

RESUMEN

El sistema de empuje constituye un sistema muy económico y eficaz para el montaje de viaductos mixtos de gran longitud, no sólo carreteros sino principalmente en el ámbito de la alta velocidad. Las cuantías de acero de los tableros están sensiblemente condicionadas por el control de la estabilidad transversal ("patch loading") de las almas durante el proceso de empuje. Las incertidumbres en los valores reales de las reacciones localizadas sobre apoyos, confirmadas por el control y la experiencia de múltiples obras, aconsejan ser cautos en los valores de cálculo de dichas reacciones utilizadas en proyecto para el control y dimensionamiento de las almas. Salvo la adopción de medidas de control y actuación muy precisas, la literatura técnica especializada aconseja utilizar factores adicionales de seguridad no inferiores al 30%/50% de los teóricos. En el caso de viaductos de gran longitud, con numerosos apoyos provisionales sobre pilas puede resultar excesivamente costoso y difícilmente abordable el control automático en tiempo real de dichas reacciones, por otra parte necesario desde el punto de vista de la seguridad. En la presente Comunicación se describe una alternativa sencilla y económica puesta a punto en el empuje del Viaducto Arroyo de las Piedras, primer viaducto mixto en las líneas de alta velocidad españolas, que en nuestra opinión puede ser de aplicación general a este tipo de estructuras.

PALABRAS CLAVE

Puentes empujados, Patch Loading, Puentes Mixtos.

1. INTRODUCCIÓN

El Viaducto mixto sobre el Arroyo de las Piedras (ref. 1 y 2), objeto de otra comunicación en este Congreso y superior en luz, 63,50 m. por vano, a cualquier otro construido hasta la fecha con dicha tipología para líneas de alta velocidad, presenta unas condiciones ciertamente singulares que hacen del diseño y control de su proceso de empuje uno de los aspectos más delicados y complejos del proyecto:

- una gran longitud, 1208,90 m., con un elevado número de pilas, 19, de hasta 92,0 m., de altura;
- un proceso de empuje incluyendo no sólo la sección metálica, sino también la losa inferior completa de cierre del fondo del cajón, así como las prelosas prefabricadas, y la ferralla completa, de la losa superior del tablero. Las ganancias en plazos y seguridad que dicho empuje, a casi sección completa, del tablero permitía implicaba, a cambio, 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 muy elevada: 4200 kN/apoyo. Los estrictos 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 (ref. 3 y 4) resultó muy activa para mejorar la resistencia al "patch loading", como se muestra en otra ponencia de este Congreso.

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 (ref. 3 y 4);
- 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 3, 4 y 5, existe una gran dispersión entre los resultados obtenidos por los diferentes planteamientos normativos que incluso están cambiando entre las recientes versiones ENV y pr EN del Eurocódigo 3, cuyas formulaciones, por otra parte, no están adecuadamente contrastadas para casos como el que nos ocupa, como ya hemos puesto de relieve en otras comunicaciones en las que ha colaborado el autor de esta ponencia (ref. 3). 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 (ver ref. 5 y 6). 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 92 metros.



Figura 1. Pilas



Figura 2. Sección transversal

La necesidad de garantizar la necesaria 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 contrarrestar el nivel real de seguridad a la inestabilidad lateral de las almas, que se habían dimensionado por análisis no lineales con elementos finitos (ref. 3 y 4), así como su contraste con las formulaciones de las normativas vigentes.

2. OBJETO DE LA PRUEBA DE CARGA

La razón fundamental de la realización de dicha prueba de carga, previa al empuje, consistía 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.

Con las dimensiones del patín previsto para el lanzamiento ($s_0 \cong 1500$ mm.), y para los paneles más esbeltos, con # alma de 25 mm., los valores últimos por "patch loading" bajo apoyo oscilan entre:

BSI 5400 / Recomendaciones ENSIDESA:	$P_u \cong 7000$ kN
RPX 95/ RPM 95/ SIA:	$P_u = 8250$ kN
BSI 5400 (Revisión) EC3 (versión ENV-1993-1):	$P_u \cong 6300$ kN
EC3 (versión pr ENV-1993-1-5):	$P_u \cong 7100$ kN

Se obtiene, por tanto, una P_u comprendida entre 710 t y 825 t, aunque ninguna de ambas propuestas (SIA/EC3-EN 1993-1-5) contempla exactamente los efectos favorables del diseño del Proyecto.

En cualquier caso, el amparo del ámbito normativo podría cubrir sin problemas unos valores de P_{max} por apoyo de:

$P_{max} \cong P_u / \gamma$, pudiendo adoptarse $\gamma = 1,35$ para el valor menor de P_u (EC3) y $\gamma = 1,50$ para el mayor (SIA), lo que nos daría:

$P_{max} \cong 5300$ (EC3) a 5500 (SIA/RPX) kN, que podría considerarse razonable, dado que la P_{max} teórica del Proyecto era de 4200 kN.

3. 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 anteriormente. 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 las mediciones en la precisión de las mismas.

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 envían 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, 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.



Figura 3. Tablero en parque de empuje Figura 4. Detalle apoyos deslizantes del empuje

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 ≈ 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 (ver ref. 3 y 4).

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 sollicitaciones 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.

4. 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 273,61m.

Para la realización de la prueba de carga se utilizaron en todos los apoyos del parque calzos y gatos de 200 t. de carta 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 100 t 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. Estos micrómetros se colocaban en el punto de medida de la reacción, tomándose en cada escalón de carga la deformación. En cuanto se apreciaba que la medida del micrómetro se disparaba como consecuencia del levantamiento producido en el puente, se paraba la introducción de carga y se anotaba la presión marcada por los gatos en el instante del levantamiento, obteniendo de esta forma la reacción exacta en el apoyo.

4.1. 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.

La introducción de la carga se realizó en escalones, tomando en cada escalón la presión y el desplazamiento en el micrómetro de cada una de las 2 almas.

En el momento en que uno de los dos micrómetros manifestaba un levantamiento en una de las almas, se bloqueaban los gatos de dicha viga, apuntando la presión a la que se producía el levantamiento. Posteriormente se introducían incrementos de presión en los gatos del alma de la viga adyacente que todavía no había levantado, hasta que se observaba un levantamiento en esta segunda viga, apuntando de nuevo la presión en los gatos en este instante. La reacción en el apoyo viene dada por la suma de las reacciones existentes en ambas vigas.

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 $\pm 5\%$.

4.2. 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. Este levantamiento se realizó utilizando los gatos dispuestos a tal efecto y mediante el uso de flexímetros, apuntando en cada escalón de carga el desplazamiento de la viga izquierda y de la viga derecha, así como la presión en los gatos que sustentaban tanto la viga derecha como la viga izquierda.

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.

4.3 Control de la rigidez transversal de la sección

Una vez medida la rigidez longitudinal, se procedió a la medición de la rigidez transversal. 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.

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.

4.4. 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. 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.



Figura 5. Control deformaciones transversales alma



Figura 6. 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.

7. BIBLIOGRAFÍA

[1] Millanes, F.; Pascual, J. "Viaducto across the stream 'Las Piedras'. The first high speed railway line steel concrete composite bridge in Spain". Eurosteel Conference on Steel and Composite Structures. Maastricht (Holanda). Junio 2005.

[2] Millanes, F.; Pascual, J. "Viaducto Mixto sobre el Arroyo de las Piedras en la L.A.V. Córdoba-Málaga. El primer Viaducto Mixto de las L.A.V. españolas". III Congreso ACHE de Puentes y Estructuras. Zaragoza. Noviembre 2005.

[3] 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.

[4] Ripa, T.; Pascual, J.; Millanes, F. "Diseño para la mejora de la resistencia de almas esbeltas durante el empuje de grandes viaductos mixtos". III Congreso ACHE de Puentes y Estructuras. Zaragoza. Noviembre 2005.

[5] Lebet, J.P. "Proyecto y lanzamiento de un puente de 130 m. de luz: el Viaducto de Vaux". III Jornadas Internacionales sobre Puentes Mixtos: Estado Actual de su Tecnología y Análisis. Madrid 2001.

[6] Rosignoli, M. "Bridge Launching" Thomas Telford Publishing. Londres 2002.