

II CONGRESO DE ACE DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

Realizaciones, Puentes



**Puente sobre el río Ebro en la LAV Madrid-
Barcelona-Frontera Francesa**

**Javier Manterola Armisén
Antonio Martínez Cutillas
Miguel Ángel Gil Ginés**

Carlos Fernández Casado S.L.

1. INTRODUCCIÓN

El puente sobre el río Ebro está situado en el subtramo II-b del tramo Zaragoza-Lérida en la LAV Madrid-Zaragoza-Frontera Francesa tiene una longitud total de 546 m con una distribución de luces de $18+6\times 24+60+120+2\times 60+42$ m (Figs.- 1,2).



Fig.-1.

Se trata de un tablero novedoso en el que se ha intentado adaptar el concepto de celosía metálica de los grandes puentes de ferrocarril al dominio estructural y constructivo de los puentes de hormigón pretensado. La sección está formada por un cajón con almas aligeradas con orificios

circulares y unida en su parte superior con costillas. Estructuralmente se trata de una viga vierendeel. Tiene un canto total de 9.15 m. La sección transversal tiene una forma trapecial. En la parte superior tiene una anchura máxima de 16.56 m. y 12.90 m. en su parte inferior. Las almas están aligeradas con orificios circulares de 3.80 m. de diámetro cada 6.00 m. El espesor varía entre 0.50 m. y 0.60 m. en la zona de apoyos. La losa inferior tiene un espesor que varía desde los 0.30 m. en su unión con las almas hasta los 0.39 m. en el centro. Tiene un conjunto de vigas transversales con un canto de perfil circular separadas 3.0 m. con una sección trapecial de ancho variable desde 0.50 a 0.60 m.



Fig.-2.

La particularidad de esta tipología obligó a considerar con detenimiento tanto la metodología como los elementos de cálculo adecuados. Al tratarse de un tablero con una sección no homogénea longitudinalmente, tiene un comportamiento claramente tridimensional que hace imprescindible la utilización

de técnicas de elementos finitos. Este comportamiento especial lo provoca la presencia de aligeramientos circulares en las almas así como las costillas superiores discontinuas. En la fase de proyecto se analizaron un conjunto de aspectos novedosos tanto a nivel global como local, derivados de la gran deformabilidad por esfuerzo cortante de la estructura.

Este comportamiento específico se ha visto confirmado completamente en las medidas realizadas durante la construcción.

2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

2.1. Tablero

Fig.-3 . Planta y alzado general

Los 546 m de longitud total se dividen en dos zonas. La primera correspondiente al tramo de avenidas, tiene 162 m de longitud y está formada por un vano de 16 m y seis vanos de 24 m. La segunda tiene una longitud de 384 m. Esta zona se transforma en el gran puente sobre el río, el cual está constituido por seis vanos de 42 m + 60 m +120 m + 2 x 60 m + 42 m. Ambas zonas se unen entre sí totalmente, sin junta alguna (Fig.-3).

La gran viga Vierendel tiene un canto total de 9,15 m. La sección transversal tiene una forma trapecial (Fig.- 4). En la parte superior tiene una anchura máxima de 16.56 m. y 12.90 m. en su parte inferior. Las almas están aligeradas con orificios circulares de 3.80 m. de diámetro cada 6.00 m. El espesor varía entre 0.50 m. y 0.60 m. en la zona de apoyos. La losa inferior tiene un espesor que varía desde los 0.30 m. en su unión con las almas hasta los 0.39 m. en el centro. Tiene un conjunto de vigas transversales con un canto de perfil circular separadas 3.0 m. con una sección trapecial de ancho variable desde 0.50 a 0.60 m. En la parte superior del cajón se introducen costillas de alzado

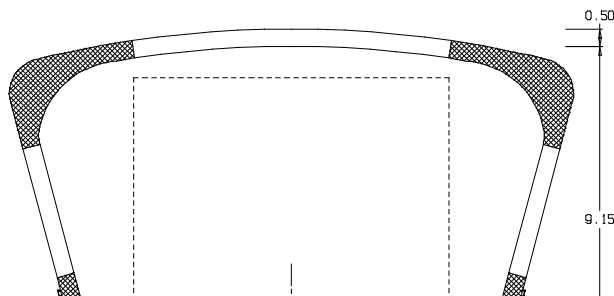


Fig.-4 . Sección por vano de P-7 a E-2

circular que siguen la trayectoria de las paredes curvas superiores manteniendo el espesor de éstas. Están situadas cada 6 m. y tienen una anchura de 0.60 m. salvo las situadas sobre las pilas que tienen 1.00 m. Sobre el eje de apoyo en el estribo 2 y en la zona de transición con los vanos de acceso mide 3.30 m.

Todo el tramo de acceso tiene la misma losa inferior que el tramo principal, con el mismo contorno inferior, para que se establezca la continuidad entre ambos de una forma automática. El canto de las

Fig.-5 . Sección por vano de E-1 a P-6

vigas laterales es de 2,20 m y su anchura máxima 1,05 m. (Fig.- 5).

Dado que el procedimiento de construcción previsto fue el de empuje desde ambos estribos lo que determinó una subdivisión longitudinal del tablero en dovelas de 18.0, 15.0 ó 12.0 m. y una dovela central de cierre de 6.0 m.

El cajón se encuentra pretensado longitudinalmente y transversalmente. El pretensado longitudinal está formado por tres familias de cables:

- *Pretensado rectilíneo superior e inferior* introducido en el parque de fabricación y tesados desde las caras frontales de las dovelas.
- *Pretensado rectilíneo superior* introducido durante el proceso y tesados desde unos cajetines en la unión de las almas con la losa superior.
- *Pretensado rectilíneo inferior*. Se introduce una vez unidos los dos semipuentes tesándose desde cajetines inferiores entre las vigas transversales.

El pretensado transversal está formado por un pretensado inclinado en las almas con un número de cables crecientes según la sección está más próxima a los apoyos. Estos cables se posieron en carga una vez empujados los dos semipuentes, ya que el carácter inclinado de los cables es perjudicial para la resistencia a esfuerzo cortante en estas fases debido a su cambio de signo durante el empuje. Las vigas inferiores también están pretensadas transversalmente.

La armadura activa se complementa con la correspondiente armadura pasiva.

2.2. Pilas

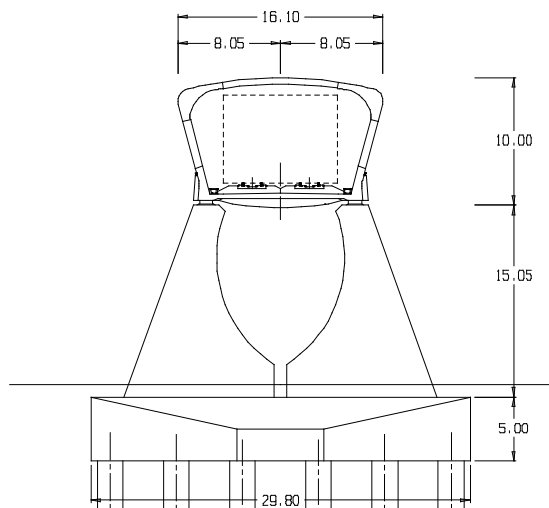


Fig.-6 . Sección por pilas P-7 a P-12

El puente consta de doce pilas. Su forma es trapezoidal y formada por dos unidades separadas de sección curvilínea y alzado especial (Fig.-6).

Los correspondientes a los tramos de acceso tienen una anchura máxima de 2,3 m. y una altura de 10,5 m. y están formadas por dos unidades separadas 12 m. e idénticas. Se apoyan sobre 4 pilotes de 1,5 m. de diámetro.

Los correspondientes al puente

principal se obtienen por secciones de un único cilindro constante de sección curvilínea. Tienen 12 m. de altura y un espesor máximo de 4.0 m. Su anchura total en la parte inferior es de 22,74 m. y se separan entre sí una cantidad variable con un mínimo de 1 m. y se apoyan sobre un número variable de pilotes de 2,00 m. de diámetro, cuatro para la pila 7, seis para las pilas 8, 11 y 12 y doce para las pilas 9 y 10.

Se disponen dos apoyos de neopreno-teflón en caja fija por pila. Las del borde izquierdo, según el sentido de avance, están guiados y los del borde derecho están libres. Su tamaño varía en función de la carga a que están solicitados.

2.3. Estribos

Los estribos están formados por un muro frontal, curvado en las aletas, de 50.0 m. de anchura y 10 m. de altura. Al muro frontal se le adosan dos muros longitudinales de 50 m. de longitud que sirven de soporte al parque de fabricación de dovelas. El parque de la margen derecha se pretensa longitudinal y transversalmente con el fin de recoger la fuerza de frenado que le transmite el tablero.

3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

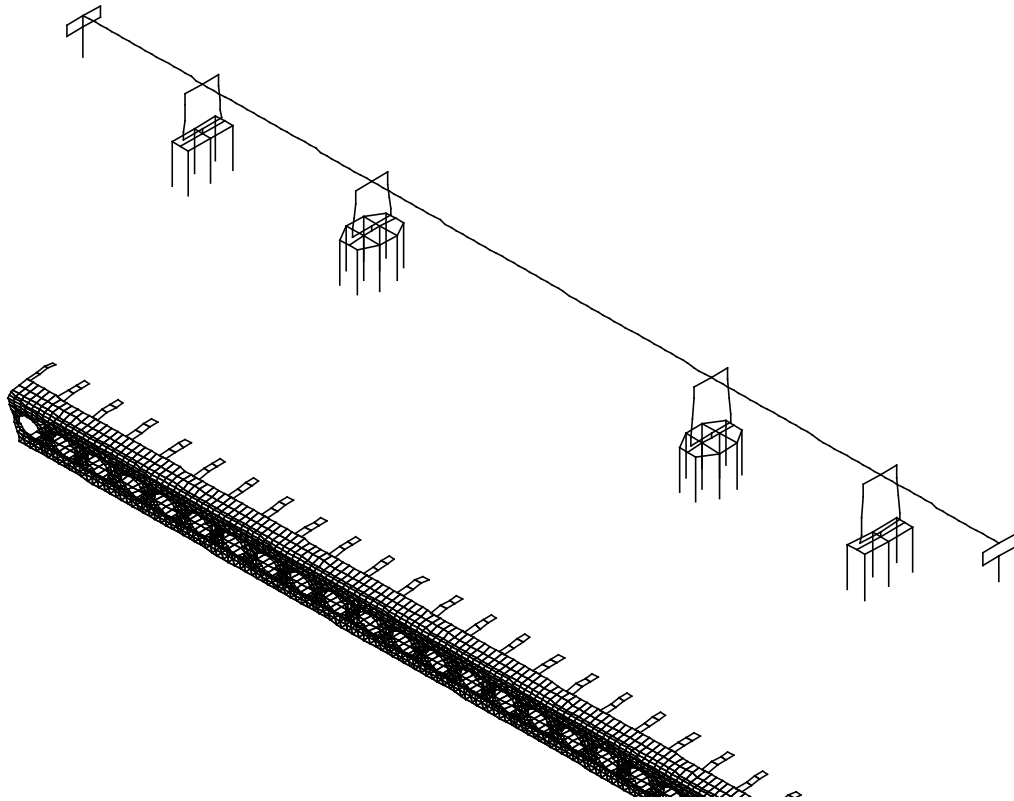


Fig.-7 . Modelo de barras y modelo de elementos finitos en 3D

La particularidad de esta tipología obliga a considerar con especial detenimiento tanto la metodología como los elementos de cálculo apropiados.

Las particularidades provienen fundamentalmente de:

- La presencia de los aligeramientos circulares introducen una deformabilidad longitudinal importante en el tablero así como concentraciones de tensiones más o menos singulares.
- El carácter discontinuo de las costillas superiores provoca un comportamiento estructural intermedio entre una sección abierta en "U" y una sección cajón cerrada.

El comportamiento estructural es, por tanto, claramente tridimensional siendo imprescindible la utilización de técnicas de elementos finitos.

Si bien la técnica del *Método de los elementos Finitos* está muy consolidada, constituye una herramienta de cálculo muy costosa para el proyecto de un puente, en lo que a la

preparación de datos e interpretación de resultados se refiere, frente a las técnicas de *Cálculo matricial* de barras, que obtienen una respuesta global e integrada y con un tratamiento de la información más sencillo.

En el desarrollo de todos los estudios se utilizaron conjuntamente ambas técnicas procurando aprovechar las máximas ventajas de cada una de ellas (Fig.- 7):

Modelo de barras

Se emplearon modelos diferentes para el estudio longitudinal y transversal del tablero.

- El estudio longitudinal permitió obtener los siguientes resultados:
- Los esfuerzos globales, tanto en situación de servicio como durante construcción del conjunto formado por el tablero, aparatos de apoyo, pilas cimientos y estribos.
- Estudio del pretensado longitudinal en situación de servicio y construcción.
- Cálculo de la armadura longitudinal.

El *estudio transversal*, realizado con modelos de barras específicos, permitió analizar los efectos locales sobre los nervios y la losa inferior tanto en situación de servicio como accidentales producidas por el descarrilamiento. De este estudio se obtuvo el dimensionamiento del pretensado transversal inferior y la correspondiente armadura pasiva.

Modelo de Elementos Finitos

- Permite la correcta *calibración* del modelo de barras longitudinal por medio de la obtención de las propiedades mecánicas seccionales tal y como se describirá posteriormente.
- El estudio del efecto de concentración de tensiones por la presencia de los orificios circulares, analizando la adecuada capacidad resistente frente al esfuerzo cortante.
- Efectos locales por la presencia de los apoyos, bien los definitivos sobre las pilas o durante la construcción, ya que todas las secciones del tablero son secciones de apoyo por el empuje.
- Estudio de los esfuerzos en las costillas superiores.

Para estos estudios se utilizaron dos modelos, correspondientes a distintas longitudes de tablero consideradas. En el primer modelo se representó la mitad de la sección transversal con una longitud de tablero de 60 m. (un cuarto del vano principal). El modelo tenía 1293 elementos y un total de 26016 grados de libertad. Con ,l se

obtuvieron las características mecánicas de la sección. Con el segundo modelo se reprodujo un cuarto del tablero completo, de 3494 elementos y 70000 grados de libertad. Por medio de la superposición de hipótesis simétricas y antimétricas, se estudiaron el conjunto de aspectos mencionados anteriormente.

4. COMPORTAMIENTO RESISTENTE DURANTE LA CONSTRUCCIÓN



Fig.-8

Tal y como se ha indicado la construcción se realizó por empuje del tablero desde los dos estribos (Figs.- 1,8). Durante el empuje, el tablero está sometido a estados tensionales que son más desfavorables, en determinadas secciones, que en la situación definitiva y, por lado con las mediciones de desplazamientos y reacciones realizadas, permite verificar las hipótesis establecidas, durante el proyecto, de su comportamiento resistente.

Uno de los aspectos que fue totalmente contrastado ha sido la deformabilidad por esfuerzo cortante. Durante el empuje todas las secciones se convierten en secciones apoyo variando el signo del esfuerzo cortante en las situaciones antes de alcanzar la pila y después de traspasarla. Dado que el pretensado transversal de alma se diseñó, para su máximo aprovechamiento en las situaciones de servicio, con un trazado inclinado, el aplicar dicho pretensado durante la construcción llevaría consigo estados tensionales muy desfavorables. Por ello el tablero fue construido como una estructura de hormigón

armado, desde el punto de vista de las almas, con la armadura pasiva transversal necesaria. Esta situación se manifestó en un incremento de desplazamientos significativo, en la componente correspondiente al esfuerzo cortante, como consecuencia de la fisuración, en todo momento controlada por la armadura pasiva dispuesta. Con los datos de flechas obtenidos, se calibró la componente del área de cortante que suponía una reducción de hasta el 10%. Una vez tesados los cables de pretensado transversal, en cuanto las secciones se encontraban el vano principal, los desplazamientos correspondieron con un ajuste muy adecuado, a los correspondientes al modelo no fisurado. Este control de flechas fue interesante para poder predecir la situación de llegada al centro de vano y dimensionar adecuadamente los dispositivos de nivelación y bloqueo para el hormigonado de la dovela de cierre (Fig.-9).

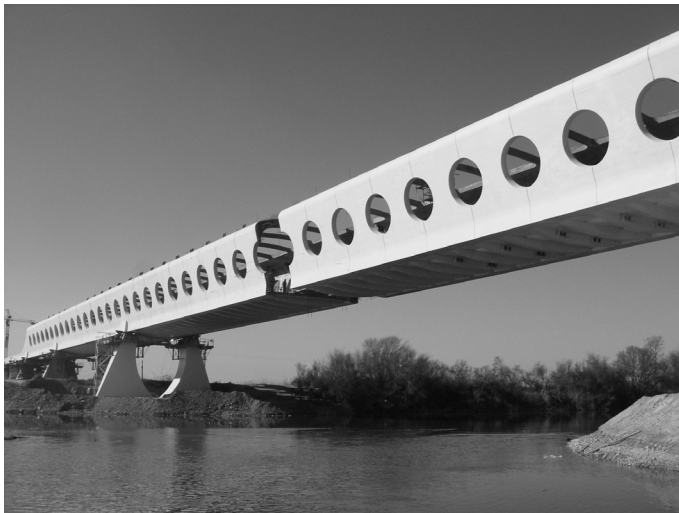


Fig.-9

Las otras mediciones que permitieron comprobar el ajuste del comportamiento resistente fueron la determinación de las reacciones durante las operaciones de sustitución de apoyos así como la propia prueba de carga de recepción realizada. Las reacciones medidas se ajustaron a los valores previstos en todas las

pilas excepto unas ligeras discrepancias en la pila P-7 que se justificaron como consecuencia, de un pequeño asiento introducido en la dovela correspondiente cuando se encontraba en el parque para realizar el ajuste geométrico en la transición de los dos tableros. Los valores de los desplazamientos medidos en las distintas hipótesis de la prueba de carga fueron totalmente satisfactorios

FICHA TÉCNICA

DIRECCIÓN:	GESTOR DE INFRAESTRUCTURAS FERROVIARIAS <i>Leonardo Torres Quevedo</i> <i>Luis Pérez Fabregat</i> <i>Agustín Fernández Sanz</i> <i>Raul Correas</i> <i>José M^a Olaguibel</i>
PROYECTO:	CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L. <i>Javier Manterola</i> <i>Antonio Martínez Cutillas</i> <i>Miguel A. Gil Ginés</i> <i>Amando López Padilla</i>
CONSTRUCCIÓN:	VÍAS Y CONSTRUCCIONES <i>José Luis López</i> <i>Miguel Torres</i> <i>Rafael Durán</i>
ASISTENCIA TÉCNICA A LA DIRECCIÓN DE OBRA:	CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L. – IBERINSA <i>Juan Andrés Gil</i> <i>Miguel Domínguez Gil</i>
ASISTENCIA TÉCNICA A LA EMPRESA CONSTRUCTORA:	EYPSA <i>José A. Llombart</i> <i>Jordi Revoltós</i>