

Ejecución de pilastras y vanos sobre el arco del viaducto sobre el río Almonte

Construction of piers and deck over the arch at the Almonte Viaduct

Agustín Alonso^a, David Carnero^a, José Luis del Valle^a, Pedro Cavero^a

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción, S. A.

Recibido el 26 de diciembre de 2017; aceptado el 30 de mayo de 2018

RESUMEN

Cerrado el arco y tras desmontar los tirantes y la torre de atirantamiento provisional, comienza la ejecución de las pilastras sobre el arco, y una vez finalizadas estas, la del tablero sobre el arco. La construcción de los vanos sobre el arco se hace mediante dos autocimbras superiores, realizando el hormigonado de cada pareja de vanos enfrentados de forma asimétrica, para finalizar con el vano central, que constituirá el punto fijo del viaducto frente a acciones longitudinales. Por último, se ejecutan los acabados y la prueba de carga, dando por finalizado el viaducto.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: pilastras, autocimbra superior, procedimiento de construcción asimétrico, barrera avifauna, prueba de carga.

ABSTRACT

After the arch closure and the dismantling of the temporary stay system, including the steel king tower, the bridge construction continues with the piers and the deck over the arch. Each pair of opposite spans are poured asymmetrically utilizing two overhead movable scaffolding systems. The last section is the center span, which becomes the deck's fixed point for longitudinal displacements. Finally, the deck non-structural elements are installed and load testing per bridge code requirements is performed.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Piers over arch, overhead movable scaffolding system, asymmetric construction sequence, anti-bird strike tubular screen, loading test.

1. INTRODUCCIÓN

Estamos ante las últimas actividades constructivas del viaducto Almonte. En otros artículos del presente monográfico se ha analizado en profundidad la construcción de los viaductos de acceso y la construcción del arco, únicamente faltando por analizar cómo se construye el tablero sobre el arco. Una vez finaliza la ejecución de este, comienza el desmontaje de los tirantes (a excepción de las familias 2 y 4 ancladas en las pilas 6 y 15) y las torres de atirantamiento provisional. En este momento comienza la ejecución de las pilastras sobre el arco para poder continuar, posteriormente, con la ejecución de los vanos sobre el arco.

En este artículo se describirá cómo se han ejecutado las unidades de obra a partir del cierre del arco hasta la finalización del viaducto, incluyendo las unidades no estructurales y la reglamentaria prueba de carga.

2. EJECUCIÓN DE LAS PILASTRAS SOBRE EL ARCO

Una vez cerrado el arco y simultaneando la retirada de los pilonos metálicos con la de los correspondientes tirantes provisionales de sujeción (a excepción de las familias 2 y 4), da

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: aalonsov@fcc.es (Agustín Alonso)



Figura 1. Imagen aérea del arco en el inicio de ejecución de las pilastras sobre el arco.

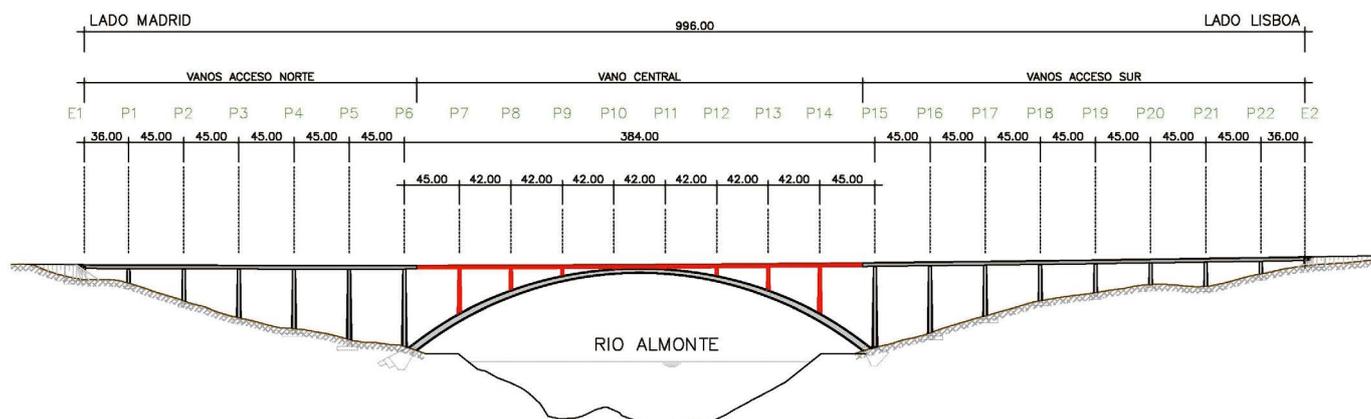


Figura 2. Alzado del viaducto de Almonte.

comienzo la ejecución de las pilastras, y posterior colocación de apoyos pot.

2.1. Ejecución de los alzados de las pilastras

Llamamos pilastras a las pilas del viaducto que arrancan sobre el arco para diferenciarlas de aquellas cimentadas en el terreno. La principal característica de las pilastras es que parten de puntos sobre el arco, cuyo posicionamiento inicial sufre continuas variaciones, tanto por agentes térmicos y reológicos como por distribución de cargas del propio arco en función del procedimiento constructivo, siendo su replanteo inicial complejo.

Al igual que las pilas del resto del viaducto, y con excepción de las pilas de transición en los extremos del arco (pilas 6 y 15, las cuales tienen la misma geometría exterior, pero son macizas en su mayor parte), las pilastras son huecas hasta el capitel, de sección octogonal variable según altura de pila y espesor 40 cm, geometría diseñada así para mejorar su perfil aerodinámico, en una zona de grandes corrientes de viento.

Las luces de los vanos sobre el arco son de 42 m, excepto en los vanos de acceso al arco en los extremos que son de 45 m.

A continuación podemos ver la sección transversal tipo del fuste y de los capiteles (últimos 2.5 m) de las pilastras.



Figura 3. Inicio de la ejecución de los arranques de las pilastras sobre el arco.

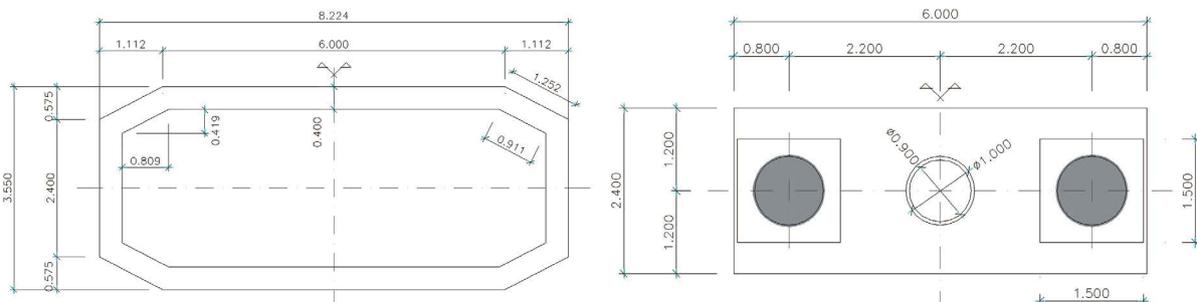


Figura 4. Sección transversal de pilastra (fuste y capitel).



Figura 5. Plantillas de posicionamiento de manguitos de conexión de armadura de arranque de las pilastras.

La sección de los capiteles de las pilastras es maciza e igual que la de las pilas estándar del resto del viaducto.

La armadura de conexión del arco con las pilastras se realiza mediante empalmes mecánicos colocados durante la ejecución de la dovela del arco correspondiente al arranque de cada pilastra. Para tal fin se disponen, en la cara superior



Figura 6. Tramo de armadura premontada colocado en pilastra.



Figura 7. Hormigonado de tramo de pilastra.

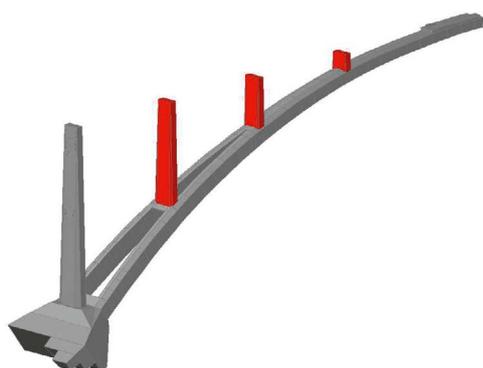


Figura 8. Recreación en 3D de las pilastras sobre el arco.



Figura 9. Imagen aérea del posicionamiento de la autocimbra para la colocación de apoyos pot.

de las dovelas, plantillas que permiten realizar el posicionamiento de las esperas acabadas en manguitos, dotando además a la junta de un acabado intencionadamente rugoso. Hay que tener en cuenta que las dovelas se ejecutan con carro de avance completamente cerrado, por lo que no es posible la colocación de armadura de espera en las pilastras. Una vez descubiertos los manguitos se roscan en ellos barras de punta cónica roscada.

La armadura de arranque de las pilastras se ejecuta *in situ* dado la carencia de perpendicularidad del primer tramo con la vertical; a partir del arranque, los tramos se van premontando sobre bastidor en la península a cota de suelo y una vez colocado el encofrado interior, la armadura premontada se iza mediante las grúas torre utilizadas durante la construcción del arco, que permanecen en obra para tal fin.

El encofrado de los arranques de las pilastras también se fabrica a medida para cada caso, dado la singularidad de la geometría. Una vez ejecutados los arranques se utiliza el encofrado “tipo” fabricado para las pilas del resto del viaducto. Este encofrado “tipo”, como se describe en el artículo dedicado a la ejecución de los viaductos de acceso, se trata de un encofrado trepante modular, capaz de ejecutar pilas de sección octogonal variable. Los distintos tramos de las pilastras se hormigonan mediante cubilote de 3 m³ de capacidad siempre limitado por la capacidad de la grúa torre.

2.2. Colocación de apoyos pot sobre pilastras

Los apoyos para el soporte del tablero dispuestos sobre las pilastras son, al igual que los dispuestos en el resto del viaducto,



Figura 10. Fase 2 Norte Hormigonada y pretensada. Fase 2 Sur ferrallada previo al hormigonado.

tipo POT, apoyos necesarios cuando se requieren cargas y movimientos elevados. Los dispuestos en las pilastras son apoyos de entre 1450 y 2000 ton de carga de trabajo en combinación característica y con carreras comprendidas entre 200 y 550 mm (los apoyos de las pilastras centrales son los de menor recorrido al estar cerca del punto fijo, mientras que los más exteriores son los de mayor recorrido).

Uno de los condicionantes más importantes que se ha tenido en cuenta a la hora de colocar los apoyos POT es la variación de su cota en función del momento de instalación en relación con el proceso constructivo. Definir *a priori* una cota absoluta para los apoyos no es viable, ya que esta depende tanto de la etapa constructiva como de los movimientos del arco por efectos térmicos (y en menor medida reológicos, si se alteraba en exceso el plan de obra respecto del plan considerado en el modelo). Por ello los apoyos se colocan poco antes de llegar a la pila con la autocimbra, pudiendo así definir con mayor precisión cómo y dónde se encuentra el tablero y el arco en el momento de instalación del apoyo y los movimientos previstos hasta el hormigonado del vano en cuestión. Ante esta variabilidad, se decide dejar la cota de coronación de las pilas algo más baja de la teórica, diseñando unas mesetas de hormigón del orden de 20/25 cm dependiendo de los datos que se obtenían de las mediciones topográficas para el ajuste final de la cota del apoyo, que se ejecutaban pocos días antes del avance de la autocimbra. Esta meseta se ejecuta con hormigón armado de resistencia igual a la del tablero. Los apoyos se colocan desde la nariz de la autocimbra, por lo que el momento óptimo para su colocación es una vez terminando el ferrallado del vano anterior, cuando la autocimbra ya tiene acceso a la pila siguiente.

La toma de datos topográficos se realiza siempre a primera

hora de la mañana, para reducir en lo posible el factor térmico que provoca movimientos en la estructura de hormigón.

3. EJECUCIÓN DE LOS VANOS DEL TABLERO SOBRE EL ARCO

La ejecución de los vanos sobre el arco es especialmente delicada y más concretamente la construcción del vano sobre la clave (unión arco-tablero), ya que es en esta zona donde se produce la conexión directa entre el arco y el tablero.

Los vanos sobre el arco se ejecutan mediante dos cimbras autoportantes superiores [1], avanzando desde los estribos, donde habían sido montadas simultáneamente a la ejecución de las pilastras, hasta el frente de las pilas 6 y 15 respectivamente, momento en el que las torres de atirantamiento ya se encontraban desmontadas.

Para la ejecución de los tres vanos centrales es necesario resolver las interferencias que se producen entre las dos autocimbras, asegurando en todo momento su estabilidad.

Los tableros sobre el arco han sido realizados, al igual que el de los vanos de acceso, por la empresa portuguesa AP Bridge Construction System (BCS), de reconocido prestigio en el sector.

3.1. Ejecución de las tres primeras parejas de vanos

El proceso constructivo del proyecto original contemplaba el hormigonado simétrico de los vanos sobre el arco. Este proce-

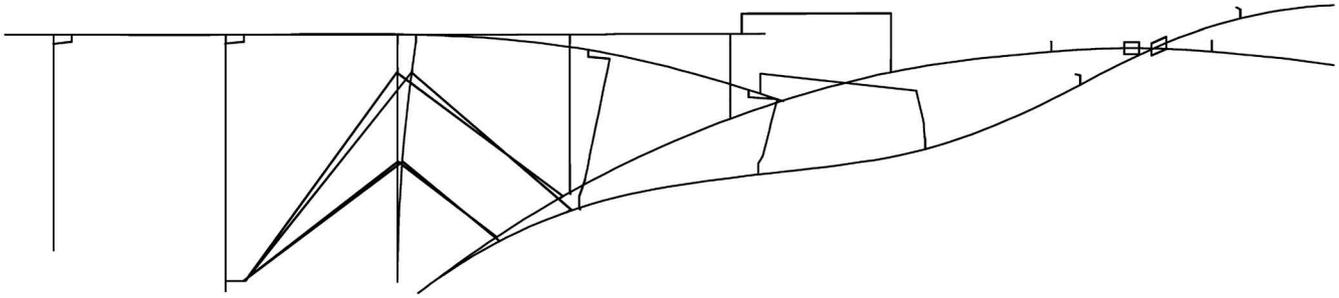


Figura 11. Modelo de interacción arco – tablero – autocimbra con hormigonado asimétrico de tableros.

so se acaba adaptando al hormigonado de cada pareja simétrica de vanos con un cierto decalaje de días entre ambos vanos, ya que la logística de la obra impide realizar el hormigonado simétrico de dos vanos, que habría requerido bombeos de más de 1 000 m³.

Por otro lado, se constata que el hormigonado del segundo vano de una pareja produce movimientos en el primer vano de la pareja que causan tensiones de tracción superiores a lo admisible, por lo que es preciso imponer el tesado del primer vano antes del hormigonado del segundo.

También tiene que tenerse en cuenta que, debido a la logística de obra y con el objetivo de optimizar los plazos, el avance de las autocimbras debe realizarse asimétricamente, de forma que una vez hormigonado el segundo vano de una pareja, pueda realizarse el avance de la autocimbra que ha ejecutado el primero.

Con todas estas premisas, describimos a continuación la ejecución de una pareja de vanos tipo. No obstante, los trabajos para el movimiento de la cimbra y el propio ciclo de cada fase, lo describiremos esquemáticamente, ya que se han descrito con detalle en el artículo de este monográfico mencionado anteriormente acerca de la ejecución de los vanos de acceso. Partiendo de dos vanos hormigonados y tesados, la secuencia es la siguiente:

1. Avance y posicionamiento de la cimbra de un margen.
2. Avance y posicionamiento de la cimbra del margen opuesto.
3. Encofrado, ferrallado y enfilado de ambos vanos.
4. Hormigonado del tablero de uno de los dos márgenes.
5. Curado y tesado del tablero hormigonado.
6. Hormigonado del tablero del margen opuesto.
7. Desencofrado y avance de la cimbra del vano tesado.
8. Curado y tesado del vano hormigonado en segundo lugar.
9. Desencofrado y avance de la cimbra del vano tesado en segundo lugar.

Se comprueba que ninguna de las fases constructivas del tablero induce tensiones inadmisibles en el arco o el propio tablero debido a la configuración asimétrica de las cargas que supone el proceso

Otro problema adicional que se presenta en la ejecución de los tableros sobre el arco por medio de autocimbras es el movimiento longitudinal que se produce en la cabeza de la pilastra en la que apoya el pórtico delantero de la autocimbra. Este movimiento impuesto en la autocimbra es debido fundamentalmente a la deformada del arco por el hormigo-

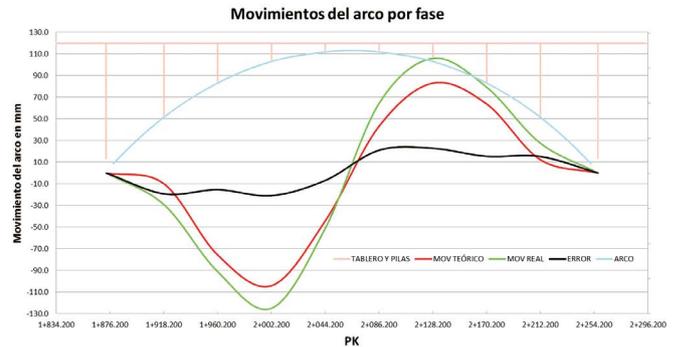


Figura 12. Control de movimientos en el arco por fase.



Figura 13. Fase 3 norte hormigonada y pretensada. Fase 2 sur ferrallada previo al hormigonado.

nado asimétrico del tablero y puede producir la fisuración del tablero recién hormigonado, por lo que es necesario intentar reducirlo al máximo. Para ello se utilizó la autocimbra como si de un tirante se tratara, anclando en el sentido longitudinal el movimiento en apoyos. Tuvo que realizarse un modelo de interacción que contemplara esta situación para analizar la reducción de movimiento y si los esfuerzos producidos tanto en la autocimbra como en el pórtico delantero eran admisibles.

En la figura 11 puede verse el modelo realizado, bajo la acción de un hormigonado asimétrico de tableros, en el que se puede ver cómo la autocimbra está trabajando como tirante, reduciendo el movimiento longitudinal en la cabeza de la pilastra donde apoya la autocimbra.

El hormigonado asimétrico de los tableros sobre el arco se plantea como una verdadera prueba de carga del arco, estableciendo unos umbrales de alarma para las flechas en determinados puntos del arco en distintos momentos dentro de cada fase de hormigonado del tablero así como un protocolo de interrupción del hormigonado en caso de que se superasen esos valores. Como se puede ver en la figura 12, en la que



Figura 14. Interferencia en el frente de las autocimbras en las fases finales.



Figura 15. Autodesmontaje del frente de las autocimbras (Solución AP-Bridge).

aparecen representados los movimientos esperados durante el hormigonado de un determinado vano según el modelo teórico y los movimientos reales medidos; los movimientos del arco en todas las fases de ejecución del tablero sobre el arco estuvieron dentro de lo esperado.

3.2. Adaptación de la cimbra autolanzable para ejecución de vanos finales

Una vez ejecutados los tres primeros vanos sobre el arco de cada margen hay que proceder a desmontar parcialmente las autocimbras de ambos márgenes para poder ejecutar el cuarto vano sobre el arco por cada margen, ya que existe una interferencia entre ellas.

Las autocimbras son readaptadas para la ejecución de la nueva fase, asegurando en todo momento su estabilidad. No obstante, se siguen respetando los criterios técnicos de simetría comentados en el apartado anterior, de cara a la ejecución de dichos vanos.

3.2.1 Interferencia de parte delantera (nariz) de las autocimbras

Para solucionar esta interferencia, una vez montados los pórticos de las dos pilastras centrales (P10 y P11), se acortan las dos narices desmontándose la longitud en exceso sobre el vano

central, quedando la nariz de la cimbra sur con 13.5 m de longitud y la nariz de la cimbra norte con 22.5 m de longitud.

Para poder realizar los ajustes, en la autocimbra norte se monta un carro sobre la central de las vigas superiores, que permite desmontar *in situ* parte de la cimbra norte y parte de la cimbra sur.

El carro de avance se desplaza sobre los cordones superiores de la autocimbra y consiste en una estructura compuesta por dos celosías trianguladas de 13.5 m de longitud y 1.99 m de canto, separadas 4.5 m, justo la misma distancia que existe entre los cordones superiores o vigas de la autocimbra. En la parte frontal de los carros se disponen polipastos para permitir la manipulación de cargas.

A partir de este momento, se procede a realizar desmontajes parciales de ambas autocimbras con la ayuda del carro, seguidos de avances parciales que permitan seguir realizando desmontajes en la viga principal de ambas cimbras.

3.2.2 Interferencia del encofrado de fondo de las autocimbras con el arco

Otro problema que debe solucionarse es la interferencia entre el encofrado de fondo de la autocimbra y el arco del viaducto durante el lanzamiento de la autocimbra a la posición de ejecución de la fase 4, una vez concluido el hormigonado y tesado de la fase 3 (vano P8 a P9 en el norte y vano P13 a P12 en el sur). Para resolver este problema es necesario des-

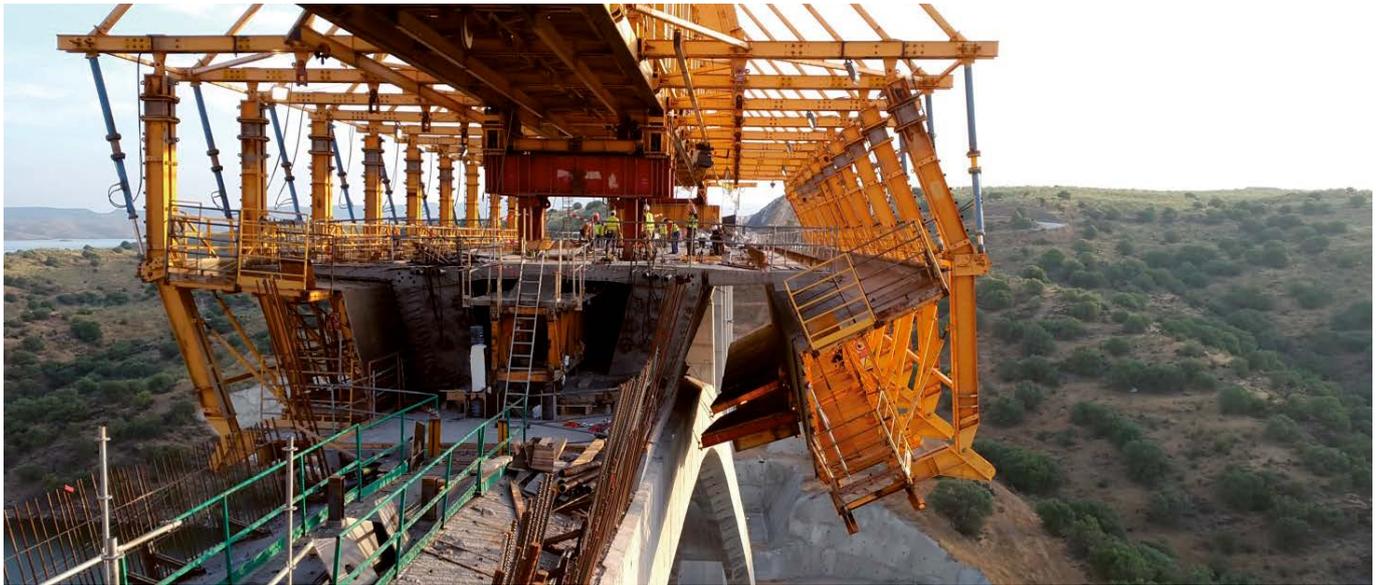


Figura 16. Apertura de la autocimbra después de desconectar los paneles de fondo (Solución AP-Bridge).



Figura 17. Cierre del encofrado en la cimbra sur.



Figura 18. Cierre de paneles de fondo sobre el arco.



Figura 19. Avance de la autocimbra con los paneles suspendidos.

montar varios de los encofrados de fondo de las autocimbras y realizar el lanzamiento con el encofrado exterior abierto un ángulo de aproximadamente 5° y avanzar con los fondos suspendidos.

En concreto hay que desmontar los fondos de las autocimbras norte y sur próximos a las pilas P9 y P12 respectivamente hasta que la distancia vertical, entre la parte inferior del tablero y la parte superior del arco, sea superior a 1,875 metros, a partir de la cual se verifica que los encofrados de ambas autocimbras cierran sobre el arco.

Las operaciones necesarias para ello son las siguientes:

- FASE 1: Desmontaje de las juntas entre los paneles afectados y cuelgue de los encofrados centrales de fondo con cabrestantes. El desmontaje del cubre-juntas de separación entre

paneles solo se realiza en el eje (unión entre dos encofrados consecutivos) de la parte trasera de la pila.

- FASE 2: Desconexión de los fondos de los encofrados de hastial y ala. Antes de desconectar las uniones atornilladas fue necesario colgar los encofrados de fondo también a los encofrados de hastial.
- FASE 3: Bajada de los paneles de fondo. Se conectan los encofrados de fondo con cables y grilletes al encofrado de hastial, y se sueltan los cables de los polipastos quedando los paneles colgados en los encofrados exteriores de ala y hastiales mediante cables.

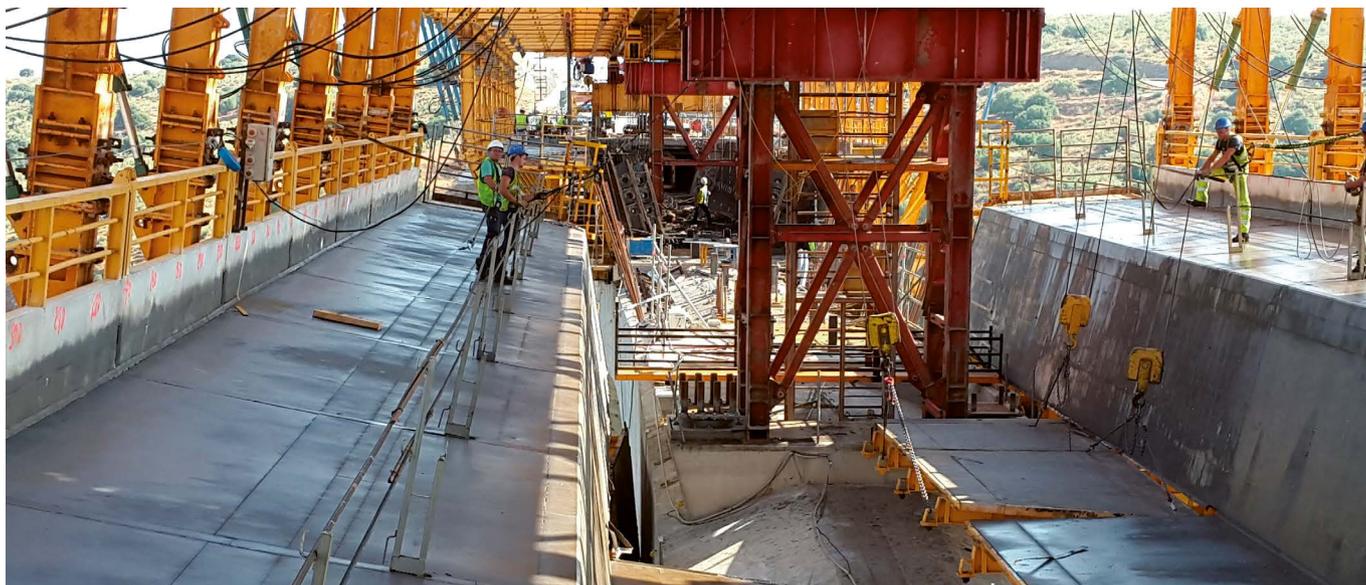


Figura 20. Retirada de los paneles de fondo mediante polipastos.

- FASE 4: Lanzamiento. En fase de lanzamiento se abre el encofrado exterior apenas 5 grados y se avanza con los fondos suspendidos.
- FASE 5: Montaje de encofrados en posición definitiva.
- FASE 6: Subida de paneles, con ayuda de los polipastos eléctricos.
- FASE 7: Montaje de los fondos de encofrado, en la zona del arco en la que el tablero no apoya en él.



Figura 21. Fase 5 vano central. Retirada autocimbra sur.

3.3. Procedimiento ejecución unión arco-tablero.

Sin duda, la fase más emblemática de la ejecución de los vanos sobre el arco y posiblemente de todo el viaducto es, junto con el cierre del arco, el vano de cierre del tablero.

La ejecución del vano de tablero sobre la clave del arco (Vano 11) resulta especialmente delicada, ya que en esta zona se materializa la conexión directa entre el tablero y el arco, quedando así establecido el nuevo y definitivo punto fijo del tablero frente a esfuerzos longitudinales.

Recordemos que hasta la ejecución de la fase de cierre del tablero con el arco, el punto fijo del tablero se encuentra en las pilas 6 y 15 una vez se cambia dicho punto fijo de los estribos a las pilas, precisamente para evitar desplazamientos relativos entre la cabeza de las pilas 6 y 15 y las torres de atirantamiento utilizadas para la ejecución del arco. La evolución del punto fijo del viaducto a lo largo de la construcción de este es un tema que puede encontrarse analizado con mayor profundidad en otros artículos del presente monográfico.

El vano 11 mide 42 m, de los que 12 m (6 m + 6 m) se ejecutan en voladizo como parte de las fases contiguas por los lados norte y sur, quedando por ejecutar 30 m. La ejecución del vano de cierre (fase 5) comprende los 30 metros restantes de tablero de los que los 17 m centrales están conectados con el arco.

Para evitar movimientos diferenciales entre ambos lados del tablero en la fase de curado del hormigón es preciso plantear una estructura de bloqueo que anule dichos movimientos. Por otro lado al estar toda la zona central unida al tablero no se puede plantear la estructura de bloqueo en la clave del arco.

Por esta razón se decide realizar dos dovelas de cierre (con sus correspondientes estructuras de bloqueo) fuera de la zona de conexión del arco.

El proceso constructivo del vano central consta de las siguientes cuatro fases:

- En una primera fase, se hormigonan los 26.80 m centrales dejando dos dovelas de cierre de 1.60 m a ambos lados, realizando primero la celda del cajón y después los voladizos de la losa superior (apartado 3.3.2)
- En una segunda fase, se realiza el bloqueo longitudinal del tablero mediante puntales metálicos.
- En la tercera fase, se procede a la desconexión del tablero en las pilas 6 y 15.
- La cuarta fase consiste en la ejecución de las dos dovelas de cierre de 1.60 m.

Por lo tanto, si dividimos la fase de cierre en fases de hormigonado, podemos ver muy claramente en la figura 23, el proceso de ejecución:

- F1 ZONA AZUL: Hormigonado de los 26.80 m de la zona central, exceptuando la zona de las alas.
- F2 ZONA VERDE: Hormigonado de la zona de las alas de los 26.80 m centrales.
- F3 ZONA ROJA: Hormigonado de la dovelas de cierre, una vez bloqueado el tablero.

Siendo la zona gris claro el arco y la zona gris oscuro la zona de recrecido ejecutada. Posteriormente se explicará por qué

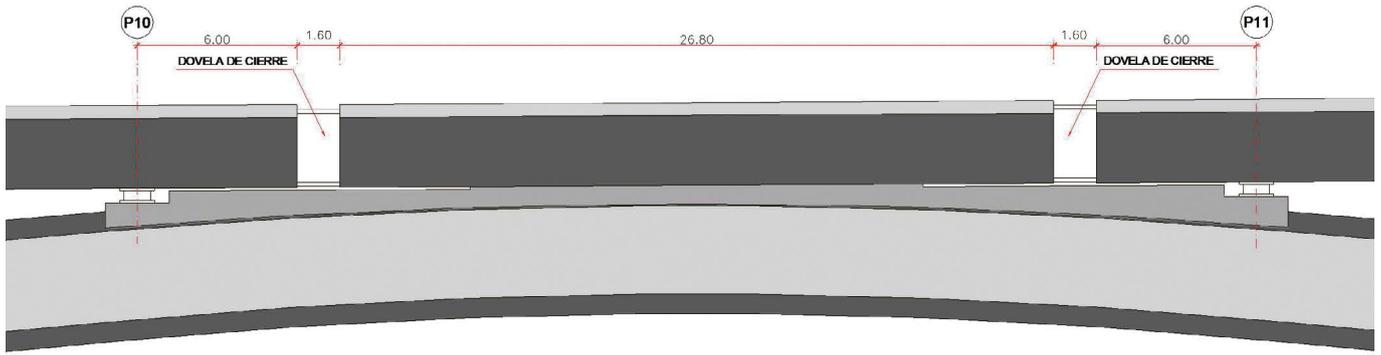


Figura 22. Croquis del alzado longitudinal del cierre del tablero.

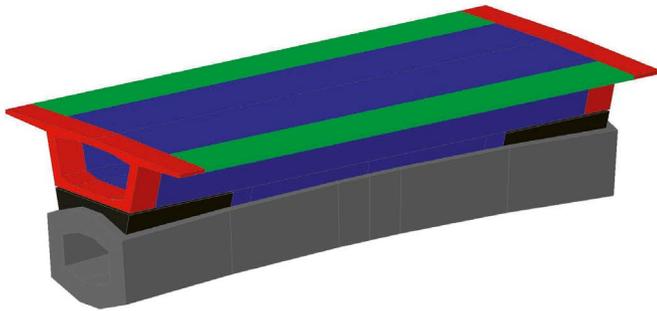


Figura 23. Croquis de las fases de hormigonado del cierre del tablero.

se decidió realizar esta división en fases del hormigonado del vano central.

De esta forma se consigue ejecutar gran parte del vano sin que se produzcan efectos hiperestáticos ni deformaciones impuestas sobre el tramo recién hormigonado.

3.3.1. Tratamiento de rugosidad en el arco para la zona de unión arco-tablero

Como se ha comentado anteriormente, el punto fijo del tablero del viaducto está ubicado en la conexión de este al arco en su tramo central de 17 m. Este punto fijo será, por lo tanto, el responsable de transmitir todos los esfuerzos longitudinales del tablero, fundamentalmente los provenientes del rozamiento di-

ferencial de teflones y del frenado y arranque de los vehículos ferroviarios sobre el puente, hacia las cimentaciones del arco.

Para el cálculo de la conexión arco – tablero fue necesario considerar la junta de unión como intencionadamente rugosa [2], ya que la cuantía de armadura de conexión en caso de no considerar la rugosidad de la junta se disparaba en exceso, haciendo muy complicado el ferrallado y hormigonado de las dovelas centrales.

Para la realización del tratamiento de rugosidad se ensayaron diversos tratamientos estableciendo un plan por zonas que distingue las áreas de conexión en las que se precisa una mayor rugosidad (como es el caso de la conexión de los hastiales del tablero a los hastiales del arco, zona en la que se concentran la mayor parte de los esfuerzos) del resto de áreas. El tratamiento superficial de rugosidad dado a la zona del arco consiste en:

- Hastiales del arco: En la zona de conexión de los hastiales del tablero con los hastiales del arco se materializa la rugosidad realizando surcos transversales al eje del tablero con la ayuda de radiales y martillos neumáticos. Estos surcos tienen una profundidad aproximada de 1 cm y una anchura de 10 cm, estando dispuestos también cada 10 cm.
- Resto de superficie de conexión de arco – tablero: En el resto de la superficie se realiza un picado sistemático con martillo eléctrico con dirección predominante transversal a la diretriz del tablero. Este tratamiento tenía una profundidad aproximada de entre 5 y 10 mm.

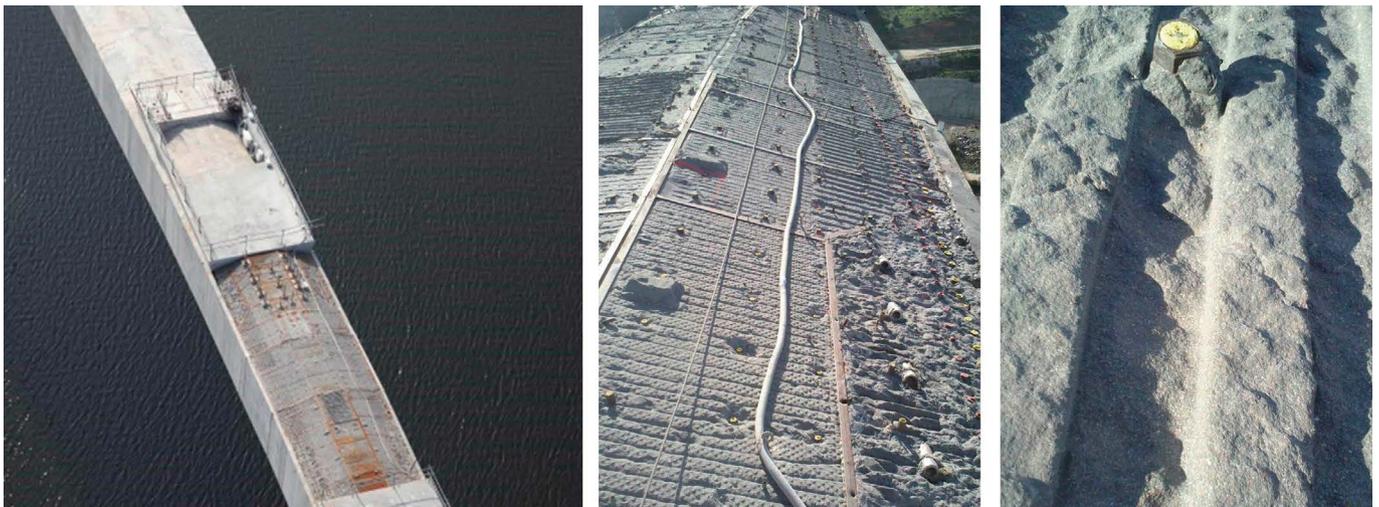


Figura 24. Tratamiento de rugosidad en la zona central del arco.

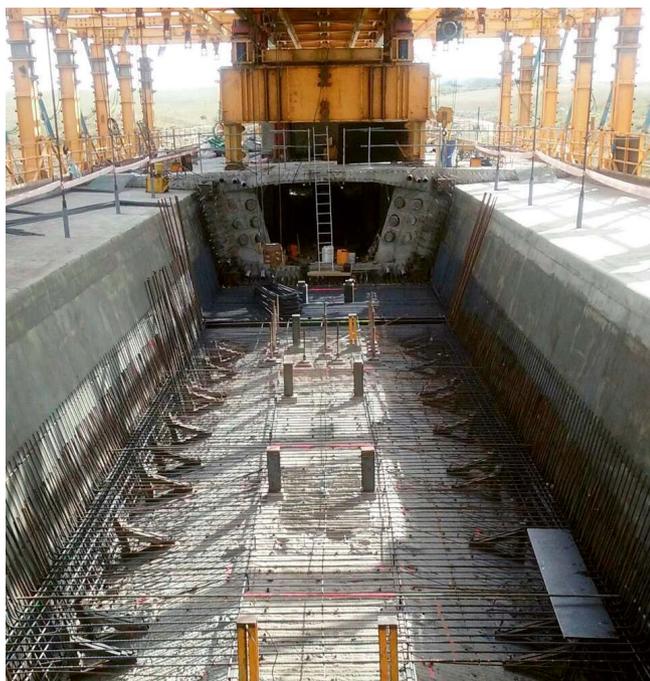


Figura 25. Ferrallado losa inferior vano central tablero.

Posteriormente a la ejecución del tratamiento descrito anteriormente se realiza un chorreado con arena de toda la superficie con una intensidad tal que consiguiera eliminar las partes sueltas resultantes del picado realizado, además de eliminar la capa superficial de lechada (de espesor inferior a 1 mm). Para conseguir este propósito se estimó que la incidencia necesaria de la manguera debía ser del orden de 4-5 min/m², mientras que la granulometría de arena utilizada fue de 2-4 mm. En las fotos de la figura 24 pueden apreciarse los distintos tratamientos realizados en la superficie de contacto entre tablero y arco.

3.3.2. Ejecución de la zona central de 26.8 m

Una vez posicionada la autocimbra para el cierre del tablero, se ancla esta en el tablero hormigonado de los vanos 10 y 12 mediante vigas de cuelgue, dejando suficiente distancia longitudinal para permitir los movimientos debidos a la dilatación térmica.

Como consecuencia de la interferencia que se produce entre el encofrado de fondo de la autocimbra y el arco, la cimbra se cierra atestando los encofrados del hastial contra el hormigón de la losa ejecutada en los 17 metros de unión de arco tablero, realizada para tal efecto. Para reforzar la zona de los hastiales se anclan en el suelo (arco) unos paneles para solapar y reforzar el encofrado de hastiales de la autocimbra.

Como se ha comentado anteriormente, se decide subdividir en dos fases el hormigonado de la zona central de 26.80. El porqué de esta manera de proceder se justifica por el movimiento diferencial que se habría producido entre las alas del tablero y el resto de la sección cajón al hormigonar la sección tipo del tablero. El peso del cuerpo central de la sección cajón recae sobre el propio arco mientras que el peso de las alas recae sobre la autocimbra teniendo ambas estructuras portantes distinta flexibilidad. Por otro lado, al compartir panel de encofrado el hastial con el ala, el hormigonado de las alas podía solicitar los espaldines de los hastiales, estando el curado de estos aún en proceso.



Figura 26. Hormigonado de la zona central del tablero exceptuando la zona de las alas.



Figura 27. Hormigonado de la zona de las alas.

Una vez montado y posicionado el encofrado del tablero se procede al ferrallado de la losa inferior y los hastiales, conectando mediante manguitos de empalme roscados de forma cónica, la armadura dejada en el arco para la conexión. Posteriormente se avanza el carro de encofrado interior. Al tener la losa inferior mayor espesor que la sección tipo del tablero, se colocan los carros del encofrado interior sobre perfiles o enanos anclados al hormigón del arco, ya que las piezas que normalmente se utilizan, no valdrían para este caso.

Una vez avanzado y posicionado topográficamente el carro del encofrado interior, se procede al ferrallado de la losa superior.

Para permitir posteriormente la extracción del encofrado interior de las autocimbras se decide dejar un hueco centrado tanto longitudinalmente como transversalmente en el vano central. Dicho hueco se cierra cuando se retiran las autocimbras y se ha realizado el pretensado de continuidad de los vanos centrales.

La zona de las alas se hormigona un día después del cuerpo central de la sección. La junta entre ambas fases se realiza mediante nervometal colocado longitudinalmente y en ángulo de 45°. De esta forma se consigue que, al tratarse de un hormigonado rápido, las flechas diferenciales se produzcan cuando el hormigón aún está fresco, no produciéndose por tanto fisuración de la unión entre ambas fases. Por otro lado, al tener el hormigón de los hastiales una cierta resistencia, puede considerarse el rozamiento en el panel hastial-ala de cara a los esfuerzos transmitidos por el peso del hormigón fresco de las alas.

3.3.3. Bloqueo provisional del tablero en las dovelas de cierre

Para reducir el tiempo en que el tablero se encuentra fijado en

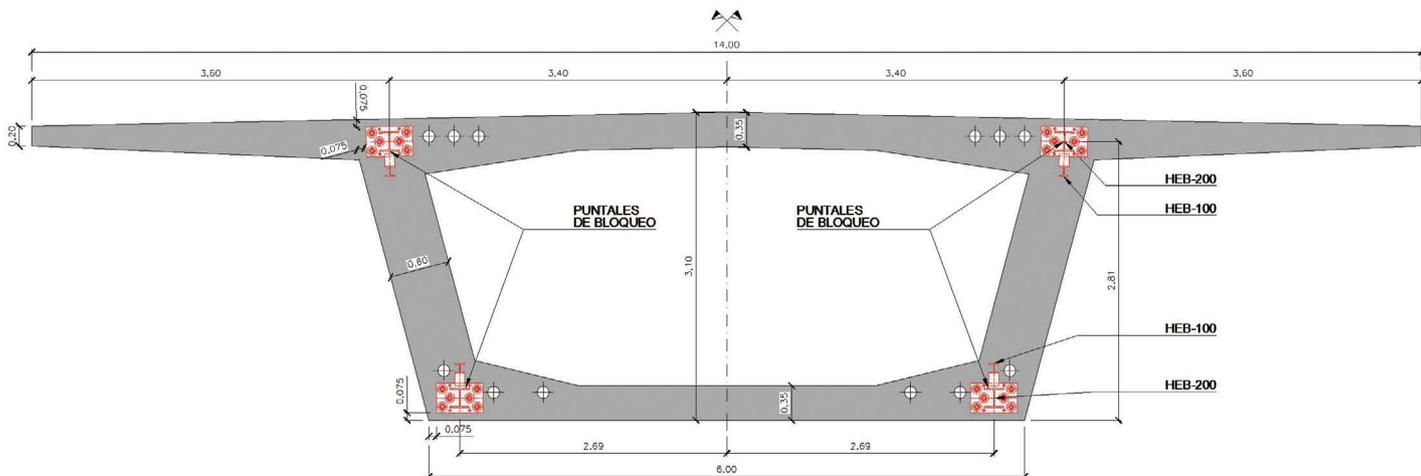


Figura 28. Sección transversal del tablero con la ubicación de los puntales de bloqueo.

dos o más puntos de forma simultánea y evitar movimientos relativos entre ambos extremos de la dovela de cierre durante el proceso de fraguado, se diseñó una estructura de bloqueo provisional consistente en 4 puntales HEB 200 S355 anclados mediante 6 barras tipo Macalloy de 26.5 mm de diámetro en cada extremo, embebidas en el hormigón del tablero.

Su puesta en servicio se trata de una operación muy delicada y que debía estar planificada al milímetro ya que debía realizarse en el menor tiempo posible para reducir al máximo los movimientos de dilatación del tablero que podrían provocar esfuerzos no deseados. Se realiza de madrugada, en dos días contiguos (un día para cada margen), buscando cierta estabilidad en la temperatura del hormigón.

Una vez terminada la operación, se procede rápidamente a liberar o desbloquear las estructuras de las pilas 6 y 15, para evitar que el tablero esté anclado en más de un punto.

3.3.4. Hormigonado de dovelas de cierre

Una vez realizado el bloqueo del tablero en las dovelas de cierre y desbloqueado el mismo en las pilas 6 y 15, se procede a la ejecución de las dovelas de cierre.

De su ejecución únicamente reseñar la gran dificultad de ferrallar las dovelas debido al poco espacio existente, así como



Figura 29. Puntales de bloqueo colocados entre la fase 10 y 11, en dovela de cierre norte.

la presencia de los puntales de bloqueo que dificultan mucho el montaje. Una vez colocado el encofrado interior y ferrallada la losa superior, se procede con éxito y durante la madrugada, al hormigonado simultáneo de las dovelas, garantizando así que entre el inicio del fraguado y la aplicación del primer tesado no se produjeran esfuerzos importantes por gradiente térmico en el arco.

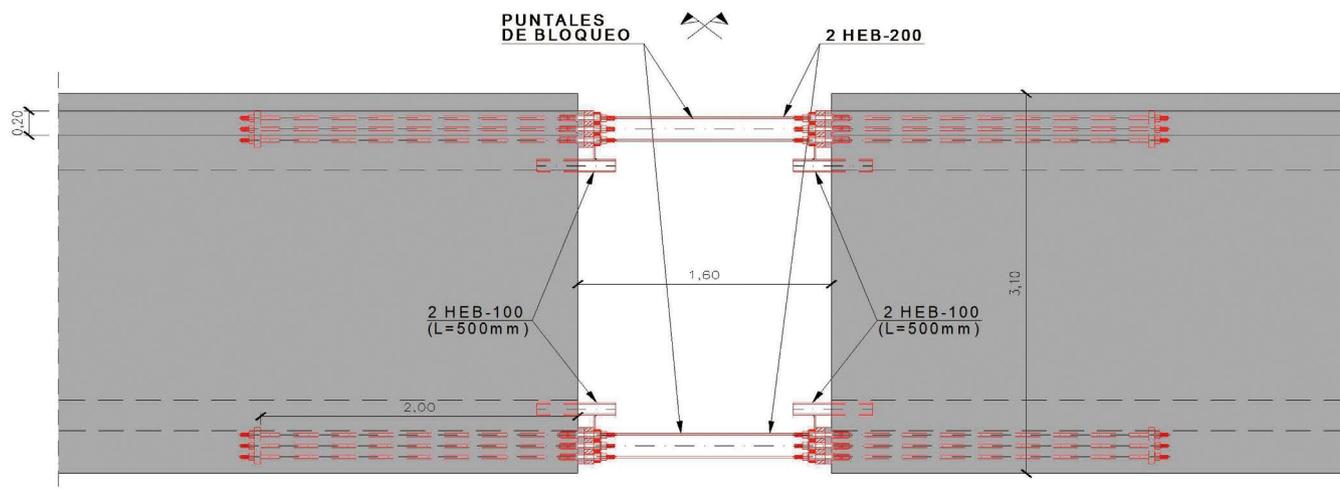


Figura 30. Alzado longitudinal del tablero con la ubicación de los puntales de bloqueo.

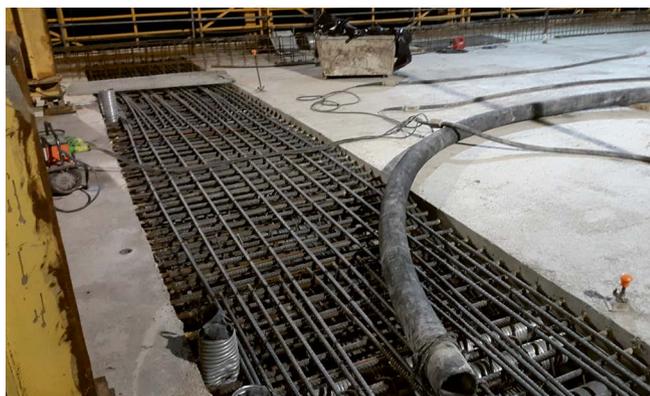


Figura 31. Hormigonado de dovela de cierre de tablero lado sur.



Figura 33. Vista de riostra y preparación para hormigonado en segunda fase.

3.3.5. Ejecución de pretensado de continuidad

Para poder coser de manera efectiva las fases de cierre del tablero, se ha diseñado un sistema de postesado que además de los previstos para el propio tablero estándar, sirve para solidarizar la zona central del tablero y hacer frente a las acciones en servicio.

El pretensado de continuidad consta de dos grupos de tendones:

- Los de la familia 6 que discurren por la zona de la losa inferior y consta de 3 tendones en el margen derecho, y tres en el margen izquierdo.
- Los de la familia 8 que discurren por la zona de la losa superior y consta de 3 tendones en el margen derecho y tres en el margen izquierdo.

En el momento en que el hormigón de las dovelas de cierre alcanza un 17% de su resistencia característica (10MPa, puesto que se trata de HP-60), se procede al tesado de dos tendones del pretensado inferior (familia 6) y dos del pretensado superior (familia 8), para conseguir un cierto estado de compresión a edades tempranas que impiden la fisuración frente a movimientos impuestos. Estos tendones se enfilan con anterioridad al comienzo del hormigonado, para optimizar producción. Ya cuando las dovelas de cierre alcanzan el 80% de su resistencia característica se procede al tesado del resto de tendones del pretensado de continuidad. Cabe reseñar que todos los tendones del pretensado de continuidad debían ser tesados por ambos extremos, para reducir las pérdidas y no dejar un pretensado ligeramente asimétrico en el puente.

Se cuenta con dos equipos independientes de tesado, situados en el interior del tablero, dispuestos uno en cada margen. Se tiene muy en cuenta los medios necesarios para transportar de una forma rápida los gatos por el interior del tablero, de

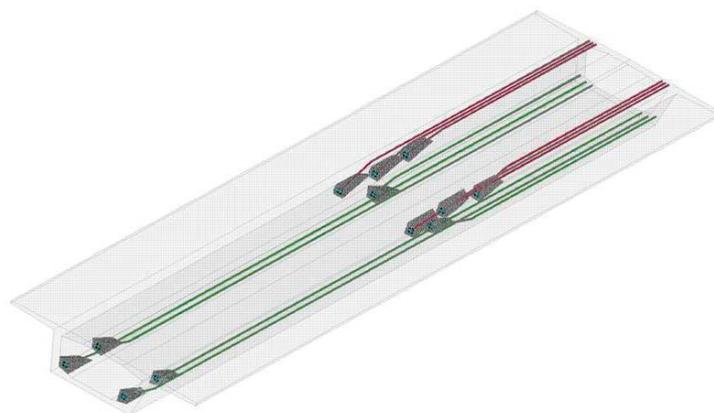


Figura 32. Semi-sección longitudinal de los tendones de pretensado de continuidad.

forma que se pierda poco tiempo en el traslado de unos tendones a otros.

3.4. Ejecución de riostras de tablero

Como ya se ha explicado en otro artículo de este monográfico referente a la ejecución de los vanos de acceso, las riostras de los tableros en la zona de la pilas no pueden ejecutarse hasta que la autocimbra avance de fase, ya que el pórtico de la misma debe colocarse en la propia zona de la riostra, y además debe permitir el avance del encofrado interior de una fase a otra.

Las riostras de pilas y las riostras de la unión arco – tablero se ejecutan una vez cerrado el tablero, ya que se verifica que no eran necesarias en fase de construcción.

Para ejecutar la riostra en dos fases se coloca nervometal en toda la superficie de conexión junto con los manguitos de armadura de empalme. Una vez limpiada la superficie, se procede a la conexión de las armaduras, encofrado de la viga y hormigonado de la misma.

3.5. Ejecución de huecos de tablero

Una de las actividades que se han ejecutado mientras se procedía al cierre del tablero es la de cerrar los huecos dejados para posibilitar, durante la ejecución del arco, el necesario paso de los tirantes provisionales de retenida de las familias R9 a R26 desde las zapatas de las dos pilas precedentes hasta la torre de atirantado sobre la vertical de la pila de arranque del arco del viaducto. Una vez desmontados los tirantes y las torres de atirantamiento provisional y avanzadas las autocimbras a los primeros vanos sobre el arco pudo dar comienzo dicha actividad.

Los huecos, de 8 m y 16.5 m de longitud respectivamente por cada margen, se cierran utilizando una estructura metálica conformada por paneles de encofrado metálicos suspendidos de la propia losa. En el caso de los huecos de 8 m, puede realizarse el cuelgue de la estructura de encofrado por medio de dos vigas metálicas doble UPN-280 que salvan la totalidad del hueco sin apoyos intermedios, mientras que en el caso de los huecos de 16.5 m es necesario plantear un apoyo intermedio para salvar el hueco con el mismo tipo de vigas.

Una vez montada esta estructura de encofrado se procede a realizar el ferrallado *in situ* y posterior hormigonado de estos



Figura 34. Huecos de tablero para el paso de tirantes de retenida.

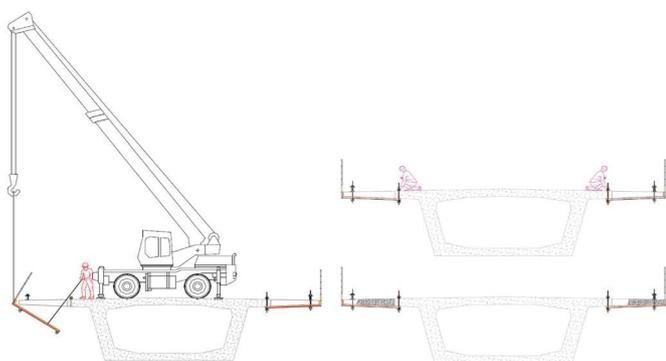


Figura 35. Estructura autoportante para la ejecución de los huecos del tablero.

huecos de manera simétrica respecto del eje de simetría del tablero, por vertido directo mediante canaleta.

4. PROCEDIMIENTO PARA EL CAMBIO DE APOYOS POT EN PILA 6 Y PILA 15

El sistema de atirantamiento provisional incluye dos mástiles metálicos de aproximadamente 60 m de altura, situados sobre el tablero en la vertical de las pilas 6 y 15. Estos mástiles transmiten a las pilas 6 y 15 unas reacciones verticales muy superiores a las previstas en fase de explotación, lo que obliga a disponer aparatos de apoyos específicos para la fase de construcción (capaces de soportar 127 000 KN en combinación característica en construcción) y sustituirlos posteriormente

por aparatos pot convencionales diseñados para la fase de explotación (cuyo axil característico será de 28 500 KN), de un mantenimiento mucho más sencillo.

Desde el desmontaje de las torres metálicas dejan de ser necesarios los apoyos provisionales pero las pilas 6 y 15 siguen siendo los puntos fijos del tablero hasta la construcción final de este y por lo tanto siguen teniendo operativo el perfil de bloqueo entre tablero y pila. Por lo tanto se decide sustituir los apoyos provisionales por los definitivos cuando se cambia el punto fijo de las pilas 6 y 15 a la clave del arco.

Para realizar la operación de cambio de apoyos es necesario disponer dos plataformas de trabajo en cada pila, situadas a cota inferior de apoyo en los laterales del dintel sobre las caras laterales de las pilas 6 y 15, y que sirven de sostenimiento provisional; su función será soportar el peso de los apoyos pot a retirar (cerca de 8 000 kg), debiendo estar enrasadas con la coronación de la pila para facilitar la extracción de los apoyos. La colocación de las plataformas se realizó desde la base de la pila empleando una grúa.

Una vez realizado el montaje de las plataformas, sobre la coronación de la pila correspondiente (P6/P15) se instalan los gatos de elevación con la disposición que se detalla a continuación.

Los 8 gatos de elevación, con capacidad individual de carga de 2 000 KN, se disponen entre los 2 apoyos de cada pila, y distinguimos entre el grupo 1 (4 gatos situados en el lado izquierdo en color rojo) y el grupo 2 (4 gatos situados en el lado derecho en color azul). Cada sistema de gateo, compuesto por los gatos propiamente dichos y una serie de chapas y calzos, es accionado por una central independiente de la otra, siendo necesaria una coordinación manual entre los dos grupos.

Para la instalación de los gatos de elevación se disponen 4 placas de deslizamiento de dimensiones 790 x 400 mm en la cabeza de la pila (1 por cada 2 gatos de elevación). Las placas de deslizamiento están compuestas por una placa inferior de acero de 20 mm de espesor y otra placa superior de acero inoxidable mecanizada de 3 mm de espesor.

La operación de sustitución de los apoyos POT [3] se realiza en las siguientes fases:

- Se retiran los tornillos que sujetan a las chapas ancladas a la pila y al tablero.
- Se comienzan a cargar los gatos hasta llegar al 95% de la reacción estimada en los apoyos (10 450 KN en total, equivalente a 410 bar en cada gato de elevación). En ese momento se sigue aumentando lentamente la carga hasta que se produce una liberación de la carga transversal de rozamiento que soportan los apoyos POT, lo que produce un pequeño desplazamiento longitudinal del tablero con respecto a la pila.
- Una vez finalizado el desplazamiento lateral se procede a realizar la elevación en escalones de 5 mm hasta llegar a elevar unos 20 mm, punto en el que se pueden extraer lateralmente los apoyos. La elevación de ambos grupos de gatos se realiza de la forma más sincronizada posible, permitiéndose un desajuste máximo entre grupos de 3 mm.
- Se bloquean todas las tuercas de seguridad de los gatos de elevación y se desconectan las mangueras hidráulicas. En este punto se extraen los apoyos provisionales por medio de trácteles y cadenas y con la ayuda de una grúa situada en la parte superior del tablero, dejando las chapas de

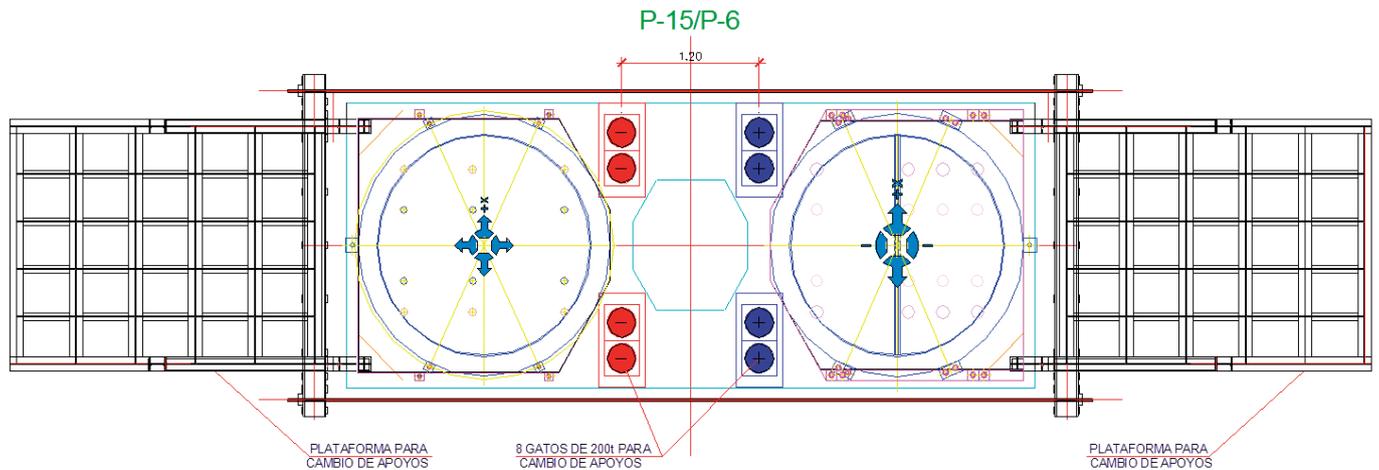


Figura 36. Ubicación de las plataformas de sustitución de apoyos y de los gatos de elevación.

anclaje en pila y tablero. Cabe reseñar que, al ejecutar el tablero que coincide en planta con las pilas 6/15, se dejan previstos en dicho extremo del tablero huecos pasantes necesarios para facilitar esta operación.

- Una vez retirados los apoyos pot provisionales, se procede a colocar los apoyos pot definitivos, desplazándolos lateralmente con ayuda de trácteles hasta su posición definitiva. Una vez dispuestos los apoyos definitivos en coordenadas exactas se procede a soldar dichos apoyos a las chapas existentes en pila y tablero. Esta soldadura se realiza en dos fases, en aras de minimizar las tensiones en las soldaduras:
 - o La primera fase se realiza antes de descender el tablero y consiste en soldar el apoyo pot definitivo a la placa de reparto inferior.
 - o La segunda fase se realiza una vez descendido el tablero (aunque sin haber liberado aún el 100% de la carga), procediendo a soldar el apoyo pot definitivo contra la placa de reparto superior, de igual manera que a la placa de reparto inferior y con las mismas características.
- Con los apoyos definitivos ya soldados se procede a descargar los gatos de elevación de manera progresiva y sincronizada hasta que los apoyos reciben el 100% de la carga.

Una vez colocados los apoyos definitivos se realizan comprobaciones de los movimientos del tablero, dando por finalizadas todas las actividades estructurales del procedimiento constructivo.

5. ELEMENTOS FUNCIONALES O NO ESTRUCTURALES DEL TABLERO

Llamamos elementos funcionales, o no estructurales o “acabados” a los elementos que se disponen en el puente para su correcto funcionamiento o para garantizar la durabilidad de otros elementos. En nuestro caso, además del pretil, la impermeabilización, las canaletas y anclajes de catenaria para las

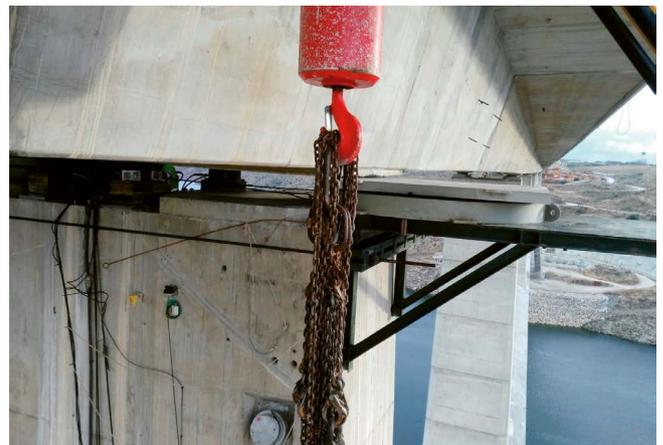


Figura 37. Sustitución de los apoyos pot con ayuda de trácteles sobre plataforma de apoyo.

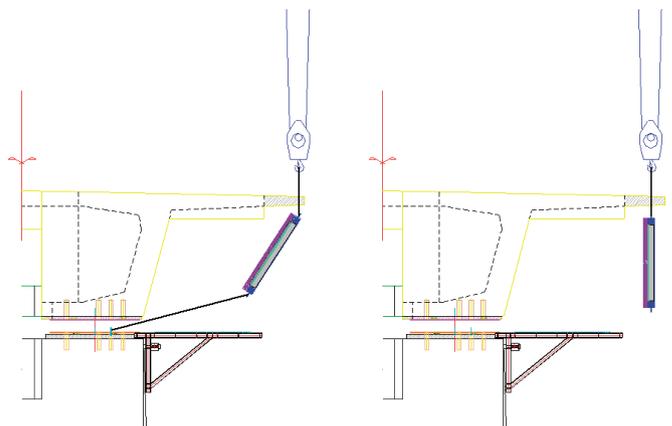


Figura 38. Croquis de sustitución de los apoyos pot mediante plataforma de apoyo.

instalaciones ferroviarias, las impostas y la acera, existe un elemento innovador y del que vamos a tratar con detalle, que es la BARRERA AVIFAUNA.

La reducción de las colisiones de aves con el ferrocarril de Alta Velocidad es un tema de interés creciente en los últimos años. Las infraestructuras ferroviarias generan diversos



Figura 39. Barrera avifauna vista desde el interior del tablero.



Figura 40. Vista aérea de la barrera avifauna.

efectos a las aves, a los que hay que sumar la alta velocidad como un factor de atención adicional en este tipo de líneas. El proyecto Life Impacto Cero (*Development and demonstration of an anti-bird strike tubular screen for High Speed Rail lines*), tiene como principal objetivo la determinación de medidas de protección de la avifauna mediante pantallas anticolidión en líneas ferroviarias de Alta Velocidad. Para ello, este proyecto evalúa la efectividad de un nuevo diseño de pantalla anticolidión, basado en el concepto de "pantalla de tubos exentos". Se trata de aumentar el conocimiento sobre la interacción entre la infraestructura ferroviaria y la avifauna, con el objetivo de introducir mejoras de diseño que garanticen la conservación de la biodiversidad haciendo así compatibles las infraestructuras con la protección de las aves y reduciendo el impacto de las líneas de Alta Velocidad existentes y futuras.

Apoyados y asesorados por esta iniciativa, la barrera avifauna del viaducto Almonte se ha diseñado para evitar la colisión de aves contra el tren y la catenaria a su paso por el viaducto,

dado que esta zona es de especial protección de aves y el paso por el entorno del río Almonte de las mismas es continuo.

La barrera para protección contra las aves está compuesta por una serie de perfiles tubulares unidos mediante soldadura a las placas de anclaje previamente dispuestas en las aceras del viaducto.

El material que se ha empleado en todos los tubos, pletinas y perfiles es de calidad mínima S275JR, con tratamiento sendzimir (que es el galvanizado al fuego en proceso de régimen continuo sin tratamiento previo con decapantes o fundentes) y tres manos de pintura antioxidante (minio o cianamida de plomo).

Todas las secciones fijas de la barrera se han ejecutado mediante soldadura continua, uniforme y, tanto si se ha realizado en taller o en obra, han sido en ángulo, excepto la soldadura de los tubos verticales contra la placa de anclaje, la cual se ha realizado a penetración completa, habiendo realizado previamente la preparación de bordes del tubo vertical, garantizando que la unión soldada resista lo mismo que el perfil. En todas las



Figura 41. Posicionamiento de los camiones para prueba de carga.

soldaduras se realizaron ensayos mediante inspección visual, y en un 15% de ellas se realizaron ensayos de líquidos penetrantes y partículas magnéticas.

La barrera se replantea al tresbolillo entre margen derecho y margen izquierdo, de forma que la apariencia de la barrera para las aves desde un lateral sea más opaca, siendo la barrera aún más disuasoria para las aves.

6. PRUEBA DE CARGA DEL TABLERO

6.1. Descripción general de la prueba

Como estipula la normativa española para puentes de ferrocarril (IAPF) en su capítulo 6, se ha realizado una prueba de carga estática y dinámica del tablero con objeto de caracterizar adecuadamente los parámetros estáticos y dinámicos de la estructura.

El viaducto es una estructura singular por su tamaño (384 m de luz máxima y 996 m de longitud) y tipología (arco) en donde deben tenerse en cuenta una serie de particularidades para establecer las pruebas de carga estáticas y dinámicas más convenientes.

El objeto de la prueba de carga es controlar la adecuada concepción y la buena ejecución de la obra ante las cargas de explotación. Dicho de otra forma, al realizar la prueba de carga se comprueba si la respuesta estructural frente a las cargas de servicio está conforme a lo previsto en Proyecto, garantizando con ello la fiabilidad del comportamiento de la estructura considerada y su funcionalidad.

En un viaducto ferroviario de alta velocidad, el desarrollo natural de los trabajos de construcción exige la realización de dos pruebas de carga diferenciadas en el tiempo. Una vez construida la estructura, a falta de disponer la superestructura ferroviaria (balasto, carriles, catenaria...) se realiza una primera Prueba de Carga, que sirve para comprobar la respuesta de la estructura, tanto estática como dinámica, y que esta se corresponde con la prevista en la fase de proyecto. Dicha prueba de carga se realiza con camiones. Posteriormente, con la totalidad de la superestructura ejecutada, se procede a la realización de

una segunda prueba de carga estática y dinámica, realizada con trenes y vagones reales conforme a las prescripciones de la instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF), con idéntico objetivo de validación de los cálculos y dimensionamientos realizados en proyecto. En el momento de redacción del presente artículo, esta segunda prueba de carga no había sido realizada todavía, habiéndose realizado únicamente las pruebas de carga con camiones, por lo que este artículo se centrará en estas últimas.

La prueba de carga con camiones que se lleva a cabo se divide en dos fases:

- Prueba de carga estática para la determinación de flechas.
- Prueba de carga dinámica (ensayo RILEM) para la determinación de las frecuencias fundamentales del tablero.

6.2. Prueba estática

Mediante la prueba de carga estática se pretende comprobar el correcto funcionamiento de la estructura antes de su puesta en servicio y verificar que el comportamiento de la misma es similar a lo previsto en cálculos. Se aplican unas cargas en estado de reposo mediante el empleo de camiones cargados sobre el tablero, previamente a la colocación del balasto.

El viaducto es una combinación de una superestructura estándar de ferrocarril, que es el tablero, con una subestructura igualmente estándar, los pilares de acceso, más una subestructura singular que es el arco. Todas las partes influyen mutuamente, de forma que el tablero sostenido por el arco debe hacer frente a esfuerzos extraordinarios debido a que apoya sobre un elemento deformable que no es rígido como la cimentación de los vanos de acceso. Así, se distinguen tres partes dentro del viaducto:

- Tablero de acceso, del 1 al 6 y del 15 al 22: los esfuerzos son asimilables a los de un tablero sobre pilares habitual en un ferrocarril de alta velocidad, correspondiéndoles una prueba con hipótesis de carga que respondan al esquema de vano alterno y vano contiguo.
- Tablero central, entre los vanos 7 al 14: es el tramo de apoyo sobre el arco, por lo que el tablero es más desfavorable y, en consecuencia, debe asumir mayores esfuerzos. En este caso, un esquema de carga vano alterno/vano contiguo es



Figura 42. Transductor de desplazamiento tipo potenciométrico (izda) y receptor de datos de señal (dcha).

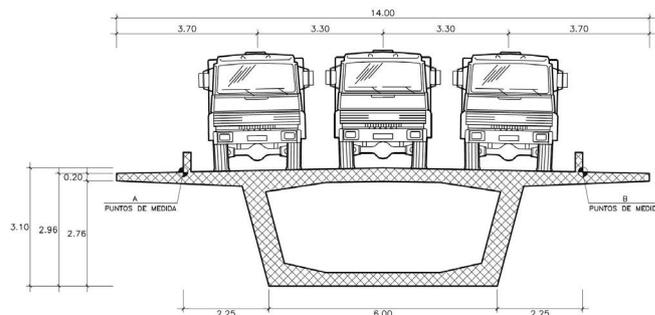


Figura 43. Ubicación de puntos de medida de cada sección de control.



Figura 44. Posicionamiento de los camiones para la hipótesis de comprobación a torsión.

insuficiente para representar los niveles de esfuerzo que debe soportar el tablero, por tanto corresponde añadir hipótesis con varios vanos de carga contiguos cargados simultáneamente.

- Arco, en el que los esquemas de carga habituales no son suficientes para una representación normal de esfuerzos axiales y flectores que debe soportar y, por tanto, obligan a definir hipótesis de carga que asuman añadir una gran cantidad de masa.

En cualquiera de los casos, dado que la prueba de carga estática inicial se realiza por medio de camiones sobre el tablero sin balasto, los esfuerzos son comparativamente menores a los que habrá en un futuro en servicio, una vez dispuesta toda la carga muerta sobre el puente y bajo la acción de los trenes normales. Por este motivo, las hipótesis de carga que se definen en la prueba de carga, buscan solo comprobar, por su propia naturaleza, si el puente se comporta según lo previsto en los cálculos del proyecto.

Los dos grandes esfuerzos determinantes en el arco son el axil y el momento flector en el plano vertical. El axil depende directamente de la carga que se reparte de forma uniforme sobre el tablero. En ese caso, una sobrecarga de camiones hasta ocupar todo el espacio disponible, supondría un peso total de 28000 kN. Si comparamos este peso con la carga de 46000 kN que supone añadir el balasto al tablero vemos que la prueba de

carga con camiones sería poco representativa para analizar el comportamiento a axil del arco.

Por otro lado y como se ha visto anteriormente, el arco ya ha sido probado a flexión durante la fase de construcción asimétrica del tablero, habiéndose realizado un exhaustivo control geométrico durante las etapas constructivas y procedido a la verificación de la buena correlación entre los datos medidos y los obtenidos con los modelos de cálculo. Por esta razón la preceptiva prueba de carga a realizar solo tiene por misión ensayar el tablero.

A la vista de lo expuesto, se aprovechan las hipótesis de carga del tablero (vanos alternos y dos o tres vanos contiguos) para comprobar el comportamiento conjunto del arco y del tablero, asumiendo que el comportamiento principal a flexión del arco ya ha sido realizado.

Para definir el número de hipótesis de carga se ha hecho uso de las posibilidades de simplificación que indica la normativa de referencia. Así la ITPF-05 [4] (Instrucción Técnica de Puentes Ferroviarios) indica que “podrán realizarse pruebas simplificadas, con reducción en el nivel de instrumentación o de los estados de carga, en los casos de puentes con gran número de vanos similares o de varias obras iguales e independientes”. Se entiende que esta simplificación no es admisible para los vanos del tablero situados sobre el arco, que se ven afectados por la deformabilidad del mismo.

Atendiendo a lo anteriormente mencionado, los criterios

de definición de hipótesis que se considera posible asumir son los siguientes:

- Todos los vanos del tablero deben cargarse, al menos, una vez durante la prueba de carga.
- Se deben definir hipótesis de modo alternado, de máximo momento flector positivo en vano y de máximo momento flector negativo sobre pila.
- Sobre el arco, dado su carácter de estructura singular, se deben plantear hipótesis de carga con el objetivo de solicitar todas las secciones determinantes del tablero con un momento flector negativo y positivo máximo.

En resumen, para la prueba de carga estática con camiones se definen un total de 19 hipótesis de carga, ensayando de forma exhaustiva el tramo del arco y simplificando los vanos de acceso, fijando los puntos de control en centro de vano y apoyos.

La prueba de carga estática se realiza empleando un total de 36 camiones de tres ejes cargados de tal manera que su peso bruto es de 260 kN con las características geométricas y pesos por eje que se indican en el diagrama que sigue:

Para la medición de las flechas producidas en los puntos de medida accesibles por la parte inferior, se utilizan transductores de desplazamiento, tipo potenciométrico, los cuales, mediante los acondicionadores adecuados, traducen el desplazamiento producido a un voltaje de corriente continua en la relación 1 voltio-10 mm de movimiento. A través de una cadena de medida HBM, la señal es recogida y registrada en un ordenador portátil, el cual tiene instalado un programa de gestión de datos.

Para los puntos de control del arco, ante la imposibilidad de instrumentar el tablero con transductores de desplazamiento, se utiliza nivel óptico de alta precisión.

El comportamiento del puente durante la prueba de carga estática se conoce mediante la medida de las flechas verticales en los puntos de control, situados sobre los apoyos y en el centro de luz de los vanos. Los puntos en los que se controlan las flechas son dos por sección transversal, a una distancia de 5.25 m del eje longitudinal del tablero.

Antes de iniciar la prueba de carga se hace una inspección visual de la estructura, incluyendo arco, pilas, aparatos de apoyo, juntas y tablero. Previa a la introducción de las cargas, se realiza una medición de cotas de todos los puntos de control para tener una referencia a origen, además de nivelar los puntos de medición refiriéndolos a puntos fijos fuera de la estructura y no afectados por la prueba de carga, de forma que sea lo más sencillo posible referir a estos las deformaciones de un punto cualquiera en cada escalón de carga.

Las flechas reales en los puntos de medida se obtienen por diferencia entre las lecturas tomadas antes y después de la introducción de la carga, teniendo en cuenta el procedimiento de control de estabilización de flechas definido en la ITPF-05. La estabilización de flechas se producía de forma casi instantánea, en menos de 1 minuto.

Una vez finalizada la carga, se comprueba que los valores remanentes resultan admisibles. Se considera que el resultado de la prueba es satisfactorio al cumplirse las condiciones indicadas a continuación:

- Las flechas máximas obtenidas después de la estabilización, no superan en más de un 10% a los valores previstos en el proyecto de la prueba.
- La abertura de las fisuras producidas en el transcurso de la

prueba, así como de las que permanezcan abiertas una vez retirada la carga, están en consonancia con los criterios recogidos en el proyecto de la estructura.

- No aparecen signos de agotamiento de la capacidad portante en ninguna parte de la estructura.

La prueba de carga estática realizada resultó totalmente satisfactoria.

6.3. Prueba dinámica

El objeto de realizar este tipo de prueba de carga es obtener información sobre la estructura más allá de la proporcionada por la prueba de carga estática, determinando ciertos parámetros que identifican las características intrínsecas que determinan la vibración de la estructura, así como su respuesta bajo excitación externa. El objetivo final es evaluar en sentido vertical y horizontal, la frecuencia de vibración y el amortiguamiento y de verificar la correspondencia de los parámetros de vibración que se detectan en la estructura con las del cálculo realizado, de forma que se pueda dar por válido el estudio dinámico realizado en el proyecto del tablero.

La prueba consiste en hacer pasar un camión sobre un tablón normalizado, es decir, de un resalto, preferiblemente de madera, provocando un impacto en la estructura y haciendo que esta comience a vibrar en régimen de vibración libre (no forzado). Este impacto producido sobre el tablón se traduce en unas aceleraciones verticales que permiten obtener las primeras frecuencias de vibración (modos propios) y el porcentaje de amortiguamiento del tablero [5].

El sistema de medida se realiza mediante acelerómetros capaces de medir aceleraciones en un rango de 0-2.5 m/s², con un rango de frecuencias de 0 a 20 Hz y una sensibilidad mínima en aceleraciones de 0.01 m/s² y con medición cada 0.005 s (200 Hz).

Los acelerómetros que se disponen son cuatro y se ubican sobre el tablero (centro de vano 4, pila 8, centro de vano 11 "clave del arco" y pila 13) en puntos que no interfieren con el paso del vehículo. Se disponen fijos a lo largo de toda la prueba en las secciones de control indicadas en el alzado del viaducto (figura 36):

La prueba de carga dinámica con tablonetes RILEM o similar se realiza posteriormente a la prueba de carga estática, utilizando como medio de carga dos camiones de la dotación existente para los ensayos estáticos.



Figura 45. Posicionamiento de los camiones para prueba dinámica.

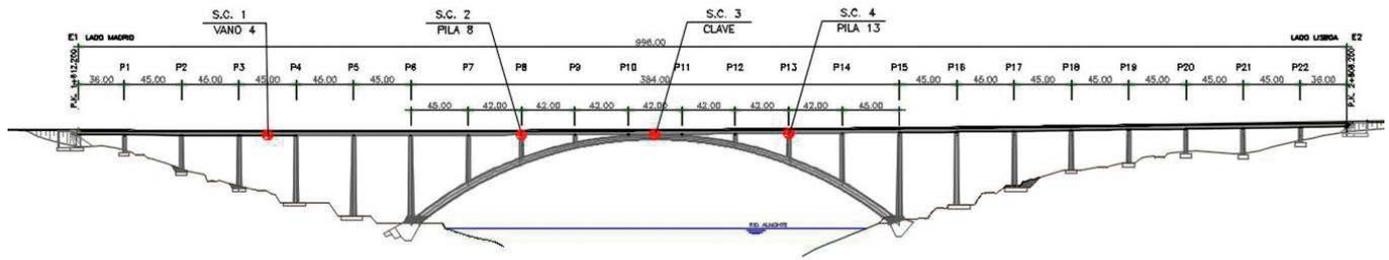


Figura 46. Posicionamiento de las secciones de control en la prueba dinámica.

El viaducto tiene, debido a su configuración general pero, sobre todo, por su dimensión, dos modos de trabajo relevantes:

- Fuera del plano del arco y cuya frecuencia de vibración más baja es de 0.32 Hz.
- En el plano vertical con una frecuencia de vibración más baja de 0.40 Hz.

El primer modo de trabajo viene influido por la esbeltez transversal del puente, cuya deformación, ante cargas horizontales con esa dirección (fuerza de lazo y viento) viene determinada por la abertura de las patas del arco en su apoyo en cimentación y por la colaboración del tablero.

Para la realización de la prueba no debe haber ningún tipo de sobrecarga gravitando sobre el tablero (camiones aparcados, acopios de peso no despreciable...), de cara a no desvirtuar la masa de la estructura. Las frecuencias se calcularon en ausencia de balasto, carriles y catenarias, o cualquier sobrecarga importante sobre el tablero, como por ejemplo los camiones de la prueba de carga estática aparcados sobre el viaducto. Únicamente se consideró el peso propio de la estructura y la carga muerta que suponen los pretiles, canaletas y muretes guarda-balasto.

La prueba de carga dinámica prevista se realiza de acuerdo a los siguientes puntos:

1. La prueba de carga se realiza mediante el impacto de uno o dos vehículos tipo sobre el tablero en los puntos marcados utilizando el escalón Rilem. El escalón tipo Rilem está formado por tres tablas de 60x2 cm, 40x2 cm y 20x2 cm de ancho suficiente para el paso del vehículo sobre él.
2. El tablón Rilem se dispone en las cuatro posiciones definidas como secciones de control y que se corresponden con aquellas en las que están situadas los acelerómetros. Dichas posiciones son las siguientes:
 - Posición 1: Acelerómetros y resalto situados en la sección centro – luz del vano 4.
 - Posición 2: Acelerómetros y resalto situados en la sección sobre pila 8.
 - Posición 3: Acelerómetros y resalto situados en la sección sobre clave del arco.
 - Posición 4: Acelerómetros y resalto situados en la sección sobre pila 13.
3. Para cada una de las posiciones del tablón RILEM, se hace pasar primeramente un camión de 260 kN, a una velocidad de paso del camión de 5 (utilizada para labores de puesta a punto del sistema de medida), 20 y 40 km/h, procediéndose a medir las aceleraciones verticales y horizontales de la estructura en las secciones de control.

Posteriormente, se repite la prueba con el paso de 2 camiones circulando en paralelo, y se finaliza con el paso de 2 camiones circulando en hilera por un lateral del tablero.

4. En todos los casos la circulación de los camiones fue desde el Estribo 2 hasta el Estribo 1. En el caso de los dos camiones en hilera, estos circulaban por el lado izquierdo de su calzada, según su sentido de avance.

En las pruebas dinámicas no cabe establecer con carácter general unos criterios de aceptación. La prueba sirve para detectar una eventual desviación de la frecuencia de vibración frente a su valor teórico, en la que se podría manifestar una variación de la masa frente a su valor de cálculo.

En las pruebas de carga dinámica se da por bueno el resultado de la prueba de carga cuando las aceleraciones se mantienen dentro de los límites de comodidad y los modos de vibración hacen entender que el funcionamiento de la estructura se adapta a su modelización de cálculo. En caso de existir anomalías en los resultados se deberán explicar sus causas antes de aceptar el resultado de la prueba. En caso de un comportamiento distinto del previsto, la determinación de las características dinámicas intrínsecas de la estructura a partir de la prueba de carga proporciona unos valores de referencia que permiten efectuar un seguimiento de la estructura a medio o largo plazo.

En el caso de la prueba dinámica realizada en el viaducto de Almonte, las aceleraciones y frecuencias obtenidas verificaron el modelo de cálculo.

Referencias

- [1] ROSIGNOLI, M. "Bridge Construction Equipment" published by ICE Publishing, Thomas Telford Limited 2013, p. 99-165
- [2] EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural. Centro de publicaciones. Secretaría General Técnica. Ministerio de Fomento del gobierno de España. Artículo 47.2 (Resistencia a esfuerzo Rasante en Juntas), p. 236-238
- [3] MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. Nota Técnica para la sustitución de apoyos para puentes de carretera. Dirección General de Carreteras. Capítulo 5, p 35-37
- [4] ITPF-05: instrucción sobre las inspecciones técnicas en los puentes de ferrocarril. Ediciones Liteam, S.L. 2005
- [5] MINISTERIO DE FOMENTO. Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera. Centro de publicaciones. Dirección General de Carreteras. Capítulo 8, p 15-19