

VIADUCTO DE LA AUTOVIA DE LA PLATA EN PLASENCIA

Juan Luis BELLOD THOMAS

Ingeniero de CCyP
CESMA Ingenieros
Madrid

cesma@cesmaing.com

Juan Jesús ÁLVAREZ ANDRÉS

Ingeniero de CCyP
DRAGADOS S.A
Madrid

jjalvareza@dragados.com

Resumen

Desde hace bastantes años la solución estructural más utilizada en nuestro país para viaductos construidos sobre calzadas existentes, con alturas de pilas importantes, fuertes curvaturas, esvíaes acusados y luces de más de 50 m ha sido el cajón mixto único. En los últimos años las soluciones prefabricadas de hormigón pretensado con continuidad o las soluciones in situ construidas sobre cimbras aporticadas o autocimbras han supuesto una fuerte competencia. En esas condiciones ha sido necesario mejorar la competitividad de las soluciones mixtas, estudiando en profundidad los detalles de rigidización, apoyos, soldaduras, conexión, hormigonado de losa, etc.

A continuación se describe un ejemplo de utilización de una solución de cajón mixto, analizando aquellos detalles que pensamos que suponen una cierta depuración de la soluciones clásicas ya ejecutadas en nuestro país y que pueden abrir nuevos caminos y dotar de futuro a los puentes mixtos.

Palabras Clave: Viaducto mixto, rigidización, conexión, no lineal, prelosas.

1. Descripción del viaducto

El enlace de la autovía de La Plata con la autovía Autonómica EX108 en Plasencia ha exigido la construcción de dos puentes mixtos -uno por calzada- de siete vanos de luces variables entre 38 y 50 m. Debido a la curvatura en planta, las longitudes de los viaductos son diferentes, siendo de 324 m en la calzada derecha y de 322 m en la calzada izquierda. La diferencia se absorbe en el quinto vano de cada viaducto, contando el resto con igual luz en ambas estructuras.

Cada tablero, de 11,8 m de ancho, se resuelve por medio de un único cajón mixto de 1,60 m de canto y almas inclinadas, cuyo fondo se hormigona en la zona de pilas. Sobre él se dispone una losa de hormigón armado que permite alcanzar un canto total del tablero de 1,95 m. La tipología adoptada para los estribos es la de cargadero sobre pilotes ejecutados desde la coronación del terraplén, que se encuentra contenido por un muro de suelo reforzado. Las pilas, con una altura máxima de 16 m, están formadas por un único fuste y su sección inferior se obtiene por superposición de un círculo de 1,30 m de radio y un rectángulo de 1,65 x 1,00 m, sección que se abre en coronación para permitir el empotramiento a torsión del cajón (fig 1).



Fig. 1 Vista aérea del enlace de la autovía de La Plata con la autovía autonómica EX108

2. Estribos

La gran altura de los terraplenes en el encuentro con los viaductos obliga a adoptar una solución de muros de suelo reforzado para la contención de tierras. La hiperestaticidad de la estructura y la excesiva altura de los muros desaconsejaba una solución de estribos apoyados directamente en el terraplén, adoptando la solución de cargaderos de hormigón armado sobre pilotes ejecutados desde el terraplén, sin necesidad de camisa. Se enumeran a continuación algunos detalles de esta solución que merecen cierta atención:

- Los flejes en la zona próxima a los pilotes cuentan con unas articulaciones metálicas en la unión con las escamas que permiten el esviaje de las armaduras durante el montaje, evitando así la interferencia con los pilotes.
- Entre el borde del pilote y el fleje se deja una distancia de seguridad igual a 0,5 m (fig 2a).
- La distancia desde el eje de los pilotes al borde interior del muro de suelo reforzado es de 2,75 m.
- Desde un punto de vista estético, y con objeto de romper visualmente la presencia de una pared de 36 m de ancho, se previeron unos resaltos verticales constituidos por unas piezas especiales de corcho aglomerado con resina (fig 2b).

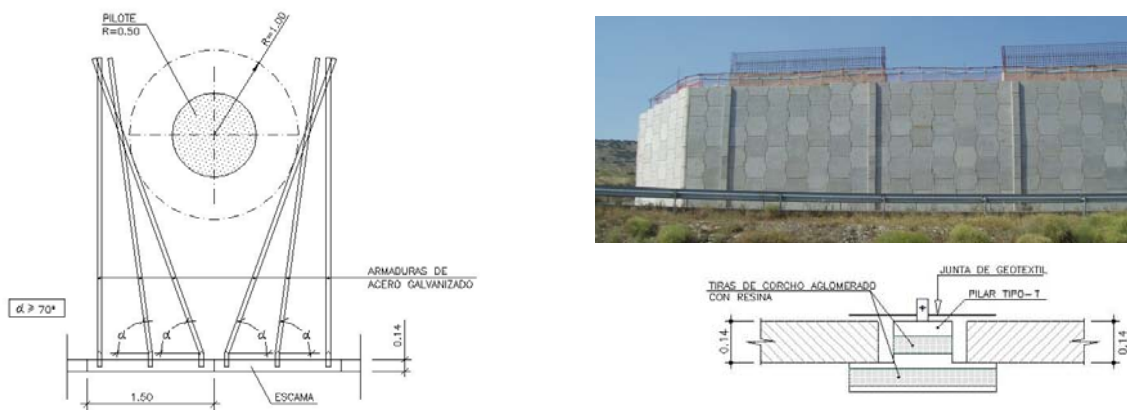


Fig. 2 Estribos; a) Detalle de esviaje de flejes en zona de pilotes; b) Detalle de piezas especiales de corcho aglomerado

3. Pilas

Las pilas de un viaducto mixto de estas condiciones, con una altura máxima de 16 m, tienen una repercusión muy reducida en el coste total (10%) del viaducto y en ningún caso condicionan el plazo, que siempre viene determinado por el cajón metálico. El carácter de viaducto doble con pilas no perfectamente alineadas y que pueden ser observadas desde diferentes puntos de vista, exigía soluciones con fustes únicos, forzando al máximo las condiciones de esbeltez.

La sección transversal inferior escogida se obtiene por superposición de un círculo de 1,30 m de radio y un rectángulo de 1,65 m de ancho, que aumenta en la zona superior de la pila hasta alcanzar el ancho del tablero de 3,00 m. Esto permite disponer dos apoyos que empotran el cajón a torsión, lo que es imprescindible para una longitud de tablero de 322 m y una sección transversal formada por un único cajón (fig 3). El canto mínimo de la pila viene condicionado por las dimensiones de los aparatos de apoyo, de forma que se obtiene un valor de 1,00 m resultado de disponer unos apoyos rectangulares de 700 mm según esa dirección sobre un mortero que sobresale 50 mm a cada lado del apoyo, dejando una distancia libre del mortero al borde de la pila de 100 mm. Con estas dimensiones y para la pila de mayor altura, admitiendo unas condiciones de esbeltez intermedias entre la situación libre y apoyada en cabeza, resulta una esbeltez mecánica de 90.

La forma redondeada de la pila en la zona central permite la existencia de una zona de 0,8 x 0,9 m libre de cercos por donde los operarios pudieron vibrar el hormigón desde el interior de la pila, circunstancia imprescindible para conseguir un resultado óptimo de la superficie del hormigón. Las alturas máximas de tongadas fueron de 6,0 m, reduciendo así el número de juntas horizontales adoptadas en cada pila y evitando con ello pérdidas de lechada, quiebras en alzado, etc. Con respecto al armado en cabeza de pilas, se dispuso una armadura específica de 3 capas de 6Φ25 para recoger las tracciones horizontales derivadas de la variación del ancho de la pila en cabeza.



Fig. 3 Pilas; a) y b) Vista general tras la construcción; c) Alzado y sección transversal

La cimentación de todas las pilas es directa mediante zapatas excepto en el caso de la pila 1, situada junto al pie del terraplén de la glorieta que forma parte del enlace y que se sitúa a una altura intermedia entre las dos autovías. Para evitar afectar al tráfico en la glorieta, que no se interrumpió durante la ejecución del viaducto, se recurrió a ejecutar una cimentación micropilotada, minimizando así las dimensiones del encepado y, en consecuencia, la excavación necesaria para su ejecución.

4. Apoyos y juntas

Los apoyos dispuestos en pilas son todos de neopreno zunchado de sección rectangular en planta de dimensiones 700 x 800 mm y alturas de neopreno variables en función de cada pila, desde un mínimo de 80 mm para las pilas centrales hasta una altura de 110 mm en las pilas extremas.

Sin embargo, los movimientos alcanzados en las secciones de estribo son superiores a los admisibles en este tipo de apoyos, por lo que se han adoptado apoyos tipo POT de neopreno confinado, contando cada estribo con tres apoyos libres y un apoyo guiado longitudinalmente.

En estructuras de esta tipología, longitud y proceso constructivo, los giros alcanzados en estribos son elevados, normalmente superiores a los admisibles en apoyos comerciales. Esta situación se puede resolver haciendo que los apoyos definitivos absorban únicamente los giros debidos a la carga muerta y a las sobrecargas, lo que puede lograrse, o bien definiendo un contragiro de valor igual al del giro de peso propio o bien empleando unos apoyos provisionales durante la construcción que absorban el giro debido al peso propio de la estructura.

Para evitar la dificultad constructiva que conlleva colocar un apoyo girado un valor predeterminado, se ha optado por la solución de los apoyos provisionales(fig 4), cuya colocación y funcionamiento conlleva las siguientes fases:

- En primer lugar, tras colocar los aparatos provisionales de neopreno zunchado y los apoyos definitivos tipo POT, se monta el cajón metálico. Para evitar que los apoyos definitivos tomen carga, no se disponen las cuñas metálicas superiores que contactan con el cajón.
- Para evitar que el cajón vuelque, ya que se encuentra apoyado bajo dos aparatos provisionales de pequeñas dimensiones y muy próximos entre sí, se colocan unos tacos de madera o algún elemento similar bajo las almas, pero sin entrar en contacto con el cajón.
- Seguidamente, se procede al hormigonado de la losa del tablero.
- Finalmente, se retiran los tacos de madera y se colocan en su lugar unos gatos que sirven para levantar la estructura. Tras colocar las chapas superiores de los apoyos POT y soldarlas al cajón, se retiraron los apoyos provisionales y los gatos para transmitir de esta forma la carga a los apoyos definitivos.

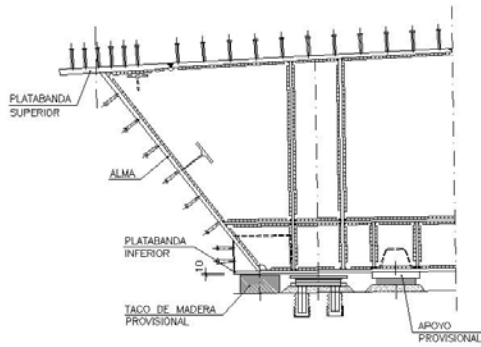


Fig. 4 Definición de los apoyos provisionales

De acuerdo con los movimientos resultantes obtenidos en el dimensionamiento de la estructura, se han definido unas juntas sobre estribos de 160 mm de recorrido total, con una capacidad mínima de expansión de 85 mm y de 75 mm de compresión.

5. Cajón mixto

5.1 Geometría del cajón metálico

El cajón metálico es abierto y tiene forma trapezoidal con un ancho inferior de 3000 mm, un canto constante de 1600 mm y dos platabandas sobre las almas de 700 mm de ancho y separadas 5450 mm, en las que se dispone la conexión con la losa de hormigón armado (fig 5).

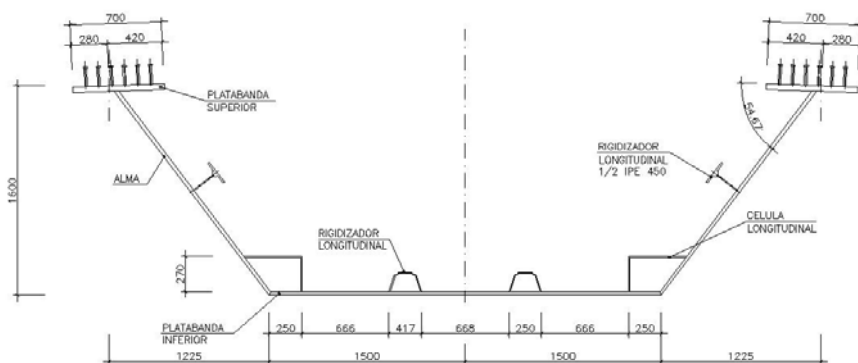


Fig. 5 Sección transversal del cajón metálico

Con carácter general se puede afirmar que, en ELU, las alas metálicas proporcionan la resistencia a flexión de la sección y las almas la resistencia a cortante.

El espesor mínimo de las almas se establece en la zona próxima a las pilas, donde los esfuerzos cortantes son importantes, por condiciones de resistencia (ELU) y en la zona de vano, con esfuerzos cortantes moderados, por condiciones de servicio (ELS).

Las esbelteces de las almas, que cumplen en todo caso las limitaciones indicadas en la RPX-95 para el caso de rigidización longitudinal y transversal, son las siguientes:

$$\text{Almas en zona de apoyos} \quad b/t = 2015/18 = 112 < 250$$

$$\text{Almas en zona de vano} \quad b/t = 2015/12 = 168 < 350$$

El espesor mínimo del ala inferior se establece por condiciones de resistencia (ELU), tanto en la zona de apoyo sobre pilas donde la fuerza de compresión se reparte entre la chapa rigidizada y el hormigón, como en la zona de vano, donde la tracción es resistida en su totalidad por el acero estructural.

Considerando la máxima longitud de chapa sin rigidizar, y cumpliendo las limitaciones establecidas en la RPX, las esbelteces del ala inferior son las siguientes:

$$\text{Ala inferior traccionada} \quad d/e = 668/15 = 45 < 120$$

$$\text{Ala inferior comprimida} \quad d/e = 668/35 = 19 < 60$$

El espesor mínimo del ala superior se establece por condiciones de resistencia (ELU) en la zona de vano durante la fase de hormigonado del tablero y por condiciones de servicio (ELS) en la zona de apoyo sobre pilas.

5.2 Rigidizadores

5.2.1 Rigidizadores de almas

a) Rigidizadores longitudinales

Los rigidizadores longitudinales están formados por un perfil laminado de ½ IPE 450 dispuesto en el centro del alma y a lo largo de todo el viaducto (Fig 5). Esta disposición reduce la deformación en el alma (ELS) y aumenta la resistencia a cortante de la sección (ELU), ambas función de la esbeltez. En cambio, la disposición de la rigidización longitudinal en la zona comprimida de las almas con objeto de aumentar la resistencia a flexión de la sección es menos eficiente y responde a un criterio de cálculo fundamentalmente elástico.

b) Rigidizadores transversales

Los rigidizadores transversales intermedios están formados por un perfil laminado de ½ IPE 450 dispuesto cada 1800 mm en la zona próxima a pilas y cada 3375 mm en la zona de vano (Fig 6). Esta disposición responde al mismo criterio establecido para los rigidizadores longitudinales y busca limitar la esbeltez del alma. La unión de los rigidizadores longitudinales y transversales es rígida, siendo el perfil longitudinal el que se interrumpe para soldarse al rigidizador transversal.

5.2.2 Rigidizadores del ala inferior

a) Rigidizadores longitudinales

En el ala inferior se disponen dos elementos de rigidización que se mantienen constantes en todo el viaducto (fig 5):

- Una célula de chapa conformada de 8 mm de espesor doblada a 90° que rigidiza la unión del ala y el alma y aumenta la capacidad poscrítica de las almas al conseguir un empotramiento en la chapa inferior de forma análoga a las secciones en doble T.
- Dos rigidizadores longitudinales continuos con forma de artesa invertida de 8 mm de espesor y 150 mm de canto que pasan a través de sendos huecos previstos en los rigidizadores transversales. La forma curva en planta de los rigidizadores se asimila a una poligonal, disponiendo el quiebro en la zona de unión con los rigidizadores transversales.

b) Rigidizadores transversales

Los rigidizadores transversales intermedios están formados por un perfil laminado de ½ IPE 550 dispuesto en las mismas secciones que se han definido en la rigidización transversal del alma (fig 6). Esta disposición busca limitar la esbeltez del conjunto chapa-rigidizador en la zona comprimida.

5.2.3 Rigidización superior

Durante la fase de hormigonado del tablero la rigidez a torsión del cajón abierto queda garantizada por la presencia de una cruz de San Andrés formada por perfiles laminados de ½ IPE 240 que, a efectos de rigidez, equivalen a una chapa de cierre de 0,4 mm. Las torsiones que solicitan la sección metálica se deben a la curvatura en planta del viaducto y a una posible excentricidad de la carga vertical como consecuencia de la falta de simetría transversal en el hormigonado de la losa.

5.2.4 Condiciones mínimas de esbeltez de los rigidizadores

La definición de toda la rigidización del cajón metálico ha seguido las recomendaciones indicadas en la RPX-95 referentes a su esbeltez:

Rigidizadores transversales del alma	$L_s/h_s = 2015/225 = 9 < 15$
Rigidizadores longitudinales del alma	$L_s/h_s = 3375/225 = 15 < 15$
Rigidizadores transversales del ala inferior comprimida	$L_s/h_s = 3000/275 = 11 < 15$
Rigidizadores longitudinales del ala inferior comprimida	$L_s/h_s = 3375/150 = 23 < 25$

5.3 Diafragmas

5.3.1 Diafragmas intermedios

Los diafragmas intermedios, situados en las secciones indicadas anteriormente para la rigidización transversal, están formados por una celosía que añade a la rigidización transversal de almas y del ala inferior antes descrita un cordón superior y dos diagonales formados por perfiles tubulares de dimensiones 120x120x8 mm. Esta disposición busca limitar la distorsión de la sección metálica y asegurar una eficaz incorporación de las cargas exteriores a la estructura (fig 6).

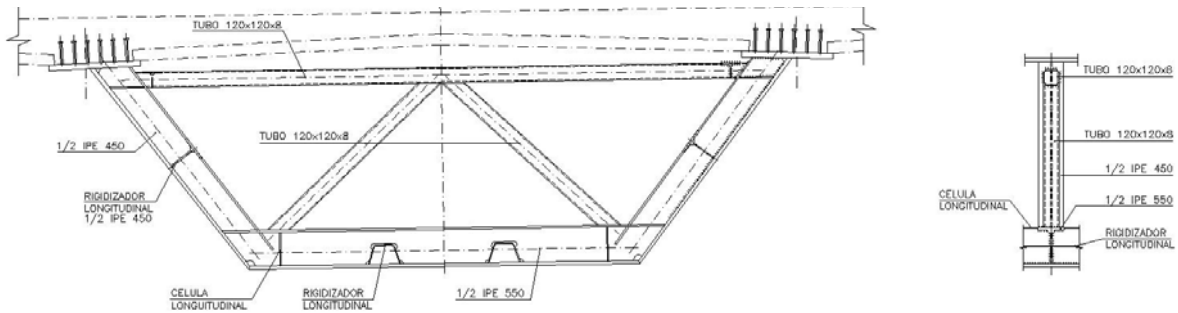


Fig. 6 Diafragma tipo; a) Alzado; b) Sección

5.3.2 Diafragmas sobre apoyos

Los diafragmas sobre apoyos son elementos fuertemente solicitados en los que se suman los esfuerzos originados por la torsión debida a la geometría curva y a la excentricidad de las cargas exteriores con los esfuerzos debidos a su función como rigidizador transversal y los esfuerzos originados por las reacciones de apoyo. A su función de evitar la distorsión del cajón, se añade la de asegurar una eficaz difusión de las reacciones de apoyo, ya que frente a estas reacciones, los otros efectos resultan despreciables en este tipo de estructuras.

El diafragma sobre pilas está formado por una chapa de 40 mm de espesor rigidizada mediante dos tubos $\Phi 610 \times 12.5$ mm situados encima de los apoyos y una chapa superior de 30 mm de espesor que une ambas platabandas y en la que se concentra la conexión con la losa del tablero (fig 7).

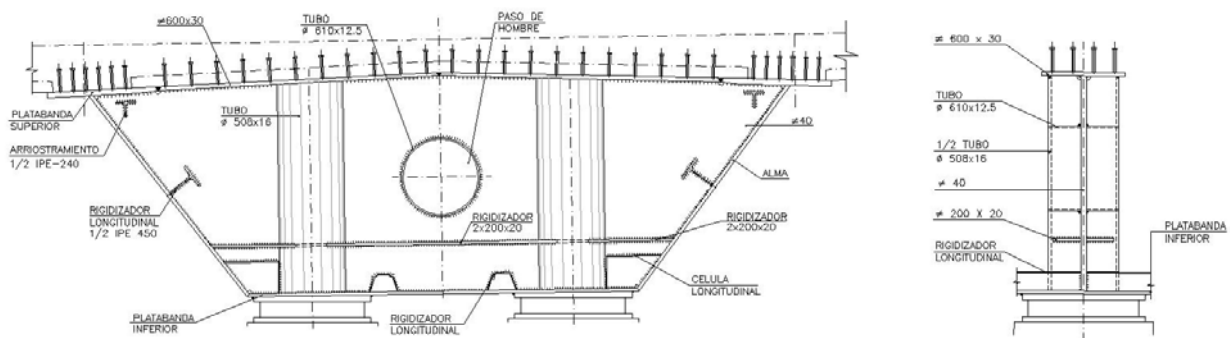


Fig. 7 Diafragma sobre pilas; a) Alzado; b) Sección

Análogamente, el diafragma de estribos consta de una chapa de 20 mm de espesor que cuenta con dos rigidizadores sobre cada apoyo y una chapa superior de 25 mm de espesor con los pernos de conexión con la losa del tablero, en torno al cual se hormigonó una viga riostra hasta completar el ancho del tablero (fig 8).

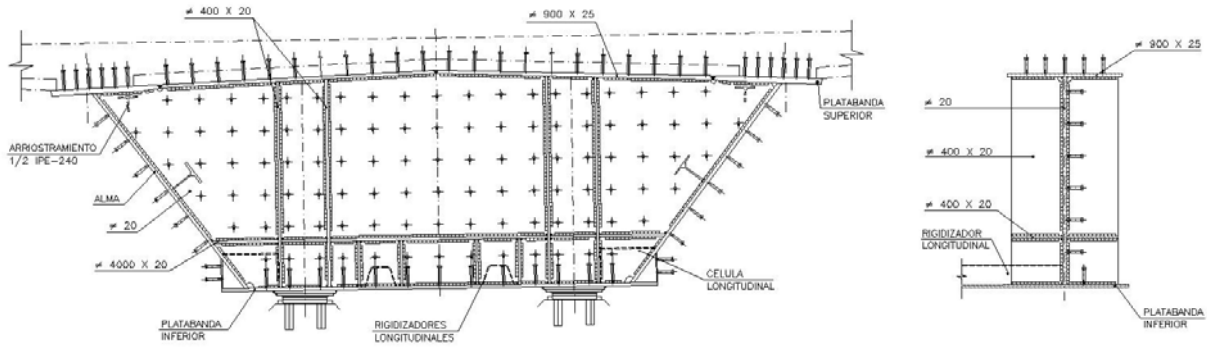


Fig. 8 Diafragma sobre estribos; a) Alzado; b) Sección

6. Tablero

6.1 Geometría del tablero

La losa del tablero, hormigonada sobre prelosas de 8,5 cm de espesor, varía su espesor desde 0,20 m en los extremos del voladizo hasta 0,35 m sobre las platabandas superiores del cajón, disminuyendo desde esa sección hasta alcanzar un valor de 0,25 m en el centro del tablero. Estas variaciones tienen como objetivo minimizar el peso propio del hormigón que actúa sobre la sección metálica.

6.2 Prelosas

La prelosa tipo empleada para el hormigonado de la losa del tablero tiene una anchura media de 2,5 m y una longitud que coincide con el ancho del tablero, distribuida en dos voladizos de 3,175 m de longitud y un tramo central de 5,45 m. Está formada por una losa de hormigón de 8,5 m de espesor y celosías de canto variable entre 11 cm en los extremos del voladizo hasta 16 cm en el centro del tablero, pasando por un canto de 26 cm sobre las platabandas superiores del cajón. Este canto se obtiene manteniendo un recubrimiento del cordón superior de la celosía de 5,5 cm y de 3,5 cm del cordón inferior (fig 9).

Cada celosía consta de un tirante superior formado por una barra de diámetro $\Phi 20$, dos diagonales de barras $\Phi 10$ en forma de zigzag y un cordón inferior, embebido en la losa, compuesto por dos barras de diámetro $\Phi 16$ en la zona central y $\Phi 10$ en los voladizos.

Para evitar perder canto, la armadura transversal de la cara superior del tablero se ha colocado al mismo nivel que el cordón superior de la celosía, disponiendo la armadura longitudinal por encima de ella. El inconveniente principal de esta solución es la necesidad de enfilar de forma individual las barras transversales, ya que su separación no coincide con la distancia entre celosías.

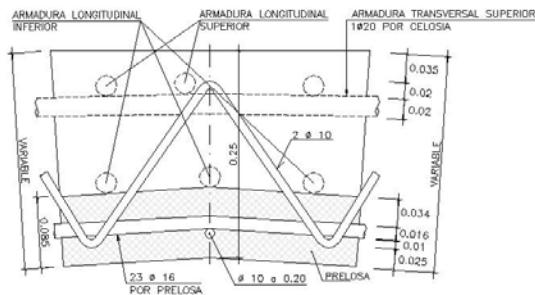


Fig. 9 Detalle de la armadura del tablero (sección central)

Con objeto de colocar los conectadores que establecen la conexión entre el cajón metálico y la losa de hormigón, se han definido en las prelosas varios huecos en la zona de las platabandas superiores separados entre sí 0,75 m. Esta solución difiere de las últimas realizaciones ejecutadas en nuestro país, en las que no se hormigona la zona de las platabandas, uniendo las losas de los voladizos y la zona central únicamente con las celosías, lo que da lugar a prelosas de mayor flexibilidad que las dispuestas en este viaducto. A pesar de esto, la flexibilidad sigue siendo elevada y en todas las prelosas fue necesario definir una contraflecha que compensara la deformación debida al peso propio del hormigón.

6.3 Conexión con el cajón metálico

La conexión con el cajón metálico se realiza mediante pernos conectadores dispuestos en las platabandas superiores (fig 10). De acuerdo con la geometría de las prelosas, estos pernos se disponen en grupos que se sitúan en cada uno de los cajeados previstos en ellas, respetando la separación máxima de 800 mm entre pernos indicada en la RPX-95 con el fin de evitar la concentración del flujo de tensiones en el entorno de los grupos de pernos y para minimizar la posibilidad de deslizamiento y separación vertical entre la losa y la chapa metálica a la que está unida.

A diferencia de la práctica habitual, los pernos se colocaron en taller con plantillas. Dada la necesidad de que los grupos coincidieran exactamente con los huecos dejados al efecto en las prelosas, se realizó un exhaustivo control en taller, tanto del replanteo de los conectadores en la estructura metálica como de la geometría de las prelosas.

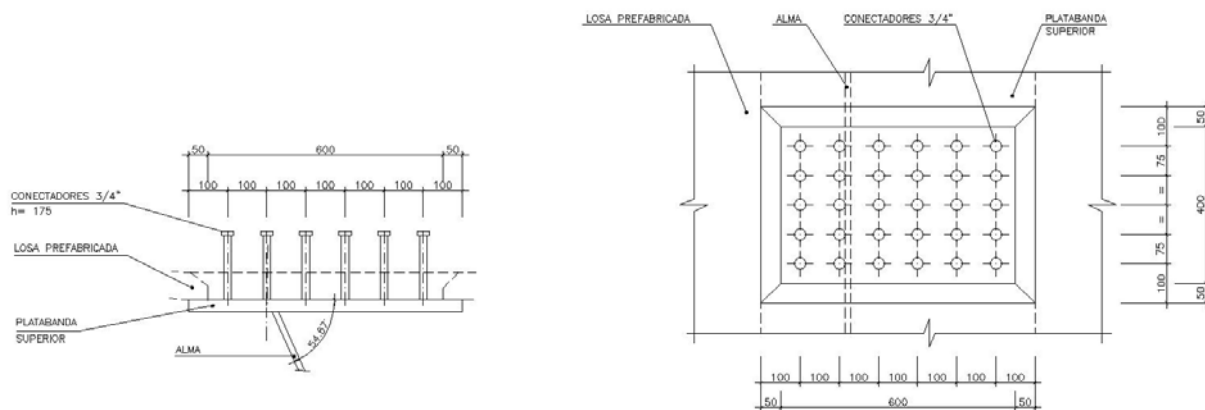


Fig. 10 Detalle de la conexión

7. Detalles constructivos

Los detalles constructivos se han concebido de manera particularmente cuidadosa ya que resultan esenciales para asegurar unas prestaciones adecuadas de los elementos estructurales, lo que incluye la correcta transmisión de las cargas, una adecuada resistencia frente a la fatiga y la rotura frágil, así como una suficiente durabilidad. Una buena concepción de los detalles constructivos también contribuye a mejorar el aspecto visual de un viaducto.

Las soluciones adoptadas para las uniones entre los distintos elementos se ajustan a los siguientes requisitos para la concepción de los detalles constructivos:

- Incluso en los detalles de unión que contienen piezas múltiples, los mecanismos de transmisión de las cargas son inequívocos.
- Los dispositivos de unión están concebidos de forma que respetan sus modos de resistencia más eficaces (por ejemplo, para que transmitan tensiones tangenciales en lugar de tensiones normales).
- Mediante transiciones suaves entre elementos con diferentes secciones transversales se evitan, en la medida de lo posible, las concentraciones de tensiones.
- La concepción de los detalles constructivos es compatible con los métodos de fabricación más sencillos, lo que contribuye a mejorar la calidad de ejecución, reduciendo a la vez los riesgos de la presencia de imperfecciones.

8. Proceso constructivo

El proceso constructivo adoptado ha sido el necesario para optimizar los tiempos de montaje de la estructura metálica, minimizar los tiempos de espera entre fases constructivas y aprovechar al máximo el comportamiento resistente de los materiales. Algunos hitos importantes de este proceso han sido los siguientes:

- El cajón metálico se transportó desde el taller en tramos de 31 m de longitud máxima y en una sola pieza a pesar del ancho del cajón, evitando así realizar en obra ninguna unión longitudinal. Estas piezas se montaron por medio de grúas sobre las pilas y torres intermedias, soldando en obra los diferentes tramos entre sí.
- El hormigonado de fondo de cajón y la colocación de prelasas se efectuó sin que estuviese montado el cajón metálico en su totalidad, manteniendo las torres de apeo en los últimos vanos montados.
- El hormigonado de la losa se efectuó en tramos de 100 m de longitud. Con un pequeño desfase respecto a la colocación de prelasas, se hormigonó en primer lugar la zona central entre almas, incluyendo la conexión, hasta completar la longitud total de la estructura. Posteriormente se hormigonaron los voladizos en las mismas fases que se habían adoptado para la zona central, dejando transcurrir un intervalo mínimo de 3 días entre ellas.
- La limitación de giros en los apoyos de estribos requirió el empleo de apoyos provisionales durante el montaje de la estructura y su sustitución por apoyos definitivos tras el hormigonado del tablero, tal y como se ha descrito en el apartado 4 "Apoyos y juntas".

Datos del proyecto

Propiedad	Ministerio de Fomento
Ingeniería estructural	Cesma Ingenieros
Contratista	DRAGADOS
Subcontratista para la estructura de acero	Horta Coslada

Longitud total

- Calzada derecha [m]	324
- Calzada izquierda [m]	322

Ancho de tablero [m] 11,80

Acero estructural [t] 1255

Hormigón in situ

- En estribos [m ³]	286 (sin pilotes)
- En pilas [m ³]	1540
- En tablero [m ³ /m ²]	0,24

Acero de armar

- En estribos [t]	20 (sin pilotes)
- En pilas [t]	177
- En tablero [t]	428

Pilotes

- Diámetro [m]	1,00
- Longitud total [m]	272

Coste total de la estructura [Millones de Euros] 4,6