

II CONGRESO DE ACHE 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+6x24+60+120+2x60+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

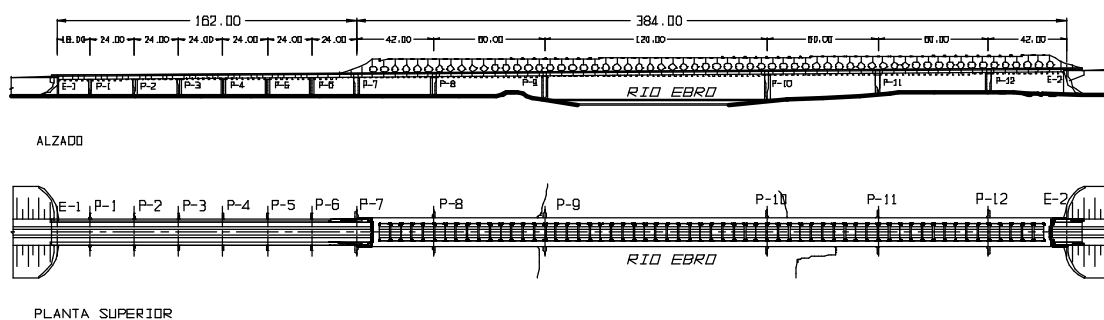


Fig.-3 . Planta y alzado general

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 trapezoidal (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 trapezoidal de ancho variable desde 0,50 a 0,60 m. En la parte superior del cajón se introducen costillas de alzado

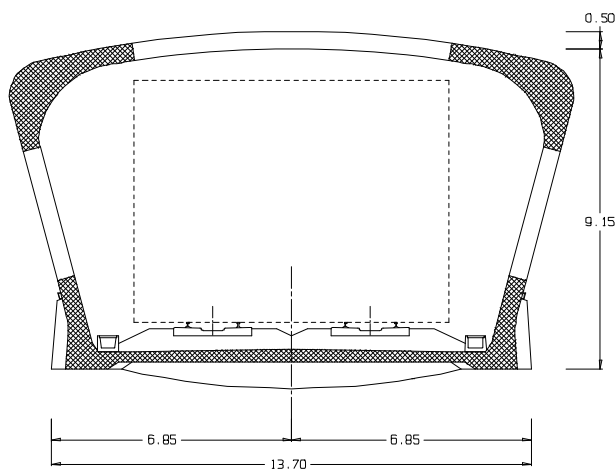


Fig.-4 . Sección por vano de P-7 a E-2

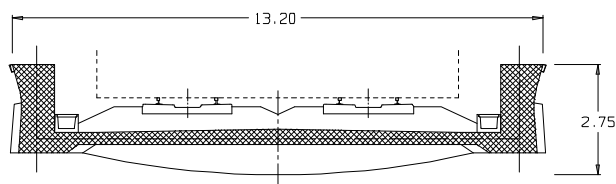


Fig.-5 . Sección por vano de E-1 a P-6

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

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

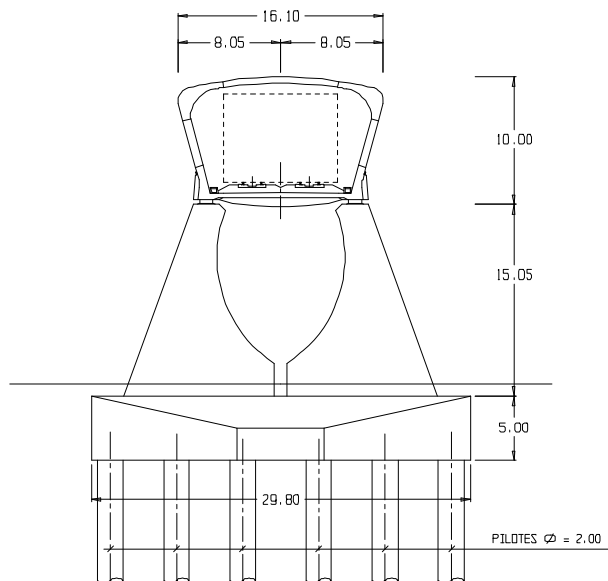


Fig.-6 . Sección por pilas P-7 a P-12

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

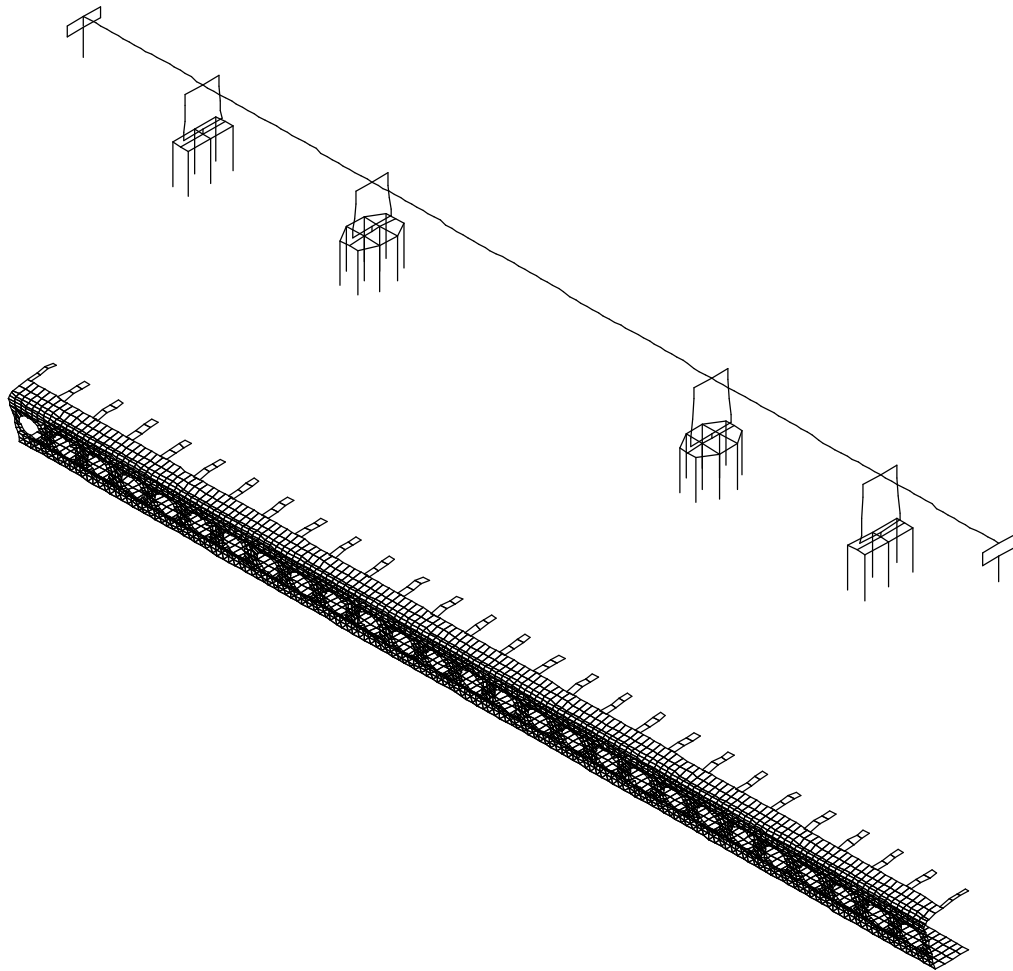


Fig.-7 . Modelo de barras y modelo de elementos finitos en 3D

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 él 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 en 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).

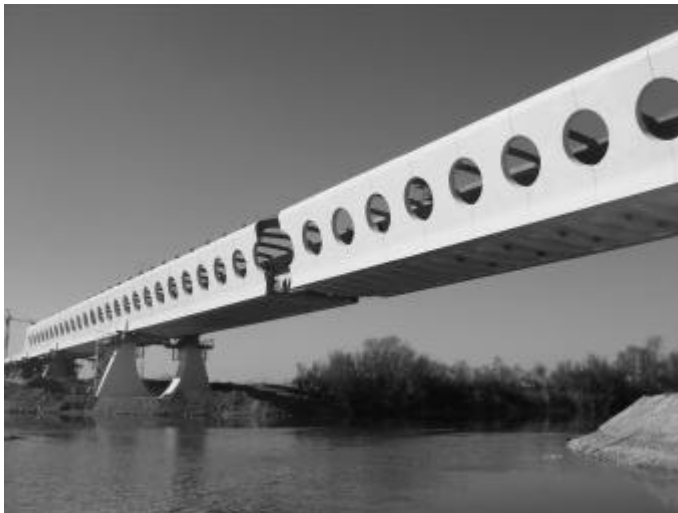


Fig.-9

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 Olaquibel</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>

II CONGRESO DE ACHE DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

Realizaciones, Puentes



**Construcción del Viaducto sobre el río Ebro
de la L.A.V. Madrid – Barcelona – Frontera
Francesa**

José Luis López Ruiz
Vías y Construcciones, S.A.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción del Viaducto sobre el río Ebro con su absolutamente novedosa sección transversal de 9,65 metros de canto y con un vano principal de 120 metros de luz, constituye un buen ejemplo de los más recientes avances en la técnica de ejecución por empuje del dintel, así como en los hormigones, encofrados y medios auxiliares utilizados.

Nuestro deseo es mostrar el proceso de construcción de tan singular estructura, que ha supuesto un reto técnico de notable envergadura, y que ha venido siendo difundido desde la propia obra, mediante la promoción de visitas de toda índole, desde alumnos de escuelas técnicas hasta organismos oficiales.

Merece destacar el carácter emblemático de la obra dentro de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona, en su cruce con el río más caudaloso de España.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL



Fig. 1

El viaducto cruza el río Ebro (Fig. 1), a unos treinta y cinco kilómetros al sureste de Zaragoza junto a la localidad de Osera de Ebro.

El río Ebro tiene una anchura de unos 120 m en época normal, con la margen derecha perfectamente definida por una defensa de ribera, mientras que en la margen izquierda la defensa se encuentra mucho más retirada, dejando una lengua de tierra de contorno

bien definido en aguas normales pero inundable en época de avenidas.



Fig. 2



Fig. 3



Fig. 4

Los 546 m de longitud total (Fig. 2) se dividen en dos zonas. La primera correspondiente al tramo de avenidas (Fig. 3), tiene 162 m de longitud y está formada por un vano de 18 m y

seis vanos de 24 m. La segunda (Fig. 4) 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, 60, 120, 60, 60 y 42 metros.

Se tienen dos tipos de secciones transversales básicas, una en forma de “U” que sirve para soportar el tren en los vanos de 24 m y otra en sección cajón que soporta el tren en el tramo principal.

La sección en cajón, correspondiente al tramo principal, tiene un canto total de 9,65 m y paredes de dos espesores: las dovelas correspondientes a los apoyos de pilas tienen 60 cm y el resto 50 cm.



Fig. 5

La sección en forma de “U” está constituida por la parte inferior de la viga cajón, hasta alcanzar un canto total de 2,20 m. Como aquélla tiene una losa de espesor variable, entre 39 cm en el eje de la vía y 30 cm en el borde y se ayuda por costillas transversales, dispuestas cada 3 m, con un canto de 75 cm y anchura trapecial entre 50 cm y 60 cm.

La anchura superior del cajón es de 16,56 m y la anchura inferior 12,90 m (Fig. 5). Lateralmente se disponen aligeramientos circulares de 3,80 m de diámetro y separados entre sí 6,00 m que funcionan a modo de ventanas. En la parte superior se disponen vigas riostras de 60 cm separadas entre sí 6,00 m, salvo las



Fig. 6



Fig. 7

correspondientes a los apoyos que tienen 1,00 m de anchura (Fig. 6).

El puente consta de doce pilas de hormigón de forma trapecial constituidas por dos unidades separadas de sección curvilínea y alzado

especial (Fig. 7), diferenciándose las seis primeras de las restantes. Las alturas de pilas varían entre:

- Vanos de 24 m: 10,5 m de altura
- Vanos de 60 y 42 m: 12 m de altura
- Vano de 120 m: 15 m de altura

3. PARQUE DE FABRICACIÓN DE DOVELAS

Los parques de fabricación de dovelas están adosados y en continuidad con los estribos (Fig. 8). Tienen dos zonas claramente diferenciadas: la zona de fabricación de 36 m de longitud, donde se instala el parque de fabricación propiamente dicho, suela y encofrados interior y exterior; y la zona de transición hacia el estribo de 12 m de longitud, la cual es necesaria para la estabilidad del empuje.



Fig. 8



Fig. 9



Fig. 10

Se desechó la posibilidad de contar con un solo parque de fabricación desde donde empujar una mitad del puente para después desplazarlo al estribo opuesto y empujar el resto por el incremento de plazo que suponía.

Dentro de la zona de fabricación se distingue la zona de encofrado de solera y la zona de encofrado de hastiales y techo, ambas de 18 m de longitud (Fig. 9). En el encofrado de solera se construye el arranque de los hastiales hasta una altura de 2,20 m.

Esta división de los encofrados en dos zonas permite optimizar las operaciones de colocación de armaduras y de hormigonado (Fig. 10).



Fig. 11

Los encofrados están dotados de gatos hidráulicos para facilitar los movimientos del mismo y de vibración exterior en los hastiales. Cada parque cuenta con una grúa torre que agiliza el movimiento de los materiales necesarios.

Aparte de las grandes dimensiones del encofrado, con un peso de 200 toneladas de estructura metálica en cada parque, de los cuales 80 toneladas corresponden al carro interior (Fig. 11), tenía dos características singulares pertenecientes a la zona de solera:



Fig. 12

- En la banda de deslizamiento se dispuso una sucesión concatenada de chapas de 1,16x0,25 m, que se apoyaban sobre dos carriles de ferrocarril empotrados en un muro de hormigón (Fig. 12). Al producirse el avance, las chapas iban saliendo por delante, siendo recogidas por los operarios. En esta zona tenía un coeficiente de rozamiento

de un 15%.

- El desencofrado de la bandeja de la solera, de 10,5x18 m, tenía el problema de que al tener costillas cada 3 metros, había que realizarlo antes del empuje, y no aprovechando la fuerza del mismo desencofrando mediante bielas. Para ello se dispuso un sistema de bielas, con sus



Fig. 13

rótulas ancladas en dos vigas longitudinales. Estas

vigas tenían impedido el movimiento horizontal la superior y el vertical la inferior, de tal manera que accionando un gato sobre la inferior, la bandeja descendía verticalmente la distancia necesaria para permitir el avance (Fig. 13 y 14). Este sistema funcionó perfectamente, optimizando los tiempos de ejecución de las dovelas.



Fig. 14

Por otro lado, había que desmontar en los primeros empujes zonas de la solera pertenecientes a las cuñas inferiores del pretensado de segunda fase, en las dovelas 2 a 4, y disponer los nichos de la segunda familia de pretensado longitudinal en la zona superior de los hastiales, hasta la dovela 9.

Para la ejecución de las dovelas pertenecientes a la sección en “U”, se amplió el parque en su zona de solera de 18 a 24 m, duplicando de esta forma la longitud de la dovela prevista de 12 m, optimizando las operaciones de hormigonado, tesado y

empuje a cambio de un pequeño aumento en tiempo de ferrallado.

4. MONTAJE DE ARMADURAS

Una vez colocados los encofrados y comprobados topográficamente, se procedía al montaje de las armaduras pasivas y activas de la dovela.

El tablero cuenta con pretensado longitudinal, transversal y vertical inclinado. El pretensado longitudinal está compuesto por tres familias de cables:



Fig. 15



Fig. 16



Fig. 17

Un pretensado recto constituido por cables situados en la parte superior y en la parte inferior de la dovela que se tesaban en el parque de fabricación, conforme se iban hormigonando las dovelas, sobre las caras frontales de las mismas (Fig. 15 y 16).

La segunda familia está situada en la cara superior y se tesaba también durante el proceso de empuje (Fig. 17), desde cajetines alojados en las uniones de las almas con las losas superiores, en el interior de la sección.

La tercera familia de pretensado longitudinal se encuentra en la parte inferior. Se tesaron después de unirse entre sí los dos dinteles y una vez construida la dovela de cierre, y se realizaba desde cajetines colocados entre las vigas transversales de la losa inferior (Fig. 18).

Estas unidades están compuestas por cables de 15, 19 y 31 cordones de 0,6 pulgadas



Fig. 18

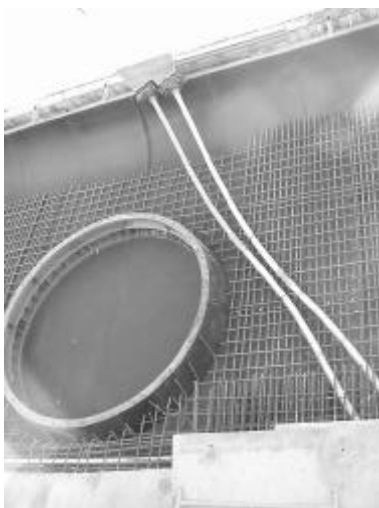


Fig. 19



Fig. 20

Existe un pretensado de almas que sigue una dirección inclinada (Fig. 19). Estas unidades se ponían en carga una vez lanzados los dos semipuentes y antes de hormigonar la dovela central (Fig. 20). Están constituidos por conjuntos de 4, 3 y 2 unidades de 19 cordones de 0,6 pulgadas.

Por último las vigas inferiores de la sección transversal se pretensaban longitudinalmente



Fig. 21

con unidades de 19 cordones de 0,6 pulgadas.

La especial morfología del tablero y la configuración del pretensado aumentaron la complejidad tanto del despiece como de la colocación de la armadura, con respecto a otros tableros convencionales, que se resolvió con un estudio previo coordinado con el equipo proyectista (Fig. 21).

El armado de los elementos tipo riostra transversal se realizó premontándolos fuera del encofrado, lo que optimizó su montaje posterior y aceleró el proceso de producción (Fig. 22).



Fig. 22

Cada dovela lleva aproximadamente 50.000 kilos de acero pasivo, teniendo el tablero un total de 1.900.000 kilos en armaduras pasivas y 520.000 kilos en armaduras activas.

5. HORMIGONADO

Una vez posicionados los encofrados y colocadas las armaduras se procedía al hormigonado de la dovela.

El hormigón empleado es de 60 N/mm² de resistencia característica, teniendo el tablero un total de 10.000 m³. Cada dovela en sección cajón tiene aproximadamente unos 300 m³ de hormigón.

Un hormigón de este tipo requiere un control exhaustivo, tanto durante su fabricación como durante su puesta en obra. Además previamente se llevaron a cabo los estudios,



Fig. 23

ensayos y pruebas in situ que ajustaron la dosificación a emplear.

Como consecuencia de las características especiales tanto del hormigón como de la geometría del tablero, la puesta en obra se realizó mediante el empleo de hasta dos bombas de hormigón simultáneas y con vibración exterior en los hastiales (Fig. 23).

6. TESADO DE ARMADURAS

Una vez que el hormigón alcanzaba una resistencia de 30 N/mm², se procedía al tesado de las armaduras activas correspondientes.

La continuidad de los tendones longitudinales que se tesan en cada una de las dovelas se realizó mediante placas de empalme alojadas en unos cajetines en el hormigón que posteriormente se rellenaban, salvo en el caso del tendón G sito en las esquinas inferiores de la sección transversal. De esta manera se evitaba tener que llevar arrastrando el cable de pretensado, lo que hubiera complicado la ejecución de las dovelas.

La continuidad del tendón G se realizaba mediante la utilización de empalmes unifilares, sustituyéndose la vaina por una virola en la zona del empalme.

7. EMPUJE DE DOVELAS



Fig. 24

El proceso de construcción se realizó por empujes sucesivos desde los dos estribos (Fig. 24). El semi-puente de la margen derecha se dividía en 18 dovelas, y en 15 dovelas el semi-puente de la margen izquierda. En la zona central se dejó un espacio de 6 metros para realizar el cierre de los dos semi-puentes. Las longitudes de las dovelas eran de 12, 18 o 24 metros, dependiendo de su

posición.

El empuje es el proceso mediante el cual la dovela, una vez hormigonada y tesada, es desplazada en el sentido del eje longitudinal del puente, de forma que deje otra vez libre el encofrado para volver a ejecutar una nueva dovela.

En nuestro caso no se desplazaba formalmente una dovela completa, sino que se empujaba el techo y hastiales de la dovela “N” conjuntamente con la solera de la dovela “N+1”.

La ventaja de este sistema estriba en que todos los medios de fabricación del tablero están en un mismo lugar, con lo que se consiguen optimizar todas las operaciones de construcción. La división del parque en dos zonas redunda igualmente en esta optimización.

Este sistema constructivo aporta todas las ventajas de la prefabricación exigiendo un control muy elevado de cada uno de los procesos. Para ello es absolutamente necesario un

replanteo en planta y alzado lo más preciso posible tanto de las pilas como del parque de fabricación.

Al mismo tiempo que se realizaba el postesado de los tendones de lanzamiento, se procedía a la apertura de los encofrados exteriores e interiores, tanto de la primera como de la segunda fase del parque.



Fig. 25



Fig. 26



Fig. 27

Una vez retirados los encofrados se colocaban las piezas traseras del sistema de empuje, y se instalaban de las barras de tiro necesarias en función de la dovela que se iba a empujar.

El empuje se realizaba mediante barras de pretensado de 47 mm de diámetro, de calidad 85/105. Estas barras eran puestas en tensión por gatos huecos de 205 toneladas de capacidad (Fig. 25), anclados en unas piezas metálicas en forma de “L” dispuestas en el muro frontal del estribo (Fig. 26).



Fig. 28

El número de barras a emplear en cada empuje dependía del peso de las dovelas construidas. De esta forma, en la fase final en el empuje sobre el estribo 1 el peso máximo era de aproximadamente once mil toneladas y en el estribo 2 diez mil toneladas (Fig. 27). En estas últimas fases eran necesarias seis barras de pretensado, tres a cada lado del tablero, mientras que en los primeros empujes solo eran

necesarias dos barras a cada lado.

Los elementos de tiro estaban formados por dos cruces metálicas (Fig. 28) unidas entre si por barras de pretensado de 47 mm de diámetro, colocadas en la parte trasera de la última solera hormigonada.



Fig. 29



Fig. 30

El control del empuje se realizaba desde una sola central hidráulica (Fig. 29) que garantizaba que a cada gato le llegara la misma presión. Por medio de la lectura de los manómetros de dicha central el operario controlaba en todo momento la presión de los gatos durante el empuje.

Las guías laterales (Fig. 30) son unas estructuras metálicas especialmente diseñadas para absorber los movimientos laterales del tablero que se pueden producir, o bien durante el empuje o bien durante un fuerte viento lateral. Las fuerzas de diseño para estas guías laterales han sido en todos los casos de 80 toneladas.

Estas guías estaban colocadas a ambos lados de cada pila y a la salida del parque de fabricación de dovelas.

Antes de iniciar cada empuje era necesario comprobar que los cabeceros de las guías estaban perfectamente ajustados con su almohadilla correspondiente.

Los apoyos del tablero sobre las pilas fueron utilizados tanto para el empuje como posteriormente de forma definitiva. Estos apoyos son de tipo POT, con la chapa superior mecanizada en forma de patín y forrada con una chapa de acero inoxidable que se retiró una vez finalizado el empuje. Durante el lanzamiento las almohadillas de neopreno-teflón deslizarán sobre esta superficie inoxidable.

Las almohadillas de neopreno-teflón empleadas son de tres tipos: 550x550x13 mm y 1100x250x13 mm para los apoyos y 500x250x25 mm para las guías laterales. Durante el empuje estas almohadillas se introducen de forma continuada entre el hormigón y la chapa de acero inoxidable de las bandejas de los apoyos y de las guías laterales.

Se debe poner especial atención en la posición en la que se han de colocar las almohadillas: la superficie de teflón de color blanco debe ir siempre en contacto con la chapa de acero inoxidable tanto en los apoyos como en las guías laterales. Antes de ser introducidas, se untará con grasa de silicona esta cara de las almohadillas.

El coeficiente de rozamiento obtenido ha sido del 3%.

La nariz es una estructura metálica (Fig. 31) con un peso aproximado de 52 toneladas que se coloca en la primera dovela en el frente de avance. Su finalidad es facilitar la entrada del tablero en las pilas durante el empuje y disminuir el peso del voladizo en el avance.



Fig. 31

Iba anclada al hormigón con barras de pretensado, 40 unidades de F36 mm y 8 unidades de F32 mm, y llevaba en su extremo frontal cuatro gatos hidráulicos de 280 toneladas cada uno, dos en cada cuchillo, conectados a una misma central hidráulica para igualar fuerzas.

El equipo topográfico realizó un seguimiento en tiempo real que permitió en todo momento establecer la posición de la dovela así como poder corregir cualquier desviación geométrica por pequeña que fuera.

Dicho seguimiento permitía establecer las correcciones en planta que eran necesarias, realizándose éstas mediante la utilización de los guiados laterales.

Mediante el uso de aparatos de radiofrecuencia todo el personal implicado en la fase de empuje se encontraba permanentemente comunicado, al objeto de que cualquier incidencia o anomalía fuera puesta rápidamente en conocimiento de los técnicos responsables del empuje, y de esta manera hubiera un canal en el que cualquier instrucción se transmitía allí donde era necesaria.

El ritmo de ejecución de las dovelas fue de dos semanas por cada una correspondiente a la sección cerrada y de una semana para las de sección en “U”.

8. DOVELA DE CIERRE Y PRETENSADO DE SEGUNDA FASE



Fig. 32

Una vez finalizado el empuje desde ambas márgenes, había que realizar la unión entre los dos semi-puentes, mediante la construcción de una dovela de cierre de 6,00 m de longitud (Fig. 32).

Si bien los tableros estaban perfectamente alineados en planta, el control topográfico de flechas que se venía realizando, indicaba que se iba a llegar al final del empuje con flechas diferentes en cada uno de los voladizos.

Aparte del control topográfico, se fueron obteniendo durante los empujes reacciones en posiciones singulares del tablero (entrada en pilas, etc.). El conjunto de los datos obtenidos

sirvió para que el proyectista ajustara el modelo de cálculo, lo que permitió a su vez anticipar el desnivel máximo entre ambos voladizos.

Por otro lado, desde un principio se determinó la necesidad de bloquear el tablero del puente durante la ejecución de la dovela de cierre, al ser ejecutada en dos fases (como el resto de las dovelas), de cara a los desplazamientos longitudinales y giros producidos por la temperatura y el peso del hormigón fresco.

Para resolver el conjunto de los efectos (nivelación y bloqueo) se diseñó una estructura metálica a partir de las piezas de uno de los pescantes, de tal manera que:



Fig. 33



Fig. 34

- La pieza, a modo de pescante, se anclaba en el voladizo más bajo y se apoyaba sobre gatos hidráulicos en el otro. De esta manera, poniendo en carga los gatos se aplicaba una fuerza que bajaba un voladizo y subía el otro, y permitía su enrase (Fig. 33).

- En las vigas principales se soldaron unos voladizos que a modo de “uñas” bloqueaban los desplazamientos longitudinales del tablero (Fig. 34).

- Finalmente se dispusieron dos puntales en la parte superior de la sección, que bloqueaban el giro relativo de los voladizos por efecto térmico de gradiente positivo. También absorbían el efecto del peso del hormigón fresco de la segunda fase de la dovela.

Este “pescante de nivelación y bloqueo” se apoyó y ancló sobre los machones de hormigón que sirvieron de anclaje a las narices metálicas de lanzamiento.

Efectivamente, en la situación final del empuje, el voladizo del lado Estribo 1 tenía 47 mm de flecha y 105 mm el del Estribo 2. Aplicando en los gatos una fuerza de 175 toneladas se ajustó la flecha de ambos voladizos a 69 mm.

Buscando las condiciones de evolución térmica más favorables, una vez bloqueada la sección, se hormigonó a última hora del día la primera fase de la dovela (solera y arranque de hastiales hasta 2,20 m de altura).

Controlando exhaustivamente el curado del hormigón durante la noche, se alcanzó a las 12 horas los 30 N/mm², permitiendo el tesado de 4 de los cables pertenecientes al pretensado de 2ª fase del vano central. Esto daba a la sección hormigonada la rigidez suficiente para

poder desmontar el pescante de nivelación y bloqueo, manteniendo eso sí los puntales superiores (Fig. 35).



Fig. 35



Fig. 36



Fig. 37

Para la realización de esta dovela de cierre se utilizó el encofrado del parque adaptado, en la primera fase de hormigonado, a una estructura que se ancló en ambos voladizos, y la segunda a unas consolas especiales de tipo “tropa”.

Una vez hormigonada totalmente la dovela (Fig. 36), se realizó el pretensado del resto de los cables inferiores de segunda fase del vano de 120 m. Las maniobras de suspensión de los gatos se realizaron con cuelgues desde la losa del tablero a través de unos tubos dejados para tal fin durante los hormigonados de las dovelas (Fig. 37). El personal trabajaba desde plataformas elevadoras con brazo telescópico que se situaban en las penínsulas de las pilas principales.

9. CONTROL DE FLECHAS Y REACCIONES

Como ya se ha mencionado, durante todo el proceso de lanzamiento de la estructura, se fueron tomando datos de flechas y de reacciones.

La medición de flechas se realizó con equipo topográfico convencional, nivelando la banda de rodadura del tablero. Hasta llegar al vano central se nivelaba todo el tablero construido, tomando como puntos de nivelación los centros y juntas de dovelas. Estas mediciones servían de base para que el proyectista ajustara los valores del modelo de cálculo.



Fig. 38

En conjunción con estos datos se realizaron medidas de reacciones (Fig. 38), en las que se emplearon los gatos y centrales hidráulicos previstos para resolver posibles atascos en los apoyos durante el lanzamiento del viaducto. Para ello se contaba en obra con 8 gatos de 450 toneladas de simple efecto y 8 gatos de 200 toneladas de doble efecto, accionados por una central hidráulica de 700

bares de capacidad. En función de la carga prevista a levantar se utilizaba un equipo u otro.

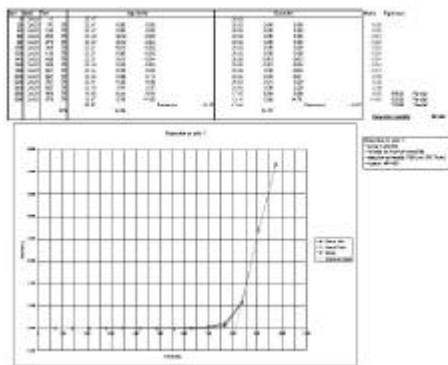


Fig. 39

Para controlar el desplazamiento vertical se utilizaron relojes comparadores de 0,01 mm de precisión. Estas lecturas servían para elaborar las gráficas correspondientes de las que se obtenía la reacción y la rigidez de la estructura en esa situación (Fig. 39).

La toma de reacciones también se realizaba en la entrada del pescante en las pilas, en este caso aprovechando el equipo hidráulico situado en la punta de la nariz de lanzamiento, compuesto por 4 gatos de 280 toneladas.

		ESTRIBO II				ESTRIBO I			
		176,129	176,094	< Teóricas		176,006	176,196	< Teóricas	
		REAL	REAL			REAL	REAL		
Bares	Gato	Izquierda	Derecha	Flecha Izda	Flecha Dcha	Izquierda	Derecha	Flecha Izda	Flecha Dcha
0		176,025	175,988	-0,104	-0,106	175,959	176,149	-0,047	-0,047
20	MP-450		175,990		-0,104		176,146		-0,050
40	MP-450		175,996		-0,098		176,142		-0,054
60	MP-450	176,042	176,003	-0,087	-0,091	175,948	176,137	-0,058	-0,059
180	MH-200	176,043	176,005	-0,086	-0,089	175,947	176,136	-0,059	-0,060
200	MH-200	176,044	176,007	-0,085	-0,087	175,946	176,136	-0,060	-0,060
220	MH-200	176,048	176,008	-0,081	-0,086	175,944	176,135	-0,062	-0,061
240	MH-200	176,05	176,011	-0,079	-0,083	175,942	176,133	-0,064	-0,065
260	MH-200	176,053	176,015	-0,076	-0,079	175,94	176,131	-0,066	-0,065
280	MH-200	176,056	176,017	-0,073	-0,077	175,939	176,129	-0,067	-0,067
100	MP-450	176,06	176,022	-0,069	-0,072	175,937	176,127	-0,069	-0,069

Fig. 40

De igual forma, durante la maniobra de enrase de los voladizos, se realizó un control de carga aplicada – desplazamiento en voladizo , individualizado para cada uno de ellos, que verificó los valores de rigidez estimados a partir de los datos del modelo (Fig. 40).

Una vez que el puente estuvo en posición definitiva, hubo que realizar la retirada de las almohadillas de neopreno-teflón y del acero inoxidable que cubría el apoyo Pot. Aprovechando esta maniobra, se realizaron mediciones finales de reacciones, previas al cierre del tablero, que se compararon con valores suministrados por el proyectista (Fig. 41).

APOYO	REACCION		
	Estimada	Medida	Med/Est
P-1	-789	-810	5,4%
P-2	-528	-554	4,8%
P-3	-639	-715	12,0%
P-4	-612	-640	4,6%
P-5	-628	-658	4,8%
P-6	-694	-582	-16,2%
P-7	-1.254	-1.256	0,1%
P-8	-1.701	-1.667	-2,0%
P-9	-5.136	-4.974	-3,2%
P-10	-5.085	-4.991	-1,8%
P-11	-2.296	-2.318	1,0%
P-12	-2.396	-2.660	11,0%

Fig. 41

gran rigidez, lo que explica también el resto de pequeñas distorsiones en la comparativa de la tabla.

El desajuste en la pila 6 se debe a que, en el cálculo de la reacción estimada, se ha considerado un asiento de 15 mm por ajustes geométricos correspondientes a la dovela de transición, que tiene una modelización compleja. Esto pone de manifiesto la gran sensibilidad del tablero a asientos diferenciales, dada su