



www.elsevierciencia.com/hya



CrossMark

Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2015; 66(276):103–118



www.e-ache.com

Original

Puente arco intermedio de las Llamas en Santander

Las Llamas intermediate arch bridge in Santander

Miguel Sacristán Montesinos* y Guillermo Capellán Miguel

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados, S.L.P., Santander, España

Recibido el 31 de marzo de 2015; aceptado el 3 de agosto de 2015

Disponible en Internet el 1 de octubre de 2015

Resumen

El Puente de las Llamas se sitúa en Santander y cruza sobre el Parque Atlántico, dando acceso a la Universidad desde la carretera de entrada principal a la ciudad. El puente proyectado es un arco intermedio con una luz principal entre estribos de 102 m. El arco central vuela 7,8 m sobre el tablero en una longitud de 60 m, continuando bajo el mismo con 2 pies inclinados rectos hasta unas rótulas separadas 81,6 m. Los pies inclinados continúan enterrados hasta alcanzar la cimentación en la roca 9 m más abajo. Los arcos están hechos en hormigón blanco autocompactante HA-60. La conexión entre el arco y el tablero se realiza mediante péndolas de barra de acero inoxidable. El tablero está compuesto por un cajón central con 2 voladizos laterales de 9 m soportados por jабalcones prefabricados. El espacio abovedado resultante de las aperturas finales del arco alberga un carril bici central.

© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Puente urbano; Arco intermedio; Hormigón blanco; Alta resistencia; Autocompactante

Abstract

Las Llamas' Bridge is settled in Santander and crosses over the Atlantic Park, giving access to the University from the main entrance road to the city. The designed bridge is an intermediate arch bridge with a main span between abutments of 102 m. The center arch crosses 7.8 m high over the deck in a length of 60 m, continuing beneath the deck with two straight inclined legs reaching its bearings on hinges 81.6 m apart. The inclined legs continue underground until they reach its foundation on the existing rock bed 9 m below. Arches are made of self-compacting white concrete C-60. The connection between arch and deck is materialized by means of stainless steel rod hangers. The deck is organized in a central box girder with two lateral cantilevers of 9 m supported on inclined precast elements. The vaulted central reservation passing through the arch end openings holds a bicycle path.

© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Urban bridge; Intermediate arch; White concrete; High strength; Self-compacting

1. Emplazamiento y antecedentes

El nuevo Puente de las Llamas, en Santander, materializa una nueva conexión transversal que une el Campus de la Universidad de Cantabria en la Avenida de los Castros con la Avenida de la Constitución, como arteria principal de acceso a la ciudad en su zona norte de entrada al entorno de las playas del Sardinero y

los nuevos núcleos de viviendas en esta ubicación. La ciudad de Santander, con un esquema esencialmente lineal, se desarrolla siguiendo unos ejes principales este-oeste, y necesita conexiones transversales norte-sur como la presente que sirvan para salvar los obstáculos de promontorios y vaguadas que configuran su relieve. En este caso, el obstáculo a salvar es la vaguada de las Llamas, un espacio históricamente perdido de la ciudad entre la Universidad y la zona residencial de Valdenoja al norte, mezcla de humedal y escombrera. Este espacio fue magníficamente recuperado en 2007 mediante la creación de un gran parque de un kilómetro de largo y unos 200 m de anchura, el Parque

* Autor para correspondencia.

Correo electrónico: msacristan@arenasing.com (M. Sacristán Montesinos).

Atlántico de las Llamas [1], obra de los arquitectos Batlle y Roig, que consigue conjugar los valores paisajísticos y naturales de los humedales con los espacios para el uso recreacional y deportivo, de contorno rectilíneo quebrado delimitado por terrazas escalonadas, consiguiendo muy buena aceptación en la ciudad. La nueva conexión transversal mediante un puente va a servir como telón final de este parque sin interrumpirlo, ya que se prevé en un futuro su prolongación en un tramo de similares dimensiones.

El presente proyecto del Puente de las Llamas es la actualización del proyecto del Ministerio de Fomento que con fecha mayo de 1999 afrontaba el mismo objetivo antes de la existencia del Parque. Su actualización es necesaria no solo para adaptarse a la nueva normativa [2] y actualizar los materiales y sus precios, sino también porque estas nuevas condiciones del emplazamiento requieren modificaciones en el diseño y en la concepción del puente. En este sentido se modifica el trazado de los viales, y también la configuración de la estructura del puente de la Vaguada de las Llamas, que aumenta su anchura incluyendo un carril bici y mayores aceras, y modifica y actualiza su diseño sin alterar la tipología de puente arco del diseño original.

El nuevo proyecto se redacta con fecha de agosto de 2008, comenzando su ejecución en obra en diciembre de 2009 para finalizar en mayo de 2011. El Puente de las Llamas es un diseño de Arenas & Asociados, responsable también de la dirección de obra de este puente promovido por el Ayuntamiento de Santander.

2. Diseño del nuevo proyecto

La nueva conexión transversal aprovecha un estrechamiento de la vaguada para unir ambos márgenes en una zona que permite disponer una estructura de aproximadamente 100 m de longitud.

El diseño de 1999 era un puente arco de 100 m de longitud que con la ayuda del arco salvaba un vano principal central de 66 m sobre el Parque (fig. 1). El puente apoya bajo el tablero mediante una célula triangular asimétrica en cada extremo que permite un funcionamiento de tipo *bowstring*. El arco se sitúa en mediana abriéndose para acoger una acera central con las calzadas laterales en voladizos, para una anchura total de 20,2 m.

La nueva situación de proyecto parte de unas condiciones diferentes en el emplazamiento y de un programa funcional diferente. La nueva red de carriles bici de la ciudad lleva a disponer un carril bici de al menos 2,5 m de ancho sobre el puente, a sumar al espacio de aceras necesario. Además, el emplazamiento ha cambiado y el espacio marginal, que llevaba a disponer la acera en mediana sin vistas al exterior, se ha convertido en el actual Parque Atlántico, con gran valor paisajístico. Por tanto, la nueva sección dispone 2 aceras en los laterales de 2,3 m de ancho, y reserva el espacio útil en mediana de 3 m al carril bici, que discurre por el interior del arco central, para una anchura total de 24,7 m.

Por otro lado, en cuanto al diseño en alzado se considera que lo deseable es dejar una apertura central del orden de 80 m totalmente libre de pilas o elementos construidos, para garantizar la continuidad formal, funcional y visual del Parque Atlántico bajo el puente. Esto lleva a modificar la geometría de la solución arco, prolongándolo mediante pies inclinados que

penetran en el terreno hasta llegar a la cimentación en roca, resultando un funcionamiento de arco intermedio clásico apoyado en el terreno. Los arcos discurren en 60 m sobre el tablero, poseen sendas rótulas separadas 81,6 m antes de penetrar en el terreno, y continúan enterrados hasta llegar a la roca para una luz de 102 m, coincidente con la longitud entre ejes de apoyo en estribos.

Otro de los objetivos principales del diseño es evitar que el espacio bajo el puente se convierta en una zona sombría. Para ello se dispone el fondo de tablero a una altura de más de 7,40 m sobre el terreno, limitando el canto de la estructura a 2,25 m, y se adopta una sección transversal con un cajón central estrecho de 5,8 m y grandes voladizos laterales de 9 m con canto, reduciéndose al mínimo en los bordes de tablero, permitiendo así la entrada lateral de luz. Estos grandes voladizos se resuelven mediante piezas de jabalcones prefabricados que poseen aperturas desde las que realizar la iluminación de la parte inferior del puente en tiempo nocturno.

La iluminación nocturna del puente tanto a nivel funcional y artístico en el nivel superior, y la iluminación del espacio inferior y los pies inclinados, es una preocupación en el diseño del proyecto desde el inicio. Se evita la colocación de báculos, y los puntos de luz se integran en el pasamanos de barandilla de aceras y en la barrera de calzada.

De cara a integrar la estructura en el Parque Atlántico, se realiza un tratamiento de los estribos con jardineras escalonadas prolongación de las existentes en el parque, de forma que se perciben como una prolongación de los bordes del mismo.

Por otro lado, el puente se plantea en hormigón blanco para conseguir la mejor durabilidad e imagen con el menor mantenimiento. En este sentido los tirantes de péndolas se materializan con barras de acero inoxidable, y la solución en estribos es semiintegral, sin junta de dilatación.

Para hacer realidad el proyecto se hace frente a los distintos problemas constructivos y de cálculo, para conseguir una estructura con las mejores condiciones de ejecución y durabilidad. Algunas de las singularidades asociadas a la obra son la necesidad de un recinto de tablestacas y pantalla de micropilotes en cada uno de los estribos para la ejecución de las cimentaciones, la ejecución del cajón pretensado sobre cimbra, la concepción y puesta en obra de los voladizos prefabricados, la ejecución de los arcos y su puesta en carga, etc.

Algunos elementos importantes de acabados son el pavimento de aceras de madera compuesta tecnológica, las barandillas de vidrio laminado, el drenaje oculto mediante canaletas en acera, o el remate triangular metálico de imposta en borde de tablero.

3. Descripción de la estructura

Este puente arco de hormigón blanco de alta resistencia tiene una longitud total en un único vano de 102 m entre apoyos en estribos y apoyos finales de la cimentación de los arcos en el sustrato rocoso. La tipología del puente puede clasificarse como arco de tablero intermedio (fig. 2). El arco vuela sobre el tablero en un tramo central de 60 m y continúa bajo el mismo con pies inclinados rectos hasta alcanzar los apoyos en rótula



Figura 1. Diseño de 1999 de Juan José Arenas para el Puente de las Llamas.

intermedios. La separación entre rótulas de apoyo es de 81,6 m. Los pies inclinados continúan enterrados tras las rótulas hasta alcanzar el apoyo en la cimentación directa sobre roca entre 8 y 9 m bajo rasante, con una luz total del vano de 102 m.

Desde un punto de vista funcional, el tablero de 23,6 m de ancho útil soporta 2 calzadas de 6,5 m, una mediana central de 5,2 m, que incluye la estructura del arco y un carril bici de 3 m, y las aceras laterales de 2,3 m (fig. 3).

A continuación se abordan las características principales de cada uno de sus elementos.

3.1. Cimentación

La cimentación del puente es directa en el sustrato rocoso que se encuentra a mayor profundidad en el centro del valle y a unos 8 m bajo el terreno natural en estribos, ya que tiende a aflorar en las laderas. El estrato resistente está formado por alternancia de calizas margosas y margas grises, con una tensión admisible de $0,6 \text{ N/mm}^2$.

La cimentación en ambos extremos está formada por un macizo único de reacción que recibe la carga vertical de la pila estribo y la carga inclinada de los pies inclinados enterrados en prolongación de los arcos. Estos macizos poseen dimensiones de 15 m de anchura, 6 m de lado y 4,70 m de profundidad máxima, disponiendo una cara de reacción horizontal de 2,50 m y una cara de reacción inclinada a 45° de dimensión 3,50 m en planta. Estos macizos se cajean en roca. Para hacer posible su excavación, en cada uno de los estribos 1 y 2 es necesario ejecutar una pantalla de micropilotes y un recinto de tablestacas, respectivamente, para no afectar a los elementos circundantes, tal y como se explica en un apartado posterior.

La transmisión de las cargas horizontales del arco al terreno evita al tablero asumir las tracciones asociadas a este empuje y reduce fuertemente los esfuerzos y el pretensado necesario.

3.2. Pies inclinados

Los pies inclinados son los elementos por los cuales los arcos se prolongan por debajo del tablero hasta llegar a la cimentación enterrada. Estos elementos tienen una directriz recta inclinada con un ángulo de 35° , y en ellos se distinguen varios tramos. Hay un primer tramo inferior de puntal enterrado de sección $9,0 \times 1,20 \text{ m}$ y longitud aproximada 10 m que arranca en la cimentación. Este tramo se remata con un zócalo sobre el terreno en el que se materializan 2 rótulas [3]. Desde este punto los pies inclinados se separan en 2 como prolongación directa de los arranques del arco y poseen una sección trapecial de canto y anchura variable, con canto que varía entre 81 y 154 cm, y anchura que varía desde 129 a 147 cm. Estos elementos se materializan con hormigón HA-60, mientras que el puntal enterrado se ejecuta en hormigón HA-35. Las rótulas metálicas [4] son piezas de acero fundido de límite elástico 600 MPa y tensión de rotura 800 MPa con contacto en una arista de lado 1.350 mm mediante una superficie cilíndrica de radio 450 mm y ancho 120 mm (fig. 4).

3.3. Arco superior y péndolas

Los arcos se desarrollan por encima del tablero en una longitud de 60 m. Están formados por 2 secciones rectangulares de ancho y canto variable que se disponen en planos levemente inclinados hacia el interior. En la zona central una lámina de hormigón une los 2 arcos formando una bóveda continua que los solidariza. La abertura apuntada que queda en cada extremo sirve de pórtico de paso para el carril bici que discurre en el interior. Los arcos son de hormigón HA-60 blanco autocompactable para facilitar su puesta en obra con encofrado y contraencofrado. Las dimensiones varían de un canto de 120 cm en arranques a 60 cm en clave, y una anchura entre 66 y 78 cm para cada sección rectangular.



Figura 2. Infografía en alzado del nuevo Puente de las Llamas.

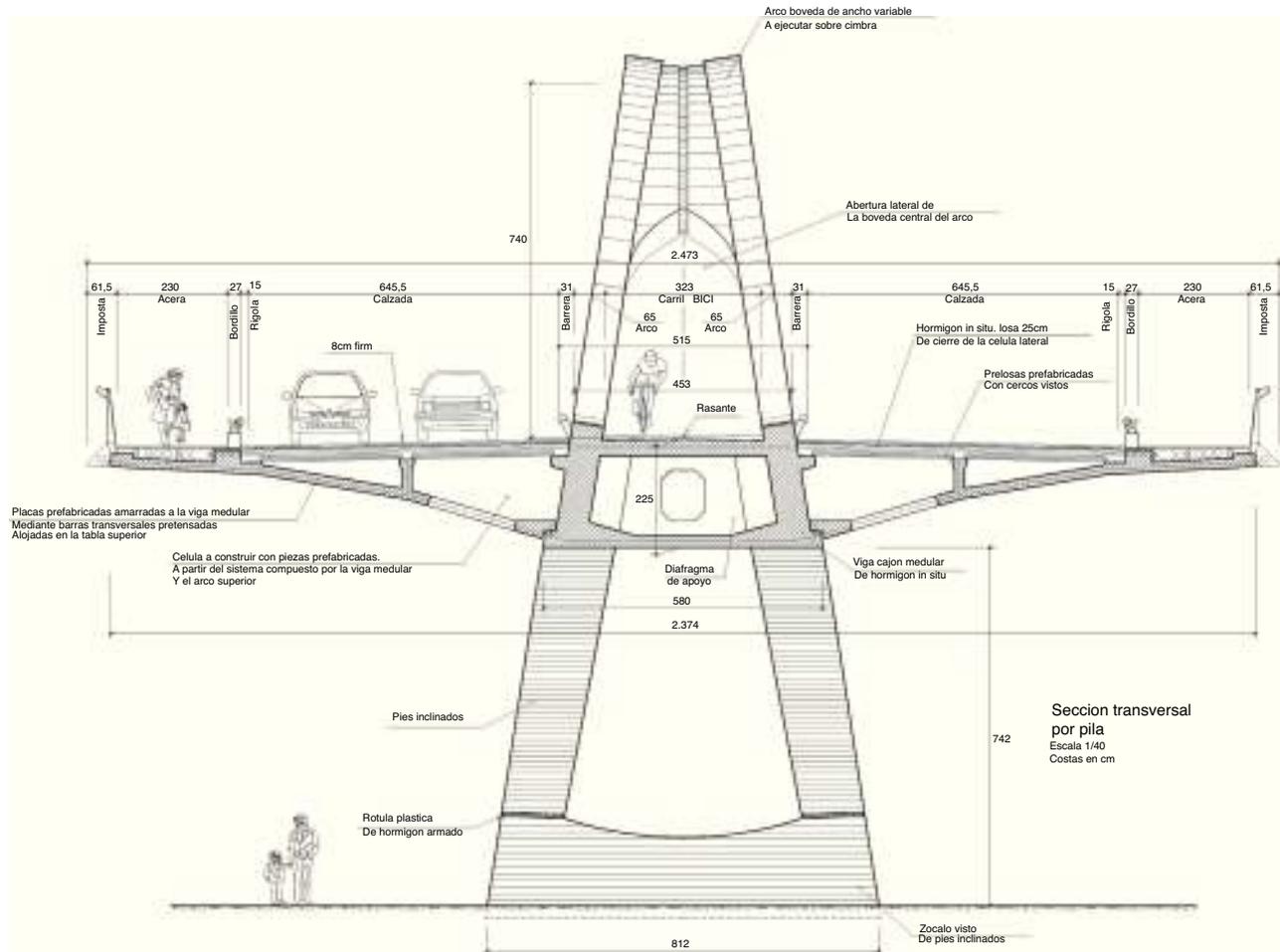


Figura 3. Sección del nuevo Puente de las Llamas.

Las péndolas se sitúan en los planos inclinados en el eje de cada arco, hasta completar 18 parejas de péndolas dispuestas cada 2,40 m. Las péndolas son de tipo barra de acero inoxidable S460 de diámetro 64 mm. Las péndolas se anclan por medio de palastros superiores pasivos con conectores embebidos en el hormigón, y por medio de unas placas inferiores de anclaje que sirven para el tesado por medio de 4 barras pretensadas de 25 mm de diámetro por péndola que se anclan en la cara inferior de las almas del cajón central (fig. 5).

3.4. Cajón de tablero

El cajón central de tablero de hormigón pretensado HP-45 posee un canto de 2,25 m y un ancho máximo inferior de 5,80 m. Las almas laterales de 66 cm coinciden con los planos inclinados de arcos y les dan continuidad de manera directa. En los laterales sobresalen los tetones de apoyo de voladizos prefabricados y prelosas de voladizos ejecutados en una fase posterior. La tabla inferior tiene un canto de 25 cm con acartelamientos laterales, y la tabla superior posee un espesor máximo de 34,7 cm, ya que se ve atravesada por el pretensado transversal que sirve para el sostenimiento de los voladizos. El pretensado longitudinal discurre por las almas y está formado por 2 planos de 3 tendones en cada alma (12 tendones en total) de tipo 19 cordones de

0,6", como vemos con más detalle más adelante. El cajón solo posee diafragmas en estribos y pilas, con un paso de hombre en los diafragmas de pilas para utilización durante la ejecución (fig. 6).

3.5. Voladizos de tablero

Los voladizos de tablero de 9,0 m se materializan por medio de piezas prefabricadas de hormigón HA-45 de 239 cm de lado y longitud 924 cm, de espesor tipo 20 cm (fig. 7). Las piezas poseen aperturas de dimensiones máximas 170 × 186 cm que sirven como aligeramientos y como puntos desde los que se realiza el alumbrado inferior. Estos elementos de jabalcones inclinados sirven como pieza comprimida del voladizo, mientras la losa superior pretensada conforma el tirante superior traccionado. Los jabalcones poseen un perfil levemente quebrado en un punto en el que se dispone un tabique intermedio que sirve de apoyo a las prelosas superiores dispuestas en 2 hileras con dimensiones 295 × 79 cm, ya que se disponen 3 filas de prelosas por jabalcón para facilitar su colocación. El pretensado transversal que permite la colocación y la precompresión de la losa superior está formado cada 2,4 m por 4 barras de diámetro 32 mm y acero 835/1.030 N/mm², tesadas a una fuerza inicial de 580 kN por barra. Estas piezas tienen su antecedente en el puente sobre

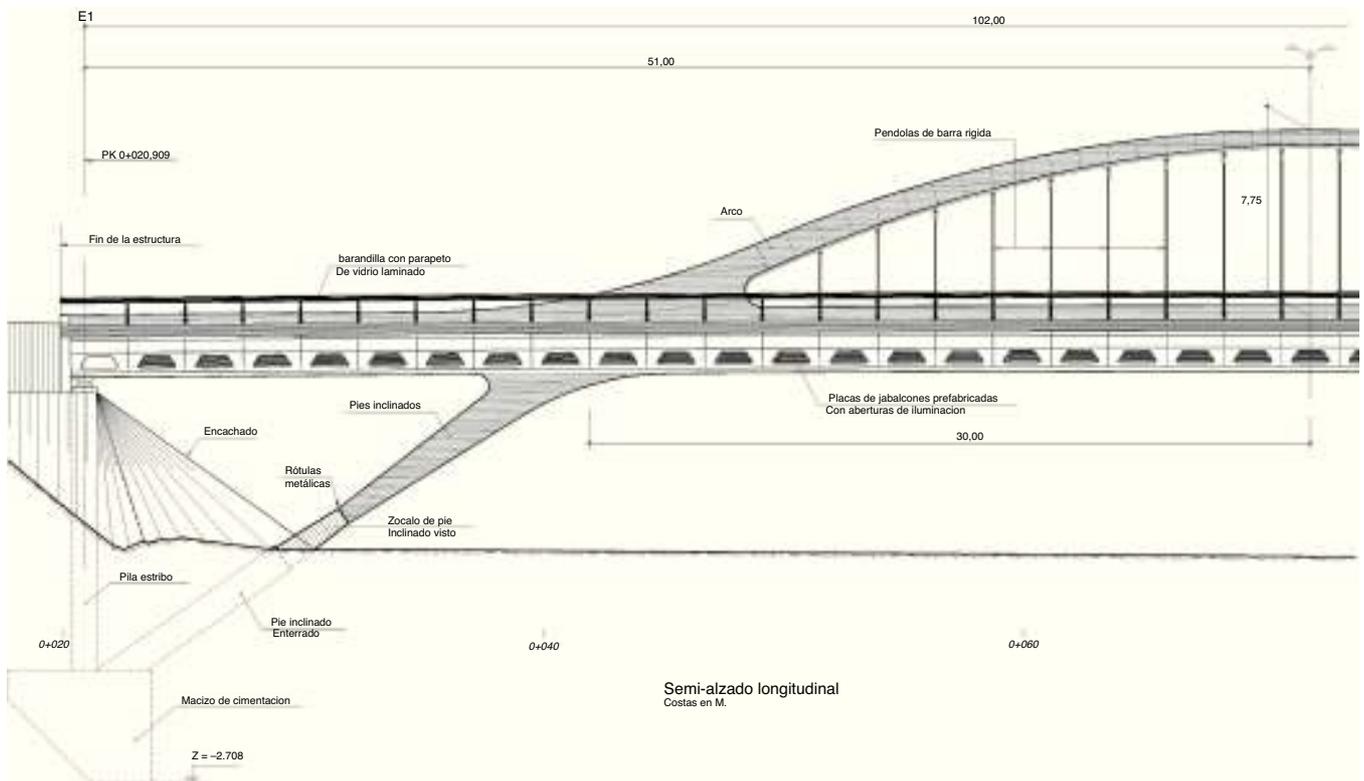


Figura 4. Semialzado del nuevo Puente de las Llamas.

el río Tormes en Salamanca, diseño de Juan José Arenas [5], si bien con mayores dimensiones de voladizo y aperturas.

3.6. Pilas-estribo

Los vanos extremos de tablero de 21 m se apoyan sobre las pilas estribo finales separadas 102 m y coincidentes en vertical con la cimentación de los arcos. Estas pilas estribo son pantallas de 6,0 m de lado y 100 mm de espesor sobre las cuales se apoya el tablero mediante apoyos elastoméricos armados rectangulares de dimensiones $500 \times 600 \times 115$ mm. Estas pilas poseen una altura de 11,75 y 13,99 m en los estribos 1 y 2, respectivamente, de los cuales aproximadamente 7 m discurren sobre el

terreno y la altura restante penetra en el terreno hasta alcanzar la cimentación. En los laterales de las pilas estribo la misión de contención de tierras del terreno del trasdós se realiza por medio de un muro de escollera que posteriormente queda oculto por las jardineras escalonadas del parque. Se trata de un estribo semiintegral debido a los reducidos movimientos que se producen finalizada la ejecución; la misión de contención de tierras en la altura del tablero la realiza un diafragma colgado unido al propio tablero. De esta forma se evita disponer el murete de guarda y junta de dilatación entre este y el tablero. Solo se dispone un relleno localizado de mástic en el pavimento en esta zona para evitar la aparición de fisuras. La losa de transición se dispone en el trasdós de este diafragma de tablero.



Figura 5. Vista general nocturna del Puente de las Llamas.

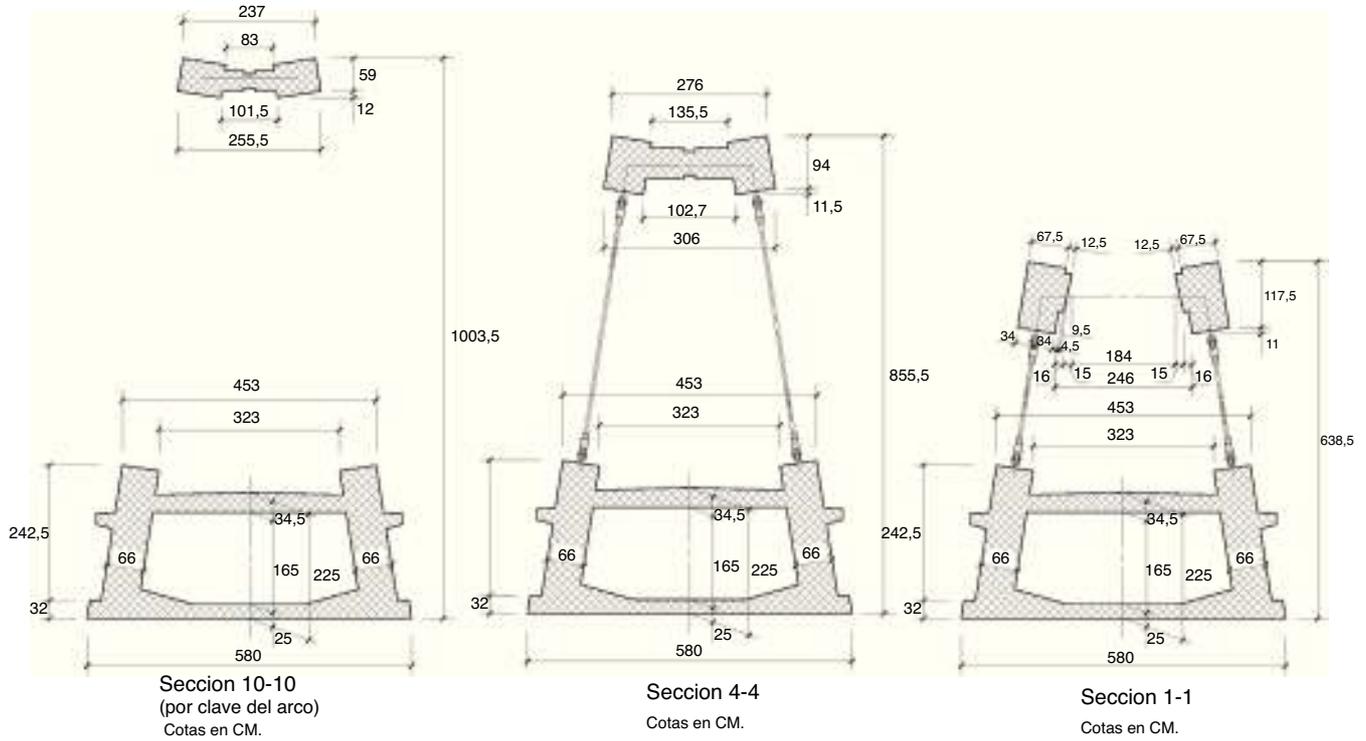


Figura 6. Secciones tipo representativas de cajón central y arcos.

4. Cálculo de la estructura

El cálculo se realiza por medio de modelo de elementos finitos global tridimensional con elementos de tipo barra (fig. 8). Este cálculo se completa y contrasta con modelos de elementos

superficiales utilizados para el dimensionamiento de jабalcones prefabricados y losas de voladizos; del conjunto de cimentaciones directas en roca, pies inclinados y pilas estribo; de las piezas metálicas de anclaje de péndolas inferiores y superiores, etc.

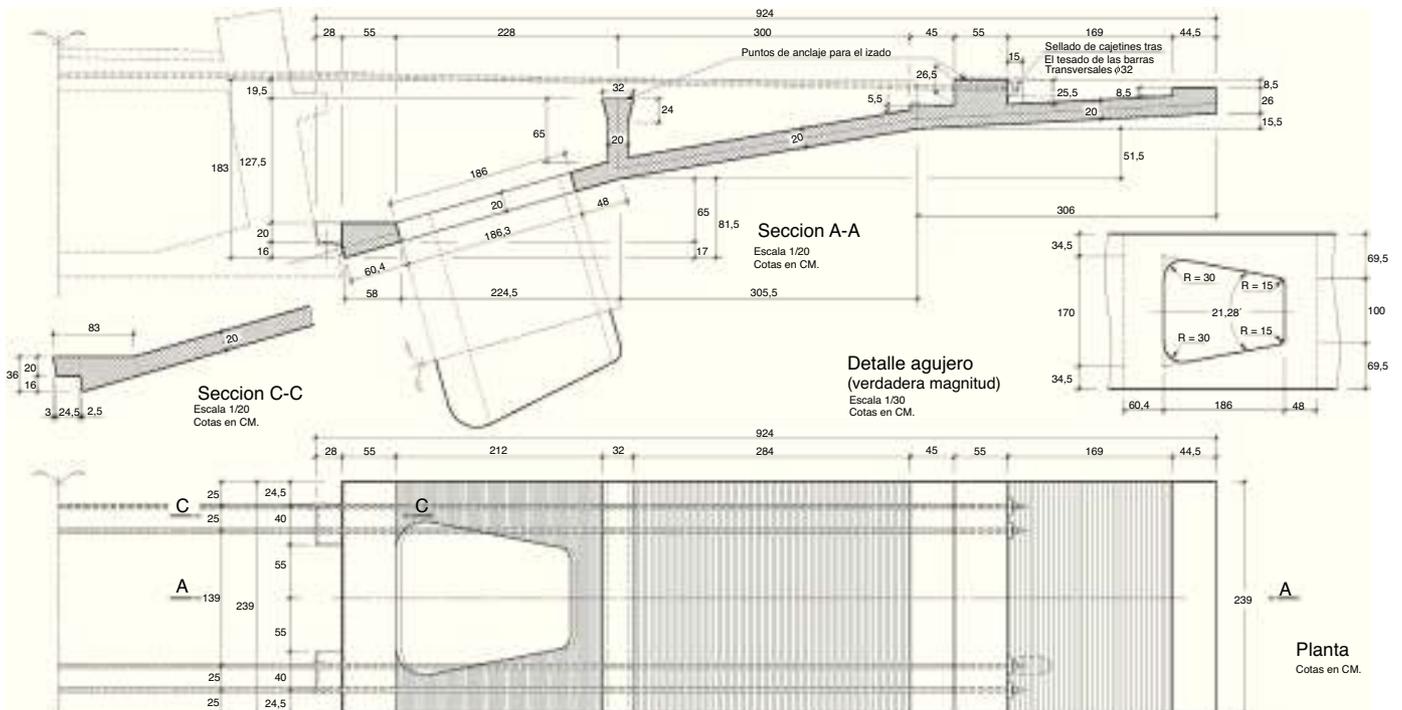


Figura 7. Definición de las piezas prefabricadas de voladizos.

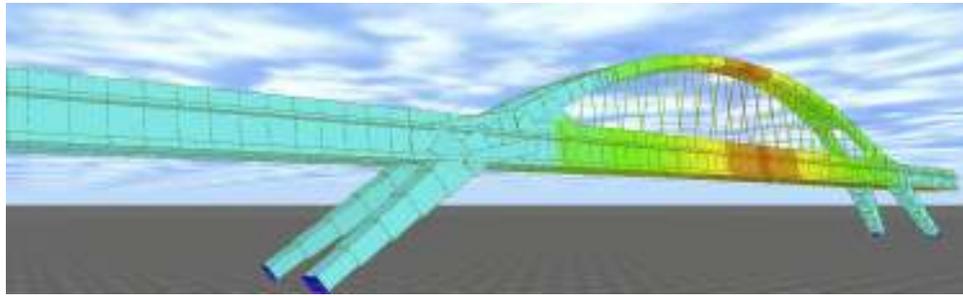


Figura 8. Vista del modelo de cálculo de la estructura.

El modelo de cálculo tiene en cuenta las fases de ejecución de la estructura evolutiva, distinguiendo 3 esquemas principales:

- CS1: ejecución sobre cimbra de pies inclinados, tablero y arco. Sobre este esquema se aplican las cargas iniciales de tesado de péndolas y pretensado de tablero.
- CS2: tablero y arco descimbrado, sobre el que se introducen los voladizos prefabricados y el peso muerto de hormigonado de losas de voladizos.
- CS3: esquema final de sección completa de tablero sobre el que se aplican la carga permanente y el resto de cargas y sobrecargas, considerando la situación a corto y a largo plazo.

4.1. Materiales

Como ya se ha mencionado, los materiales principales utilizados son:

- HA-30 en cimentaciones: 662,25 m³.
- HA-35 en puntales inclinados enterrados y pilas estribo: 365,65 m³.
- HA-45 blanco en tablero y piezas prefabricadas: 1.310,58 m³ (0,54 m³/m²).
- HA-60 blanco autocompactable en arco y pies inclinados: 237,96 m³.

Adicionalmente se utiliza acero B500S en armaduras (312.903 kg totales, de los cuales 199.739 kg en tablero con una cuantía de 81,6 kg/m²), acero S355 en piezas metálicas de anclajes (9.122 kg), acero S460 inoxidable en tirantes de péndolas (4.320 kg), acero 835/1030 en barras pretensadas de voladizos (22.673 kg, 9,3 kg/m²) y acero de pretensado longitudinal tipo Y 1860 S7 (25.836 kg, 10,55 kg/m²).

4.2. Resumen de acciones

Las acciones principales consideradas son:

- Peso propio de hormigón armado, pretensado y elementos de acero. El peso del conjunto de tablero y arco es de aproximadamente 3.000 toneladas. El peso total de la estructura, incluyendo cimentaciones, pies inclinados, pilas estribo y el resto de elementos, es del orden de 6.000 toneladas.

- Cargas muertas de superestructura (pavimento, aceras, barreas, etc.): suponen un peso adicional total de aproximadamente 605 toneladas.
- Pretensado longitudinal. Fuerza inicial de pretensado de 44.688 kN.
- Tesado de péndolas. Las péndolas se tesan con una fuerza inicial de aproximadamente 130 kN, y alcanzan la fuerza permanente de 340 kN por péndola mediante la adición progresiva de carga de voladizos, superestructura, etc. La carga suspendida total del arco por medio de las péndolas en estado permanente es de 1.224 toneladas.
- Fluencia y retracción. Se consideran dentro del modelo de cálculo la fluencia y la retracción del hormigón teniendo en cuenta la edad del hormigón de cada fase y las variaciones de esfuerzos a corto y a largo plazo dentro del programa de cálculo.
- Sobrecargas de uso. Se consideran las sobrecargas de acuerdo a la IAP98 con una sobrecarga repartida uniforme de 4 kN/m² y 2 vehículos excepcionales de 600 kN, así como fuerzas de frenado y arranque con un valor de 505,8 kN.
- Cargas térmicas. Se considera una variación uniforme de temperatura en la estructura de hormigón de ± 25 °C, y un gradiente de temperatura de 9,14 °C. Adicionalmente se considera una diferencia de temperatura entre el tablero y las péndolas metálicas de +33/-10 °C.
- Cargas de viento. Se obtiene una velocidad de cálculo de viento de 47,1 m/s, lo que resulta en valores máximos de empuje sobre tablero de 5,982 kN/m horizontal, 16,46 kN/m vertical, 4,38 kN/m transversal en el arco y 5,89 kN/m longitudinal en el arco.
- Asientos diferenciales. Se consideran asientos diferenciales máximos de 25 mm en la dirección del apoyo en la roca.
- Otras cargas.

4.3. Cálculo de cimentaciones y estribos

En situación permanente cada rótula transmite una carga vertical a los pies inclinados enterrados de 10.450 kN, lo que equivale a una carga inclinada de 18.280 kN. A esta carga se le añade una carga vertical de 3.180 kN debido a sobrecargas y resto de acciones, que equivale a una carga inclinada de 5.000 kN. La fuerza resultante en la reacción en el terreno da lugar a reacciones medias máximas de 0,6 N/mm² y con valores de punta

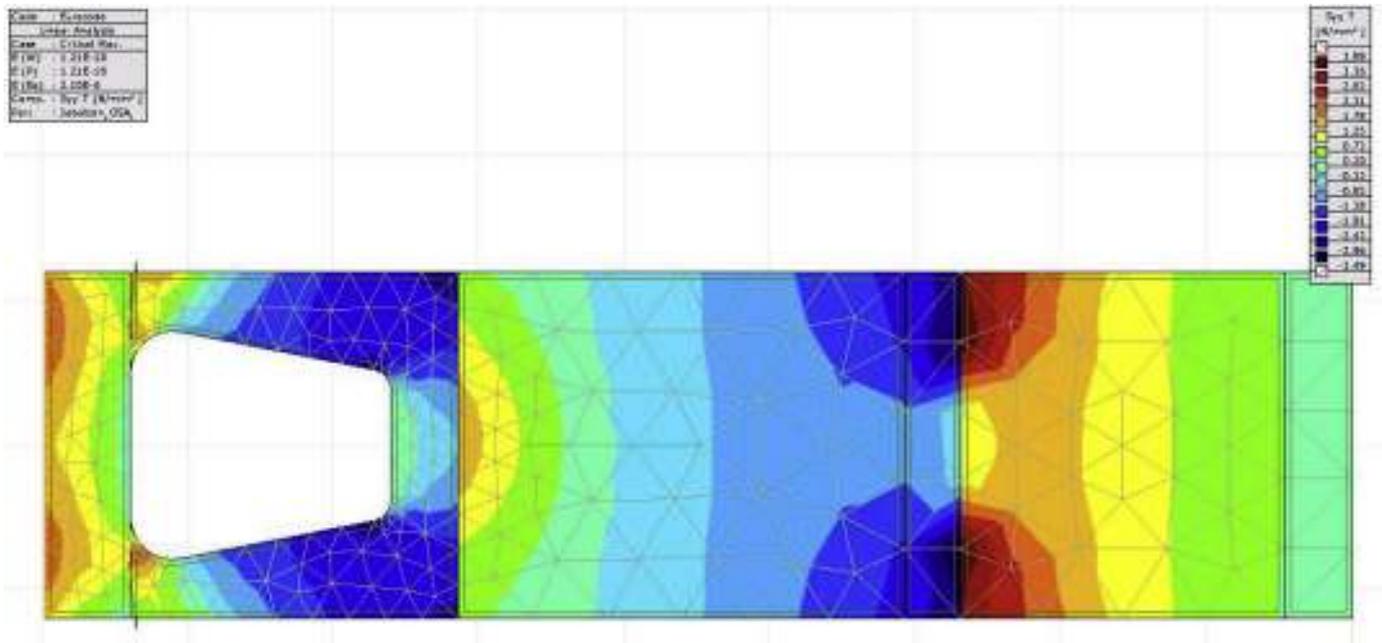


Figura 9. Vista del modelo de cálculo de detalle de jabalcones.

limitados a $0,75 \text{ N/mm}^2$ de acuerdo a las recomendaciones del informe geotécnico.

4.4. Cálculo de tablero pretensado

Al tratarse de un Ambiente IIIa por la proximidad a la costa, las tensiones se limitan en la combinación de acciones frecuentes a la situación de descompresión para evitar cualquier fisuración. Las comprobaciones se realizan en tiempo 0 y tiempo infinito. Hay varias particularidades que hacen que la cuantía de pretensado necesaria sea baja para la luz del vano principal ($10,55 \text{ kg/m}^2$). Por un lado, el tablero se ve ayudado al verse suspendido por el arco con el cuelgue de las péndolas verticales. Por otro lado, los pies inclinados apoyados directamente sobre la roca hacen que la carga horizontal del arco se transmita al terreno, con lo que no se transmiten tracciones al tablero, y adicionalmente la reacción del tablero no proveniente del arco también posee una componente horizontal que se transmite al tablero como una fuerza horizontal de compresión en una configuración de pórtico, lo que da lugar a una precompresión que es favorable para el tablero. El valor inicial de pretensado de 44.688 kN aplicado sobre el área del cajón central de tablero equivale a una precompresión de $7,11 \text{ MPa}$. El tesado se realiza desde ambos extremos para la longitud total de 102 m .

El armado de tablero responde al dimensionamiento y comprobaciones en estado límite último y de servicio para los esfuerzos de flexocompresión, cortante, torsión y rasante.

4.5. Cálculo de voladizos

Los voladizos prefabricados y la losa superior asumen el comportamiento de flexión transversal del tablero. Su comprobación se realiza por medio de un modelo detallado de elementos finitos

superficiales. Los voladizos de 9 m funcionan con el elemento prefabricado de jabalcón inclinado en compresión y la losa superior de tablero en tracción en dirección transversal. En la anchura de cada jabalcón de $2,40 \text{ m}$ se disponen 4 barras pretensadas de 32 mm de diámetro para asumir esta tracción, con una fuerza de tesado de 580 kN por barra. En los cálculos resultantes se limitan las tensiones de compresión y tracción en los elementos prefabricados de jabalcones en las distintas fases de ejecución para evitar la fisuración.

Estos elementos están previstos en proyecto para permitir su montaje sin apoyo al suelo. Sin embargo, durante la construcción, dada la proximidad del terreno y para mejorar los rendimientos de colocación, los jabalcones se colocan utilizando el apoyo provisional de unos apeos al terreno que facilitan la operación (fig. 9).

4.6. Cálculo del arco y pies inclinados

Tanto en el arco como en los pies inclinados se limitan las tensiones máximas de compresión en servicio al 60% de la resistencia del hormigón, es decir, a un máximo de 36 MPa , y las tensiones en el acero se limitan a 200 MPa . Las comprobaciones en estado límite último de flexión, cortante y torsión determinan la armadura dispuesta en el arco. La armadura principal está formada por 5 barras de 25 mm en cara superior e inferior de cada uno de los arcos (fig. 10).

Dada la leve inclinación de los planos de péndolas, existe una tracción transversal en la lámina del arco debida al tiro de las péndolas, que es asumida de forma directa por una chapa de acero soldada entre los palastros superiores de anclaje de péndolas. Se disponen armaduras concentradas en los anclajes de péndolas para transmitir la carga desde los palastros al arco asumiendo el rasante de los conectores tipo Nelson de 22 mm de diámetro y 150 mm de altura.

Sección transversal clave: Contorno, armaduras

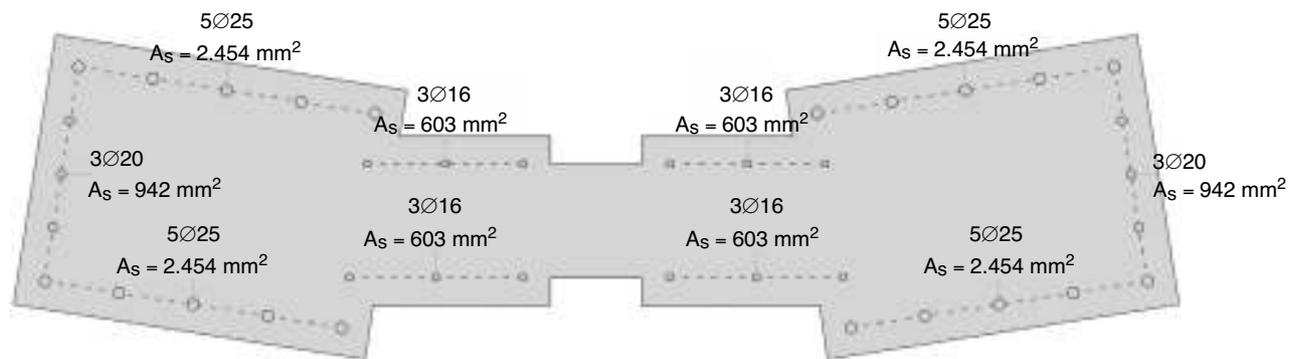


Figura 10. Sección de cálculo en clave del arco.

4.7. Cálculo de péndolas

Las péndolas están formadas por barras de acero inoxidable de diámetro 64 mm con resistencia 460 N/mm^2 . La carga de rotura es de 1.480 kN, y la carga máxima admisible, de 1.216 kN. Las cargas en péndolas se limitan en servicio al 45% de la carga de rotura (665 kN) para evitar problemas de fatiga, y en estado límite último las cargas máximas de péndolas tienen un coeficiente de seguridad adicional de 1,20 respecto a la tensión última resistente garantizada (1.013 kN). Los palastros superiores e inferiores de anclaje se materializan mediante acero S355. Cada uno de los anclajes inferiores se ancla mediante 4 barras roscadas pretensadas de diámetro 25 mm tesadas con una carga de 300 kN (fig. 11).

5. Procedimiento constructivo y fases de la obra

El procedimiento constructivo consta de 7 fases diferenciadas: la 1 y la 2 inherentes a la excavación de las cimentaciones,

las fases 3 a 5 correspondientes a la ejecución de la estructura, y las fases 6 y 7 de acabados y puesta en funcionamiento.

El análisis geotécnico del terreno muestra que está compuesto principalmente por fangos en los primeros 2,50 m y arcillas arenosas hasta llegar al sustrato de margas, en los que se requiere un talud de excavación muy tendido, por lo que de cara a ejecutar las cimentaciones directas sobre el sustrato rocoso a 9 m de profundidad, así como los pies inclinados enterrados, en cada uno de los estribos es necesario ejecutar un muro de contención de micropilotes y un recinto de tablestacas metálicas, para así poder realizar la excavación sin afectar al entorno y al vial y canalizaciones existentes.

5.1. Muro de micropilotes

En el estribo 1 se decide ejecutar un muro de micropilotes para proteger al vial que circula sobre este y al que se integrará el Puente de las Llamas. Este vial, que cruza en perpendicular al puente, provoca que el sistema de contención elegido haya de tener una longitud de 38 m y una altura libre de hasta 10,5 m, por

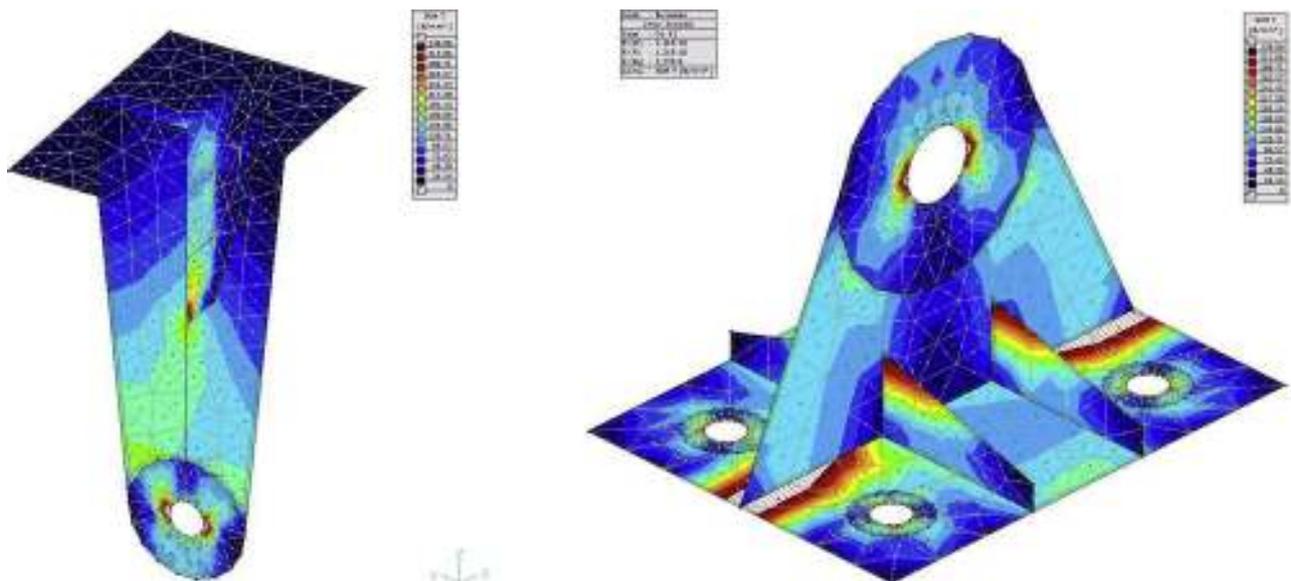


Figura 11. Modelos de cálculo de anclajes de péndolas.



Figura 12. Vista del muro de micropilotes de estribo 1 durante su ejecución.

lo que el muro de micropilotes proporciona una solución óptima a todos estos condicionantes.

El muro finalmente construido tiene micropilotes de 200 mm de diámetro, separados 0,40 m entre ejes, con tubería de 139,7/9 mm. La longitud llega a ser de hasta 14,5 m, con un empotramiento mínimo de 4 m en el sustrato rocoso.

Debido a la profundidad de la excavación, se decide anclar el muro a 3 niveles de profundidad. De este modo se evita cualquier problema de derrumbe o de deslizamiento del terreno de trasdós durante la ejecución de la excavación.

En los 3 niveles, se han utilizado anclajes de 3 cables de acero Dywidag de 0,6", con separaciones de 2 m en horizontal y 3,50 en vertical. El cálculo se ha realizado con pretensados de 20 t (el anclaje superior), 30 t (el intermedio) y 40 t (el inferior) (fig. 12).

5.2. Recinto de tablestacas

En el estribo 2 se decide ejecutar un recinto de tablestacas de 18×15 m y una profundidad de 12 m apoyada en roca. Dada la baja consistencia del terreno, una excavación tendida a cielo abierto afectaría a la conducción de saneamiento de diámetro 2.000 mm próxima, así como a una construcción existente.

El recinto de tablestacas fue ejecutado con perfiles metálicos AZ25 y se colocaron perfiles de sostenimiento HEB a 3 niveles. Los niveles de colocación de los perfiles fueron 1,35, 6,0 y 8,5 m respecto a la cota superior. Los niveles de arriostramiento se colocan de forma progresiva al realizar la excavación.

La excavación de las cimentaciones se caja en el sustrato rocoso a la profundidad prevista con medios mecánicos. Posteriormente se ejecutaron las zapatas para apoyo del arco sobre una capa de hormigón de limpieza. Estas zapatas, de 4,7 m de canto en su parte delantera, 1,2 m en su parte trasera y 15 m de largo, se ejecutaron con hormigón de resistencia 35 MPa.

A continuación se cubrió la cimentación con tierra compactada. La tierra de relleno sirvió también como encofrado perdido de la parte enterrada de los pies inclinados del arco que se ejecutaron sobre una capa de hormigón de limpieza.

El hormigonado con HA-35 de la parte enterrada de los pies inclinados de arranque del arco de 16 m llegó hasta la cota de colocación de las rótulas de acero. A continuación se instalaron dichas rótulas (fig. 13).

5.3. Cimbra de tablero

Para ejecutar la viga cajón del tablero y la parte restante de los pies inclinados, se dispuso una cimbra aperticada provista de 10 torres, con una distancia máxima entre torres de 18 m.

Las 6 torres centrales tuvieron que ser provistas de cimentaciones profundas materializadas a través de 4 pilotes prefabricados por cada torre: 24 pilotes en total.

Los pilotes prefabricados eran de sección cuadrada de 30×30 cm de HA-45 sulforresistente y fueron hincados hasta 12 m de profundidad, hasta alcanzar el sustrato rocoso.

Posteriormente se hormigonó el resto de los pies inclinados, 15 m aproximadamente, con hormigón HA-60, hasta la cota inferior del tablero.

La viga cajón del tablero se ejecutó en 2 fases. En la primera fase se hormigonó hasta la cota superior de hastiales, y en la segunda fase se hormigonó la losa superior. Para su ejecución se utilizó hormigón HP-45.

El cajón posee 4 ménsulas: 2 en losa superior y 2 en losa inferior para el apoyo de los jабalcones (fig. 14).

5.4. Cimbra del arco

Tras el alcance de la resistencia característica de la viga cajón, se procede a la instalación de una cimbra cuajada sobre la misma, para el encofrado del arco.



Figura 13. Vista del recinto de tablestacas de estribo 2 durante su ejecución.

Se colocan las orejetas para la instalación de las péndolas. Cada orejeta va unida a su simétrica por medio de una viga soldada de 18 mm de espesor, que también va embebida en el hormigón del arco, y que garantiza un trabajo conjunto de la sección.

El arco del puente se ha construido con hormigón HA-60.

Una vez se adquiere la resistencia requerida se procede a descimbrar el arco, siendo en ese momento una estructura autoportante y con total capacidad estructural (fig. 15).

5.5. Puesta en carga

A continuación se colocaron las péndolas, instrumentándolas con galgas extensométricas para proceder con posterioridad a su puesta en carga controlada. La puesta en carga se realiza de la siguiente forma:

- Las péndolas se tesan por medio de las barras roscadas de anclaje inferior a la carga correspondiente al peso del cajón central, con una carga inicial de 120 kN.

- Se rellena con mortero de alta resistencia sin retracción la holgura bajo las placas de anclaje inferior, se pretensan las barras inferiores y se procede a su inyección.
- De forma progresiva las péndolas asumen carga al colocar los voladizos, hormigonar losas de voladizos y aplicar la carga permanente. La carga máxima permanente por péndola es de 350 kN.
- Se hormigona una banda de 15 cm que protege y oculta las placas y barras de anclaje inferior de péndolas.

Después del tesado inicial de péndolas se realiza el postesado longitudinal de la viga cajón, provisto de 12 tendones de 19/0,6 torones cada uno, tesados a 3.650 kN. Una vez finalizada esta operación y el cajón puede ser soportado por las péndolas, se ejecuta el desapeo controlado del tablero y posteriormente la retirada de la cimbra aporcada (fig. 16).

5.6. Ejecución de voladizos

Se colocaron los jabalcones prefabricados de HA-45 sobre apeos provisionales. El diseño de estos jabalcones posee una



Figura 14. Vista de la cimbra porticada de cajón central de tablero y pies inclinados.



Figura 15. Vista de la cimbra cuajada del arco apoyada en el tablero.

zona hueca para la colocación de la iluminación ornamental; esta zona se tapa con una rejilla una vez colocado el foco. Cada pareja de jabalcoes fue instalada y nivelada con la ayuda de 4 barras transversales de 32 mm de diámetro, que posteriormente se tesaron parcialmente, y constituyen el pretensado transversal. Una vez los jabalcoes son autoportantes, se retiran los apeos. Además, para evitar la descompensación de cargas durante la instalación de los jabalcoes, esta se hizo de forma simétrica tanto transversal como longitudinal, partiendo del centro del vano hacia los extremos.

Una vez colocados los jabalcoes y tesadas parcialmente las barras, se hormigona el apoyo inferior del jabalcón contra la viga central y a continuación se colocan las prelosas de calzada sobre

los jabalcoes. Se disponen 6 prelosas sobre cada jabalcón de hormigón HA-40.

A continuación se hormigonó la losa superior de los jabalcoes y se ejecutó el postesado transversal final.

Por último se ejecuta la fase de acabados: demolición de las cimentaciones provisionales de la cimbra aporticada, colocación de barandillas e impostas metálicas, juntas, sumideros, firmes de calzada, aceras de madera tecnológica, etc. (figs. 17 y 18).

5.7. Prueba de carga

Al terminar el puente se ejecutó la prueba de carga estática. Para ello se utilizaron hasta un máximo de 18 camiones



Figura 16. Vistas de las péndolas durante la puesta en carga.



Figura 17. Vista de la colocación con grúa de un jабalcón prefabricado.

cargados con 250 kN. Se hicieron 9 hipótesis, que materializaron los estados de carga de cargas simétricas, cargas asimétricas longitudinalmente y cargas asimétricas transversalmente, contemplados en el cálculo del puente para garantizar la capacidad estructural de la construcción (fig. 19).

5.8. Iluminación

La iluminación realizada en el puente es de 2 tipos: vial y ornamental.

Se dispuso una iluminación vial horizontal, tanto en las calzadas como en las aceras. La iluminación en las aceras estaba oculta en las barandillas. Con esto se consigue evitar la colocación de báculos sobre el tablero del puente, que restan ligereza a la estructura.

La iluminación ornamental está compuesta por focos colocados en el arranque de los pies inclinados del arco y en las orejetas inferiores de las péndolas, orientados con la intención de resaltar el arco y las péndolas de acero inoxidable. También se colocó iluminación en las hendiduras de los jабalcones para resaltar la silueta de los



Figura 18. Vista de los jабalcones de voladizos sobre apeos provisionales al terreno.



Figura 19. Vista de la realización de la prueba de carga.



Figura 20. Vista interior nocturna del arco y el carril bici.



Figura 21. Vista lateral nocturna del puente.



Figura 22. Vista inferior nocturna del puente y la iluminación desde jabalcones.



Figura 23. Vista diurna del puente acabado.



Figura 24. Inauguración de la placa renombrando la estructura como «Puente Juan José Arenas».

voladizos del tablero e iluminar la zona inferior de parque (figs. 20-22).

6. Conclusión

La elección de una estructura de arco de hormigón y materiales de bajo mantenimiento y soluciones compactas mostró un buen resultado en esta estructura cerca del mar, alcanzándose el objetivo buscado de durabilidad.

El diseño de este puente urbano está condicionado por su integración arquitectónica y ambiental en el paisaje del Parque Atlántico existente. El arco de tipología intermedia fue elegido debido a su altura reducida, para facilitar la integración paisajística en la escala humana y evitar una monumentalidad innecesaria. Se definió un vano libre suficiente con el fin de mantener un espacio abierto bajo el puente y así garantizar la continuidad funcional y visual del parque bajo el mismo. El resultado arquitectónico y estructural es satisfactorio y fue bien recibido por los usuarios, convirtiéndose rápidamente en parte del paisaje urbano de la zona verde existente.

Fueron necesarias soluciones estructurales singulares y procedimientos de montaje específicos con el fin de materializar el diseño deseado. La estructura fue terminada dentro de plazo (16 meses) y presupuesto. El tratamiento de la iluminación se

convierte igualmente en un elemento importante en este entorno urbano, y por tanto se adopta un diseño integrado sin báculos, como se observa en las imágenes con iluminación artística del arco asociado a cada péndola y la iluminación funcional integrada en las barreras y balaustrada.

Tras la finalización, este nuevo puente fue renombrado como «Puente Juan José Arenas» en reconocimiento a su carrera como diseñador de puentes, ingeniero estructural y catedrático de Puentes en la Escuela de Ingenieros de Caminos de la Universidad de Cantabria en Santander (figs. 23 y 24).

Bibliografía

- [1] La Vaguada de las Llamas. Cuadernos de Arquitectura del Paisaje. Vol. 10, pp. 72–79. Abilio Lope. ISBN: 84-877729-70-3. Depósito Legal: T-1862-2007. Ediciones de Horticultura S.L.
- [2] EHE -08. Instrucción del Hormigón Estructural. Ministerio de Fomento. NIPO: 161-11-150-2. ISBN: 978-84-498-0825-8. Depósito Legal: S.I. 283-2008. Gráficas Varona S.A.
- [3] Puentes de fábrica y hormigón armado, J. Eugenio Ribera, 1925–1932. Capítulo V. Arcos articulados.
- [4] Nota técnica sobre aparatos de apoyo en Puentes de Carretera. (1995) Dirección General de Carreteras. ISBN: 84-498-1980-6. NIPO: 161-95-147-4. Depósito Legal: M-193-1996. Sucesores de Rivadeneyra, S.A.
- [5] Caminos en el Aire. Los Puentes. (2002) Autor: Juan José Arenas. ISBN: 84-380-0224-2. Depósito Legal: M-7.090-2003. Artes gráficas Palermo. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.