

II CONGRESO DE ACHE

PUENTES Y ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN

Realizaciones

Puentes



Viaductos sobre el río Navia y As Nogais

Marcos J. Pantaleón Prieto

Alfredo Diego Abascal

Los viaductos sobre el río Navia y As Nogais comparten la misma concepción en su diseño estructural. Tanto uno como otro resuelven el paso de la autovía a través de sendos valles (el valle del río Navia y el valle en el que se inserta el pueblo de As Nogais), de similares características morfológicas; se trata de valles sensiblemente tendidos y a la vez suficientemente profundos. De esta forma, el Viaducto sobre el río Navia tiene una longitud de 360 m, para una altura máxima de pilas de 95 m, mientras que el Viaducto de As Nogais posee una longitud total de 375 m, para una altura máxima de pilas de 81 m.

La solución adoptada para ambas estructuras se materializa en un tablero mixto continuo, de hormigón y acero estructural, construido mediante un sistema de empuje desde los estribos. La elección de esta tipología fue el fruto de una serena reflexión encaminada a satisfacer ciertos objetivos y prioridades:

- reducción de los plazos de ejecución de las estructuras, lo que permitiría disminuir directamente el plazo total de las obras.
- reducción de los volúmenes de hormigón a ejecutar *in situ*. Objetivo este muy ligado al anterior, pero que fue tenido especialmente en consideración dadas las bajas temperaturas que se registraban en la zona entre los meses de Noviembre y Febrero, y que dificultaban notablemente los trabajos de hormigonado y afectarían, pues, a los plazos de ejecución.
- reducción de las cargas sobre cimentaciones, toda vez que los estudios geotécnicos de proyecto y los datos que se estaban obteniendo al comienzo de las obras auguraban serias complicaciones en las labores de cimentación (existencia de múltiples fallas en el terreno, problemas de capacidad portante, así como buzamientos – en ciertos casos peligrosos – del substrato rocoso ...)
- reducción de las afecciones a la carretera N-VI como consecuencia directa de la ejecución de las obras y del tráfico provisional de obra durante la misma.

Estamos convencidos de que la opción elegida de tablero mixto empujado desde los estribos da suficiente respuesta a los requerimientos mencionados, según describimos a continuación:

- los tableros metálicos permitieron la adopción de un sistema industrializado de fabricación en taller, en un proceso continuo e independiente de las interferencias climáticas. A esto se le suma la facilidad para transportarlos, lo que hizo posible acometer su fabricación en diferentes puntos y de forma simultánea, no siendo preciso liberar los equipos de fabricación de un viaducto para comenzar el siguiente.
- la puesta en obra de los tableros metálicos mediante empuje desde el estribo redujo de forma notable el plazo de ejecución, ya que permitió acometer simultáneamente la construcción de pilas y estribos y la fabricación del tablero.
- la utilización de placas prefabricadas para la materialización de la losa superior del tablero (cuya fabricación se puede realizar en condiciones controladas de temperatura y humedad) supuso limitar el volumen de hormigón *in situ* a colocar en el tablero únicamente a las juntas entre placas y al hormigón de fondo. De esta forma se evitaron parte de los inevitables retrasos producidos en los hormigonados como consecuencia de las bajas temperaturas.
- la sección transversal de las pilas quedó optimizada frente a la necesaria en un proceso de construcción, por ejemplo, mediante dovelas sucesivas. Comparativamente, se ven reducidos tanto los momentos flectores de primer orden en la base producidos por la falta de simetría que necesariamente se produciría durante la construcción, como los de segundo orden, cuya importancia en pilas de tanta altura es grande.
- se alivian en parte las cargas sobre las cimentaciones, habida cuenta de la disminución de peso propio del tablero metálico y de las pilas en comparación con otras alternativas de tableros de hormigón. Esto redundó en la mejora del comportamiento global de la estructura, reduciendo, además, los asentos previsibles.

Con todo esto, y como puede verse en las *figuras 1a y 1b*, se proyectaron sendos viaductos con sección mixta de hormigón y acero estructural de cajón único y con un ancho total de 26.6 m. El ancho del tablero se distribuye simétricamente en dos calzadas de 3.50 m, arcén exterior de 2.50 m e interior de 3.0 m, junto con un pretil de 0.40 m. En el eje se dispone una barrera tipo New Jersey de 0.80 m.

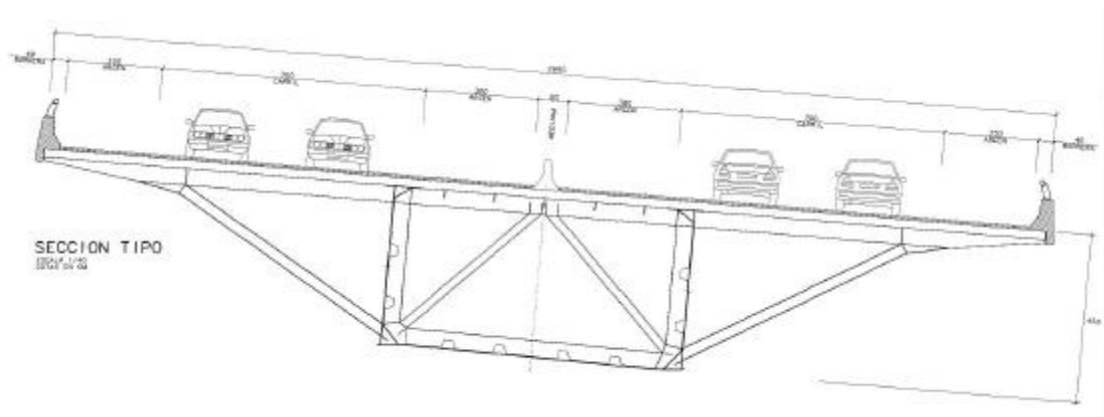


Figura 1a. Sección transversal tipo. Viaducto de As Nogais

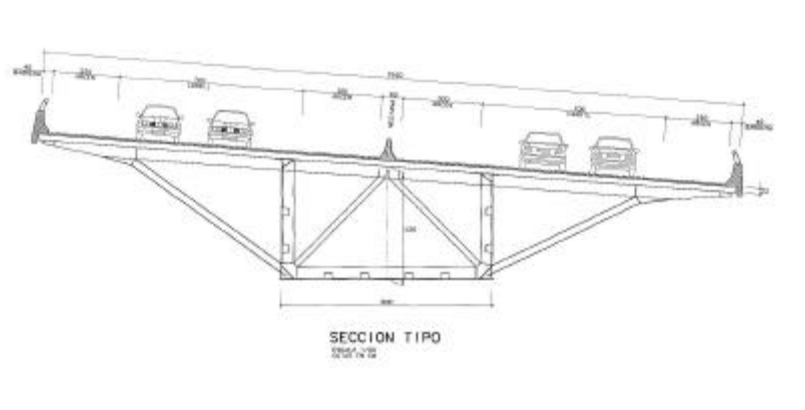


Figura 1b. Sección transversal tipo. Viaducto sobre el río Navia

En la decisión de establecer un único tablero que alojase los dos sentidos de circulación pesaron no sólo las razones puramente económicas (debidas al proceso de empuje), sino también motivaciones de tipo estético: dotar las estructuras de una mayor transparencia desde el punto de vista de su apreciación visual, más aún cuando se sitúan cercanas a núcleos de población con una clara perspectiva de las mismas. La construcción de dos tableros gemelos se habría traducido en la formación de un “bosque de pilas”, que en nada ayudaría al encaje de la obra en el territorio.

El considerable ancho de la sección transversal obliga a disponer jabalcones laterales destinados a soportar los voladizos del cajón, de 9.30 m, formando un ángulo con la horizontal ligeramente superior a 30° . Dichos jabalcones laterales (*foto 1*) están distanciados 4 m medidos sobre el eje del tablero y en sentido longitudinal.



*Foto 1. Cajón metálico llegando al estribo (Viaducto de As Nogais).
Obsérvese la disposición de los jabalcones, coincidentes con
marcos transversales.*

Los jabalcones coinciden en posición con los diafragmas de rigidización transversal dispuestos en el interior del cajón, lo que hace posible recibir las cargas de los voladizos e introducirlas en la sección transversal. La tipología de los diafragmas es la de triangulación en “K” (*foto 2*). La introducción de la fuerza axial de los jabalcones en los marcos transversales fue objeto de un detallado estudio local mediante elementos finitos, a fin de garantizar la no superación de estados tensionales inadmisibles o situaciones de inestabilidad locales. Asimismo, además de la preceptiva prueba de carga global sobre las estructuras, se realizó una prueba de carga específica sobre los jabalcones.



Foto 2. Vista del interior del cajón metálico (Viaducto de As Nogais). Se aprecia la configuración en K de los rigidizadores transversales. Observar el diafragma de pila y la rigidización longitudinal dispuesta.

La losa superior se construye a base de placas prefabricadas de espesor completo (foto 3). Se optimizó el espesor de dichas placas (22 cm), con el fin de aligerar el máximo peso posible y permitir una cómoda instalación de los prefabricados. Las placas exteriores disponen armadura de espera para el pretil, de forma que se consiga crear físicamente una viga de borde. En la zona situada sobre los apoyos de pila se sustituye la zona central de placas prefabricadas por hormigón in situ, para permitir el solapo de las armaduras pasivas y mejorar el comportamiento torsional de la sección. Es de destacar que se realizó pretensado transversal de la losa en las secciones coincidentes con marco transversal.



Foto 3. Colocación de placas prefabricadas y hormigonado de juntas sobre el Viaducto de As Nogais.

Para materializar la doble acción mixta, también se dispuso hormigón de compresión en el fondo del cajón en una zona de 12 m a cada lado de las pilas, lo que consigue disminuir los kg de acero del cajón.

El cajón se apoya en las pilas mediante aparatos de apoyo de neopreno confinado, con la posibilidad de transmitir esfuerzos horizontales entre pilas y tablero en cualquier dirección. Con esto se consigue arriostrar las pilas centrales, con alturas máximas entre 80-95 m. Igualmente, y aunque esta zona no está considerada como zona sísmica, se optó por mantener la misma configuración en los apoyos de las pilas extremas, mejorando el comportamiento dinámico del conjunto. Lógicamente, este arriostramiento de las pilas es posible gracias al insignificante comportamiento viscoelástico (en lo referente a movimientos longitudinales del puente) que presenta la sección mixta en comparación con secciones de hormigón.

Para controlar la distorsión del cajón durante las operaciones de lanzamiento se proyectó una viga de refuerzo en el ala inferior. Un correcto estudio mediante el método de elementos finitos permitió optimizar los sobreespesores de chapa y garantizar la correcta introducción de las reacciones en el cajón durante el lanzamiento.

En ambos casos (*figura 2*), las pilas son huecas y de sección constante en toda su altura. La sección es octogonal, con su dimensión máxima (8 m) en sentido transversal al eje del tablero y coincidiendo con la del fondo del mismo, y la mínima (3.5 m) perpendicular a la anterior. El espesor de los tabiques es de 0.45 m. Obviamente, se efectuó un análisis en segundo orden de las pilas, acoplado con la propia no linealidad de material inherente a las secciones de hormigón armado. La construcción de las pilas se realizó con la ayuda de encofrados trepantes (*foto 4*).

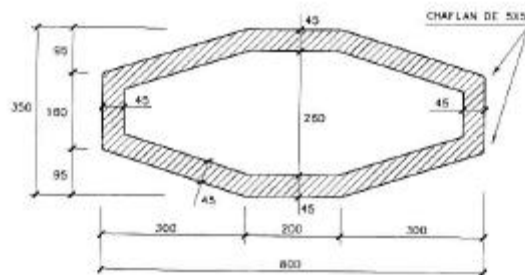


Figura 2. Sección transversal tipo de las pilas



Foto 4. Vista general de las pilas con los encofrados trepantes. Viaducto de As Nogais.

Los estribos son abiertos, con un fuste de sección variable en el caso de As Nogais y de sección constante para Navia, y un cabezal del ancho del tablero. En el cálculo de los estribos abiertos se prestó especial atención a la capacidad de movilización de esfuerzos del terreno (tanto en planta como en alzado), deduciendo – mediante adecuados métodos de análisis – la variación de las leyes de empujes en función de los propios movimientos del fuste del estribo.

II CONGRESO DE ACHE DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

Realizaciones, Puentes



Construcción de los Viaductos de Navia y As Nogais

**Miguel Martín Pardina
Francisco Quintero Moreno
Antonio Vázquez Salgueiro**

CONSTRUCCIÓN DE LOS VIADUCTOS DE NAVIA Y AS NOGAIS

1. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS.

La autovía del Noroeste, en el tramo comprendido entre las localidades de Noceda y Agüeira cruza los valles de los ríos Nogais y Navia mediante dos importantes viaductos cuya construcción presenta aspectos de interés que se describen a continuación

La ejecución de este tramo de Autovía fue realizada por una U.T.E. Dragados-Agromán, siendo DRACE la empresa especializada del Grupo Dragados que se encargó de la construcción de los viaductos, de acuerdo con el proyecto redactado por la ingeniería APIA XXI.

Ambos viaductos constan de un tablero mixto apoyado sobre pilas huecas de hormigón de hasta 95 m de altura. Los tableros están formados por un cajón metálico de 8,00 m de ancho, con voladizos laterales formados por costillas de acero cada 4,0 m. Estas costillas están formadas por un tirante y un puntal, sin pieza longitudinal de unión entre ellas; en el interior del cajón se continúan con el correspondiente mamparo transversal de celosía. El ala superior ocupa todo el ancho de la sección metálica en las zonas de momentos negativos sobre pilas, estando formada por dos platabandas independientes en las restantes zonas.

Sobre la estructura metálica formada por el cajón central y los voladizos se dispone la losa de calzada, de 0,22 m de espesor y 26,60 m de anchura total. En zona de negativos y entre las almas del cajón la losa se hormigona *in situ* sobre el ala superior del cajón metálico.

En zonas de positivos y sobre los voladizos la losa está formada por elementos prefabricados de hormigón a espesor completo, que se conectan a la estructura metálica mediante juntas húmedas.

Se ha dispuesto también un sistema de pretensado transversal para mejorar el comportamiento en servicio de las zonas voladas.

1.1. Viaducto de As Nogais

Los 375 m de longitud total del puente de As Nogais se cubren con 5 vanos de los cuales los tres centrales tienen 80 m de luz y 67,5 m los dos vanos extremos. El trazado en planta de la estructura es una curva circular de radio 620 m. El tablero se apoya en cuatro pilas de altura variable entre 50 y 80 m y en los dos estribos, que tienen una altura sobre el terreno de 20m, figura 1.

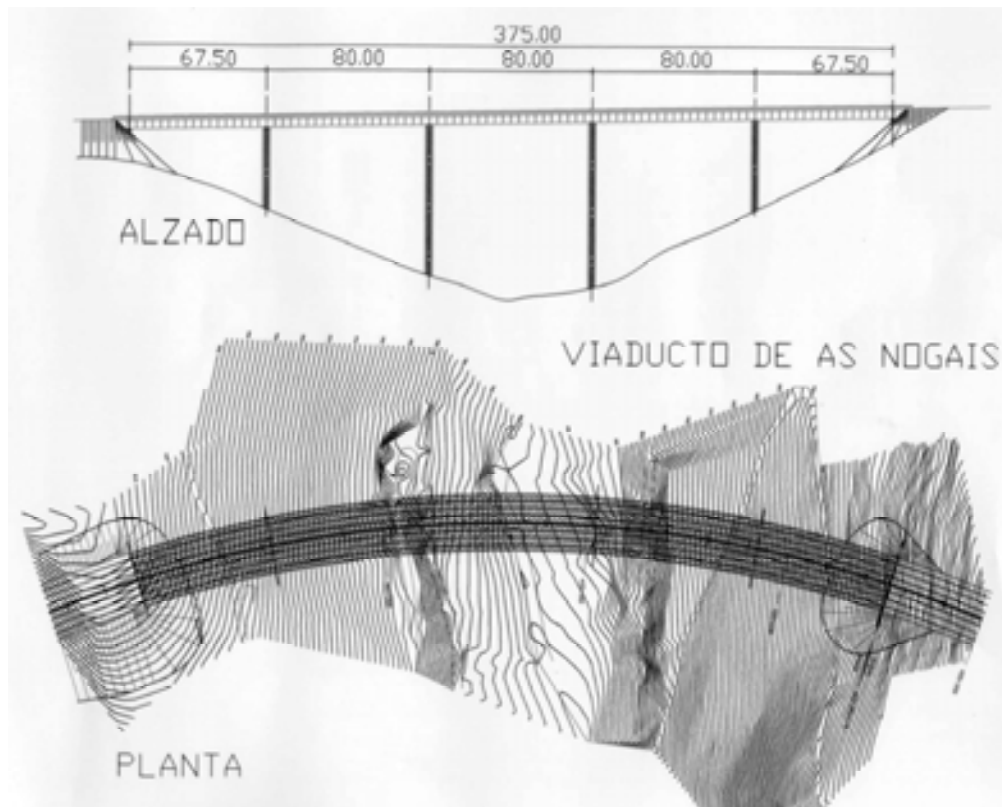


Figura 1

El cajón metálico que constituye el núcleo central de la sección transversal es rectangular con las dos almas de igual canto. Toda la estructura tiene una inclinación constante del 8 % que se corresponde con el peralte de la calzada, por lo que los apoyos de un lado y otro están a distinta cota. El fondo presenta la misma inclinación, pero dispone de dos bandas horizontales, destinadas a deslizarse sobre los apoyos de lanzamiento.

La rigidización longitudinal de la sección se confía a 8 secciones en artesas, dos en cada alma y cuatro en el fondo, y a 4 células triangulares, dos bajo las alas superiores y otras dos contiguas a las uniones ala-alma inferiores, figura 2.

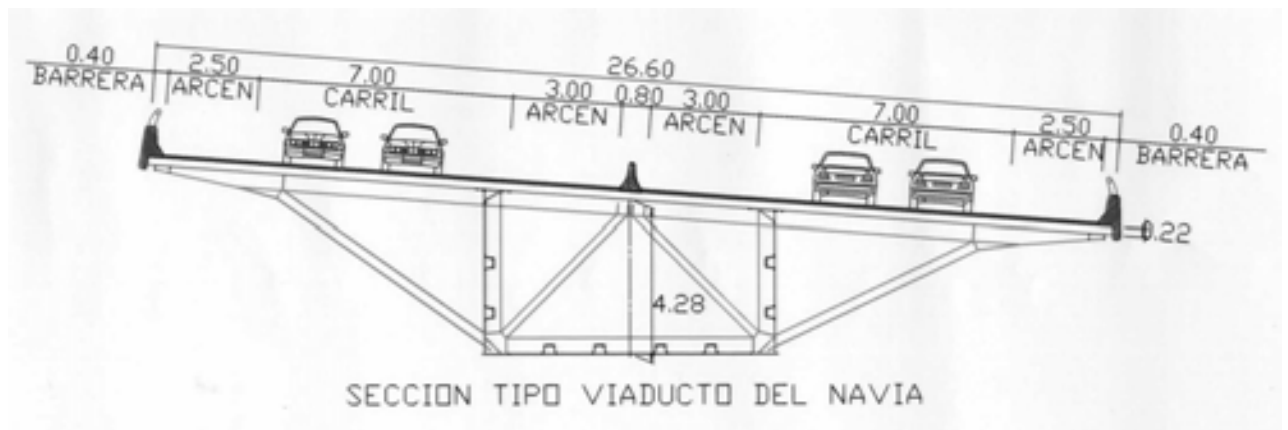


Figura 2

1.2. Viaducto de Navia

El puente de Navia, que tiene una longitud total de 360 m, se resuelve con 5 vanos de los que el vano central tiene 92 m de luz, los dos adjuntos a éste tienen 80 m de luz y los vanos extremos tienen 54 m de luz. El trazado en planta del puente tiene curvatura variable; se compone de un tramo prácticamente recto y de una alineación curva de 825 m de radio. El tablero se apoya en cuatro pilas de alturas comprendidas entre 45 y 95 m, figura 3

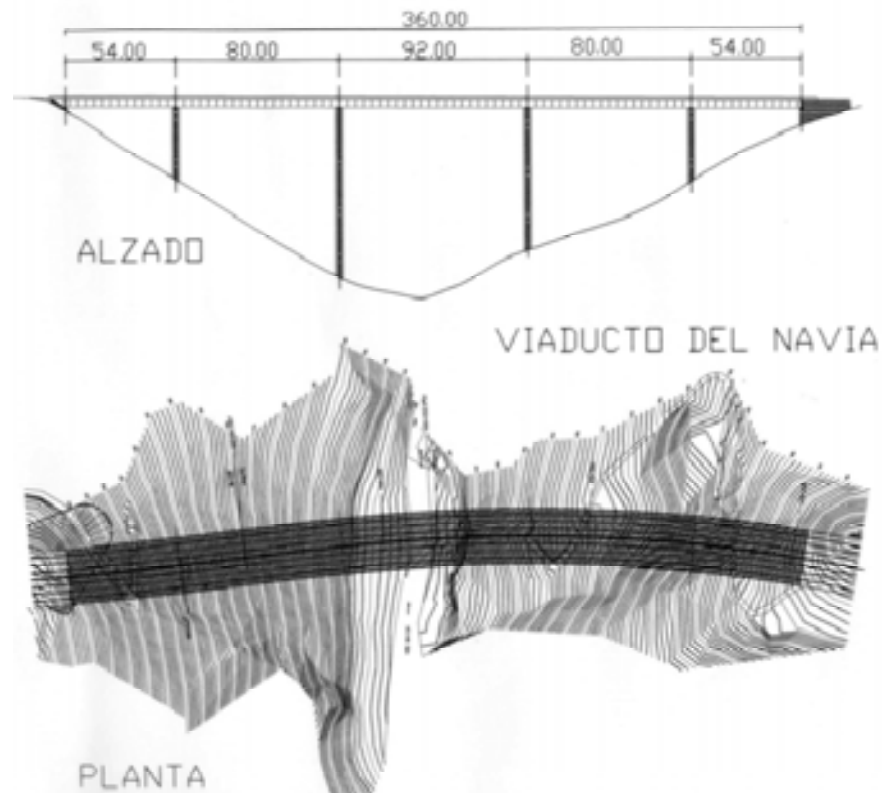


Figura 3

La sección transversal del cajón metálico es ligeramente diferente a la utilizada en el caso anterior, figura 4, aunque se mantiene la misma rigidización. Dado que el peralte no es constante, se prefirió, para simplificar en lo posible la construcción, disponer el fondo horizontal y emplear dos almas laterales verticales de altura desigual; la diferencia entre ambas no es constante a lo largo del puente para adaptarse al peralte de proyecto.

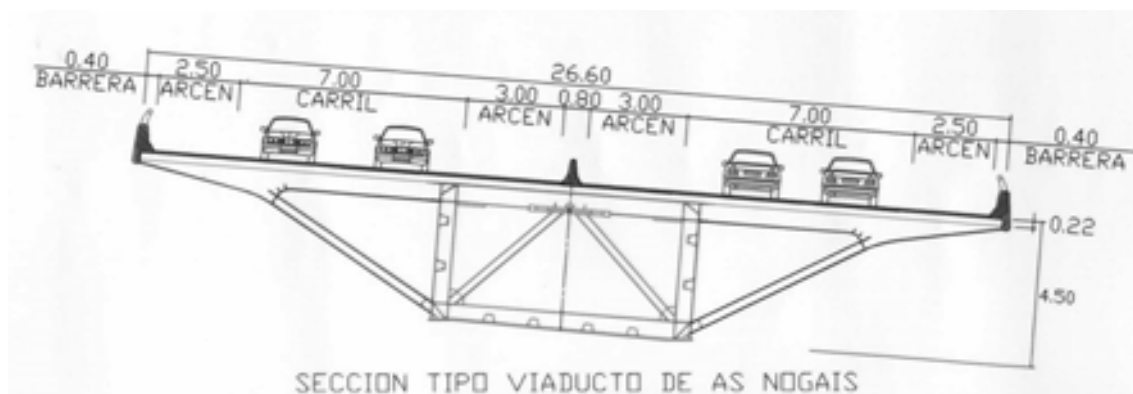


Figura 4.

2. PROCESO DE EJECUCIÓN DE LOS TABLEROS

La parte metálica de los tableros de ambos viaductos se ha montado lanzándola desde los estribos a sección completa, esto es, incluyendo los voladizos laterales. Esta operación se realiza desde un único estribo en el caso del viaducto de As Nogais, al tener planta circular en todo su desarrollo, y desde los dos estribos en el caso del viaducto de Navia, al tener su planta distintas curvaturas.

Se comienza, figura 5, por la preparación del terreno, formando una plataforma detrás del estribo correspondiente, en la que se arman las piezas de estructura metálica llegadas desde el taller para formar tramos completos que se apoyan sobre carretones dotados de ruedas que se desplazan sobre carriles de acero.

Una vez preparada la estructura metálica, se desplaza o lanza tirando de ella mediante barras de pretensado ancladas a ella misma y accionadas mediante gatos huecos que reaccionan contra una estructura auxiliar unida a la cara exterior del estribo.

Después de desplazado un tramo, se repite el ciclo hasta completar la longitud total del viaducto, añadiendo nuevos tramos a los ya armados en la plataforma situada detrás del estribo.



Figura 5

Para realizar estas operaciones se han tenido que diseñar e instalar una serie de elementos auxiliares tales como los patines de deslizamiento y el atirantamiento provisional del frente de avance, que presentan aspectos de interés y que describiremos con algún detalle más adelante.

La construcción de la losa se realiza en dos fases una vez concluido el empuje de la estructura metálica. Dicha construcción comprende el montaje de las losas prefabricadas de hormigón, el hormigonado de las juntas que quedan entre ellas, lo que permite además para conectarlas a la estructura metálica y la realización del pretensado transversal mencionado anteriormente, que se ejecuta en dos fases.

3. SISTEMA DE DESLIZAMIENTO

Los apoyos o patines de deslizamiento, montados en los estribos y en cada una de las pilas, son unos balancines metálicos, figura 6, con su cara superior forrada con acero inoxidable sobre la que deslizan unas pastillas de teflón colocadas directamente entre el patín y la estructura del puente; estas láminas de teflón son arrastradas por la estructura en su avance, se recuperan al salir del patín y se vuelven a introducir por el otro lado del mismo para continuar la maniobra.

Para garantizar un reparto uniforme de la reacción en sentido longitudinal, la rigidez de los balancines se ha elegido de forma que presenten bajo carga máxima una curvatura igual a la de la viga metálica que se lanza, ya que de tener una rigidez excesiva la reacción se concentraría en los extremos y si fuese insuficiente lo haría en el punto medio, pudiendo sobrecargar las almas del cajón.



Figura 6

Dentro de estos elementos tiene especial relevancia por su novedad, el sistema de apoyo elegido en función de unas circunstancias que no se habían presentado en anteriores lanzamientos.

Las células triangulares inferiores transmiten la reacción del patín al alma mediante dos mecanismos diferentes. Uno de ellos es el conocido *pach loading* que transmite la carga por compresión directa contra el alma y que ésta debe equilibrar mediante cortantes. El otro camino es por torsión de la célula, que permite transmitir una parte apreciable de la reacción a los mamparos transversales, figura 7.

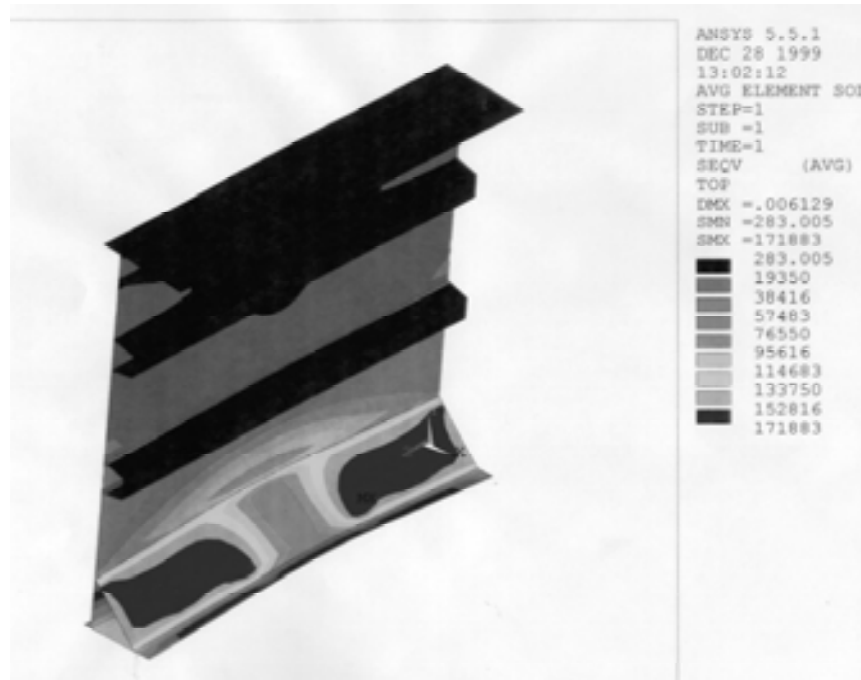


Figura 7

La proporción en que uno y otro mecanismo se reparten las cargas depende directamente de la posición del punto de paso de la citada reacción. La mejor manera de fijarla con precisión es disponer el balancín sobre una rótula esférica, cuyo centro se sitúa en el punto que optimiza el comportamiento tensional del conjunto alma-célula. Adicionalmente, la rótula sirve para absorber con toda facilidad los giros longitudinales que experimenta la viga durante el lanzamiento.

Para mayor seguridad durante la maniobra y debido a que se producen reacciones distintas en los apoyos de una misma pila por ser curva la planta de ambos viaductos y los cajones asimétricos, se han instalado bajo cada rótula una célula de carga que sirve para controlar las reacciones y verificar la concordancia entre los valores teóricos obtenidos a través del modelo de cálculo con los valores medidos durante la maniobra, concordancia que ha sido plenamente satisfactoria en todos los casos

Las células de carga utilizadas son de tipo hidráulico y tienen una capacidad de carga de 800 t, suficientes para abarcar las máximas reacciones esperadas.

En la parte superior de pilas y estribos se dispusieron además topes laterales de neopreno-teflón para el guiado del movimiento de avance y rectificar los posibles desvíos en planta.

4. ATIRANTAMIENTO PROVISIONAL

Otro elemento auxiliar singular de este tipo de maniobras y que ha sido utilizado en anteriores empujes de estructuras metálicas, es el atirantamiento del frente de avance, figura 8.

Consiste en una torre de 12 m de altura formada por dos planos de estructuras de celosía metálica en forma de A, arriostrados entre sí y situados sobre las almas del cajón. En la parte superior de cada una de las celosías se sitúa una pieza de apoyo o “silla” que soporta y desvía el trazado de un tirante.



Figura 8

Esta torre se sitúa a 80 m del frente de avance. Los tirantes se anclan por un extremo cerca de dicho frente mediante anclajes pasivos, y con anclajes activos en un punto situado a otros 80 m por detrás de la torre.

El sistema de anclaje activo permite que se puede tesar y retesar cada uno de los dos tirantes. Consta de un anclaje tradicional mediante cuñas y placa dispuesto sobre fuerte pieza metálica que se ancla al tablero mediante un puente formado por un conjunto de barras de pretensado y gatos huecos, figura 9.



Figura 9

El atirantado permite, por un lado alcanzar con el extremo de la estructura la cota necesaria para apoyar en las pilas al llegar a ellas durante el empuje; y por otro, compensar gran parte de los esfuerzos producidos en las secciones de apoyo con voladizos de gran longitud. Durante el proceso de empuje se precisa efectuar un ciclo de tesado y destesado en el avance en cada vano.

El sistema de anclaje activo permite tesar y destesar los cables todas las veces necesarias sin actuar sobre las cuñas y sin comprometer por tanto en modo alguno la seguridad de los propios cables.

5. FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN DE LOSAS

La estructura de cada uno de los dos viaductos se completa con una losa superior de hormigón de 26,60 m de anchura y de 0,22 m de espesor, y con losas inferiores en zonas de negativos para formar la sección mixta que ha de resistir los esfuerzos totales del viaducto.

La losa superior, que está armada longitudinalmente y pretensada transversalmente, se ejecuta por fases una vez lanzada la estructura metálica hasta su posición final y descansando sobre los apoyos definitivos, figura 10.

En los tramos de losa sobre pilas, en la que el cajón metálico es cerrado, la losa situada entre las almas del cajón se hormigona *in situ* sobre el ala superior del cajón. El resto de la losa se diseñó con elementos prefabricados a espesor completo, modulados longitudinalmente en piezas de 4 metros y transversalmente con 8 piezas de anchos diferentes comprendidos entre los 3,00 m y 3,50 m para cubrir la anchura total de la calzada.



Figura 10

Para disminuir los esfuerzos sobre la sección metálica, la construcción de la losa se realiza en dos fases. En la primera se colocan las losas prefabricadas a situar entre las almas del cajón metálico, se instalan los cordones del pretensado transversal y las armaduras pasivas que van situados en las calles que dejan entre sí las losas prefabricadas, se hormigonan estas calles y por último se hormigonan las losas superiores e inferiores en zona de pilas directamente sobre las correspondientes alas metálicas.

Una vez fraguada esta primera fase de la losa, se procede a instalar la losa situada sobre los voladizos, toda ella formada por losas prefabricadas. De esta manera, su peso gravita sobre la sección mixta parcial que se acaba de formar.

Para reducir la flecha de los voladizos, se tesan parcialmente las armaduras activas antes de hormigonar las calles de la losa sobre voladizos. Una vez terminada la colocación de armaduras pasivas y el primer tesado de las activas, se procede al hormigonado final de las calles y al tesado definitivo de los cordones transversales.

El sistema de transmisión de esfuerzos para formar una estructura mixta entre las losas de hormigón y la parte metálica se efectúa mediante conectadores tipo perno situados en las calles entre losas y en las alas hormigonadas *in situ*. Se ha cuidado especialmente el hormigonado de los bordes de la primera fase de la losa para garantizar una conexión suficiente; para ello los bordes de esta primera fase se sitúan de forma que incluyan el número de conectadores preciso y se dejan las correspondientes armaduras en espera para la continuidad con la segunda fase.

Los cordones del pretensado transversal están constituido por nueve cables de diámetro 0,6 pulgadas, que se instalan antes del hormigonado de la primera fase de la losa, y que, según hemos indicado, se tesan en dos fases.

Se ha diseñado un sistema especial para la distribución y colocación de las losas prefabricadas que consiste en un carro montador autopropulsado y plataformas de desplazamiento que circulan a lo largo del puente, apoyándose en carriles auxiliares fijados sobre las almas del cajón metálico a través de un mecanismo que facilita su rápida instalación y retirada, figura 11.



Figura 11

El carro montador, figura 12, es un pórtico doble que cubre toda la anchura del puente y que recibe las losas transportadas por las plataformas para distribuirlas transversalmente a lo ancho de la sección total dejándolas situadas en su posición definitiva.



Figura 12