

INGENIERÍA DE CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO PARA ALTA VELOCIDAD SOBRE EL RÍO FLUVIÀ.

Tomás POLO ORODEA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Bridge Technologies S.L.

Ingeniero

tomas.polo@btechno.es

Caterina RAMOS MORENO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Bridge Technologies S.L.

Ingeniero

caterina.ramos@btechno.es

Ángel C. APARICIO BENGOCHEA

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSECCPB (UPC)

Catedrático

angel.carlos.apricio@upc.edu

Gonzalo RAMOS SCHNEIDER

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ETSECCPB (UPC)

Catedrático

gonzalo.ramos@upc.edu

RESUMEN

Se describe la ingeniería de construcción desarrollada para el viaducto sobre el río Fluvià, en el término municipal de Bàscara (Girona), el más largo de la L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera francesa entre Barcelona y la frontera, para ser construido vano a vano con una autocimbra de capacidad limitada que obliga a una sección transversal evolutiva.

La estructura se encuentra en zona de actividad sísmica moderada. El esquema estático frente a cargas horizontales previsto en el proyecto adjudicado incluía un sistema de aislamiento sísmico, pero al desarrollar la ingeniería de construcción se ha diseñado con un esquema clásico: Tablero simplemente apoyado en pilas y estribos y con un punto fijo en un estribo.

Respetando estrictamente la implantación y la arquitectura de la estructura, ésta se ha adaptado al nuevo esquema estático frente a acciones horizontales y al nuevo procedimiento constructivo.

PALABRAS CLAVE: Autocimbra, sección transversal evolutiva, zona sísmica, longitud dilatable, vano a vano.

1. INTRODUCCIÓN.

En este artículo se describe la ingeniería de construcción del viaducto de la L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera sobre el río Fluvià, situado en el término municipal de Bàscara, provincia de Girona, en el camino tradicional a Francia. Los principales cambios respecto de la estructura diseñada en el proyecto adjudicado son:

- Cambio del esquema estático frente a acciones horizontales: se pasa de un esquema estático en el que se resisten las acciones horizontales mediante amortiguadores-transmisores de impacto, a otro clásico, en el que se dispone un punto fijo en uno de los estribos.
- Cambio en el procedimiento constructivo: La autocimbra disponible para la construcción del tablero estaba diseñada, en origen, para tableros de carretera con luces de hasta 50m, y ha tenido que utilizarse para un tablero de ferrocarril, más pesado, y con luces de hasta

70m, lo que ha obligado a utilizar una sección transversal evolutiva con una primera fase autoportante capaz de soportar la segunda fase, que completa la sección transversal, de 260kN/m.

Ambos cambio obligan a un rediseño completo de todos los elementos de subestructura y superestructura que, a petición de la UTE adjudicataria de las obras, realiza Bridge Technologies S.L.

Con una longitud total de 835m (45m + 10x60m + 2x70m + 50m), es el viaducto más largo de la línea entre Barcelona y la frontera francesa. Tiene una altura media sobre el fondo del valle de 18.0m y cruza esviado sobre el río Fluvià, aguas arriba de un pequeño embalse que hace aumentar su anchura hasta cerca de los 100m, en una zona de gran valor paisajístico y muy a la vista de los ciudadanos.

Se describe el esquema estático, el procedimiento constructivo y el diseño frente a sismo, del viaducto sobre el río Fluvia, en la LAV Madrid-Barcelona-Frontera francesa.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

2.1. IMPLANTACIÓN.

Se respeta íntegramente la implantación y la arquitectura del viaducto diseñado en el proyecto adjudicado, y sólo se introducen pequeños ajustes formales respeto de lo previsto.

El viaducto cruza sobre la carretera G-557, sobre el río Fluvià, sobre un hipódromo y sobre zonas de cultivo en la zona de vanos de 60.0m y sobre el futuro desdoblamiento de la carretera nacional N-II en la zona de los vanos de 70.0m.

La estructura se encuentra en una alienación curva en planta, de radio variable y en un trazado en alzado de pendiente constante. Ver figura 1:



Figura 1: Vista general de la estructura en el cruce sobre el río.

2.2. ESQUEMA ESTÁTICO.

Se diseña una viga continua de hormigón, de canto constante, $h=4.0\text{m}$ (salvo en los vanos de 70m en los que el canto se recrece hasta los 5,50m en los 10.0m adyacentes a cada laso de las pilas P11; P12 y P13), pretensada y con sección transversal en cajón apta para una plataforma de

14.0m de anchura. El tablero está simplemente apoyado en pilas y estribos, con empotramiento elástico a torsión mediante doble aparato de apoyo.

En cuanto al esquema estático frente a acciones horizontales, se introduce un cambio sustancial respecto de la solución diseñada en el proyecto adjudicado.

El proyecto adjudicado preveía un aislamiento de la estructura frente a la acción accidental de sismo a base de amortiguadores-transmisores de impacto, a grandes rasgos puede describirse como:

- Amortiguadores-transmisores de impacto longitudinales en ambos estribos para conexión al tablero, de este modo se conseguía transmitir a los estribos y, por lo tanto, a las cimentaciones, las acciones de servicio (básicamente frenado longitudinal) y se conseguía anular, o casi anular, las acciones de larga duración y limitar la fuerza máxima en caso de sismo, con el consiguiente ahorro en cimentaciones y alzados de estribos.
- Con este esquema se conseguía, además, que la longitud dilatable quedase limitada a la mitad de la longitud del viaducto, pues para el recentrado del tablero tras la actuación de acciones horizontales longitudinales se utilizaban los aparatos de apoyo de neopreno zunchado de las pilas centrales (pila P6 a pila P9).
- Para las acciones horizontales transversales se usaban amortiguadores capaces de transmitir a las pilas las acciones de servicio: fuerza centrífuga y viento, y conseguían limitar las fuerzas de sismo. Para el recentrado se utilizaban aparatos de apoyo de neopreno zunchado.
- Para que todo el sistema fuese consistente, los aparatos de apoyo de las pilas P1 a P5 y P10 a P13 y los de ambos estribos, debían ser de neopreno zunchado, pero con teflones para el movimiento longitudinal y guías para el movimiento transversal. Los aparatos de apoyo de las pilas P6 a P9 eran convencionales de neopreno zunchado.

El motivo principal para el cambio de esquema estático fue que, los aparatos de apoyo necesarios en las pilas, los mayores fabricados de forma comercial, trabajaban a tensiones verticales muy elevadas en servicio –cercanas a los 25MPa-. Si bien es cierto que se conseguía un mejor aislamiento frente a la acción accidental de sismo, se planteó a la propiedad la opción de rediseñar los aparatos de apoyo y disponerlos de neopreno confinado tipo POT y recurrir a un esquema estático clásico, de forma que, aún a costa de penalizar un poco la acción accidental de sismo, se priorizase y resolviese la situación de servicio, evitando aparatos de apoyo de neopreno zunchado trabajando muy al límite para la situación de explotación. Además, con la nueva configuración se conseguía que los aparatos de apoyos fuesen inspeccionables desde el tablero, opción que no existía, por motivos de espacio, con la solución del proyecto adjudicado.

La UTE adjudicataria de las obras encargó a Bridge Technologies S.L. en encaje estructural de la solución clásica con el preencaje de cimentaciones y alzados de pilas y estribos, resultando un coste sensiblemente igual al de la solución con amortiguadores-transmisores de impacto.

La solución con aislamiento sísmico resulta más interesante desde el punto de vista estructural, pero tras la comparación de soluciones, tanto la propiedad como la empresa constructora convinieron que el cambio al esquema clásico era positivo, por lo que se encargó a Bridge Technologies S.L. el desarrollo completo del nuevo diseño.

El sismo ha sido determinante en el diseño de muchos de los elementos de la infraestructura y de la superestructura, ya que la estructura es muy rígida, por tener alturas de pila reducidas, y muy pesada, no sólo por el peso propio, sino también por las cargas permanentes.

El cambio implica la necesidad de diseñar un estribo fijo potente capaz de soportar las acciones longitudinales de servicio y de sismo, y transmitir las a la cimentación.

El cambio de esquema estático también implica que la longitud dilatable pasa a ser de 835m, aún alejada de los máximos alcanzados en otras estructuras de las líneas de alta velocidad españolas.

2.3. ESTRIBOS.

El estribo E1 se utiliza como punto fijo del tablero frente a acciones horizontales longitudinales, por lo que debe soportar reacciones de servicio de hasta $\pm 19000\text{kN}$, debidas frenado + arranque, interacción vía-estructura y rozamiento en teflones, y de sismo de hasta $\pm 58000\text{kN}$. La conexión del tablero al estribo se hace mediante pretensado inspeccionable y sustituible, protegido por galvanizado en caliente de cordones + enfundado individual en vainas de PAD + vaina común inyectada con cera petrolera de elevado punto de fusión.

Para cimentar estas fuerzas es necesario ejecutar 16 pilotes de $\phi 1800$ de 32m de longitud. Dado que las acciones longitudinales se soportan por axil y cortante en los pilotes, no ha sido necesario lastrar el estribo, que ha podido diseñarse hueco, de forma que el peso de tierras no incrementase la longitud necesaria de los pilotes.

El alzado del estribo se diseña con tres contrafuertes, un muro frontal cerrado y una losa superior, de modo que las cargas se transmitan al encepado de la forma más eficiente y gradual posible. El contrafuerte central es el que aloja todo el pretensado de conexión del tablero al estribo.

Es estribo E2 es un estribo libre convencional, cimentado con 6 pilotes $\phi 1800$.

2.4. PILAS.

Las pilas son huecas y de sección transversal formada por cuatro círculos de radios diferentes que crean unas aristas verticales que acentúan mucho la verticalidad de los alzados. Ver figura 1.

La más alta alcanza los 17m. Todas las pilas se diseñan con cimentación profunda mediante pilotes. Las pilas P1 a P10 requieren de 6 pilotes $\phi 1800$, y las pilas P11 a P13, las adyacentes a los vanos de 70m, requieren de 9 pilotes de $\phi 1800$.

En todos los casos los pilotes se dejan trabajando a cargas relativamente altas en servicio (hasta 6.0 MPa) y en sismo (hasta 7.5 MPa), pero así lo estableció el responsable de geotecnia de la obra.

2.5. TABLERO.

El tablero se diseña con una sección transversal cajón de 4.0m de canto, que se recrece hasta los 5.5m en las secciones de apoyo de los vanos de 70m. La sección transversal consta de dos juntas de construcción en el forjado superior, necesarias para el procedimiento constructivo descrito en el apartado 3. "PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO". Se diseñan los correspondientes recrecidos de almas y del forjado inferior para soportar el cortante y resistir y ductilizar el fallo frente a momentos negativos de la sección.

Se pretensa con un total de 26 familias:

- Las familias 1 a 14 son las que pretensan cada uno de los vanos. Se empalman en cada junta de fase por cruce de tendones en dos traviesas verticales adosadas a las almas. Constan de 10 tendones de 31 cordones (ASTM A416-85 grado 270). Ver figura 2.
- Las familias 15 a 24 son de refuerzo en las secciones de apoyo de las pilas P1 a P10 frente a momentos negativos. Constan de 4 tendones de 15 cordones (ASTM A416-85 grado 270) que se anclan en traviesas descolgadas del forjado superior.
- Las familias 25 y 26 son de refuerzo de los vanos 11 y 12, los de 70m de luz, frente a momentos positivos, y constan de 8 tendones de 12 cordones (ASTM A416-85 grado 270) que se anclan en traviesas recrecidas sobre el forjado inferior.



Figura 2: Traviesa de cruce de tendones de pretensado



Figura 3: traviesa de apoyo en pila con huecos para paso de hombre.

En todos los casos el pretensado se tesa al 75% de la carga de rotura. Las familias 1 a 14 se tesan desde ambos extremos, mientras que las familias 15 a 26 se tesan sólo desde unos de sus extremos.

Dadas las dimensiones del tablero es necesario diseñar traviesas de apoyo en pilas que permitan alojar aparatos de apoyo aptos para recorridos elevados, por lo que sus dimensiones son generosas. Además, las traviesas son las encargadas de incorporar las fuerzas transversales del tablero a las pilas (no solo las de servicio de viento y fuerza centrífuga, sino también las elevadas fuerzas transversales de sismo). Ver figura 3.

3. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

3.1. PILAS Y ESTRIBOS.

El procedimiento constructivo de estribos es convencional y no presenta singularidades dignas de mención.

El procedimiento constructivo de las cimentaciones de las pilas requirió de la ejecución de dos penínsulas artificiales en el cauce del río Fluvia para poder excavar las cimentaciones de las pilas P-6 y P7 y poder ejecutar sus alzados.

Todos los alzados se hormigonaron con encofrados deslizantes metálicos, que permitieron alcanzar rendimientos muy elevados de puesta en obra.

3.2. TABLERO

3.2.1. Procedimiento constructivo general.

El procedimiento constructivo del tablero previsto en el proyecto adjudicado contemplaba la ejecución de los vanos 1 a 10 vano a vano con autocimbra, y la ejecución de los vanos 11 a 14, los de canto variable, con cimbra cuajada apoyada en el suelo.

En el momento de ejecución de las obras, la autocimbra disponible estaba diseñada en origen para cargas inferiores a las correspondientes al tablero a ejecutar, por lo que se hubo de desarrollar un procedimiento constructivo específico, procedimiento constructivo que se amplió a la ejecución con autocimbra de todos los vanos salvo los vanos extremos, que debieron ejecutarse sobre cimbra aporticada.

Las principales características del procedimiento constructivo del tablero han sido:

- En el momento de iniciar los trabajos de montaje de la autocimbra se habían ejecutados unos muros de contención de tierras cercanos al estribo E1 que imposibilitaban el montaje de la cimbra directamente sobre el terreno y su posterior lanzamiento, por este motivo la cimbra tubo que montarse “en el aire” para ejecución del vano 2 y sucesivos.
- Ejecución del vano 1 y parte del vano 2 (hasta la junta entre fases, que se dispone de forma sistemática a cuartos de la luz en todos los vanos tipo) sobre cimbra aporticada, de forma que se permite el tráfico por la carretera GI-554 cuya traza discurre cercana al estribo E1. La autocimbra no dejaba gálibo suficiente sobre la carretera para la ejecución de este vano, de ahí que este primer vano se ejecutase con cimbra aporticada.
- Los vanos 2 a 10 se ejecutaron sobre la autocimbra con el procedimiento constructivo descrito en el apartado 3.2.2 “*Procedimiento constructivo de la sección transversal*”. Ver figura 4.
- Los tramos de canto variable se ejecutaron sobre cimbra cuajada en toda su longitud, y se estabilizaron provisionalmente mediante torres de apeo provisionales. Ver figura 5.
- El vano 14 se ejecutó también sobre cimbra aporticada, ya que intentar ejecutarlo con autocimbra hubiera implicado aumentar mucho su altura. De este modo, también fue necesario el desmontaje de la autocimbra en el aire tras haber ejecutado el vano 13.
- Cuando la cimbra debía ejecutar los vanos de 70m, gracias a haber ejecutado previamente los tramos de canto de variable, esto es, 10m a cada lado de las pilas, sólo debía soportar el peso correspondiente a 50.0m de tablero, por lo que era de aplicación el procedimiento constructivo general previsto para el tablero. En estos tramos, la autocimbra se colgaba del voladizo ejecutado en la fase anterior y se apoyaba en torres provisionales situadas en la sección de junta con el tramo de canto variable más cercana al vano en ejecución, evitando así movimientos diferenciales entre el tramo de canto variable ejecutado (fijo) y el tramo a hormigonar sobre una autocimbra (flexible).



Figura 4: Construcción del tablero con autocimbra. Vista general.



Figura 5: Ejecución de tramos de canto variable sobre cimbra y posterior estabilización.

3.2.2. Procedimiento constructivo de la sección transversal.

El procedimiento constructivo general del tablero adaptado a la capacidad de la autocimbra constaba de las siguientes fases para la fase tipo:

- Hormigonado sobre la autocimbra del forjado inferior, las almas y las alas exteriores de la sección transversal. El peso de esta sección parcial podía soportarse con la autocimbra.
- Aplicación del 60% del pretensado. Con este porcentaje del pretensado se conseguía hacer la sección autoportante y resistente para soportar el hormigonado de la fase posterior sin necesidad de apoyo en la autocimbra.
- Para evitar que la sección transversal temporalmente abierta estuviera sometida a momentos flectores transversales (locales) mayores a los de servicio, se diseñaron unos arriostramientos temporales reutilizables. Ver figura 6.
- Avance de la autocimbra hasta la posición de ejecución del vano siguiente y, fuera del camino crítico, ejecución de la porción de forjado superior entre almas.
- Aplicación del 40% restante del pretensado. No se hormigonaba la primera fase de un nuevo vano hasta no haber completado la sección transversal del vano anterior. Sí se podría avanzar la cimbra e iniciar los trabajos de montaje de ferralla y pretensado.
- Todos los procesos de ferrallado se estandarizaron. Se premontaba la ferralla a nivel del suelo en un parque de prefabricación, en el que también se montaban las vainas de pretensado. La ferralla se izaba por tramos hasta el tablero, con ayuda de una estructura auxiliar diseñada a tal fin. Una vez colocada la ferralla en el tablero, se realizaban los solapos de armadura pasiva y se corregían las cotas de pretensado. Ver figura 7.



Figura 6: Arriostamiento provisional de la sección temporalmente abierta.

Este procedimiento constructivo fue puesto a punto por A. C. Aparicio y T. Polo para MECANOTUBO en 2002, con un estudio de detalle del estado tensional de la sección transversal evolutiva (durante construcción y tras redistribución por fluencia) y el encaje de los detalles principales y los elementos auxiliares más destacados.



Figura 7: Izado de ferralla para montaje sobre autocimbra.

4. CÁLCULO.

Dado que se trata de una estructura muy evolutiva, no sólo en cuanto al esquema estático, sino también su sección transversal, ha sido necesario llevar a cabo un análisis detallado de la redistribución estructural por fluencia de los esfuerzos de peso propio y pretensado, y de la redistribución de tensiones normales a nivel seccional. Este análisis se ha podido llevar a cabo con un programa comercial en el que se han incorporado las curvas que definen la evolución de retracción y fluencia según la vigente instrucción de hormigón estructural EHE-08 [1].

Como resultados principales de este análisis se destaca:

- La segunda fase de la sección transversal, que en inicio esta pretensada con solo el 40% del pretensado, acaba teniendo tensiones normales mayores por redistribución a nivel seccional (la deformación de pretensado de la primera fase es mayor que la de la segunda, por lo que fluye más, pero al estar ambas fases conectadas, la segunda impide el libre acortamiento de la primera a costa de comprimirse).

- Se puede estudiar en detalle el estado tensional y los esfuerzos de las secciones críticas para las combinaciones cuasipermanente, frecuente y característica, según la vigente instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril IAPF-08 [2], lo que permite un cálculo bastante ajustado de los recorridos de tensiones bajo cargas de servicio para la verificación estructural de la fatiga.
- Se puede evaluar con precisión la evolución por fluencia de los esfuerzos de peso propio y pretensado, lo que permite ajustar al máximo la verificación en ELU y el dimensionamiento del pretensado.

Para el análisis frente a la acción accidental de sismo se ha realizado un análisis espectral por superposición modal. Para garantizar que la masa movilizada en el cálculo era igual, o superior, al 90% de la masa ensamblada, ha sido necesario calcular los 200 primeros modos de vibración. Las combinaciones direccionales se han tomado según se establece en la vigente Norma de Construcción Sismoresistente: Puentes NCSP-07 [3].

5. CONCLUSIONES.

Se desarrolla la ingeniería de construcción del viaducto de la L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera francesa sobre el río Fluvià, adaptado el esquema estático y el procedimiento constructivo a las necesidades de la propiedad y la empresa constructora.

El cambio de esquema estático afecta, principalmente a la forma de soportar las acciones horizontales longitudinales y transversales, pasando de un sistema con aislamiento sísmico a un esquema clásico de punto fijo en un estribo. Este cambio implica un rediseño completo de la estructura en el que se prioriza la situación de servicio en explotación, penalizando un poco la situación accidental de sismo.

El procedimiento constructivo puesto a punto para el tablero ha permitido la utilización de una autocimbra de capacidad limitada, diseñada en origen para puentes de carretera de hasta 50m de luz, para la ejecución de un tablero de ferrocarril con luces de hasta 70m. Para poder usar la cimbra ha sido necesario ejecutar la sección transversal en dos fases: La primera, con un 60% del pretensado total era autoportante y capaz de soportar las cargas de hormigonado la segunda fase sin necesidad de apoyo en la autocimbra. Una vez completada la sección se aplicaba el 40% restante del pretensado.

Para la ejecución de los vanos de 70m se construyeron sobre cimbra los tramos de canto variable de 10m a cada lado de las pilas P10 a P13, lo que permitió que sólo se tuvieran que hormigonar 50m de tablero sobre la autocimbra.

6. BIBLIOGRAFÍA.

[1] MINISTERIO DE FOMENTO: Instrucción de hormigón estructural (EHE-08), 2008

[2] MINISTERIO DE FOMENTO: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. (IAPF), 2008

[3] MINISTERIO DE FOMENTO: Norma de construcción sismoresistente: Puentes (NCSP-07), 2008

7. RELACIÓN DE PARTICIPANTES.

Propiedad: ADIF

Ingeniería estructural y asistencia técnica a obra: Tomás Polo Orodea y Caterina Ramos Moreno.
Bridges Technologies S.L.

Asesoría estructural: Ángel C. Aparicio Bengoechea y Gonzalo Ramos Schneider. ETSECCPB
(UPC)

Empresa constructora: UTE VILADEMULS-PONTOS: FCC Construcción + Servià Cantó

Jefe infraestructura: Ignacio Castro Pastor

Director de Obra: Alejandro López Serrano

Jefe de Obra: Óscar Herrero Peláez

Jefe producción estructuras: Daniel Carmona Campos.

Jefe de oficina técnica: Antonio Palomo Sánchez