

Proyecto del viaducto mixto sobre la Rambla de los Feos en la LAV Murcia-Almería

Design of the steel-concrete composite bridge over Rambla de los Feos in the HSRL Murcia-Almería

Joaquín Arroyo Márquez ^a, Javier Pascual Santos ^b, Estela Rivera Puertas ^c, Diego Pajuelo Gallardo ^d, Rafael Pérez Valencia ^e, Narciso Pulido Asín ^f

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Pondio Ingenieros SL. Director. jarroyo@pondio.com

^b Dr Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. BRISSA SL. Director. javier.pascual@brissa.es

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Pondio Ingenieros SL. Jefe de Proyecto. erivera@pondio.com

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. BRISSA SL. Jefe de Proyecto. diego.pajuelo@brissa.es

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Director de Ingeniería. rperez@sacyr.com

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. SACYR. Gerente de Proyectos. npulido@sacyr.com

RESUMEN

El viaducto sobre la Rambla de los Feos en el tramo Los Arejos-Níjar de la LAV Murcia-Almería es un viaducto ferroviario para alta velocidad en tipología mixta hormigón-acero de 908.7 metros de longitud total, 67 metros de luz de vano, y tablero bijáceno de 3.95 metros de canto con doble acción mixta generalizada a torsión en toda la longitud del viaducto. Ha sido construido por la empresa SACYR. Su diseño incorpora avances respecto a sus predecesores construidos con esta tipología en nuestro país, y continúa así el desarrollo tecnológico de esta concepción de puente nacida en España. El puente se ha construido por empuje del tablero. La comunicación incide en los aspectos más relevantes de su diseño.

ABSTRACT

The viaduct over the Rambla de los Feos on the Los Arejos-Níjar section of the HSRL Murcia-Almería is a high-speed railway viaduct of steel-concrete composite deck with a total length of 908.7 metres, a span of 67 metres, and a depth of 3.95 metres with double composite action generalised to torsional action along the entire length of the viaduct. It has been built by SACYR. Its design incorporates significant advances with respect to its two predecessors built with this type of bridge in our country and thus continues the technological development of this bridge concept born in Spain. The bridge was built by launching of the deck. The communication focuses on the most relevant aspects of its design.

PALABRAS CLAVE: viaducto de alta velocidad, estructura mixta, empuje, doble acción mixta, sismo.

KEYWORDS: high speed viaduct, steel-concrete composite, launching, double composite action, seism.

1. Descripción general del viaducto

La longitud total del viaducto es de 906 metros entre ejes de apoyo en estribos, distribuidos en 17 vanos con la siguiente secuencia de luces:

39.50 + 50 + 8 x 55 + 67 + 4 x 55 + 50 + 39.50 metros. El vano principal de 67 metros se sitúa para cruzar la Rambla de los Feos, y la longitud

del viaducto viene determinada por la necesidad de mantener acotada la altura de los estribos y terraplenes adyacentes. El puente ha sido construido por la empresa constructora SACYR.



Figura 1. Vista general del viaducto.

La anchura del tablero es de 14 metros, correspondientes a la plataforma tipo de puentes de Adif con doble vía. La sección transversal del puente se materializa con dos vigas metálicas verticales de 3.51 metros de canto separadas 6 metros entre caras externas de almas, sobre las que se dispone la losa superior conectada con espesor variable entre 0.25 metros en el borde del voladizo y 0.44 metros en el eje del tablero, hasta un canto máximo en la sección de 3.95 metros. La relación canto-luz en el vano principal es 1/17, y en los vanos tipo 1/14. La losa superior se ejecuta con prelasas nervadas colaborantes de 2 metros de longitud tipo, sobre las que se vierte el hormigón in situ posterior.

En las zonas de pilas con flexión negativa se dispone una losa inferior vinculando las cabezas inferiores de las vigas, que proporciona la doble acción mixta a flexión en el tablero. El espesor de este hormigón es de 50 cm en las secciones de todas las pilas, 45 cm en las pilas extremas de cada lado, con vanos de menor luz, y decrece hasta un mínimo de 28 cm al término de la doble acción mixta a cada lado de las pilas.

Fuera de las zonas indicadas el sistema inferior se completa con la disposición de prelasas

discontinuas de 14 cm de espesor y 2 metros de longitud cada una. Estas prelasas se vinculan a las vigas a nivel de las platabandas inferiores en sendos costeros de hormigón armado in situ que discurren longitudinalmente en todo el puente, y se maclan con la losa inferior a todo ancho descrita anteriormente en las zonas sobre pilas. La disposición se combina con la presencia de los diafragmas transversales en celosía vertical modularmente espaciados a lo largo de todo el puente con un intereje típico de 8 metros, que se conectan al sistema inferior, y el conjunto proporciona la rigidez torsional necesaria en los puentes de alta velocidad ferroviaria mediante el trabajo a flexión antimétrica en su plano de las prelasas discontinuas. Esta configuración es la misma ya empleada de modo similar en viaductos precedentes, y una descripción detallada de su esquema conceptual y resistente puede seguirse en la referencia [1].

En lo que respecta a la subestructura y a la configuración longitudinal del viaducto, la altura de las pilas en la zona central típica del viaducto está entre 35 y 40 metros y la aceleración sísmica de cálculo del tablero es 0.222g. Se han dispuesto en dirección longitudinal amortiguadores viscosos con desplazamiento lento libre y función de transmisión de impacto hasta determinado umbral de fuerza asociado a la rigidez requerida frente a acciones horizontales no sísmicas, y el recentrado longitudinal necesario lo proporciona la conexión del tablero a tres pilas centrales mediante apoyos esféricos fijos longitudinalmente. Todos los apoyos del resto de pilas y en los estribos son libres en sentido longitudinal. En dirección transversal se disponen topes transversales en todas las pilas diseñados para las fuerzas transversales máximas correspondientes al sismo de diseño en ELU, y en cada alineación de pilas y estribos uno de los dos apoyos esféricos es guiado transversalmente para resistir el sismo normativo de servicio, y obviamente las acciones transversales no sísmicas, y el otro apoyo es libre transversalmente para evitar posibles

acodalamientos entre los apoyos. En los estribos no se disponen topes, ya que la capacidad transversal de los apoyos es suficiente frente al sismo en ELU. Aun con ello, en las alineaciones de estribos y en algunas alineaciones de pilas existen bajo el sismo último de cálculo reacciones de tiro que es preciso anclar a la estructura de las pilas, para lo que se disponen los dispositivos específicos antilevantamiento diseñados al efecto.

Las pilas se materializan con fustes rectangulares de dimensiones exteriores 7.90 x 3.50 metros, y paredes huecas de 40 cm de espesor. En coronación la pila se maciza en los 3.50 metros superiores para recibir las cargas de los apoyos, si bien en los 1.30 metros superiores se dispone el cajado necesario para ubicar el tope transversal. Este tope se concibe como un tetón de acero soldado a la base del mamparo de apoyo que penetra en la cabeza de pila e incorpora sendos apoyos transversales de neopreno-teflón, de dimensiones variables en función de la fuerza transversal solicitante, que varía según las pilas entre 4197 kN y 11745 kN. La bandeja fija con la lámina de acero inoxidable se dispone en la pila, y el apoyo de neopreno-teflón se desplaza con el tablero. El diseño de los sistemas de anclaje de la chapa con el inoxidable del lado pila permite su regulación espacial para acomodarse a las tolerancias necesarias en la posición final del tablero en la pila y la propia alineación de las chapas y paramentos. Se emplean tornillos autonivelantes y relleno trasdós con resina epoxi.



Figura 2. Tope transversal listo para su ajuste.

Las cimentaciones de las pilas son todas profundas, con 8 pilotes de 1800 mm de diámetro en el caso general, y 10 pilotes de 1800 mm en las pilas P9, P10 y P11 en las que el tablero se ancla a la subestructura para proporcionar el recentrado necesario durante la acción sísmica. En las pilas laterales P1, P15 y P16, con luces menores, se disponen únicamente 6 pilotes de 1800 mm de diámetro por pila. Las reacciones máximas en los pilotes se producen en situación sísmica, donde se alcanzan reacciones máximas por pilote entre 15218 kN y 23713 kN, y tracciones relevantes entre -5046 kN y -14220 kN. Las longitudes de los pilotes varían entre 14 metros y 38 metros, dependiendo de las condiciones del sustrato portante y las solicitaciones en cada caso.

Finalmente, el diseño de los estribos se realiza mediante recintos huecos en sección cajón vertical rectangular de 10 metros de longitud y 8 metros de anchura, tras los que se sitúan aletas en vuelta de otros 10 metros de longitud en prolongación de los muros laterales del cajón. La anchura del cajón principal del estribo es, por tanto, inferior a la anchura de la plataforma superior. Por este motivo, la losa de cierre superior del cajón principal del estribo se prolonga lateralmente con sendos voladizos de 3 metros de longitud cada uno a lo largo de los 20 metros de longitud del estribo. Al final, en el extremo de las aletas, se disponen los pequeños muretes frontales de cierre para la ordenación del vertido.

La cimentación de los estribos se realiza también con pilotes de 1800 mm de diámetro, disponiéndose 8 pilotes por estribo. La longitud de los pilotes en los estribos es de 25.5 metros en el estribo 1 y 27.5 metros en el estribo 2. La morfología descrita en el estribo permite minimizar su propio peso y a la vez elimina las masas inerciales provenientes de eventuales rellenos de tierras sobre la cimentación, que no existen en nuestro caso. Por otra parte, la estrategia sísmica seguida en el diseño con la disposición de amortiguadores en ambos

estribos ha permitido reducir sustancialmente las fuerzas horizontales procedentes del tablero solicitantes sobre los estribos.

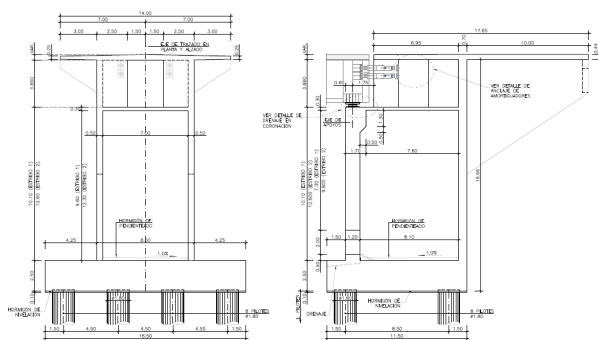


Figura 3. Frontal y lateral del estribo.

A modo de ejemplo, el proyecto original al que modifica el que estamos presentando en esta comunicación resolvía el sismo longitudinal sin amortiguadores, con el anclaje del tablero a uno de los estribos. En este estribo se preveían 24 pilotes de 1800 mm de diámetro. La fuerza longitudinal procedente del tablero en situación sísmica que solicitaría al estribo con dicha configuración sería de unos 55000 kN, resultante de toda la masa del tablero anclada al estribo y un período propio de vibración longitudinal evaluado de 1.42 segundos. Este periodo reduce notablemente la sollicitación respecto a la máxima amplificación espectral, pero aun así la aceleración longitudinal en torno a 0.15g resultante supondría una enorme fuerza sobre el estribo. En nuestro caso, la fuerza sísmica longitudinal sobre el estribo está acotada a la fuerza de activación de los amortiguadores, que es de 2235 kN en cada uno de los cuatro amortiguadores de cada estribo. La diferencia es manifiesta.

2. Algunos aspectos relevantes en el diseño del puente.

Se incluyen a continuación algunos aspectos que se consideran de interés en el diseño del puente. La tipología fundamental del tablero está bien descrita en la referencia [1], de modo que remitimos al lector a su consulta pues no repetiremos en esta comunicación las cuestiones

que allí se comentan con profundidad. Vamos en cambio a enfocar aquellas cuestiones propias del viaducto que nos ocupa, o que, en su caso, suponen una cierta evolución de las cuestiones allí tratadas.

2.1 Vigas principales.

El diseño general de las vigas principales del tablero sigue las líneas maestras de sus antecesores. Como se ha indicado anteriormente, cada una de las dos vigas tiene 3.51 metros de canto, y se materializan con secciones doble T verticales de platabandas asimétricas, es decir, la anchura de platabanda a cada lado del alma es distinta. Conviene que la anchura de la platabanda inferior hacia el interior del tablero sea grande, más que hacia el exterior, para permitir ubicar correctamente la conexión al costero longitudinal que solidariza las prelosas discontinuas, con un trabajo estructural importante en su plano. De este modo, la platabanda inferior se dispone con 1000 mm de anchura en todo el puente, pero de ellos 350 mm se disponen hacia afuera de la cara exterior del alma, y 650 mm hacia el interior. Por su parte, la platabanda superior es de anchura variable entre 600 mm y 1000 mm, pero en todo el puente se mantienen también 350 mm constantes hacia el exterior, y la variación se produce solo hacia el interior.

En la zona exterior de las platabandas, tanto arriba como abajo, se disponen chapas inclinadas a modo de célula superior e inferior. Estas chapas solo se disponen por fuera porque su facilidad constructiva es máxima, ya que discurren longitudinalmente en todo el puente sin ninguna interferencia con ningún otro elemento, de modo que solo son precisos los empalmes derivados de la longitud máxima de chapas disponibles. Además, en estas condiciones los empalmes se pueden hacer por ambas caras con antelación a su armado en la sección, con la mejora en la respuesta a fatiga que ello supone. Solo en las uniones entre tramos de transporte que ya se realizan en obra los

empalmes de células se realizan lógicamente por un solo lado, siempre con chapa de respaldo con las debidas condiciones, como luego se indica. La presencia de las células introduce notables mejoras bien conocidas, sobre las que no insistiremos aquí.

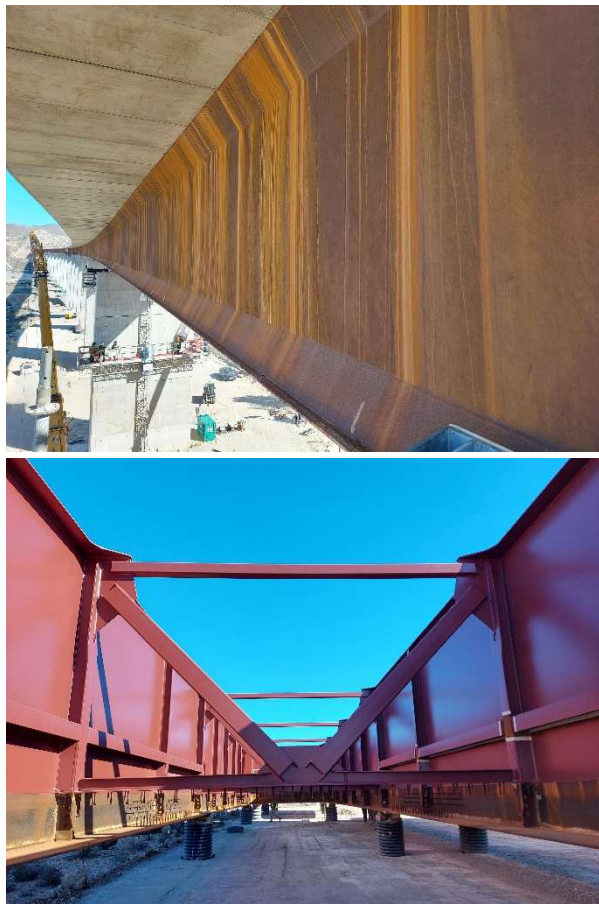


Figura 4. Alzado lateral y vista interior de las vigas.

2.2 Celosías intermedias.

Como se ha indicado anteriormente, modularmente se disponen a lo largo de todo el puente diafragmas transversales a modo de celosía vertical. El intereje típico entre los diafragmas es de 8 metros, si bien por razones de ajuste con las longitudes de vanos existen localmente interejes distintos.

La configuración de estos diafragmas es con celosías en V con travesaños superior e inferior, y rigidizadores de alma. La conexión de los flujos torsores en las almas se realiza naturalmente en los rigidizadores de alma. El flujo torsor en la losa superior se conecta localmente en las platabandas superiores, con la misma conexión

empleada para la respuesta longitudinal del tablero, y el flujo torsor inferior se conecta directamente desde la losa inferior al travesaño inferior de la celosía. En el caso de las celosías ubicadas en la zona con doble acción mixta próximas a pilas la conexión se realiza directamente mediante conectadores en la cara inferior del travesaño, dispuesto a cota superior de hormigón. Por su parte, en las celosías ubicadas en la zona con prelosas discontinuas se dispone un zuncho transversal de 60 cm de anchura a modo de recrecio sobre las prelosas en el cual se realiza la conexión en toda la longitud del travesaño. Se ha procurado además que las celosías verticales coincidan siempre en posición sobre las juntas entre prelosas discontinuas, lo cual facilita las operaciones de montaje.

Este diseño de las celosías es diferente al de sus predecesores. En el viaducto sobre el Arroyo de las Piedras las celosías son en V invertida con travesaño superior IPN320 conectado en toda su longitud a la losa superior, mientras que la conexión a la losa inferior se realizaba localmente en las esquinas del tablero. En el viaducto sobre el Arroyo de los Feos que presentamos la celosía es contraria, y la conexión inferior no se realiza localmente en las esquinas del tablero sino en toda la longitud del travesaño inferior. De este modo, al no existir la confluencia de la diagonal de la celosía en las esquinas inferiores del tablero se puede prescindir de las cartelas y elementos propios de la conexión, que se limita únicamente a la confluencia del rigidizador vertical con el travesaño inferior. Pero este travesaño se sitúa precisamente a cota superior del costero de hormigón, de modo que no interfiere con él. La única interferencia, muy ligera, es el rigidizador vertical que se prolonga hasta la platabanda inferior, pero es una interferencia mucho más ligera que las cartelas de conexión que se requieren cuando las diagonales de la celosía acometen al nudo.

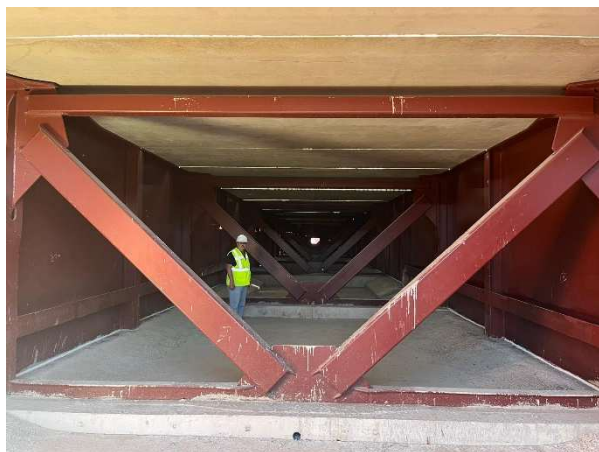


Figura 5. Diafragma interior en celosía.

2.3 Ductilidad secciones de negativos.

Los criterios generales para el dimensionamiento de la estructura principal del viaducto son los habitualmente empleados en puentes mixtos de envergadura. Es decir, análisis elástico para la obtención de las solicitaciones en el puente, y análisis elastoplásticos en ELU a nivel de sección en la evaluación de las capacidades resistentes de las secciones. A ello colabora el hecho de que debido a la doble acción mixta en las secciones próximas a pilas las secciones son al menos de clase 2 a flexión negativa, y obviamente también lo son en las zonas de vano a flexión positiva debido a la conexión con la losa superior. En las secciones aproximadamente a cuartos de luz a la salida de la doble acción mixta el control se realiza limitando al ámbito elástico la deformación por compresión del acero. Por su parte, también se han respetado lógicamente las limitaciones tensionales normativas en ELS para acero y hormigón, así como los estados límite de fisuración y fatiga. Este último se comenta más adelante.

Sin embargo, con independencia de todo ello, es oportuno destacar que en puentes mixtos grandes como el que nos ocupa es necesario controlar la extensión de la rama dúctil del diagrama momento-curvatura en las secciones más solicitadas a flexión negativa. Ninguna normativa lo exige, y reglamentariamente bastaría controlar la capacidad resistente en ELU de las secciones. Sin embargo, el máximo

desarrollo de la potencia resistente de los sistemas mixtos en estados avanzados de carga requiere disponer de una ductilidad suficiente en las secciones de negativos. En realidad, esta ductilidad no va a ser puesta en juego, ya que en las fases avanzadas de carga la plastificación de las alas inferiores en las zonas de positivos es previa a la plastificación de las secciones a negativos. Sin embargo, la presencia de una rama dúctil en las secciones de negativos proporciona un enorme valor añadido en términos de seguridad real o robustez en la estructura, y por ello es muy conveniente controlarla.

En nuestro caso, observamos que realmente satisfacer el ELU a flexión de las secciones de negativos podía hacerse sin gran dificultad, y sin emplear espesores de chapas o armaduras muy relevantes. Sin embargo, el control inicial mostró una rama dúctil que consideramos demasiado corta, en particular en las hipótesis de carga asociadas a esfuerzos axiales concomitantes de compresión, con deformaciones máximas en el acero a tracción del orden del 4 al 5 por mil. Se daba el caso, además, que si bien en las hipótesis con axiles concomitantes de compresión el coeficiente de seguridad adicional era superior al existente en las mismas hipótesis a tracción, sin embargo la ductilidad de la sección en ELU era muy inferior. Las deformaciones del acero traccionado eran próximas al 10 por mil en las hipótesis a tracción e inferiores al 5 por mil en las mismas hipótesis a compresión. Por este motivo, y como criterio de diseño adicional, decidimos incrementar la ductilidad de las secciones para proporcionar una capacidad adicional. Como valor objetivo se estableció alcanzar una ductilidad en las secciones críticas a negativos de modo que la curvatura última de la sección para el momento último resistente con el axil concomitante al flector máximo mayorado solicitante fuera al menos el doble de la curvatura correspondiente al momento máximo mayorado solicitante con dicho axil. Esto aseguraba una rama dúctil adicional al menos de la misma extensión que la curvatura desarrollada para

alcanzar el momento solicitante mayorado. Para ello no se aumentaron las chapas de acero estructural, sino que se dispuso armadura de compresión en la losa inferior de las secciones ($54 \Phi 25$) entre las secciones de apoyo y aproximadamente la mitad de la extensión de la doble acción mixta hacia cada lado, más reducida en el resto, y se aumentó el espesor máximo de hormigón de la losa inferior de los 45 cm inicialmente previstos a los 50 cm finalmente dispuestos. Sobre las pilas correspondientes al vano principal de 67 metros de luz además se aumentó a 40MPa la resistencia característica del hormigón, frente a los 35 MPa típicos en todo el puente. Creemos que estos controles adicionales respecto a los propios estrictamente normativos y las actuaciones derivadas de ellos son importantes en el diseño general del tablero.

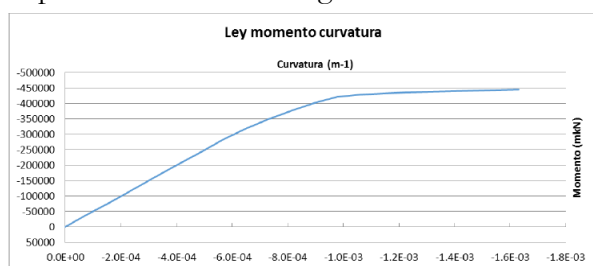


Figura 6. Típico diagrama M-1/r flexión negativa

2.4 Diseño a fatiga del tablero.

En lo que respecta a las vigas principales del tablero, a salvo de los empalmes entre tramos de obra que se comentan después, se prescribe en el proyecto que todos los empalmes de chapas se realizan por ambos lados, y se establece una convexidad máxima en la soldadura del 10% de su anchura. Asimismo, tampoco son necesarias ni se permiten groeras en las almas que penalicen la respuesta a fatiga de las alas, ni se prevé la soldadura de elementos transversales de espesor superior a 50 mm u otras circunstancias penalizantes. En estas condiciones, el detalle tipo de fatiga que condiciona el diseño resulta la soldadura de los pernos conectadores a las platabandas que según la tabla 8.4 de EN-1993-1-9 tiene una categoría de detalle de 80. Para los empalmes transversales de chapa soldados por

ambos lados y con una convexidad de la soldadura inferior al 10% de su ancho la categoría de detalle se define en la tabla 8.4 como 90, si bien afectado por el coeficiente reductor k_s para espesores superiores a 25 mm, de modo que en chapas de espesor elevado podría resultar condicionante este detalle frente al de los pernos. Por su parte, en las juntas de montaje en obra también se establecen los empalmes de almas y platabandas por los dos lados y con la misma convexidad máxima del 10% de la anchura, pero es necesario disponer groeras en las almas para permitir la buena ejecución de los empalmes de las platabandas, y además el empalme de las células ha de realizarse necesariamente por un solo lado, con el empleo de chapa de respaldo en la cara interior. En estas condiciones, y siempre que se establezcan los controles y cuidado requeridos en las chapas de respaldo para garantizar un buen ajuste y la ausencia de defectos adicionales por este motivo, el detalle que resulta condicionante a fatiga tiene categoría 71, afectado por el factor reductor k_s para los espesores de célula.

El control se ha realizado de acuerdo con el artículo 9.5 de UNE-EN 1993-2, y siguiendo el procedimiento simplificado de daño equivalente en la comprobación del estado límite último de fatiga. Según el Anejo Nacional español se establece el enfoque de “integridad asegurada”, y al tratarse de la comprobación de las vigas principales del tablero se consideran consecuencias de fallo graves.

Con todo ello, se ha concluido que con carácter general las platabandas y células inferiores en las zonas centrales de vano y en las zonas de juntas de montaje en obra vienen condicionadas por el control a fatiga, que ha resultado penalizante frente a los controles en ELS y ELU del tablero. Por el contrario, en las zonas con doble acción mixta en las proximidades de las pilas el control a fatiga no ha resultado condicionante, ni en las platabandas inferiores ni en las superiores.

Finalmente, y como experiencia adicional durante la ejecución en obra, hemos visto que el

control realizado en proyecto, que distingue como se ha visto las zonas de junta en obra del resto del puente, restringe posteriormente las posibilidades para modificar los despieces de tramos previstos en el proyecto, ya que no es admisible disponer juntas de obra en zonas del puente cuyo control a fatiga se realizó en proyecto considerando una categoría de detalle 80 en lugar del 71 que corresponde a la junta. Un control general con el detalle 71 hubiera supuesto obviamente un mayor peso de acero en determinadas zonas del puente, pero proporcionaría mayores posibilidades para el despiece de tramos. Sin duda es una cuestión que siempre debiera analizarse previamente a realizar el diseño. Y nuestra opinión es que, en caso de duda, es mejor disponer más acero en el puente que restringir las posibilidades futuras en la segmentación de los tramos para su montaje.

Además del control a fatiga de la estructura metálica principal del puente es necesario el control a fatiga de tres elementos fundamentales: los pernos de conexión, los diafragmas intermedios en celosía vertical y los mamparos. En cuanto a los pernos de conexión, la comprobación se realiza con la carrera de tensiones tangenciales en el perno y una categoría de detalle 90. No resulta en absoluto condicionante frente al dimensionamiento en ELU de la conexión.

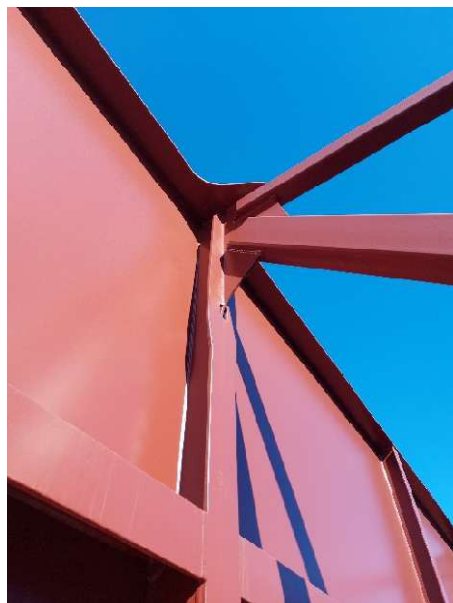


Figura 7. Diseño a fatiga de los detalles.

Sin embargo, no sucede lo mismo con el dimensionamiento a fatiga de las celosías verticales. El dimensionamiento a fatiga de estos elementos viene condicionado por la alternancia entre la carga del tren en una vía y en la otra, dado que, si las cargas de una vía producen compresiones en un determinado elemento, las cargas en la otra vía producen tracciones en ese mismo elemento. Es decir, las carreras de axiles son prácticamente dos veces los axiles que produce la carga en una sola vía. Por otra parte, es preciso señalar también que las celosías no son infinitamente rígidas en su plano, de modo que puede considerarse un cierto reparto entre celosías adyacentes de las acciones distorsoras debidas a los ejes de 250 kN incluidos en el tren LM71, que resultan condicionantes frente a las cargas repartidas de 80 kN/m. Análisis por elementos finitos realizados muestran que aproximadamente la sollicitación distorsora sobre una celosía es alrededor del 80% de la que se obtiene con un reparto isostático entre celosías adyacentes. De modo conservador, en el proyecto se consideró para el dimensionamiento de las celosías un reparto al 90%. El coeficiente de daño equivalente viene determinado por el factor λ_1 debido al tipo de elemento, tipo de tráfico y longitud de la línea de influencia. Considerando la presencia de ejes de 250 kN para tráfico mixto pesado y una longitud de línea de influencia de 16 metros igual a dos veces el intereje de celosías, se obtiene un factor $\lambda_1 = 0.84$, que es el factor de daño equivalente, al ser todos los demás igual a la unidad. Nótese que este factor es casi el doble que el obtenido para el análisis general del tablero, lo que muestra la sensibilidad de estos elementos a la respuesta a fatiga. La categoría del detalle principal correspondiente a la unión de las diagonales a las cartelas es 71, siempre que el tubo se corte con un ángulo inferior a 45° en su encuentro con la celosía y se realice adecuadamente en el extremo de cada alma del perfil el rebordeo del cordón en ángulo del perfil a la cartela.



Figura 8. Unión de diagonales a cartelas

Para ello debe dejarse en el corte del perfil un pequeño tacón vertical que permita el rebordeo del cordón, y proporcionar a este cordón la geometría adecuada para que proporcione eficazmente la transición de alturas en el borde del perfil siguiendo la misma pendiente del corte del tubo, como exige el detalle. No puede garantizarse en la ejecución un detalle con categoría a fatiga superior a 71 en la unión de las diagonales a las cartelas, ya que exigiría cumplir en el extremo de las diagonales las condiciones que para categoría 80 se establecen para los extremos de orejetas, cartelas o rigidizadores soldados longitudinalmente a chapa base con tensiones longitudinales, y realmente no vemos factibles las penetraciones completas y amolados posteriores que se exigen en estos detalles. El resto de los elementos y encuentros en las celosías requieren también un diseño cuidado en el proyecto y la ejecución de los detalles, y se han previsto todos ellos con categorías de fatiga no inferiores a 80. Un mayor desarrollo de todo ello puede seguirse en la referencia [2].

Por último en relación con la fatiga, debe considerarse siempre la interacción de los mamparos de pila con las platabandas superiores. En muchas ocasiones el diseño de los mamparos de estos puentes exige la disposición de auténticos cajones verticales de rigidización vertical sobre los apoyos. La unión de los componentes longitudinales de estos cajones a las platabandas reduce drásticamente la categoría a fatiga correspondiente, que pasa a ser 56. Es

necesario comprobar siempre la situación a fatiga de las secciones de apoyo con esta configuración, mucho más penalizante que el caso general con categoría 80 comentado anteriormente. En nuestro caso, la presencia de la doble acción mixta reduce mucho las carreras de tensiones en el ala inferior, y no resulta condicionante. Pero no ocurre así en las platabandas superiores, donde además la losa superior se encuentra fisurada. En este caso lo que se ha hecho es disponer una transición en planta adecuada en la anchura de la platabanda superior a su llegada al mamparo que incremente el área de acero en la platabanda, y reduzca así de modo considerable la carrera tensional a valores admisibles.



Figura 9. Zonas de apoyo en mamparo.

2.4 Diseño de almas y rigidización.

Los espesores de almas a lo largo del puente varían entre 25 mm en las zonas centrales de los vanos y 35 ó 40 mm en las secciones sobre pilas. Se disponen rigidizadores transversales intermedios entre las celosías verticales, lo cual proporciona un intereje tipo de rigidizadores de 4 metros. Con ello, se obtiene resistencia suficiente al ELU de cortante y torsión en el tablero, y no se ha requerido entrada en campo diagonal en ninguna sección. A este diseño tan favorable colabora de modo muy importante la

presencia de las células superior e inferior, que reducen la altura exenta de panel susceptible de inestabilidad a 2.56 metros frente a un canto de viga de 3.51 metros.

Finalmente, ya se indicó anteriormente que el tablero se ha construido por empuje. En otra comunicación a este congreso se expone el proceso de empuje y sus aspectos más relevantes. Uno de los más trascendentes es la capacidad de las almas frente a la acción localizada de las reacciones en los patines de deslizamiento. Estas reacciones alcanzaban valores en ELU de 8065 kN sobre almas de 25 mm de espesor, 9906 kN sobre alma de 30 mm de espesor y 10362 kN sobre alma de 35 mm. Estos valores incorporan un incremento del 30% en la reacción teórica para absorber eventuales sobrepesos, desnivelaciones u otros imprevistos. En nuestro caso, se establecieron patines con una dimensión longitudinal de 1.75 metros, y con exigencia de reparto uniforme de la carga en dicha longitud. El control del alma se realizó con la metodología de EN1993-1-5, asumiendo un reparto a 45° por ambos lados en la célula inferior, lo que conduce a una longitud de apoyo rígido s_r de 2.85 metros sobre el panel exento de 2.56 metros de altura. Aun así, ha sido necesario en algunas zonas reforzar el diseño de las almas resultante del control a cortante general, incrementando 5 mm el espesor del alma y/o disponiendo un rigidizador longitudinal en la zona inferior del alma.

Finalmente, señalamos para terminar el vacío normativo que existe en el diseño de rigidizadores transversales en puentes empujados. Existen criterios para determinar la rigidez necesaria en el rigidizador para constituir una línea nodal en la abolladura del panel, pero no existen criterios resistentes para dimensionar el rigidizador cuando se sitúa directamente sobre el patín. Podría pensarse entonces que si el panel de alma exenta resiste cómo no va a hacerlo el rigidizador, pero esto no es así porque la distancia entre rigidizadores adyacentes que delimitan el panel de control es el doble cuando

un rigidizador se sitúa sobre el eje del patín que cuando lo hace la zona central del panel. Por otra parte, no es tampoco verosímil un dimensionamiento como viga-columna de la sección del rigidizador con un ancho colaborante de alma a cada lado de 15 veces el espesor del alma, ya que la anchura de aplicación es sensiblemente superior a esta anchura colaborante. Además, en el caso más habitual de que solo se disponga rigidizador a uno de los lados tampoco mejora los resultados aumentar hacia dentro las dimensiones del rigidizador, porque la carga se sitúa en el eje del alma. La solución adoptada en proyecto es garantizar la resistencia del rigidizador como viga-columna con su ancho normativo colaborante sometido a la totalidad de la carga, y para ello aumentar en la zona inferior del alma la anchura colaborante mediante la disposición de sendas chapas a modo de almas laterales del rigidizador en T. Este refuerzo se extendió en el tramo comprendido entre la fibra inferior del alma y la posición del rigidizador longitudinal dispuesto por razones de empuje descrito anteriormente.



Figura 10. Rigidización de las vigas.

Referencias

- [1] Millanes, F., Pascual, J. & Ortega, M. (2007) Viaducto Arroyo las Piedras. Primer viaducto mixto en las LAV españolas, *Hormigón y Acero* 243.
- [2] Secretaría General Técnica MITMA (2019) Guía para el proyecto frente a fatiga de puentes metálicos y mixtos de carretera.