



VIADUCTO EMPUJADO MIXTO “ARROYO DE LAS PIEDRAS”, UN EMPUJE A 100 M DE ALTURA EN LAS LAV ESPAÑOLAS

Autores

Francisco Millanes Mato

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático de Estructuras, Puentes Metálicos y Mixtos
de la E.T.S.I.C.C.P. de la UPM

Presidente
IDEAM, S.A.

Miguel Ortega Cornejo

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Profesor Estructuras Metálicas y Construcción Mixta. UEM

Jefe de Proyectos
IDEAM, S.A.



RESUMEN

La presente comunicación describe una solución innovadora en el proyecto de puentes mixtos para ferrocarril de alta velocidad. El Viaducto “Arroyo las Piedras”, proyectado por IDEAM, es el primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad españolas.

Esta solución extiende al ámbito ferroviario las soluciones en cajón estricto que desde hace años vienen desarrollándose en España para los puentes de carretera. El diseño se centra en las clásicas soluciones bijácena, habituales en Europa, modificadas para, manteniendo las ventajas constructivas de las mismas, proporcionar una respuesta resistente más propia de las secciones cajón. Asimismo, la doble acción mixta frecuentemente utilizada en las áreas de flexión negativa se generaliza a toda la longitud del tablero para dotarle de la rigidez a torsión necesaria para el adecuado control de la respuesta dinámica bajo el paso excéntrico de vehículos ferroviarios por una sola vía.

También se describen en la comunicación otros aspectos de interés, como detalles específicos para mejorar la resistencia de las almas frente a las reacciones concentradas durante el empuje del tablero, la prueba de carga frente al patch loading realizada en el propio parque de empuje, así como los controles de deformabilidad de las pilas durante el proceso de empuje del viaducto.



1. INTRODUCCIÓN

El Viaducto “Arroyo las Piedras” en la L.A.V. Córdoba-Málaga es el primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad españolas, abriendo el espectro de tipologías estructurales basado exclusivamente, hasta entonces, en soluciones de hormigón pretensado con diferentes configuraciones estructurales y procesos constructivos (prefabricación, cimbras autolanzables y empuje, principalmente).

Esta obra constituye una solución innovadora dentro del ámbito de los puentes mixtos ferroviarios. Su diseño se inspira en las clásicas soluciones mixtas bijácena, habituales en Europa, incorporando la tecnología española de la doble acción mixta, a flexión negativa y torsión, que permite, manteniendo las ventajas constructivas de solución original, mejorar drásticamente sus prestaciones resistentes, estáticas y dinámicas, al mismo tiempo que se reduce significativamente las cuantías de acero.

El Viaducto “Arroyo las Piedras” (Fig. 1) incorpora también soluciones innovadoras en el ámbito del empuje y del diseño antisísmico. Su altura de pilas, de hasta 93 m, y la luz del vano tipo, de 63,50 m, superaron, en el ámbito de los viaductos mixtos de su tipología, lo que hasta la fecha se había proyectado y construido.



Fig. 1 Alzado y vista del Viaducto Arroyo las Piedras



2. VIADUCTO ARROYO LAS PIEDRAS (LAV Córdoba-Málaga): Un empuje a 100 m de altura

El Viaducto Arroyo las Piedras ha sido el primer viaducto mixto de las LAV españolas, construido por ALTEC, cuyas principales características son:

- longitud total de 1208,90 m. sin juntas de dilatación intermedias;
- altura de pilas máxima de 93 m;
- primera utilización en las LAV españolas de dispositivos transmisores de impacto con amortiguamiento para aislamiento sísmico en ambos estribos;
- luz vano tipo 63,50 m., superior en 0,50 m. a la Viaducto de Orgón, en Francia, la mayor en estructura mixta bijácena construída hasta la fecha;
- extensión del concepto de doble acción mixta para hacer frente a la torsión en zonas de flexión positiva.



Figs. 2 y 3 Vista general y durante el empuje del Viaducto sobre el Arroyo de las Piedras

En las referencias [1] y [2] se tratan con detalle las principales características de este viaducto. Seguidamente nos limitaremos a reseñar las principales ventajas aportadas por la tecnología mixta en lo relativo al proceso de empuje de tableros a gran altura

3. RESPUESTA AL “PATCH LOADING” DE LAS ALMAS DURANTE EL EMPUJE

El puente se construye empujado desde los dos estribos. La sección transversal durante el empuje (Figs. 4 y 5) incluye todo el acero, el hormigón inferior y las prelasas superiores.



Fig. 4 Vista de prelasas inferiores y hormigón de fondo



Fig. 5 Vista de prelasas superiores

Las reacciones en los apoyos deslizantes durante el empuje alcanzan los 4250 kN por apoyo. Estos valores exceden los obtenidos frecuentemente en el empuje de puentes metálicos. El espesor del alma es de 25 mm en las zonas de centros de vano, y los rigidizadores verticales de almas se han dispuesto cada 4 m. Se ha realizado un estudio exhaustivo sobre la respuesta al “patch loading” de las almas durante el empuje, para garantizar las condiciones de seguridad sin aumentar innecesariamente cuantía total de acero.

Diferentes normativas como la RPM [6] SIA [3], la BSI [4], o el más reciente Eurocódigo EN-1993:1-5 [5], establecen diferentes regulaciones para la respuesta al “patch loading”. De cualquier manera, en nuestra opinión ninguna de ellas suministra criterios útiles de diseño para el proyecto cuando la sección difiere significativamente de un tablero clásico con vigas en doble T. La célula triangular exterior inferior y el zuncho inferior de hormigón “in situ” junto a la parte inferior del alma (Figs. 4 y 6) mejoran claramente la respuesta al “patch loading” respecto de la obtenida con dichas normativas.



Fig. 6 Estructura metálica apeada en el parque de empuje. Ejecución de dovelas

Ambos sistemas juntos proporcionan un aumento adicional de la rigidez a flexión del ala inferior, aumentando consecuentemente la rigidez tipo membrana del alma. Adicionalmente, la célula inferior y los zunchos laterales constituyen unos rigidizadores longitudinales del alma, que distribuyen las cargas concentradas en una longitud mayor de alma resistente. El ala inferior, junto con la célula inferior y el zuncho lateral de hormigón, constituyen una



viga longitudinal con capacidad de flexión entre los rigidizadores transversales del alma. Estas mejoras en el diseño de la respuesta al “patch loading” no se consideran en las citadas normativas, por lo que ha sido necesario realizar un análisis mediante elementos finitos no lineales. Este análisis muestra mejoras significativas en la respuesta resistente frente a la resistencia al “patch loading” de las almas en comparación con los obtenidos con las propuestas de las normativas anteriormente citadas, no adaptadas a la disposición específica de nuestro puente.

En la figura 7 se resumen algunos resultados obtenidos del análisis no lineal mediante elementos finitos. Con una longitud de apoyo en los patines de lanzamiento de 1,5 m, la distribución final de tensiones verticales en la parte inferior del alma, justo por encima de la célula inferior, alcanza más de 3,5 m, claramente mayor que la obtenida con el alma sola sin célula inferior.

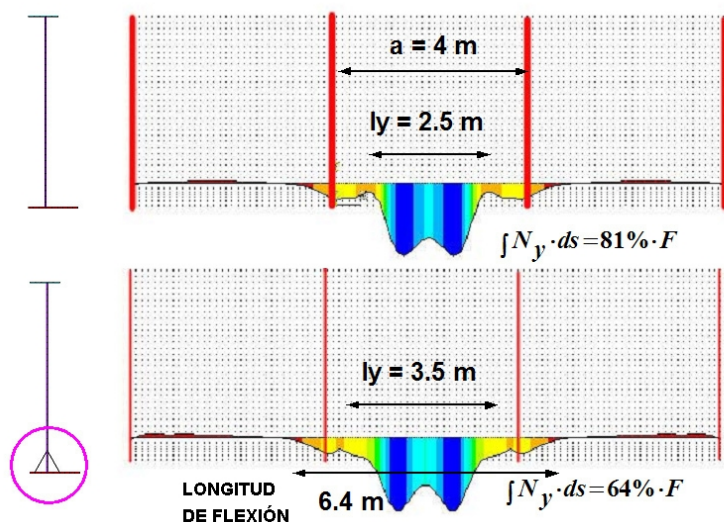


Fig. 7 Mejoras de la respuesta al “Patch loading” con el sistema de célula inferior

Adicionalmente un porcentaje importante de la carga vertical, del orden de un 35%, se transfiere directamente por cortante en la célula inferior a los rigidizadores verticales adyacentes, como una viga flectando en sentido longitudinal. La mejora global de la resistencia última del “path loading” es del orden del 70% frente a los cálculos standard de una sección en doble T. En la referencia [7] se pueden encontrar consideraciones más detalladas sobre la respuesta al “patch loading” del sistema.

4. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Las 19 pilas del viaducto, de hasta 93 m de altura, se realizan mediante el sistema de encofrados trepantes (Figs. 8 y 9).



Figs. 8 y 9 Vista de las pilas durante su ejecución y concluidas

El tablero del puente se construye empujando desde ambos estribos, y se monta en el parque de empuje dispuesto tras éstos en dovelas de aproximadamente 30 m.

Cada una de las 2 vigas metálicas que formarán la sección transversal se transporta ya rigidizada, y se ensambla en el parque de empuje con las celosías y mamparos de pilas (Figs. 6 ,10 y 11).



Fig. 10 Transporte y colocación de una de una viga metálica



Fig. 11 Vista aérea del viaducto en construcción, con parte del tablero en el parque de empuje del Estribo 2

El puente se empuja con la totalidad del acero estructural, las prelasas inferiores, el hormigón de fondo y los zunchos laterales, así como las prelasas superiores (Figs. 4 y 5), sin conexión todavía al tablero, sobre las que posteriormente se hormigonará la losa superior. Además se lleva colocada la ferralla superior en su posición definitiva, dejando el puente listo una vez cerrado para realizar el hormigonado de la losa superior.

El tablero es visitable incluso durante las fases de empuje facilitando el transporte de materiales auxiliares hacia las pilas de forma segura y sencilla por el interior del tablero, evitando el empleo de grandes grúas para el acceso a las pilas más altas.

El primer vano incluye sólo el acero estructural sin prelasas superiores ni inferiores, con objeto de evitar esfuerzos excesivos durante el lanzamiento en las fases en voladizo (Fig. 12).



Fig. 12 Vista del primer vano sin prelasas inferiores ni superiores durante el empuje



Al tratarse de un puente mixto el empuje se realiza deslizando las platabandas inferiores de las dos vigas metálicas sobre unos apoyos deslizantes provisionales provistos de 4 neoprenos teflón (Fig. 13). La cara inferior de las platabandas metálicas es tratada con pinturas deslizantes y durante cada fase de empuje se engrasa antes de cada apoyo para evitar rozamientos elevados.



Fig. 13 Detalle de apoyos deslizantes con topes laterales durante el empuje

A diferencia de los puentes de hormigón, el empuje de un puente mixto no requiere las labores tediosas de colocación de almohadillas en cada apoyo durante el empuje, ya que la propia platabanda inferior es la superficie por la que se desliza el puente, y los apoyos provisionales empleados para el empuje no requieren operaciones de mantenimiento ni sustitución salvo que se produzca alguna anomalía o se raje algún teflón. Durante toda la ejecución del viaducto, empujado desde los dos estribos, no hizo falta cambiar ningún neopreno teflón de ninguna pila, ni estribo.

En la figura 13 se aprecia la platabanda inferior apoyada en uno de los apoyos deslizantes. Estos apoyos se disponen con unas guíaderas laterales para evitar problemas de descentramientos transversales del puente durante el empuje.

En la parte frontal del empuje se disponen dos patines desmontables (Fig. 15) y un gato (Fig. 14) para hacer el paso de pila. Al llegar el voladizo a una pila, el gato central recupera la flecha dejando la estructura a cota preparada para el paso de pila. Con el gato levantado, se despliegan hasta la horizontal los patines de empuje, que hasta entonces estaban posición vertical para no topar con la pila. Los patines van dispuestos en prolongación de las platabandas inferiores, y al desplegarlos se apoyan sobre los apoyos deslizantes de la pila.

Con los patines apoyados en los deslizantes se retira el gato, y se procede a continuar el empuje. Una vez el puente avanza y apoya con las platabandas inferiores, se vuelven a replegar los patines (Fig. 15)



En función del número de dovelas montadas en cada fase en el parque de empuje se han realizado empujes de uno o dos vanos, empujando en una sola fase hasta 127 m de tablero.



Fig. 14 Detalle del gato frontal y el gato en la nariz



Fig. 15 Operación de paso de pila y repliegue de patines

La flecha teórica de llegada del voladizo a una pila en un vano tipo de 63,5 m es de 1,03 m con las cargas y rigideces estimadas en el cálculo, frente a unos valores reales medidos en la llegada a pila de 0,98 y 0,94 m, obteniéndose errores menores de un 10%.

Los rozamientos medios obtenidos en cada una de las fases de empuje varían entre valores en el entorno del 3,5 % en las primeras fases de lanzamiento, y el 2% de las últimas fases. En cambio en cada fase de empuje esos valores son superados en los inicios de cada fase coincidiendo con las primeras emboladas de los gatos que comienzan a movilizar el tablero. Estos valores máximos llegan a superar en algunos casos incluso el 6,5%.

En la figura 16 se aprecia la vista inferior del tablero durante la fase de empuje desde los dos estribos.



Fig. 16 Vista del voladizo antes de llegar a pila durante el empuje



La operación de cierre del tablero se realizó a aproximadamente 4 m. de la pila central, así el extremo del lado del E-1 estaba previamente apoyado en la P-10, y el voladizo del extremo del lado del E-2 llegaba para apoyar mediante el gato de levantamiento frontal dispuesto en su extremo.

En la figura 17 se aprecia el momento de la llegada del voladizo del lado del E-2 (lado derecho) con la flecha del voladizo, al extremo apoyado.



Fig. 17 Vista inferior del instante de unión de tramos

Con el puente cerrado, apoyado todavía sobre los apoyos deslizantes provisionales, que llevan la misma pendiente longitudinal que el tablero, 2,4%, se realiza el descenso y fijación del tablero a los aparatos de apoyo tipo POT definitivos. El desapeo de aproximadamente 70 cm de altura se realiza en tres fases pasando por todos los apoyos, con descensos máximos de 30 cm. por apoyo. La operación de descenso del tablero se hace previo al hormigonado de la losa superior. En la figura 18 se puede ver el viaducto con la losa superior ya hormigonada, totalmente concluido.



Fig. 18 Vista del viaducto concluido



5. CONTROL DE REACCIONES DURANTE EL EMPUJE

Como ya se ha descrito, el proceso de empuje del viaducto incluye, además de la sección metálica, la losa inferior de cierre del fondo del cajón completa, así como las prelosas superiores prefabricadas y la ferralla de la losa superior del tablero. Las ganancias en plazos y seguridad que dicho empuje permitía, a casi sección completa del tablero, implicaba un nivel de solicitaciones en fases de empuje muy superior al habitual en viaductos mixtos convencionales.

Los valores característicos de las reacciones teóricas máximas, bajo cada una de las almas, durante el proceso de empuje alcanzaban una magnitud bastante elevada: 4200 kN/apoyo. Los severos condicionantes económicos impedían sobredimensionar, más allá de lo estrictamente necesario por cuestiones de seguridad, las cuantías y rigidización de las almas de la sección, que se proyectaron con espesores de chapa entre 25 y 40 mm, para unas alturas de alma de 3850 mm y rigidizadores transversales cada 4000 mm. La disposición de una célula metálica inferior resultó muy activa para mejorar la resistencia al “patch loading” [7].

Por otra parte, la evaluación de la capacidad resistente de las almas metálicas, frente a la inestabilidad lateral bajo cargas localizadas, es un fenómeno sujeto a la influencia de muchos parámetros cuya consideración está lejos de estar adecuadamente establecida hoy día:

- Incremento de resistencia por la presencia de rigidizadores longitudinales abiertos o cerrados.
- Incremento de resistencia por la presencia de una célula inferior.
- Influencia de la presencia y separación de rigidizadores transversales y de las dimensiones del patín.
- Influencia de espesores de alma variables en la altura de la misma.
- Influencia de flexiones generales negativas en la sección.

Asimismo, y como queda reflejado en las Referencias [7] y [8], existe una gran dispersión entre los resultados obtenidos por los diferentes planteamientos normativos que incluso han cambiando sensiblemente entre las recientes versiones ENV y EN del Eurocódigo 3, cuyas formulaciones, por otra parte, no están adecuadamente contrastadas para casos como el que nos ocupa. Todo ello explica que la literatura especializada aconseja ser extremadamente prudente en los valores de las reacciones de diseño, a las que se debe aplicar unos coeficientes de mayoración, por incertidumbres derivadas del proceso del empuje, nada despreciables: entre 1,30 y 1,50 [8], al mismo tiempo que se llama la atención sobre la necesidad de plantear un sistema de control en tiempo real del nivel de reacciones durante el empuje, así como de regulación automática de las mismas en caso de superarse ciertos niveles.

En el caso que nos ocupa, a pesar de lo estricto del dimensionamiento de las almas y del elevado nivel de las reacciones previstas, tal planteamiento



resultaba prácticamente inabordable económicamente, dado el elevado número de apoyos a instrumentar, 38, y las dificultades de acceso continuo a los mismos, al tratarse de pilas de gran altura, de hasta 93 metros.

La necesidad de garantizar la seguridad del proceso de empuje, sin plantear complejos y antieconómicos sistemas de control que podrían, incluso, anular las ventajas de costes y plazos de ejecución de estas soluciones, nos llevó a plantear, previamente al empuje, un sencillo y completo programa de pruebas de carga, a realizar en el propio parque de empuje, que permitió no sólo extraer interesantes conclusiones sobre las acciones, solicitaciones y respuesta estructural de estos sistemas en fase de empuje, sino también contrastar el nivel real de seguridad a la inestabilidad lateral de las almas, que se habían dimensionado por análisis no lineales con elementos finitos [7], en relación a los valores obtenidos con las formulaciones de las normativas vigentes.

5.1. Objeto de la prueba de carga en el parque de empuje

La razón fundamental de la realización de dicha prueba de carga, previa al empuje, residía en la práctica inviabilidad, dado el elevado número de pilas del viaducto, diecinueve, de establecer un control sistemático de las reacciones en los dos apoyos de cada pila al paso del viaducto sobre la totalidad de las mismas. Se trataba, por tanto, de reproducir en el parque de empuje, y antes del mismo, la práctica totalidad de los fenómenos y parámetros que pudieran influir, por tolerancias de ejecución, en los desvíos previsibles de los valores en las reacciones bajo cada apoyo, respecto de los valores teóricos previstos en el Proyecto. La prueba de carga debía, por tanto, plantearse con el objetivo de cubrir con adecuados márgenes de seguridad las reacciones máximas previsibles por apoyo durante el proceso de empuje, lo que permitía controlar, a su vez, si los niveles de seguridad frente al “patch loading” de las almas, bajo la acción localizada de las reacciones de apoyo en los patines provisionales deslizantes, se mantenían dentro de los niveles de seguridad previstos en el Proyecto.

5.2. Planteamientos y objetivos de la prueba de carga

El objetivo de la prueba de carga que, lógicamente debía orientar el planteamiento de la misma, consistía en garantizar que el nivel máximo de las reacciones localizadas sobre los apoyos, a lo largo del proceso completo de empuje del tablero, se mantuviera dentro de los límites de seguridad establecidos reglamentariamente. Para ello resultaba necesario evaluar la incidencia de los posibles factores que pudieran generar desvíos significativos respecto de los valores previstos en el proyecto.

Dichos factores eran los siguientes:

- Sobrepesos, principalmente de las losas prefabricadas superior e inferior, así como los debidos en los sobreespesores del hormigonado de fondo de cajones y a las pasarelas y medios auxiliares dispuestos en el vano de avance.



- Movimientos diferenciales longitudinales entre puntos de apoyo del tablero a su paso sobre las pilas, consecuencia de las tolerancias por errores de ejecución y montaje y deformaciones parásitas durante el proceso de soldeo.
- Movimientos transversales diferenciales por tolerancias en los procesos de ejecución y ensamblaje en obra de ambas vigas laterales.
- Finalmente, desviaciones en la rigidez de la respuesta de la estructura real respecto a la del modelo de cálculo utilizado en el Proyecto.

Como base conceptual para la interpretación de las posibles desviaciones entre las medidas reales y los valores teóricos obtenidos en los cálculos, y según una metodología contrastada por nuestra experiencia en el seguimiento y control del montaje de numerosas estructuras singulares, se siguió el principio del doble contraste para la evaluación de cada una de las magnitudes, lo que permitía, en caso de discrepancia, discernir entre las posibles causas de dichas eventuales discrepancias: tolerancias en pesos, tolerancias geométricas, hipótesis de los modelos de cálculo, rigidez real de la estructura, errores en la precisión de las medidas.

Así, por ejemplo, se puso especial énfasis en la medición de la suma total de reacciones en distintas fases del montaje, lo que permitió detectar significativos desvíos sistemáticos, al alza, de los pesos reales de la estructura frente a las previsiones de Proyecto.

Dicho contraste permitió confirmar la existencia de sobrepesos importantes, entre el 10 y 15%, respecto a las magnitudes teóricas de Proyecto, por lo que se procedió a un nuevo recálculo del proceso de empuje en sus diferentes fases con los nuevos pesos reales ajustados.

El segundo parámetro fundamental a controlar fue la rigidez real de la estructura, tanto en sentido longitudinal como transversal, incluyendo la consideración de la influencia en dicha rigidez de las armaduras y sobreespesores de hormigón realmente dispuestos, así como de la magnitud de los anchos eficaces de la losa inferior adoptados en los cálculos, cuya aportación a la rigidez fue a su vez contrastada por modelos muy precisos de la estructura real por elementos finitos.

Respecto a la rigidez transversal de la estructura, principalmente frente a torsiones generadas por acciones excéntricas y, principalmente, por asientos diferenciales transversales entre apoyos, cuya influencia puede afectar decisivamente al coeficiente de seguridad frente al “patch loading” de las almas, se le dedicó una atención especial, tanto en su modelización precisa por elementos finitos como en las medidas de rigidez transversal tomadas en diferentes fases de la prueba de carga.

El modelo de elementos finitos incluyó la consideración del posible rozamiento entre placas prefabricadas y platabanda superior metálica, cuya aportación a la rigidez a torsión de la estructura resultaba compleja e incierta de reproducir analíticamente.



Una vez suficientemente aproximadas las rigideces y acciones en la estructura, las eventuales diferencias entre las medidas de las deformaciones de la misma y los resultados obtenidos, con los modelos teóricos ya ajustados, sólo podían achacarse a desvíos / errores en las contraflechas de ejecución de las vigas metálicas, o a cambios bruscos localizados en las zonas adyacentes a las secciones de unión en obra entre tramos. Se procedió por ello a una medición sistemática y exhaustiva de las deformaciones de la pieza en las diferentes fases de la prueba de carga.

Por otra parte, las medidas de reacciones en cada uno de los apoyos provisionales del parque de empuje, constituían, una vez ajustadas adecuadamente las rigideces de la estructura, medidas adicionales indirectas de las tolerancias de ejecución de las contraflechas en las piezas.

Del conjunto de medidas de control realizadas pudo deducirse que los asientos diferenciales longitudinales máximos, relativos entre apoyos sobre pilas consecutivas distantes 63,50 m, durante el proceso de empuje, por tolerancias de ejecución, de las contraflechas, se mantenían siempre por debajo de ± 2 cm. Asimismo, y extrapolando conservadoramente, podía suponerse que el asiento diferencial transversal máximo entre las secciones de ambas vigas, a su vez sobre pilas, no superará nunca los 2 cm.

Una vez reajustados los pasos y rigideces del modelo, se procedió al recálculo completo del proceso de empuje desde ambos estribos, obteniéndose unas reacciones máximas por apoyo individual de 5200 kN, aproximadamente:

- 4682 kN de peso propio
- 68 kN de descenso diferencial longitudinal (± 2 cm) entre apoyos sobre pilas consecutivas
- 200 kN de descenso diferencial transversal (2 cm) entre apoyos sobre pila
- 83 kN de gradiente térmico

Con dichas reacciones máximas esperables, que cubrían ya adecuadamente las tolerancias de peso y ejecución de la estructura, nos encontrábamos dentro de los ámbitos cubiertos por la Normativa aplicable, con γ_{seg} entre 1,35 y 1,60. Dado que el proyecto contemplaba una reacción nominal de 4167 kN/apoyo aplicando un coeficiente de incertidumbre de 1,30, se obtenían 5535 kN/apoyo, en el orden de magnitud de la reacción máxima estimada.

Aunque los elementos finitos con consideración de la colaboración del nervio/célula inferior dan valores últimos de la reacción por “patch loading” claramente superiores a los de la normativa, por encima de las 10000 kN/apoyo, tal y como se describe en el apartado siguiente, se consideró conveniente realizar la prueba de carga en el parque de empuje hasta llevar la reacción máxima por apoyo a valores en el entorno de las 6200 kN, aproximadamente un 20% superiores a la reacción máxima esperable, con hipótesis pésimas de las tolerancias geométricas admisibles, y en un 25%



superior a los valores pésimos de las reacciones máximas debidas al peso propio exclusivamente.

En la prueba de carga se constató la ausencia total de deformaciones transversales del alma sobre la sección de apoyo con la reacción máxima, donde se dispuso un micrómetro de precisión. Los elementos finitos no lineales, en presencia de una predeformación inicial $\cong 2$ cm, mostraban ya unos ciertos niveles, aunque moderados, de las deformaciones transversales del alma, por lo que la respuesta del panel del alma solicitado pudo considerarse muy satisfactoria y confirmó la garantía del diseño proyectado, cuyo nervio de rigidez inferior resulta muy activo frente a la inestabilidad lateral del alma.

Por ello, se consideró que no resultaba necesario plantear un complejo control de reacciones verticales durante el proceso de empuje al pasar sobre las numerosas pilas intermedias. Los controles y la prueba de carga realizada garantizaban una respuesta segura frente a solicitaciones que en la práctica no podrían llegar nunca a alcanzarse durante el proceso de empuje.

Así pues, bastó con mantener unos controles estrictos de ejecución, sencillos de realizar, para asegurar que no se superan los límites máximos de las tolerancias en pesos y contraflechas de ejecución que habían servido de base, y resultaban por tanto admisibles, a partir de los resultados de la prueba de carga.

5.3. Desarrollo y resultados de la prueba de carga

La prueba de carga tuvo lugar en el parque de empuje del Estribo 2, antes de realizarse la segunda fase de empuje. La longitud total de estructura sobre la que se realizó la prueba de carga fue de 273,61 m (Fig. 19).



Fig. 19 Condiciones de apoyo durante la prueba

Para la realización de la prueba de carga se utilizaron en todos los apoyos del parque calzos y gatos de 2000 kN de carga máxima y 5 cm de carrera, salvo en uno de ellos, que se llevaría al límite para el control de la estabilidad lateral del alma, en el que se dispusieron 7 gatos de 1000 kN bajo cada alma, con una carrera máxima de 12 cm. Para la medida de reacciones se utilizaron micrómetros de precisión con objeto de obtener resultados exactos.



5.3.1. Control de reacciones de peso propio

El control de reacciones se realizó en cada punto de apoyo del tablero en el parque de empuje, mediante una serie de gatos conectados hidráulicamente.

El control realizado permitió detectar un desvío medio de sobrepesos en el tramo, respecto de los valores teóricos del proyecto, del 10%, con unas desviaciones localizadas por apoyo respecto de dichos valores medios no superiores al $\pm 5\%$.

5.3.2. Control de la rigidez longitudinal real de la estructura

El siguiente paso, después de la medida de las reacciones en todos los puntos de apoyo, fue el de medir la rigidez longitudinal del puente, mediante el levantamiento del mismo en uno de los apoyos.

En las curvas de levantamiento, existe un primer tramo con una pendiente muy acusada correspondiente a la descompresión de los gatos, hasta que se produce el levantamiento de los apoyos, momento en el que se observa un cambio brusco de pendiente.

La rigidez obtenida fue de 131,4 kN/m, prácticamente análoga a la del modelo de cálculo, que era de 131,2 kN/m (Fig. 20).

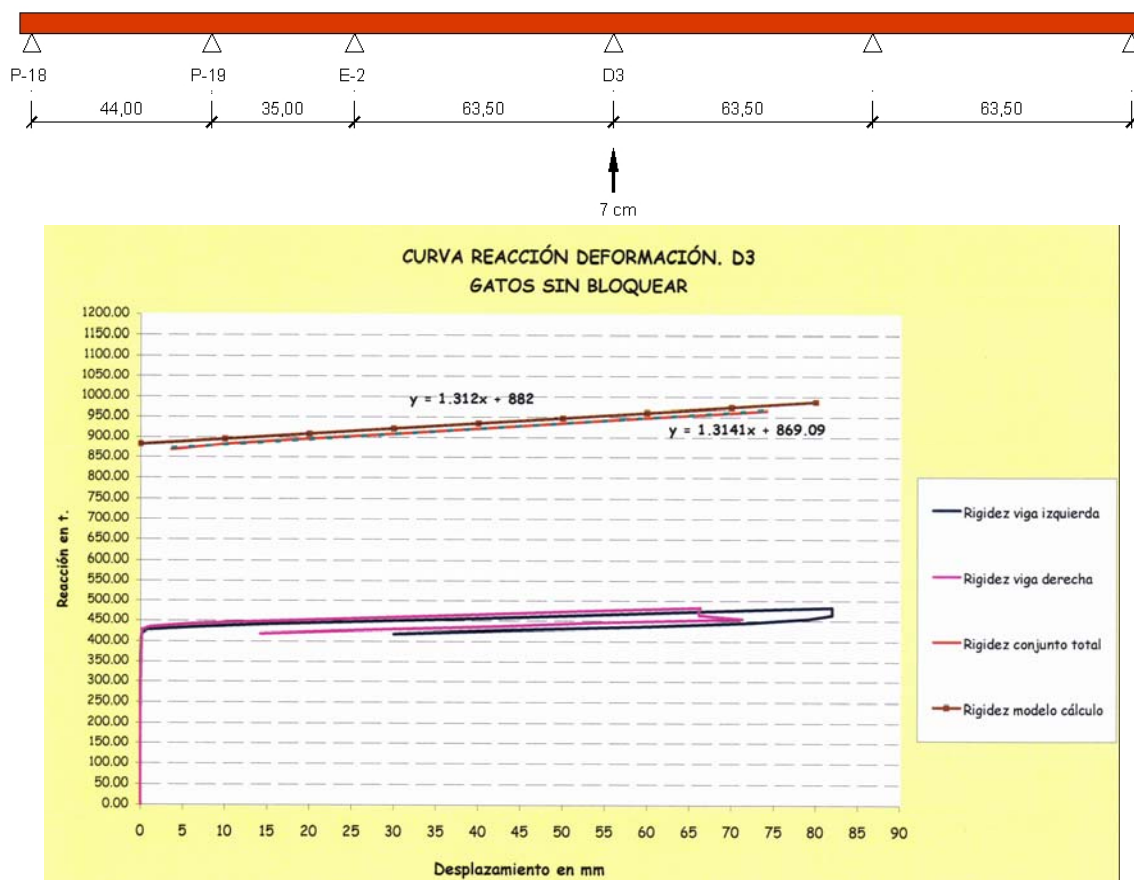


Fig. 20 Medida de la rigidez longitudinal del puente



5.3.3 Control de la rigidez transversal de la sección

Una vez medida la rigidez longitudinal, se procedió a la medición de la rigidez transversal (Fig. 21). La medida de la rigidez transversal se realizó en uno sólo de los apoyos, aprovechando la presencia de gatos de mayor carrera. Esta medida se efectuó mediante el bloqueo de los gatos situados en la viga que levantó primero. Una vez bloqueados estos gatos, se siguió dando presión a los gatos de la otra viga, hasta conseguir un desplazamiento diferencial entre las dos vigas de 3,5 cm.

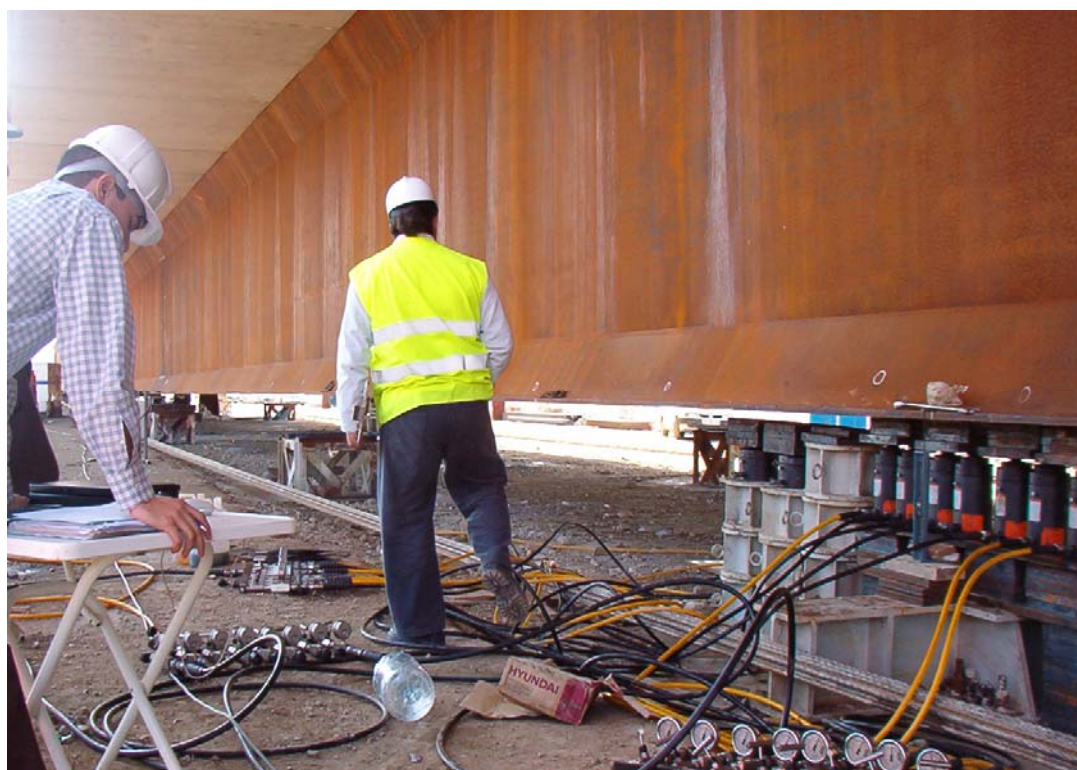
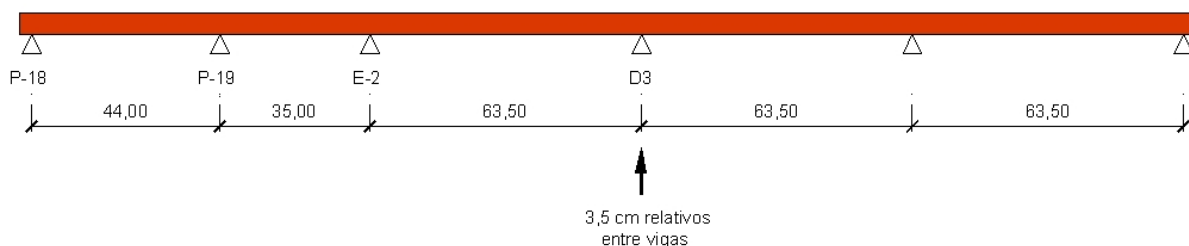


Fig. 21 Medida de la rigidez transversal

Se obtuvo una rigidez transversal frente a desplazamientos verticales diferenciales bajo cada alma de 65,6 kN/m, que se aproximaba bastante a la rigidez teórica obtenida con un modelo de elementos finitos considerando la rigidez suministrada por el rozamiento de las prelosas prefabricadas a un cierto “cierre parcial” del circuito de torsión propio de secciones abiertas en U (sin prelosas), estimada en 89,5 kN/m para un $\mu = 0,05$.



Este control resultaba de gran importancia para garantizar, sin controles en tiempo real ni medidas correctoras en los apoyos de empuje, una adecuada seguridad el “patch loading” de las almas.

En efecto, las secciones abiertas en U o en H, propias de tableros mixtos bijácena, resultan muy poco sensibles a las desnivelaciones transversales relativas entre almas de la sección a su paso sobre pilas.

En cambio, en secciones cerradas con elevada rigidez a torsión, pequeñas desnivelaciones laterales (por tolerancia de ejecución o gradientes térmicos transversales) pueden llegar a producir el apoyo completo de la sección bajo una sola de las almas, duplicando en el límite el valor de la reacción teórica de Proyecto.

El resultado de este control resultó muy satisfactorio, garantizando la ausencia de desvíos significativos de las reacciones bajo cada alma por este motivo.

5.3.4. Control de la estabilidad del alma bajo la reacción pésima de empuje

El último objetivo de la Prueba de Carga fue la de llegar a aplicar una reacción localizada bajo una de las almas de, aproximadamente, 6200 kN (Figs. 22 y 23) Ello permitía garantizar una seguridad mínima del 20% respecto a lo que se adoptó como reacción máxima admisible durante el proceso de empuje, de valor 5186 kN, como ya se ha visto.



Fig. 22 Control deformaciones transversales en el alma



Fig. 23 Aplicación reacción localizada con gatos

Para reproducir esta situación en la Prueba de Carga fue preciso disponer 32 t de ferralla sobre el alma ensayada, y aplicar un descenso diferencial longitudinal de 8 cm, respecto de los apoyos adyacentes y transversales de 4 cm respecto del alma contigua, deteniéndose el proceso al alcanzarse la carrera máxima de los gatos al 97% de la carga teórica prevista.

Durante todo el proceso de carga se mantuvo controlada transversalmente la deformación transversal del alma sobre el apoyo, con una precisión superior a 0,1 mm, no observándose ningún inicio de desplazamiento transversal (Fig. 22).



6. CONTROL DE DEFORMABILIDAD DE PILAS DURANTE EL PROCESO DE EMPUJE DEL VIADUCTO

Las pilas del viaducto tienen alturas variables entre 16 y 93,35 m, y la sección transversal superior es un rectángulo hueco de 2,5 m en longitudinal por 6,7 m en transversal al eje del tablero, con espesores de tablas de 0,3 m. Al ir bajando aumenta la dimensión longitudinal de forma lineal 3,3 cm por metro, manteniendo siempre los 6,70 m constantes en transversal.

El espesor de las tablas es de 30 cm para pilas menores de 30 m de altura, mientras que en pilas más altas el espesor varía de 30 cm en los 30 m superiores, a 40 cm los 30 metros siguientes y a 50 cm a partir de los 60 m medidos desde coronación hasta la base, en las pilas más altas.

Esta variación de canto hace que cada pila con sección variable y alturas distintas se comporte de manera diferente frente a fuerzas horizontales aplicadas en cabeza, con pilas muy rígidas en las zonas cercanas a los estribos, y pilas muy flexibles en la zona central del viaducto (Fig. 24).

Para controlar la máxima deformación a admitir en cabeza de cada pila durante el proceso de empuje, se ha realizado el cálculo de la reacción vertical máxima que durante el empuje va a tener cada pila y se le ha aplicado el coeficiente de rozamiento de teflones del 5%.



Fig. 24 Vista de pilas durante el empuje

Bajo las acciones de la reacción vertical, fuerza horizontal equivalente al 5% de la reacción vertical, más el peso propio de la pila, se ha realizado un cálculo de deformaciones, calculando en primer lugar la flecha estática de la fuerza horizontal del 5% de la reacción vertical, y el incremento de flecha producida por la excentricidad de las cargas verticales (Fig. 25).

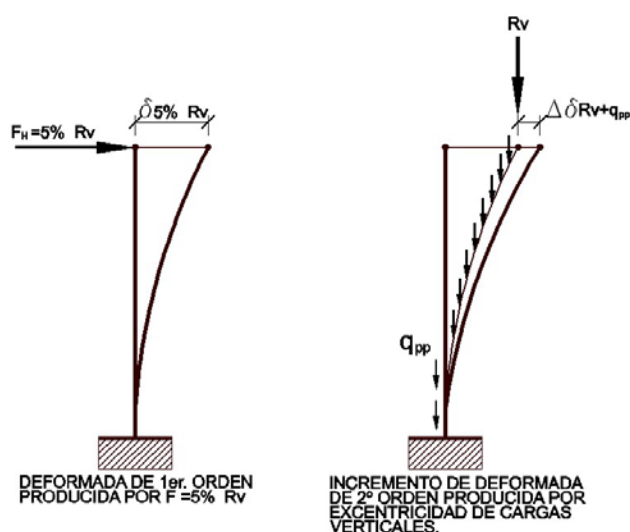


Fig. 25 Deformadas de primer y segundo orden durante el empuje

Con estos datos se ha calculado para cada base de pila el momento flector que produce la descompresión de la base, y el momento flector que produce la fisuración, concomitantes ambos con el axil del peso del tablero más el peso propio de la pila.

En el peor de los casos la descompresión se alcanza para una fuerza del 4,42% de rozamiento de teflones, pero la fisuración de una pila no se alcanza hasta el 9,48 % en el caso más desfavorable de la P-6.

Obtenidos estos esfuerzos se ha calculado el momento último de la base de cada una de las pilas, obtenido del diagrama de interacción de cada una de ellas, para la hipótesis pésima de las siguientes:

Axil en Estado Límite de Servicio (N_k) o axil en Estado Límite Último ($N_d = N_k \times 1,5$, hipótesis del lado de la seguridad).

En todos los casos condiciona la hipótesis de N_k , y para éste se ha obtenido el valor del momento flector admisible como el del Momento Último/1,5.

Para este valor de M_{adm} (valor en E.L.S.) se ha verificado la fuerza horizontal que lo produce, y el % del rozamiento de la carga vertical que ello supone.

Se pudo comprobar como, en el peor de los casos hasta el 10,2 % del rozamiento no se alcanza el Momento Admisible, mientras que en las pilas más altas y flexibles ese valor se produce para un rozamiento del 20 %.

Con estos resultados se tomó la decisión de limitar la deformabilidad durante la fase de empuje en cabeza de cada pila a un valor del 8% del rozamiento, valor que en ningún caso llega ni siquiera a producir la fisuración de las pilas, y que deja suficiente margen de seguridad frente a los máximos esfuerzos admisibles en la pila.



Para controlar la deformación de las pilas durante las diferentes fases de empuje se colocaron clinómetros en cabeza pila, conectados en serie mediante un circuito eléctrico, tarando cada uno para el límite del giro producido por el 8% del rozamiento de los teflones (Figs. 26 y 27).



Fig. 26 Vista del clinómetro sobre pila



Fig. 27 Caja con convertor de señal del clinómetro y con el limitador de giro máximo admisible

En el instante que se supera el valor límite marcado, salta una alarma, y el operario situado en cada pila detiene el empuje mediante un sistema de parada automática tipo "seta" (Fig.28).



Fig. 28 Vista del sistema de parada en cada pila (Seta)

Durante todo el proceso de empuje del tablero pudo constatar que las medidas de las deformaciones horizontales y giros en cabeza de pilas se encontraron, en todo momento, dentro de los órdenes de magnitud de los valores teóricos estimados por los análisis no lineales realizados (inferiores a los 20 cm para las pilas de mayor altura)



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Millanes, F; Pascual, J; Ortega, M; “Arroyo las Piedras Viaduct: the first composite Steel-concrete High Speed Railway bridge in Spain”. IABSE Structural Engineering Internacional. 2007.
- [2] Millanes, F.; Pascual, J.; Ortega, M., “Viaduc de Las Piedras. Bulletin Ponts Métalliques. ConstruirAcier. 2009.
- [3] Société Suisse des ingénieurs et des architectes SIA 161. Constructions métalliques. 1990
- [4] British Standard Institution. Steel, concrete and composite bridges. BS 5400.
- [5] Eurocode 3.- EN 1993 part 1-5. “Plated Structural Elements”. 2006.
- [6] Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras. RPM-95. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General de Carreteras, Madrid, 1995.
- [7] Ripa, T; Pascual, J. “Design Improvements for Patch Loading Resistance in Bridges during Launching”. Steel Bridge 2004. Symposium International sur les Ponts Métalliques. Millau (Francia). Junio 2004.
- [8] Rosignoli, M. “Bridge Launching” Thomas Telford Publishing. Londres 2002