varios controles: comprobación topográfica del descenso del tablero; control, mediante marcas, de las deformaciones de los tirantes; y además, se disponen en los mismos bandas extensométricas. Del análisis de los resultados se concluye que el puente se comporta de forma adecuada.

Se controlan las deformaciones del tablero por topografía. Las cargas introducidas directamente a través de los gatos y la carga en tirantes se obtienen a partir de la geometría de estos midiendo la distancia entre unas marcas, mediante bandas extensométricas situadas en las piezas de anclaje al tablero y por último se realizan ensayos dinámicos que se comparan con las frecuencias obtenidas en modelos de elementos finitos realizados de cada uno de los tirantes.

Se colocan una serie de bandas extensométricas en el tablero, que se comparan con los valores medidos con los teóricos.



26

7.7. Acabados

7.7.1. Hormigonado de segunda fase de la losa superior del tablero

Previamente al hormigonado de segunda fase del tablero se completa el elemento metálico de unión entre los dos arcos y que acompaña la figura representativa de "Abbas Ibn Firnas".

Posteriormente se realiza la colocación de la ferralla sobre las prelosas laterales y el hormigonado in situ de la segunda fase de la losa superior del tablero.



25

25. Montaje de un tirante y puesta en carga inicial.

26. Proceso de desapeo.



27

27. Montaje de figura "Abbas Ibn Firnas".

28. Vista del puente terminado.

7.7.2. Remates

La ejecución del puente finaliza con el montaje de la figura representativa de "Abbas Ibn Firnas" (Figura 27), y los remates habituales de impermeabilización de la losa, ejecución de barreras, pretilas, firmes y señalización (Figura 28).



28

8. CONCLUSIÓN

Se puede alcanzar en los arcos una gran esbeltez cuando se consigue un comportamiento espacial con gran rigidez fuera de su plano y utilizando una adecuada disposición de tirantes, así como la utilización de arcos mixtos. Esto permite también optimizar y reducir el acero en arcos. La utilización del hormigón autocompactante permite eliminar la necesidad de utilizar andamios, ya que el hormigón se coloca sin necesidad de vibrar y, por lo tanto, no es necesaria mano de obra para la operación, que se puede realizar con dos operarios desde una plataforma.

REFERENCIAS

- (1) Pérez-Fadón, S., Herrero Benítez, J.E., Martín-Tereso López, L. (2010). Puente arco de la Vicaría. *Hormigón y Acero*, 61(255): 7-42.
- (2) Castillo Linares, A., Villameriel Fernández, M., Montero Poyatos, G. (2010) Puente arco sobre la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga. Condicionantes dinámicos y constructivos para el diseño. *Hormigón y Acero*, 61(258): 25-42.
- (3) González, J.I. (2008). Viaducto de Navia. *Hormigón y Acero*, 59(250): 7-37.
- (4) Manterola, J., Martínez, A., Navarro, J.A. (2012) Puente arco de ferrocarril sobre el embalse de Contreras en la línea de alta velocidad Madrid-Levante. *Hormigón y Acero*, 63(264): 5-30.
- (5) Wenshuo Liu, Gonglian Dai. (2011). Dongping channel Bridge: Long-span steel arch bridge in high-speed railway, China. *Structural Engineering International*, 21(4): 492-496, doi: 10.2749/101686611X1313137726207.
- (6) Woo Jong Kim, Kyung Sik Cho, Chi Dong Lee. (2012). Gyopo Bridge: a double-tied arch bridge in Poseung-Pyeongtaek Railroad. *Structural Engineering International*, 22(1): 26-28, doi: 10.2749/101686612X13216060212915.
- (7) Baagøe Rasmussen, M., von Scholten, C. (2010). Arched Footbridge-Exceptional Design, Denmark. *Structural Engineering International*, 20(2): 206-210, doi: 10.2749/101686610791283722.
- (8) Rando, M., Lomax, S., Goberna, S. (2010). The three Santiago Calatrava Bridges in Reggio Emilia, Italy. *Structural Engineering International*, 20(1): 18-20, doi: 10.2749/101686610791555757.
- (9) Yiqiao Zhou, Lichao Zhang. (2010). The construction of the Main Bridge of the Yichang Yangtze river railway bridge in China. *Structural Engineering International*, 20(4): 447-450, doi: 10.2749/101686610793557825.
- (10) Manterola, J., Gil, M.A., Muñoz-Rojas, J. (2012). Spatial Arch Bridges over the Galindo and Bidasoa Rivers. *Structural Engineering International*, 22(1): 26-28, doi: 10.2749/101686612X13216060212915.

* * *

9. FICHA TÉCNICA

- Ingeniero Autor del Proyecto: José Luis Manzanares Japón. Ayesa
- Jefe de Obra: Carlos Silvestre. Dragados
- Empresa Constructora: Dragados.
- Director de la Obra: Rodrigo Vázquez Orellana
- Jefe de Unidad de la Asistencia Técnica: Antonio J. Molina Ortiz. Ayesa
- Las principales mediciones aproximadas de la estructura son:
 - 1900 ml de pilotes de diámetro 1500 mm
 - 4.000.000 de kg de acero estructural, principalmente S355 J2+N
 - 1.500.000 de kg de acero para armar B500S
 - 10.000 m³ de hormigón HA-25, HA-30 y HA-35.
 - 40.000 kg de acero en tirantes.
- Los arcos son mixtos, se han rellenado con hormigón autocompactante HA-40 y HA-60
- Volúmenes utilizados:
 - Hormigón HA-60: 380 m³
 - Hormigón HA-40: 1.660 m³
 - Total: 2040 m³
- Fecha de Inicio de las Obras: Mayo de 2005
- Fecha de Finalización de las obras: Enero de 2011
- Presupuesto final de Ejecución Material del puente: 17.785.272,28 € (IVA Incluido)