Viaducto "Arroyo las Piedras" Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas

"Arroyo las Piedras" viaduct The first Composite Steel-Concrete High Speed Railway Bridge in Spain

Francisco Millanes Mato
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. Madrid

Javier Pascual Santos
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. Madrid

Miguel Ortega Cornejo
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. Madrid

RESUMEN

El presente artículo 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 el artículo otros aspectos de interés, como detalles específicos para mejorar la resistencia de las almas frente a las reacciones concentradas durante el empuje del tablero, algunos aspectos ligados al diseño antisísmico, así como los controles de deformabilidad de las pilas durante el proceso de empuje del viaducto.

1. DESCRIPCIÓN DEL VIADUCTO

El puente sobre el Arroyo de las Piedras es el primer puente mixto para las líneas de ferrocarril de alta velocidad españolas. Se ubica en la Línea de Alta Velocidad entre Córdoba y Málaga. La tipología estructural es una viga continua con luces 50,4 + 17 x 63,5 + 44 + 35 metros. En el momento de su proyecto y construcción constituyó el viaducto de mayor luz de su tipología en el ámbito de los puentes de ferrocarril de alta velocidad, 0,50 m por encima de la del viaducto de Orgon en el "TGV Mediterranée" francés. En las figuras 1a y 1b se aprecia el alzado del viaducto.

La altura de las pilas es reseñable, pues varias de ellas superan los 93 metros (Fig. 2). El puente se ha construido

SUMMARY

The paper describes an innovative solution in composite steel-concrete bridges for high speed railway lines. Designed by IDEAM, the "Arroyo las Piedras" Viaduct is the first composite steel-concrete high speed railway bridge in Spain.

This solution brings the strict box girder methods developed in Spain for road bridges over the last few years to railway lines. The new design focuses on typical twin plate girder solutions, frequently used in Europe, but modified to improve them with strict box girder capabilities, whilst keeping their construction advantages. Likewise, the double composite action frequently used in hogging areas is made general along the whole length of the bridge to provide it with the torsional stiffness required for adequately controlling the dynamic response when railway stock eccentrically runs along a single track.

The paper also describes additional aspects of interest, such as specific details to improve web resistance to concentrated reactions whilst the deck is being pushed, some anti-seismic design

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

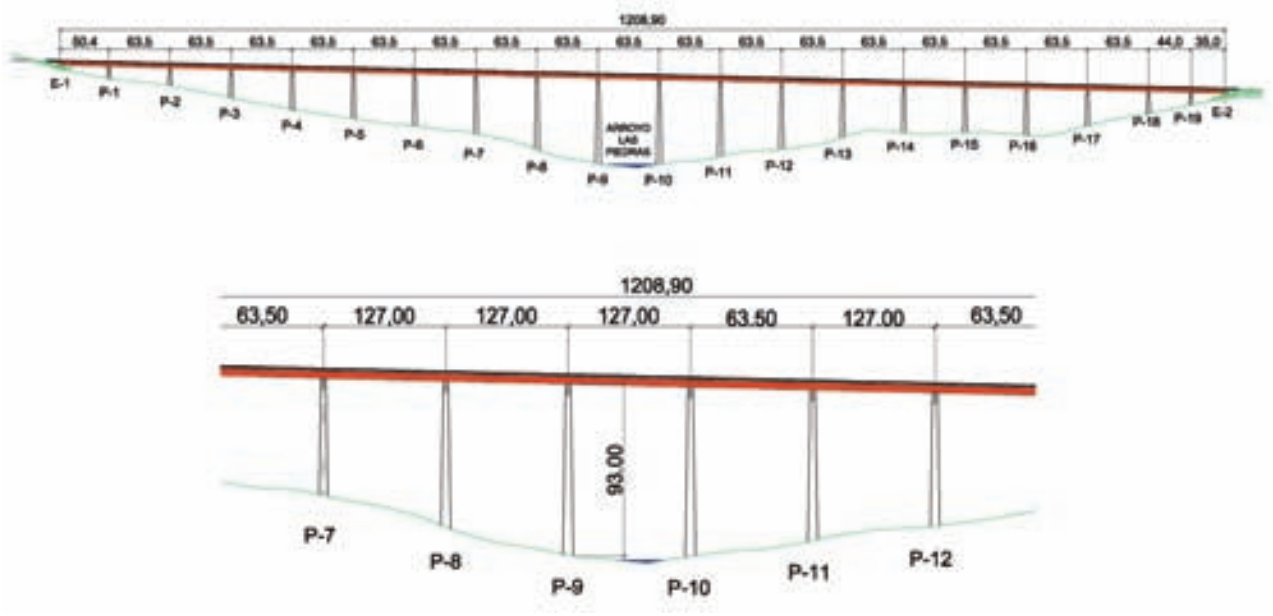

Fig. 1a. Alzado del viaducto.
Fig. 1a. Elevation view of the bridge.

linked aspects and the monitoring of pier deformability during the viaduct's launching process.

1. DESCRIPTION OF THE VIADUCT

Arroyo Las Piedras bridge is the first composite steel-concrete high speed railway bridge in Spain, located on the High Speed Line between Córdoba and Malaga. The structural form is a continuous beam with spans of 50,4 + 17 x 63,5 + 44 + 35 metres. When designed and built, it was the longest span viaduct of its type in the sphere of high speed railway bridges, 0,50 m more than the Orgon viaduct on the French TGV Mediterranée. Figures 1a and 1b show the viaduct in elevation view.

por empuje del tablero desde ambos estribos.

La sección transversal del tablero está constituida por dos vigas laterales de 3,85 metros de canto cada una, más una losa superior de 14 m de anchura, cuyo espesor varía desde 0,41m en el eje longitudinal del tablero hasta 0,22 m en el borde de los voladizos. El resultado es una sección transversal mixta hormi-



Fig. 1b. Vista del puente.
Fig. 1b. View of the bridge.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 2. Vista de las pilas durante el empuje del tablero.
Fig. 2. View of the piers during deck launching .

gón-acero con canto total constante de 4,26 metros. La figura 3a muestra la sección transversal típica en las zonas de flexión positiva. En cierto modo es similar a las clásicas soluciones bijácena, frecuentemente utilizadas en las L.A.V. francesas, aunque se han introducido algunas modificaciones [1]:

- Se disponen diafragmas transversales en celosía en lugar de diafragmas de alma llena del mismo canto que las vigas principales. Los diafragmas en celosía facilitan el ensamblaje en obra, y disminuyen el peso de acero y volumen de soldadura necesaria. Se disponen a lo largo de todo el puente cada 8 metros aproximadamente. Las uniones se han proyectado con cordones de soldadura en ángulo en lugar de tornillos de alta resistencia al objeto de simplificar las labores de control en obra. La respuesta a fatiga fue cuidadosamente estudiada, con resultados satisfactorios.
- La celosía metálica inferior es sustituida por una losa inferior a base de placas prefabricadas con dos metros de longitud cada una y 14 cm de espesor. Las placas no se conectan entre sí en toda su longitud, y sólo un metro a cada lado es necesario para transferir los flujos torsionales entre las vigas principales y las losas. De este modo se garantiza la rigidez torsional necesaria, incluso mayor que con la clásica celosía metálica inferior, pero no se introducen tensiones normales de tracción debidas a flexiones positivas debido a la discontinuidad entre las losas prefabricadas inferiores. Como resultado, no existe fisuración relevante en las losas. Los costeros laterales "in situ" de un metro a cada lado pueden extenderse fácilmente al ancho completo entre las vigas principales para obtener la doble acción mixta típica en las zonas de flexión negativa, tal y como se describe más adelante.

The piers are remarkably high, since several of them exceed 93 metres (Fig. 2). The bridge was built by launching the deck from both abutments.

The cross section of the deck is made up of two 3,85 m deep twin-plate girders plus a top slab 14 m wide, whose thickness varies from 0.41 m in the deck's longitudinal axis to 0,22 m at the edge of the overhangs. The result is a composite steel-concrete cross-section with a constant total depth of 4,26 m. Figure 3a shows the typical cross section in deflection areas. It is somewhat similar to the typical twin girder solutions frequently used on the French H.S.L., although some modifications have been brought in [1]:

- *Cross truss diaphragms are used instead of full web diaphragms with the same depth as the main beam. Truss diaphragms facilitate on-site assembly and significantly reduce the weight of steel and volume of welding required. They are laid all along the bridge approximately every 8 metres. Fillet welds were designed for joints instead of high strength bolts, to simplify on-site control processes. Fatigue response was carefully studied, with satisfactory results.*
- *The bottom steel truss is replaced with a bottom slab of prefabricated plates 2 metres long each and 14 cm thick. The plates are not connected to each other over their whole length, and only one metre on each side is needed to transfer torsion flows between the main girders and the slabs. The torsional stiffness required is thus guaranteed, and is even higher than with the typical bottom steel truss, but no normal deflection tensile stresses are introduced due to the discontinuity between the bottom precast slabs. As a result, no relevant slab cracking occurs. In situ cast beam sides of one metre on either side are also easy to extend to the whole width between the main beams to achieve the typical dual composite action in hogging areas, as described later.*
- *External triangular corner cells replace the longitudinal web stiffeners. They improve the stability of flanges and webs compressed in assembly and service conditions. In*

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

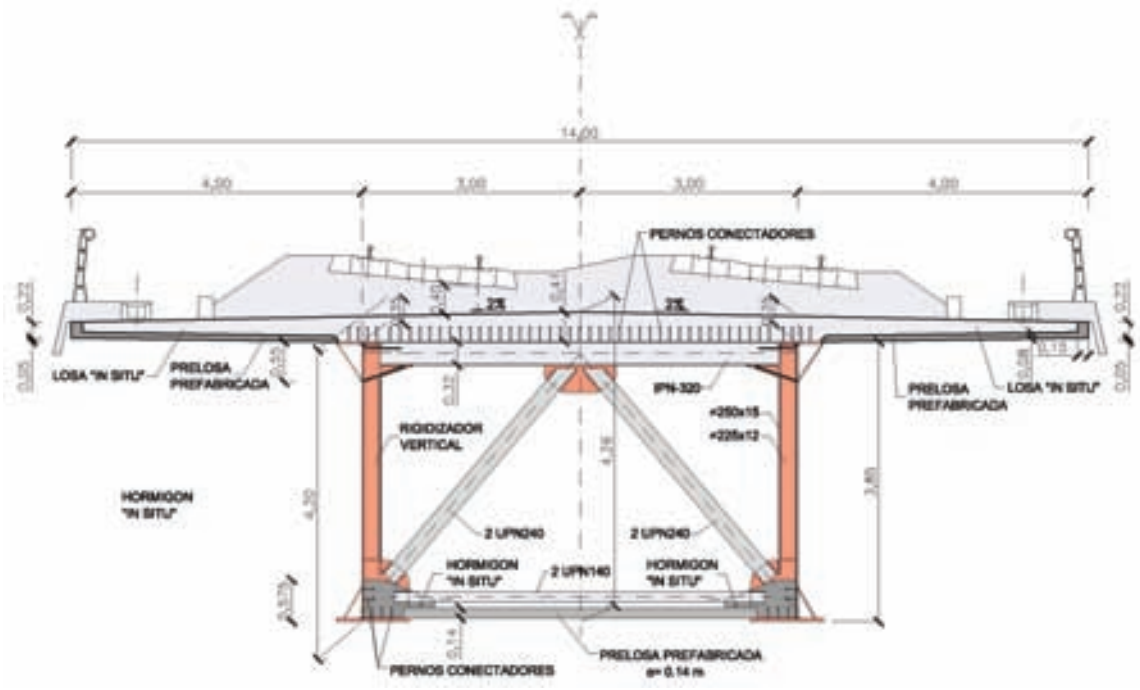

Fig. 3a. Sección transversal tipo en zonas de centro de vano.
Fig. 3a. Typical mid-span cross section.

addition, the bottom external cell and in-situ cast beam side described above constitute an excellent system to improve web resistance to concentrated loads during launching. Web stiffening boils down to fitting vertical stiffeners every four 4 metres.

- *Transversal IPN sections are connected to the upper slab approximately every 2 metres. In this way, a composite steel concrete grid acts as a platform support leading to a consequent reduction in the slab's total weight.*

- *S-355 J2G2W Cor-Ten (weathering) steel is used in the main structure. This steel is appropriate for the atmospheric conditions of the area where the bridge is located, whilst a reduction is achieved in the cost of maintaining the carbon ste-*

- Células triangulares de esquina exteriores sustituyen a la rigidización longitudinal de almas. Estas células mejoran la estabilidad de alas y almas comprimidas en montaje y estados de servicio. Además, la célula inferior exterior y el costero lateral de hormigón "in situ" antes descrito constituyen un sistema excelente para mejorar la resistencia del alma frente a cargas concentradas durante el empuje. La rigidización de al-

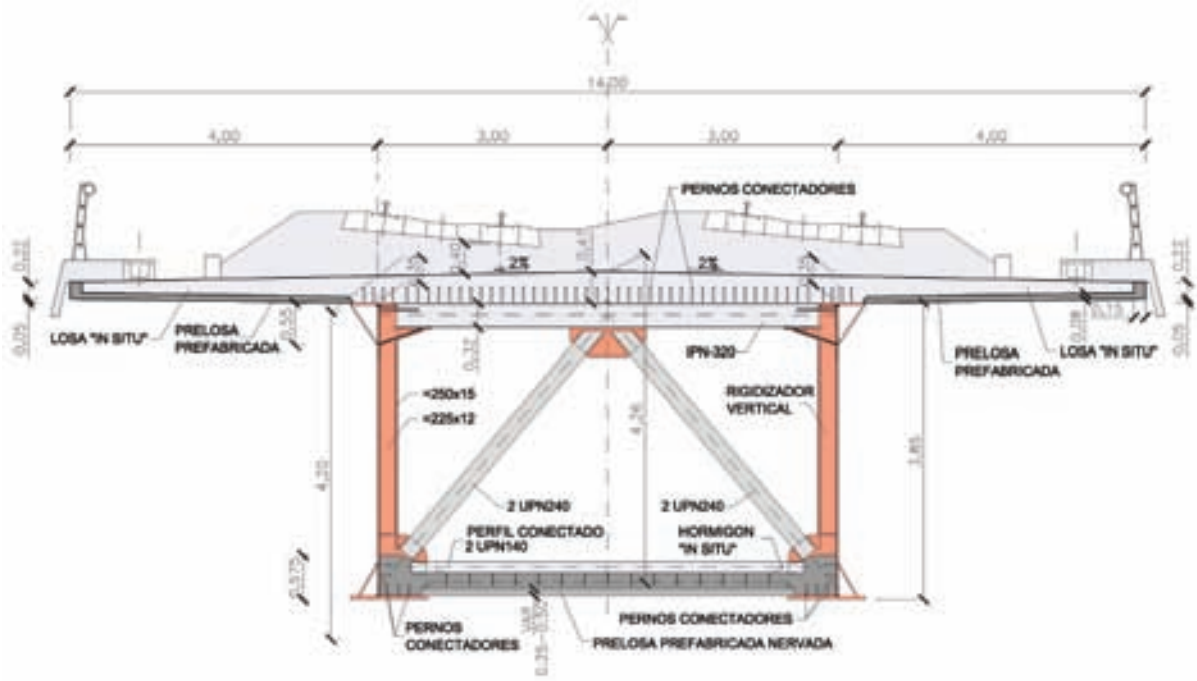

Fig. 3b. Sección transversal tipo en zonas de flexión negativa.
Fig. 3b. Hogging cross section.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

mas se reduce a la colocación de rigidizadores verticales cada cuatro metros.

- Se disponen perfiles transversales IPN conectados a la losa superior cada dos metros aproximadamente. De este modo, un emparrillado mixto hormigón-acero actúa como soporte de la plataforma, con la consiguiente reducción en peso total de losa.

- Se ha empleado acero S-355 J2G2W tipo "Corten", en la estructura principal. Este acero es apropiado para las condiciones atmosféricas de la zona donde se localiza el puente, y el coste del mantenimiento del acero al carbono empleado en las celosías interiores, perfectamente accesibles para su inspección y mantenimiento, es reducido.

La figura 3b muestra la sección transversal típica en las zonas de flexión negativa. La sección es similar a la correspondiente a las zonas centrales de vano, pero la doble acción mixta se obtiene mediante un hormigonado "in situ" inferior sobre prelosas colaborantes. La losa inferior se extiende 13,90 metros hacia cada lado de la pila en los vanos de 63,50 metros, algo menos en los vanos más cortos. Su espesor varía desde 25 cm en el extremo hasta un máximo de 50 cm en las secciones situadas sobre pilas. Esta losa se conecta con pernos y armadura pasiva a las vigas principales, y su presencia permite que el espesor máximo de chapa en el puente sea de tan solo 40 mm, mucho menor que en las clásicas soluciones bijácena.

2. LA DOBLE ACCIÓN MIXTA GENERALIZADA A TORSIÓN

La clásica solución bijácena en puentes de carretera debe mejorar su rigidez torsional para dar respuesta a los condicionantes de la alta velocidad ferroviaria [2], por lo que se recurre generalmente al empleo de diafragmas transversales y celosía metálica inferior. Sin embargo, en el Viaducto "Arroyo las Piedras" se ha desarrollado una solución alternativa. La doble acción mixta se ha extendido a la totalidad del tablero para permitir el cierre del circuito de torsión. Como se ha descrito anteriormente, una sección en cajón estricto se obtiene en las zonas de vano con el empleo de prelosas discontinuas conectadas a las vigas. Cuando se aplican cargas excéntricas, los diafragmas transversales en celosía introducen los flujos torsionales, y el sistema de prelosas inferiores discontinuas actúa a modo Vierendeel, desarrollando cortante y flexión en su plano, y permitiendo el cierre del circuito torsional. El espesor de las losas es de 14 cm y su longitud de 2 metros. Se extienden entre las dos vigas principales del puente, pero sólo se conectan entre sí en sendos costeros laterales de un metro de anchura cada uno, necesarios y suficientes para la transferencia del flujo torsor entre las vigas y las losas. El cortante en las losas resultante del trabajo Vierendeel genera flexión variable en las mismas, nula en el eje longitudinal del puente y máxima en el empotramiento a los costeros laterales.

Como resultado, el área comprimida en una losa resultante de la flexión en su plano se equilibra con el área traccionada de la losa contigua. El cortante en ca-

el used in the interior trusses, which are perfectly accessible for maintenance and inspection.

Figure 3b shows the typical cross section in hogging areas. It is similar to the mid span cross section, but the double composite action is obtained by bottom in situ concreting over collaborating precast slabs. The bottom slab extends 13,90 metres on both sides of the pier in 63,5 metres spans, and somewhat less in the shorter spans. Their thickness varies from 25 cm at the end to a maximum of 50 cm in the sections located on piers. This slab is connected with studs and passive reinforcement to the main girders, and allows the maximum thickness of sheet steel in the bridge to be as little as 40 mm, much thinner than in classical twin girder solutions.

2. THE GENERALISED DOUBLE COMPOSITE TORSION FORCE

The typical twin girder solution in road bridges must improve their torsional stiffness in order to respond to high speed railway requirements [2]. Transverse diaphragms and bottom steel truss are generally used. However, an alternative solution was developed for the "Arroyo Las Piedras" Viaduct. The double composite action was extended to the whole length of the deck to allow the torsion circuit to be closed. As described earlier, a strict box cross section is obtained in span areas with the use of discontinuous precast slabs connected to the girders. When eccentric loads are applied, the transverse truss diaphragms introduce torsional flows and the bottom discontinuous precast slab system acts as a Vierendeel system, developing shearing and bending in its plane and allowing the torsional circuit to close. The slabs are 14 cm thick and 2 metres long. They extend between the bridge's two main girders, but are only connected to each other at beam sides one metre wide each, which are necessary and enough for transferring the torsion flow between girders and slabs. The shear stress in the slabs resulting from the Vierendeel work generates bending therein, which is nil in the bridge's longitudinal axis, and a maximum in the beam sides' embedding.

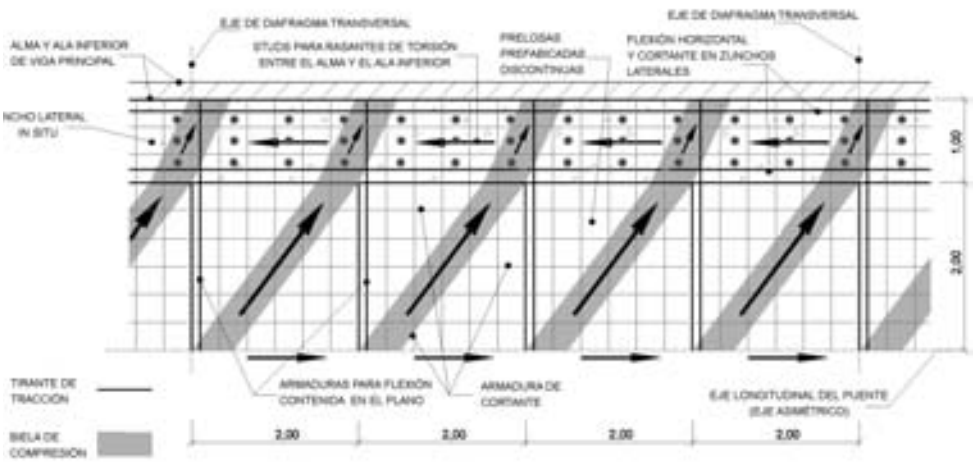

Fig. 4. Respuesta torsional del sistema de prelosas discontinuas y costeros laterales.
Fig 4. Torsional response of the discontinuous pre-cast slabs and beam sides.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

As a result, the compressed area in one slab due to bending in its plane is balanced out with the tensioned area of the adjacent slab. The shear stress in each slab is balanced out with the shear flow introduced by the studs. All these forces have constant values between successive diaphragms since the torsional flow is introduced locally into the diaphragms. However, it is clear that the resultants of all the forces do not converge at the same point, so certain horizontal bending is needed in the beam sides for equilibrium. Figure 4 shows the structural response of the discontinuous slab system between two successive diaphragms subjected to torsion flow.

The effect of the discontinuous precast slabs on the bridge's torsional stiffness was carefully studied in drawing up the design by using finite element modelling. Finally, a 66% reduction was achieved compared to what a continuous slab would provide. However, the stiffness efficiently provided by the slabs is drastically conditioned by the possibility of their cracking. The design of the bridge was therefore drawn up under the conservative hypothesis of total cracking of the bands tensioned by the shear flow and equivalent stiffness obtained by what would correspond to a tie-and-strut model under these conditions. In this case the torsional stiffness obtained is approximately 18 % of the crackless state, which corresponds to 12 % of the stiffness for the crackless continuous slab. A static and dynamic analysis of the bridge using these values guaranteed an actual, adequate deck response. Even in this extreme cracking hypothesis, the equivalent thickness obtained for the bottom slab was about 1.4 mm, similar to that obtained with the classical bottom steel trusses usually between 0.8 and 2.0 mm.

The bottom slabs also respond well in the deflection areas. The absence of a transverse connection between them beyond that provided by beam sides prevents the development of a relevant effective collaborating tensile width. Tensile stresses in the bottom flange are less than 130 N/mm^2 under dead loads and 300 N/mm^2 under the worst live loads and the connection between bottom flanges and beam sides and the bottom longitudinal reinforcement located in them are enough to control cracking in this area.

This arrangement has already been used in the Bonpas Viaduct, on the TGV Méditerranée in France although, surprisingly, its contribution to bending in the support areas was not taken into consideration. It was included in our bridge because of the good performance of the double composite action in hogging areas as frequently used in Spain since the seventies.

As mentioned earlier, the beam sides extend over the whole width of the section in hogging areas to provide the double composite action. Compression stresses from bending keep the bottom slab crackless, so bending and torsional stiffnesses in these areas are noticeably higher than those classically obtained with steel sections. Double composite action greatly improves the deformational and dynamic response both to bending and torsion.

But, undoubtedly, the main advantage of the double composite action involves the bridge's response in an ultimate limit state. Cross sections along the whole bridge are class 1 (deflection) or class 2 (hogging). Figure 5 shows the position of the neutral plastic axis along a span 63,5 metres long, in comparison with the limit values determined by class 2. All the bridge's cross sections are shown to be at least class 2. Thus any instability problem in an ultimate limit state is avoided, not only in the bottom flanges because of their connection to the concrete, but also in webs, due to the low position of the neutral axis in an ultimate limit state.

Figure 6 shows the moment–curvature diagram in a hogging cross section located on piers. In an ultimate moment

da losa se equilibra con el rasante introducido por los pernos. Todas estas fuerzas tienen valores constantes entre diafragmas sucesivos, ya que el torsor se introduce localmente en los diafragmas. Sin embargo, es claro que las resultantes de todas las fuerzas no convergen en el mismo punto, por lo que es precisa una cierta flexión horizontal en los costeros laterales para el equilibrio. La figura 4 muestra la respuesta estructural del sistema de losas discontinuas entre diafragmas sucesivos sometido al flujo torsional.

La incidencia de las prelosas discontinuas en la rigidez torsional del puente fue cuidadosamente estudiada en proyecto mediante una modelización con elementos finitos. Finalmente, se obtuvo una reducción al 66% de la que proporcionaría una losa continua. Sin embargo, la rigidez eficazmente proporcionada por las losas resulta drásticamente condicionada por la posible fisuración de las mismas, por lo que el diseño del puente se realizó en la hipótesis conservadora de fisuración total de las bandas traccionadas por el rasante, y obtención de la rigidez equivalente por medio de la que correspondería a un modelo biela-tirante en estas condiciones. En este caso la rigidez torsional obtenida es aproximadamente el 18% de la correspondiente al estado no fisurado, que corresponde al 12% de la rigidez correspondiente a la losa continua no fisurada. El control estático y dinámico del puente con estos valores garantizó la adecuada respuesta real del tablero. Incluso en esta hipótesis extrema de fisuración el espesor equivalente obtenido para la losa inferior es de alrededor de 1,4 milímetros, similar al que se

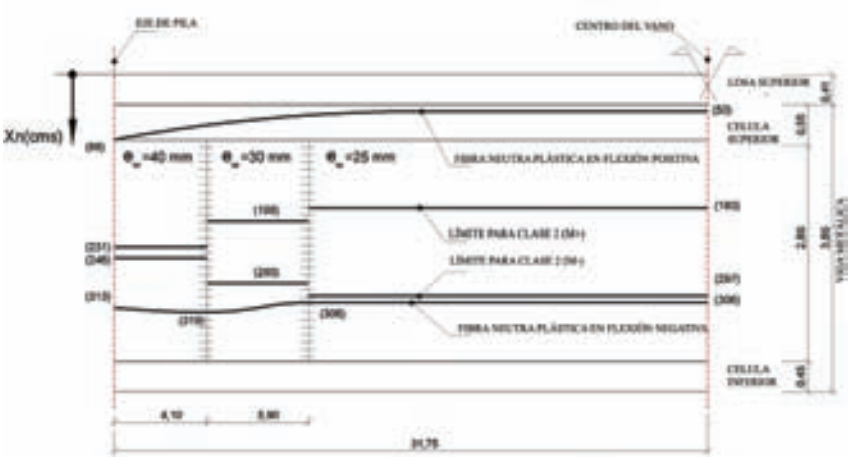

Fig. 5. Posición de la fibra neutra plástica a lo largo del puente.
Fig 5. Position of the neutral plastic axis along the bridge.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

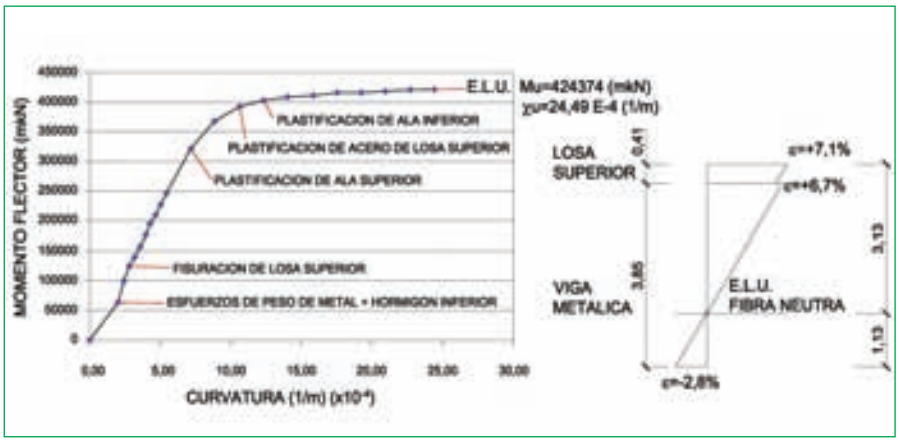

Fig. 6. Diagrama momento-curvatura en sección a flexión negativa sobre pilas.
Fig 6. Moment-curvature diagram in a hogging cross section on piers.

obtiene con las clásicas celosías inferiores, que se sitúan habitualmente entre 0,8 y 2 milímetros.

Las losas inferiores tienen también una buena respuesta en las zonas de flexión positiva. La ausencia de conexión transversal entre ellas más allá de la que proporcionan los costeros laterales impide el desarrollo de un ancho eficaz colaborante a tracción relevante. Las tensiones de tracción en el ala inferior son inferiores a 130 N/mm^2 bajo cargas permanentes y 300 N/mm^2 bajo sobrecargas pésimas, y la conexión entre las alas inferiores y los costeros laterales, y el armado longitudinal inferior ubicado en éstos, son suficientes para el control de la fisuración en estas zonas.

Esta disposición ya ha sido desarrollada en el Viaducto de Bonpas, en el "TGV Méditerranée" en Francia aunque, sorprendentemente, no se consideró su aportación a flexión en las zonas de apoyos. Se ha incluido en nuestro puente debido al buen comportamiento de la doble acción mixta en zonas de flexión negativa frecuentemente empleadas en España desde los años setenta.

Como hemos indicado al principio, los costeros laterales se extienden a toda la anchura de la sección en las zonas a flexión negativa para proporcionar la doble acción mixta. Las tensiones de compresión procedentes de la flexión mantienen la losa inferior sin fisuras, por lo que las rigideces a flexión y torsión en estas zonas son sensiblemente superiores a las obtenidas clásicamente con secciones de acero. La doble acción mixta mejora drásticamente la respuesta deformacional y dinámica tanto a flexión como a torsión.

Pero indudablemente la principal ventaja de la doble acción mixta afecta a la respuesta del puente en estado límite último. Las secciones transversales a lo largo de todo el puente son de clase 1 (flexión positiva) ó 2 (flexión negativa). La figura 5 muestra la posición de la fibra neutra plástica a lo largo de un vano de 63,50 metros, en comparación con los valores límite que determina la clase 2. Se muestra que todas las secciones del puente son al menos de clase 2. En esta situación se evita todo problema de inestabilidad en estado límite último, no sólo en las alas inferiores debido a su conexión al hormigón, sino también en las almas, debido la baja posición de la fibra neutra en estado límite último.

La figura 6 muestra el diagrama momento-curvatura en una sección a flexión negativa ubicada sobre pilas. En situación de momento último se alcanza una deformación alrededor del 0,28% en la fibra más comprimida del ala inferior, y del 0,7 % en la más traccionada del ala superior. La curvatura última resulta ser 3,40 veces la elástica, por lo que se obtiene una ductilidad muy favorable y significativa en la respuesta en estado límite último.

Como resultado, un diseño seguro y económico es posible con un análisis global elástico a nivel de esfuerzos y elastoplástico a nivel de secciones, tanto a flexión positiva como negativa. Hay incluso capacidad suficiente para alcanzar situaciones próximas al análisis global plástico en estado límite último por medio de un adecuado control de las rotaciones elastoplásticas, y sin riesgo de inestabilidades frágiles en el proceso. Sin duda esta condición constituye una *situation, a deformation around 0,28% is reached in the most compressed axis of the bottom flange and 0,7 % in the most tensioned axis of the top flange. The ultimate curvature proves to be 3,40 times the elastic curvature, and, therefore, highly favourable and significant ductility is obtained in the response in the ultimate limit state.*

As a result, a safe, economical design is possible using a global elastic analysis on a stress level and an elastoplastic one on a section level, both in deflection and hogging. There is even enough capacity for reaching situations close to the global plastic analysis in a ULS by means of adequate control of elastoplastic rotations with no risk of brittle instabilities in the process. This condition undoubtedly constitutes an irrefutable structural advantage of the strict box and double composite action solution as regards the more classical twin girder alternatives.

In any event, stress redistributions between hogging and deflection areas was not considered in Ultimate Limit State monitoring. In service fatigue monitoring does not enable these capabilities to be used.

3. WEB PATCH LOADING RESPONSE WHILE LAUNCHING

As mentioned earlier, the bridge was built by launching from both abutments. The cross section during launching (figs. 12 and 13) includes all the steel, the bottom concrete and the upper precast slabs.

Reaction forces on sliding supports during launching reached 4250 kN per support. These values exceed those frequently obtained in launching steel bridges. The web thickness is 25 mm at the mid span areas and the vertical web stiffeners were arranged every 4 metres. An exhaustive study was carried out on the web patch loading response during launching in order to guarantee safety conditions without unnecessarily increasing the total amount of steel.

Different standards such as SIA [3] (Switzerland), BSI [4] or Eurocode 1993:1-5 [5], give different regulations for the patch loading response. However, in our opinion, none of them

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

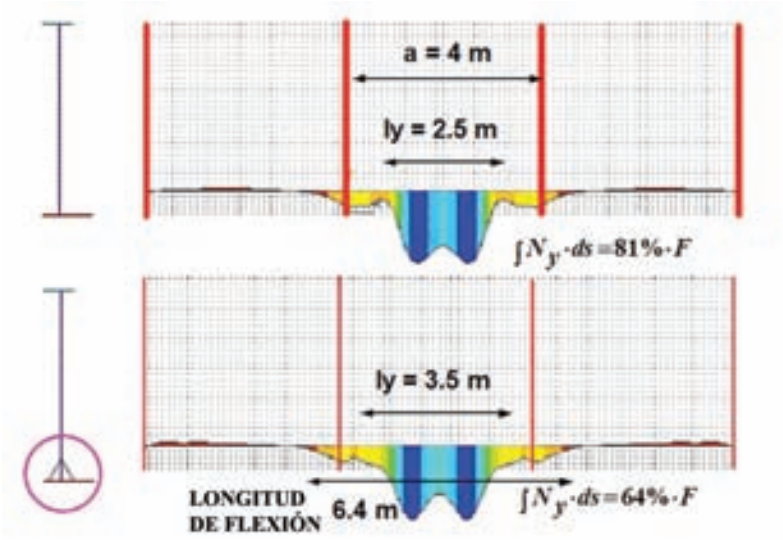

Fig. 7. Mejoras de la respuesta al "Patch loading" con el sistema inferior.
Fig 7. Patch loading response improvements with the bottom system.

provides useful design criteria for the project when the cross section significantly differs from a classical I beam deck. The bottom external triangular cell and the bottom in-situ poured concrete band next to the bottom part of the web (figs. 10 and 13) clearly improve the patch loading response as regards that obtained with the said standards.

Both systems together provide additional bending stiffness to the bottom flange, consequently increasing the web's membrane type stiffness. In addition, the bottom cell and the side bands become membrane type longitudinal stiffeners distributing the concentrated loads over a greater length of resistant web.

The bottom flange together with the bottom cell and band of concrete constitute a longitudinal beam with a bending capability between the web's transversal stiffeners. These design improvements in the patch loading response are not taken into consideration in the aforesaid standards, so a non linear finite element analysis had to be carried out. This analysis shows significant improve-

ventaja estructural irrefutable de la solución con cajón estricto y doble acción mixta frente a las alternativas bijácena más clásicas.

De cualquier manera, no se han considerado las redistribuciones de esfuerzos entre zonas de negativos y de positivos en el control del Estado Límite Último. Los controles de fatiga en servicio no permiten aprovechar estas capacidades.

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

Tal y como se ha mencionado anteriormente, el puente se construye empujado desde los dos estribos. La sección transversal durante el empuje (Fig. 12 y 13) incluye todo el acero, el hormigón inferior, y las prelosas 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,



Fig. 8. Vista de las pilas durante su ejecución y concluidas.
Fig. 8. View of the piers during their construction and then finished

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

para garantizar las condiciones de seguridad sin aumentar innecesariamente la cuantía total de acero.

Diferentes normativas como la SIA [3] (Suiza), la BSI [4], o el Eurocódigo 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 (Fig. 10 y 13) mejoran claramente la respuesta al "patch loading" respecto de la obtenida con dichas normativas.

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 tipo membrana, que distribuye 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 importantes 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. 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 "patch loading" es del orden del 70% frente a los cálculos standard de una sección en doble T. En las referencias [6] y [7] se pueden encontrar consideraciones más detalladas sobre la respuesta al "patch loading" del sistema.



Fig. 9. Transporte y colocación de una viga metálica.
Fig. 9. Transporting and placing a metal girder.

4. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

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

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. 9 ,10 y 11).

El puente se empuja con la totalidad del acero estructural, las prelosas inferiores, el hormigón de fondo y los zunchos laterales, así como las prelosas su-

ments in web patch loading resistance in comparison with those obtained with the proposals of the aforesaid standards not adapted to the specific arrangement of our bridge.

Some important results obtained from the non linear finite element analysis are summarized in figure 7. With an initial support length of 1,50 metres in the launching supports, the final distribution of vertical stresses in the bottom of the web just above the bottom cell reaches more than 3.50 metres, clearly greater than that obtained with the web alone with no bottom cell. In addition, a significant percentage of the vertical load, in the order of 35 %, is directly transferred by shear stress in the bottom cell to the adjacent vertical stiffeners, as a beam bending in a longitudinal direction. The global improvement in ultimate patch loading resistance is about 70% as against the standard calculations of an I section. More detailed considerations with regard to the system's patch loading response can be found in References [6] and [7].

4. DESCRIPTION OF THE CONSTRUCTION PROCESS

The 19 viaduct piers of up to 93 m high were built with the climbing formwork method (Fig. 8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 10. Estructura metálica apeada en el parque de empuje. Ejecución por Dovelas.
Fig. 10. Metal structure propped up in the launching yard. Segment construction.

The bridge deck is built by launching from both abutments and is assembled in the launching yard behind the latter in approximately 30 m segments.

Each of the 2 metal girders forming the cross section were transported already stiffened and were assembled in the launching yard with the pier trusses and diaphragms (Figs. 9, 10 and 11).

The bridge is launched with all the structural steel, bottom pre-slabs, bottom concrete and side bands together with the top pre-slabs (Figs. 12 and 13), not yet connected to the deck, on which the top slab will be later concreted. The top reinforcement steel is also placed in its final position, leaving the bridge ready once closed, to concrete the top slab.

periores (Figs. 12 y 13), 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 prelosas superiores ni inferiores, con objeto de evitar esfuerzos excesivos durante el lanzamiento en las fases en voladizo (Fig 14).

De los 1209 m de longitud total de tablero se empujan 618 m desde el estribo E-1, y 591 m desde el E-2. El tablero tiene una pendiente longitudinal uniforme del 2,4%, desde el E-1 hacia el E-2, por lo que el empuje desde el E-1 requiere el empleo de un sistema de cables de empuje y otros cables de retenida que sustenten el puente, en las hipótesis de rozamientos de teflones inferiores al 2,4% (Fig. 15). En cambio desde el E-2 el empuje ascendente debe vencer la pendiente del 2,4%, y no es



Fig. 11. Vista aérea del viaducto en construcción, con parte del tablero en el parque de empuje del Estribo 2.
Fig. 11. Aerial view of the viaduct under construction, with part of the deck in the Abutment 2 launching yard

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 12. Vista de prelosas superiores.
Fig. 12. View of the top pre-slabs.



Fig. 13. Vista de prelosas inferiores y hormigón de fondo.
Fig. 13. View of the bottom pre-slabs and bottom concrete.



Fig. 14. Vista del primer vano sin prelosas inferiores ni superiores durante el empuje.
Fig. 14. View of the first span with no top or bottom pre-slabs during launching

necesario disponer ningún sistema de retenida como se hacía en el E-1.

En las figuras 15, 16a y 16b se aprecian los cables de retenida y los cables de empuje del tablero del Estribo 1. Los cables de retenida (superiores) se anclan en su parte frontal a unas orejetas atornilladas al tablero, y en su parte dorsal a una estructura auxiliar que se ancla en el estribo. Los cables del empuje (inferiores), se anclan a dicha estructura au-

The deck could be man visited even during the launching phases to facilitate the delivery of auxiliary materials to the piers in a safe, simple manner inside the deck, thus avoiding having to use large cranes for accessing the highest piers.

The first span only includes structural steel with no top or bottom pre-slabs in order to prevent excessive stresses during launching in the cantilever phases (Fig 14).

Of the 1209 m overall deck length, 618 m were launched from abutment E-1 and 591 m from abutment E-2. The deck has a uniform longitudinal slope of 2,4% from E-1 to E-2, and, therefore, launching from E-1 called for the use of a launching cable system and other guy cables sustaining the bridge, in the hypothesis of Teflon friction below 2,4% (Fig. 15). On the other hand, ascending launching from E-2 had to overcome a 2,4% slope and it was not necessary to have any guy system as in E-1.

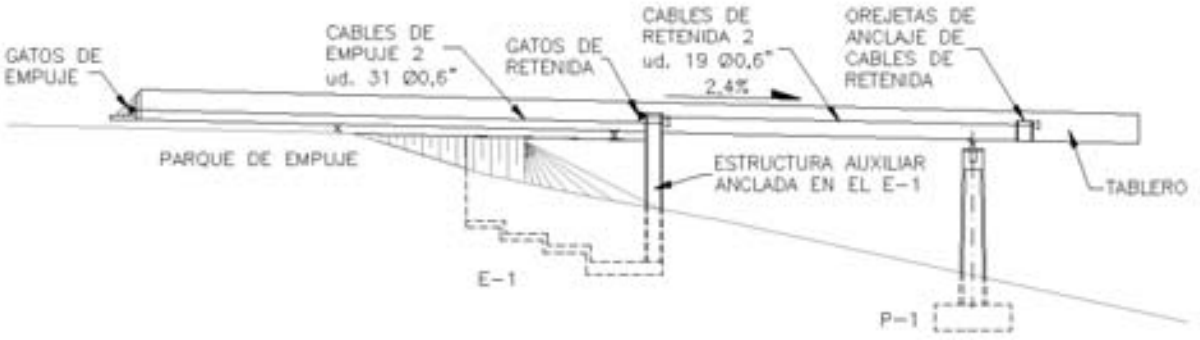

Fig. 15. Esquema de cables de empuje y de retenida en el empuje desde el Estribo 1.
Fig. 15. Diagram of launching and guy cables in launching from Abutment 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026





Figs. 16a y 16b. Cables de empuje (inferiores) y de retenida (superiores) del Estribo 1.
Figs. 16a and 16b. Launching cables (bottom) and guy cables (top) of Abutment 1.

Figures 15, 16a and 16b show the Abutment 1 deck's guy cables and launching cables. The guy cables (top) are anchored at their front to lugs bolted to the deck, and at their back, to an auxiliary structure anchored to the abutment. The launching cables (bottom) are anchored to that auxiliary structure at the abutment and to the launching structure located at the end of the launching yard (Figs. 15 and 17).

As this is a composite bridge, launching was performed by sliding the bottom flanges of the two metal girders over 4 provisional sliding Teflon neoprene bearings (Fig. 18). The underneath of the metal flanges is treated with sliding paint and during each launching phase, is lubricated before each bearing to prevent excessive friction.

Unlike concrete bridges, launching a composite bridge does not call for tedious pad placing work at each support during launching, since the actual underneath of the flange is the surface along which the bridge slides and the

xiliar en el estribo, y a la estructura de empuje situada en la parte final del parque de empuje (Figs. 15 y 17).

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. 18). 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. 17. Detalle de la estructura auxiliar de empuje y los cables y gatos de empuje.
Fig. 17. Detail of the auxiliary launching structure and the launching cables and jacks

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 18. Detalle de apoyos deslizantes con topes laterales durante el empuje.
Fig. 18. Detail of sliding bearings with side stops during launching.

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

En la parte frontal del empuje se disponen dos patines desmontables (Fig. 19 y 21) y un gato (Fig. 20) para hacer el paso de pila (Fig. 21). 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

provisional bearings used for launching require no maintenance operations or replacement unless some fault occurs or some piece of Teflon splits. No neoprene Teflon in any pier or abutment had to be changed during the whole viaduct building operation, launching from the two abutments.

Figure 18 shows the bottom flange supported on one of the sliding bearings. These bearings are provided with side guide-ways to prevent problems of bridge cross decentring during launching.



Fig. 19. Vista frontal de los patines de empuje.
Fig. 19. Front view of the launching skids



Fig. 20. Detalle del gato frontal y el gato en la nariz
Fig. 20. Detail of the front jack and the nose jack.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 21. Operación de paso de pila y repliegue de patines.
Fig. 21. Pier passing and nose beam raising.

Two removable skids are fitted at the launch front (Figs. 19 and 21) and a jack (Fig. 20) for passing over the pier (Fig. 21). When the cantilever reaches a pier, the centre jack recovers the deflection leaving the structure at a level prepared for passing the pier. With the jack raised, the launching skids, which up till then were in a vertical position so as not to hit the pier, deploy up to the horizontal. The skids are placed in a prolongation of the bottom flanges and, when deployed, rest on the pier's sliding bearings.

The jack is withdrawn when the skids are supported on the sliding bearings and launching continues. Once the bridge has advanced and is supported on the bottom flanges, the skids retract (Fig. 21).

One or two spans were launched depending on the number of segments mounted in each phase in the launching yard; in a single phase up to 127 m of deck were launched.

The theoretical deflection of a cantilever arriving at a pier in a typical 63,5 m span is 1,03 m with the design load and stiffness figures, as against actual figures measured at the pier's arrival of 0,98 and 0,94 m, with errors of less than 10%.

Average friction obtained in each of the launching phases varied between around 3,5% in the first launching phases and 2% in the last. On the other hand, these figures were exceeded in each launching phase at the beginning of each phase, coinciding with the jacks' first piston strokes which commenced moving the deck. These maximum figures even exceeded 6,5% in some cases.

Figures 22 and 23 give an underneath view of the deck during the launching phase from the two abutments.

gato levantado, se despliegan hasta la horizontal los patines de empuje, que hasta entonces estaban en 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 in-



Fig. 22. Vista inferior del viaducto durante el empuje desde los dos estribos
Fig. 22. View of the underneath of the viaduct during launching from the two abutments

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

feriores, se vuelven a replegar los patines (Fig. 21)

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.

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 las figuras 22 y 23 se aprecia la vista inferior del tablero durante la fase de empuje desde los dos estribos.

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.



Fig. 23. Vista del voladizo antes de llegar a pila durante el empuje.
Fig. 23. View of the cantilever before reaching a pier during launching.

En la figura 24 se aprecia el momento de la llegada del voladizo del lado del E-2 (lado derecho) con la flecha del voladizo, al extremo apoyado.

Con el puente cerrado, apoyado todavía sobre los apoyos deslizantes provisionales, que llevan la misma pendiente



Fig. 24. Vista inferior del instante de unión de tramos.
Fig. 24. Underneath view of the moment when stretches connected.

The deck connection operation occurred approximately 4 m from the centre pier, thus the end of the E-1 side was previously supported on P-10, and the E-2 side's end cantilever arrived to provide support by means of the front lifting jack at its end.

Figure 24 shows the moment when the cantilever of the E-2 side arrived (right hand) at the supported end with the cantilever deflection.

The deck was lowered and secured to the final POT type support devices with the bridge closed and still supported on the provisional sliding bearings, which had the same longitudinal slope as the deck, 2,4%. The approximately 70 cm lowering occurred in three phases through all the supports, with maximum descents of 30 cm per support. The deck lowering operation was carried out prior to the top slab's concreting. Figure 25 shows the viaduct with the totally concluded top slab's concreting.

5. MONITORING REACTIONS DURING LAUNCHING

As already described, the viaduct launching process included the complete bottom slab closing off the box girder, apart from the steel section and the upper precast pre-slabs and the re-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 25. Vista del viaducto concluido.
Fig. 25. View of the finished viaduct.

inforcement of the deck's top slab. Gains in time and safety provided by such almost complete section launching involved a level of stresses in launching phases far higher than the usual in conventional composite viaducts.

The characteristic values of the maximum theoretical reactions under each of the webs during the launching process were very high: 4200 kN/support. Strict financial conditioning factors prevented any over-sizing of amounts and stiffening of the section's webs, which were designed with steel plate thicknesses 25 and 40 mm, for web heights of 3850 mm and cross stiffeners every 4000 mm, beyond the strictly necessary for issues of safety. Providing a bottom steel cell (Ref. [6] and [7]) proved very positive for improving patch loading resistance.

Moreover, assessing the resistant capability of steel webs as against lateral instability under localised loads is a phenomenon subject to the influence of many parameters, the consideration of which is far from being adequately established nowadays:

- *Increase in resistance through the presence of open or closed longitudinal stiffeners.*
- *Increase in resistance through the presence of a bottom cell.*
- *Influence of the presence of and distance between cross stiffeners and of the raisable nose beam's dimensions.*
- *Influence of the thicknesses of a web varying with its height.*
- *Influence of general hogging on the section.*

Likewise, as shown in References [6], [7] and [8], the highly diverse results were obtained by the different standards which are even changing between the recent ENV and EN versions of Eurocode 3, the formulations of which, moreover, are not suitably contrasted for cases such as that here in question (Ref. [6] and [7]). This explains why specialised literature advises taking extreme caution in the figures for design reactions, to which majorisation coefficients should be applied because of by no means negligible uncertainties deriving from the launching process: between 1,30 and 1,50 (see Ref. [8] and [9]), whilst at the same time drawing attention to the need to establish a real time control system for the reaction level during launching, as well as an automatic regulation system for such reactions should certain levels be exceeded.

In the case here in question, despite the strictness of the web sizing and the high level of reactions foreseen, this procedure proved almost unapproachable financially, in view of the large number of supports to be instrumented, 38, and the difficulties in gaining con-

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 25 se puede ver el viaducto con la losa superior ya hormigonada, totalmente 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 muy elevada: 4200 kN/apoyo. Los estrictos condicionantes económicos impedían sobredimensionar, más allá de lo estric-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

tamente 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. [6] y [7]) resultó muy activa para mejorar la resistencia al "patch loading".

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 [6], [7] y [8], existe una gran dispersión entre los resultados obtenidos por los diferentes planteamientos normativos que incluso están cambiando 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, (Ref. [6] y [7]). 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. [8] y [9]), 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 (Ref. [6] y [7]), en relación a los valores obtenidos con las formulaciones de las normativas vigentes.

5.1. 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 (s0 ≅ 1500 mm), y para los paneles más esbeltos, con # alma

tinuous access thereto as they were very high piers reaching up to 93 metres.

The need to guarantee the safety of the launching process without using complex, uneconomical control systems that could even cancel out the advantages in costs and performance terms involved in these solutions led us to design a simple, complete programme of load tests, prior to launching, to be undertaken in the launching yard itself, allowing not only interesting conclusions to be drawn with regard to forces, stresses and structural response of these systems in the launching phase, but also to contrast the actual level of safety to lateral instability of the webs which had been sized by non linear analyses with finite elements (Ref. [6] and [7]), with the figures obtained with the formulations of current standards in force.

5.1. Purpose of the load test

It was decided that this load test had to be undertaken before launching because of the practical unfeasibility of establishing systematic reaction monitoring at the two supports of each pier when the viaduct passed over them in their entirety, in view of the large number thereof. The challenge was thus to use the launching yard to reproduce practically the whole of the phenomena and parameters that might influence the foreseeable deviation of the figures in reactions under each support from the theoretical figures calculated in the Design, because of execution tolerances. The load test therefore had to be approached with the purpose of covering the maximum reaction foreseeable per support with suitable safety margins during the launching process that would allow, in turn, monitoring whether safety levels as to web patch loading, under the localised support reactions in the provisional sliding bearings kept within the safety levels as provided for in the Design.

The ultimate figures for patch loading under each support varied between:

BSI 5400 [4]/ENSIDESA recommendations [10]: Pu ≅ 7000 kN

RPM 95 [11 (Spain)] /SIA[3] (Switzerland): Pu= 8250 kN

BSI 5400 (Revision) /EC3 (ENV-1993 -1 version): Pu ≅ 6300 kN

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

EC3 (pr ENV-1993 -1-5 version) [5]: Pu ≅ 7100 kN

with the sliding bearings dimensions provided for for launching (s0 ≅ 1500 mm) and for the slimmest panels, with # web of 25 mm.

Therefore, a Pu between 7100 kN and 8250 kN is obtained, although neither of the proposals (SIA/EC3-EN 1993-1-5) exactly addresses the favourable effects of the Project's design.

In any event, the range of the standards could, with no problem, cover Pmax figures per support of:

Pmax ≅ Pu / γ, being able to adopt γ= 1.35 for the least value of Pu (EC3) and γ=1.50 for the greatest (SIA), which would give us:

Pmax ≅ 5300 (EC3) at 5500 (SIA/ RPM) kN, which might be considered reasonable, given that the Design's theoretical Pmax was 4200 kN.

5.2. Purposes and objectives of the load test

The purpose of the load test which, of course, was to guide its procedure, consisted in guaranteeing that the maximum level of localised reactions on the supports throughout the complete deck launching process kept within the safety limits as laid down earlier. It was therefore necessary to assess the impact of the possible factors that might generate significant deviations from the design calculated figures.

These factors were as follows:

- *Over-weights, mainly of the top and bottom pre-cast slabs, as well as those due to the box depth concreting over-thicknesses and the walkways and auxiliary equipment provided in the advance span.*
- *Differential longitudinal movements between deck support points when passing over piers, a consequence of tolerances for errors in execution and erection and parasite deformations during the welding process.*
- *Differential cross movements for tolerances in on-site execution and assembly processes involving both side beams.*
- *Finally, deviations in the stiffness of the actual structure's response from that of the calculation model as used in the Design.*

The double contrast principle was used for assessing each of the magnitudes, as a conceptual basis for interpreting possible deviations between actual measurements and calculation obtained theoretical figures, and in accordance with methodology contrasted by our experience in following and monitoring the erection of numerous singular structures, which, in the case of discrepancy, enabled the following to be discerned amongst the possible causes of these possible discrepancies: tolerances in weights, geometric tolerances, calculation model hypotheses, structure's actual stiffness and errors in measuring their accuracy.

Thus, for example, special emphasis was laid on the total sum of reactions in different erection phases, which enabled significant systematic upward deviations from the actual weights of the structure as against those provided in the Design to be detected.

This contrast allowed the existence of major over-weights between 10 and 15% to be confirmed compared with the Design's theoretical magnitudes and, therefore the launching process was recalculated in its different phases with the new, actual weights adjusted.

The second fundamental parameter to be monitored was the structure's actual stiffness both in a longitudinal and transverse direction, including the consideration of the influence on the said stiffness of reinforcements and over-thicknesses of the bottom slab as adopted in the calculations, whose contribution to stiffness was, in turn, contrasted by very accurate models of the actual structure by finite elements.

Special attention was paid to the structure's transverse stiffness, both in its accurate modelling by finite elements and in transverse stiffness measurements taken in different load test phases, mainly as to torsions generated by eccentric forces and by differential transverse settlement between supports, whose influence may decisively affect

de 25 mm, los valores últimos por "patch loading" bajo apoyo oscilan entre:

BSI 5400 [4]/ Recomendaciones ENSIDESA [10]: Pu ≅ 7000 kN

RPM 95 [11 (España)]/ SIA[3] (Suiza): Pu= 8250 kN

BSI 5400 (Revisión) /EC3 (versión ENV-1993-1): Pu ≅ 6300 kN

EC3 (versión pr ENV-1993-1-5) [5]: Pu ≅ 7100 kN

Se obtiene, por tanto, una Pu comprendida entre 7100 kN y 8250 kN, 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 Pmax por apoyo de:

Pmax ≅ Pu / γ, pudiendo adoptarse γ= 1,35 para el valor menor de Pu (EC3) y γ= 1,50 para el mayor (SIA), lo que nos daría:

Pmax ≅ 5300 (EC3) a 5500 (SIA/ RPM) kN, que podría considerarse razonable, dado que la Pmax teórica del Proyecto era de 4200 kN.

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 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 a los sobreespesores del hormigonado de fondo de cajones y a las pasarelas y medios auxiliares dispuestos en el vano de avance.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

- 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

the safety factor as to web patch loading.

The finite elements model included considering possible friction between prefabricated plates and top steel flange, whose contribution to the structure's torsion stiffness proved complex and uncertain to analytically reproduce.

Once the stiffnesses and forces in the structure had been made sufficiently approximate, eventual differences between its deformation measurements and the results obtained with the theoretical models now adjusted, could only be blamed on deviations/errors in the steel girder construction hogs or sharp changes localised in the areas adjacent to the on-site connection sections between stretches. Thorough, systematic measuring of the part's deformations in the different load test phases was therefore undertaken.

Moreover, reaction measurements in each of the launching yard's provisional supports were additional, indirect measurements of the hog execution tolerances in the parts, once the structure's stiffnesses had been suitably adjusted.

The overall control measurements made led to the deduction that the relative maximum differential longitudinal settlement between supports on consecutive piers 63.50 m from each other, during the launching process, through execution tolerances of the hogs always stayed below ± 2 cm. Likewise, by con-



Fig. 26. Condiciones de apoyo durante la prueba.
Fig. 26. Support conditions during testing.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

servatively extrapolating, it could be assumed that the maximum cross differential settlement between the sections of both beams, in turn on piers, will never exceed 2 cm.

Once the model's pitches and stiffnesses had been readjusted, the launching process from both abutments was completely recalculated and maximum reactions of approximately 5200 kN per individual support were obtained:

- *4682 kN dead weight*
- *68 kN longitudinal differential drop (±2 cm) between supports on consecutive piers*
- *200 kN cross differential drop (2 cm) between supports on piers*
- *83 kN thermal gradient*

These maximum foreseeable reactions that now suitably covered the structure's weight and execution tolerances brought us within the spheres covered by the applicable Standards, with γ_{seg} between 1.35 and 1.60. Since the design addressed a nominal reaction of 4167 kN/support applying 1.30 coefficient of uncertainty, 5535 kN/support were sent, which is in the order of magnitude of the maximum reaction estimated.

Although the finite elements taking into consideration the cooperation of the bottom rib/cell gave ultimate reaction figures for patch loading clearly higher than those in standards, above 10000 kN/support as described in the following section, it was deemed advisable to undertake the load test in the launching yard until taking the maximum reaction per support to values around 6200 kN, approximately 20% higher than the maximum foreseeable reaction, with worst hypotheses of admissible geometrical tolerances, and 25% higher than the worst figures for maximum reactions due solely to dead weight.

A total absence of cross web deformations was seen in the load test on the support section with the maximum reaction where a precision micrometer was fitted. In the presence of an initial predeformation ≅2 cm, non linear finite elements now showed certain, though moderate, levels of cross web deformations and, therefore, the web panel response requested could be deemed highly satisfactory and confirmed the design guarantee made, whose bottom stiffness rib proved to be very active as to the web's lateral instability.

This is why it was not deemed necessary to establish complex vertical reaction monitoring during the launching process when passing over the numerous intermediate piers. The controls and load test carried out guaranteed a safe response as to stresses which, in practice, could never be reached during the launching process.

Thus it sufficed to keep strict, simple to carry out erection controls to ensure that maximum tolerances in erection weights and hogs that had acted as a basis and therefore proved admissible as from the load test results, were not exceeded.

5.3. Load test undertaking and results

The load test took place in Abutment 2's launching yard before carrying out the second launching phase. The structure's overall length on which the load test took place was 273,61 m. (Fig. 26).

Chocks and jacks of a 2000 kN maximum load and 5 cm stroke were used at all supports in load testing, except at one which was taken to the limit for monitoring the web's lateral stability, where seven, 12 cm maximum stroke 1000 kN jacks were fitted under each web. Precision micrometers were used to measure reactions with the purpose of obtaining exact results. These micrometers were fitted at the reaction's measuring point and the deformation was taken in each load step. As soon as the micrometer measurement was seen to trigger off as a result of the bridge lifting, load was no longer added and the pressure as shown by the jacks at the moment of lifting was recorded. The exact reaction at the support was thus obtained.

5.3.1. Dead weight reaction monitoring

Reactions were monitored at each deck point of support in the launching yard, using a series of hydraulically connected jacks.

Load was added in steps, whilst taking each of the 2 webs' pressure and mi-

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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 los 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 ≅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.

crometer movement. As soon as one of the micrometers showed one of the webs was lifting, the jacks of that girder were locked, and the pressure at which lifting occurred was recorded. Increases in pressure were then made in the web jacks of the adjacent girder that had not yet lifted until this second girder was seen to lift and this second jack's pressure was recorded again at that moment. The support reaction was given by the sum of the reactions in both girders.

This monitoring enabled an average 10% overweight deviation to be detected in the stretch compared to the theoretical design figures, with localised deviations per support not exceeding ± 5%, of the said average figures.

5.3.2. Monitoring the structure's actual longitudinal stiffness

After measuring the reactions at all points of support, the next step was to measure the bridge's longitudinal stiff-

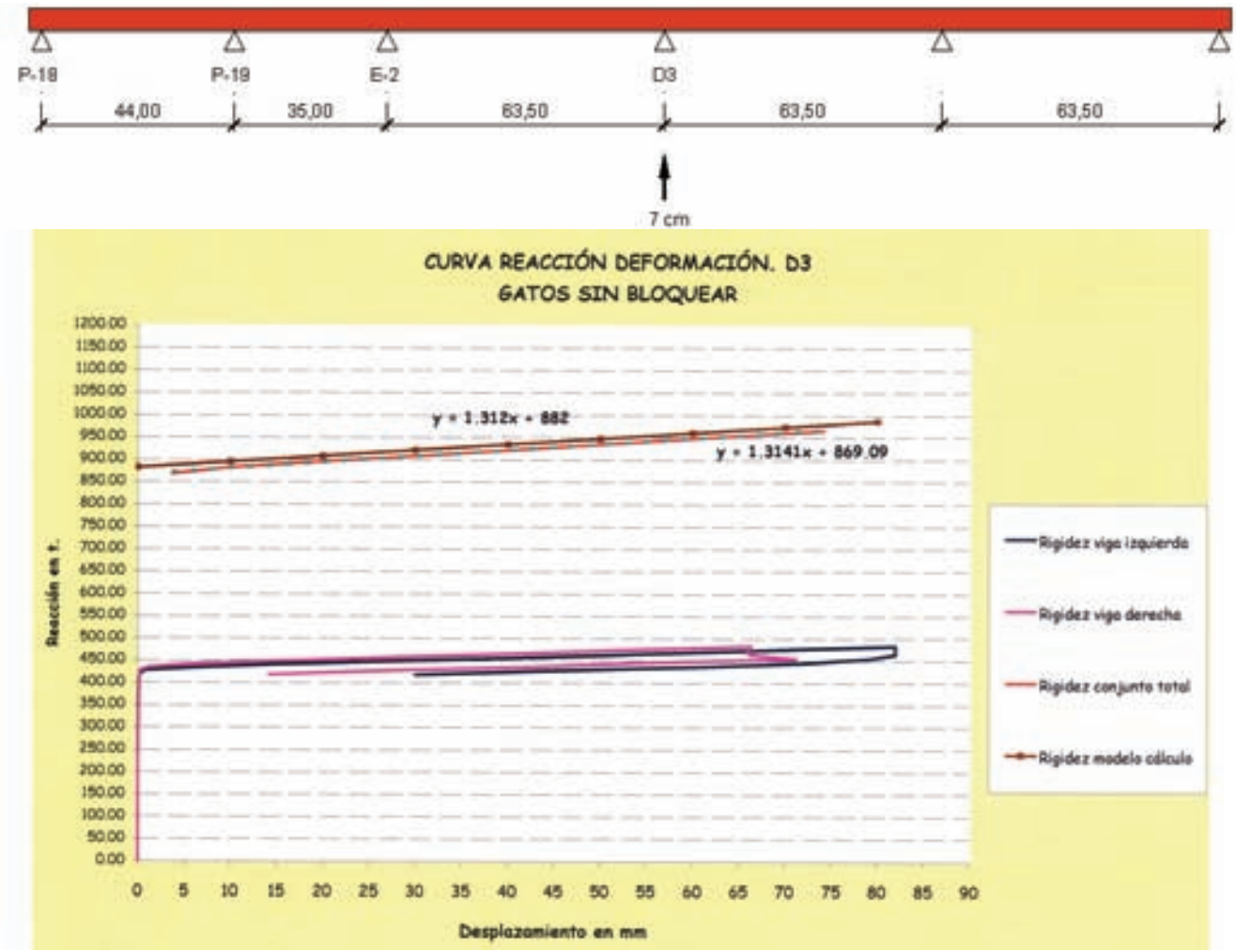

Fig. 27. Medida de la rigidez longitudinal del puente.
Fig. 27. Bridge's longitudinal stiffness measurement.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ness by lifting it at one of the supports. This lifting was carried out using jacks provided to this effect and deflection gauges, and each left hand girder and right hand girder movement was recorded in each load step, as well as the pressure in the jacks supporting both the right and left hand girders.

There is a first stretch in the lifting curves with a very steep slope corresponding to jack decompression until the supports are lifted when a sharp change in slope is observed.

The stiffness obtained was 131,4 kN/m, practically the same as the calculation model's which was 131,2 kN/m (Fig. 27).

5.3.3 Monitoring the section's cross stiffness

Having measured the longitudinal stiffness, cross stiffness was then measured (Fig. 28), but only at one of the supports, taking advantage of the presence of longer stroke jacks. This measurement was made by locking the jacks located on the girder first lifted. With the jacks locked, pressure continued to be provided to the jacks of the other girder, until a differential movement of 3,5 cm was obtained between the two girders.

A cross stiffness of 65,6 kN/m was obtained as to vertical differential movements under each web, which was quite close to the theoretical stiffness obtained with a finite element model taking into consideration the stiffness provided by the friction of the precast pre-slabs to a "partial closing" of the torsion circuit typical of open U sections (without pre-slabs), estimated at 89,5 kN/m for μ= 0,05.

This monitoring proved highly important for guaranteeing suitable web patch loading safety with no real time controls or corrective measures in the launching supports.

In fact, the open U or H sections, typical of twin girder composite decks, proved to be insensitive to relative cross height variations between the section's webs when passing over piers.

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. 26).

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

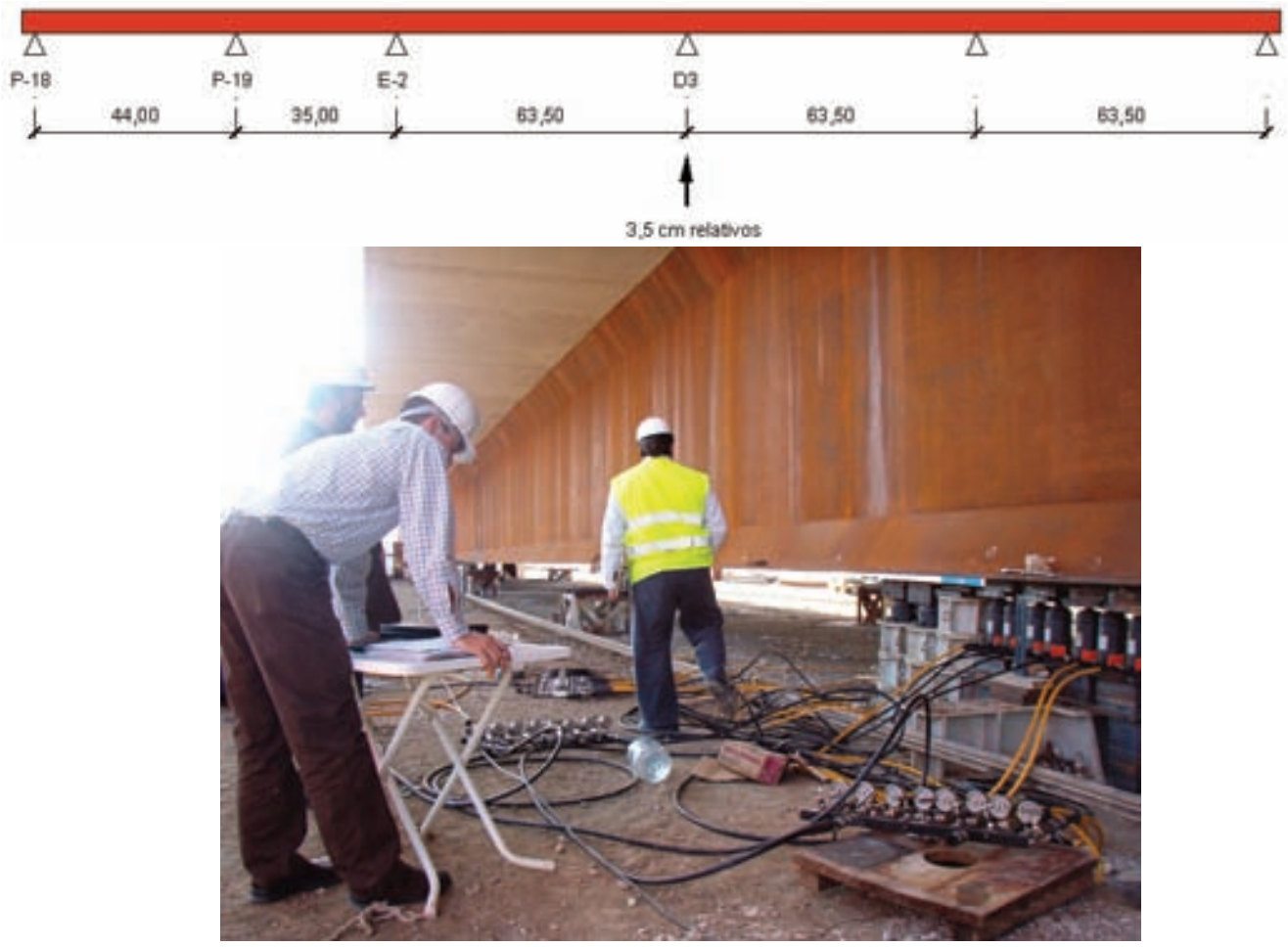

Fig. 28. Medida de la rigidez transversal.
Fig. 28. Measuring cross stiffness.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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.

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.

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 ± 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. 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. (Fig. 27).

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.28). La medida de la rigidez transversal se realizó en uno solo 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 valor de μ= 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 al "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 des-

On the other hand, small lateral height variations (through execution tolerance or cross thermal gradients) may even completely support the section under one of the webs only, doubling the Design's theoretical reaction figure in the limit.

The result of this control proved highly satisfactory, guaranteeing the absence of significant reaction deviations under each web for this reason.

5.3.4. Monitoring the web's stability under the worst launching reaction

The Load Test's last aim was to be able to apply a localised reaction of approximately 6200 kN under one of the webs (Figs. 29 and 30). This enabled a minimum 20% safety to be guaranteed compared to what was adopted as the maximum admissible reaction during the launching process, with a figure of 5186 kN, as seen above.

In order to reproduce this situation in the Load Test, 32 t of reinforcement had to be used on the web tested and a differential longitudinal drop of 8 cm applied with respect to the adjacent supports and 4 cm cross with respect to the adjacent web whilst the process was stopped when the maximum jack stroke was reached at 97% of the theoretical load provided for.

The web's deformation on the support was transversally controlled during the whole loading process, with a precision of more than 0,1 mm, and no transversal movement was seen to commence (Fig. 29).

6. MONITORING PIER DEFORMABILITY DURING THE VIADUCT'S LAUNCHING PROCESS

The viaduct's piers vary in height between 16 and 93,35 m, and the top cross section is a hollow rectangle 2,5 m long and 6,70 m transversal to the deck's centre line, with cover plate thicknesses of 0,3 m. When descending, the length increases in a linear fashion 3,3 cm per metre, whilst the 6,70 m are kept constant in transversal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 29. Control deformaciones transversales en el alma.
Fig. 29. Monitoring cross deformations in the web.



Fig. 30. Aplicación reacción localizada con gatos.
Fig. 30. Localised reaction application with jacks.

Cover plates are 30 cm thick for piers less than 30 m in height whilst the thickness varies in higher piers from 30 cm in the top 30 m to 40 cm the next 30 metres and to 50 cm as from 60 m measured from the crown to the base.

This variation in thickness makes each pier with a varying section and different height perform differently as to horizontal forces applied at the head, with very rigid piers in areas close to the abutments and highly flexible piers in the viaduct's centre area (Fig. 31).

The maximum vertical reaction each pier will have during launching was calculated and a 5% teflon friction coefficient was applied thereto, in order to monitor the maximum deformation to be accepted at each pier's head.

Deformations were calculated under the forces of the vertical reaction, a horizontal force equivalent to 5% of the vertical reaction plus the pier's dead weight, first calculating the static deflection of the horizontal force of 5% of the vertical reaction and the increase in deflection caused by the vertical loads' eccentricity (Fig. 32 and Table 1).

These data were used to calculate the bending moment that produces base decompression and the bending moment that produces cracking for each pier base, both concurrent with the deck weight's axial force plus the pier's dead weight.

As table 2 shows, decompression is reached in the worst cases for a force of 4,42% of Teflon friction, but a pier does not crack until reaching 9,48 % in the worst case in P-6.

nivelaciones 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 (Fig. 29



Fig. 31. Vista de pilas durante el empuje.
Fig. 31. View of piers during launching.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

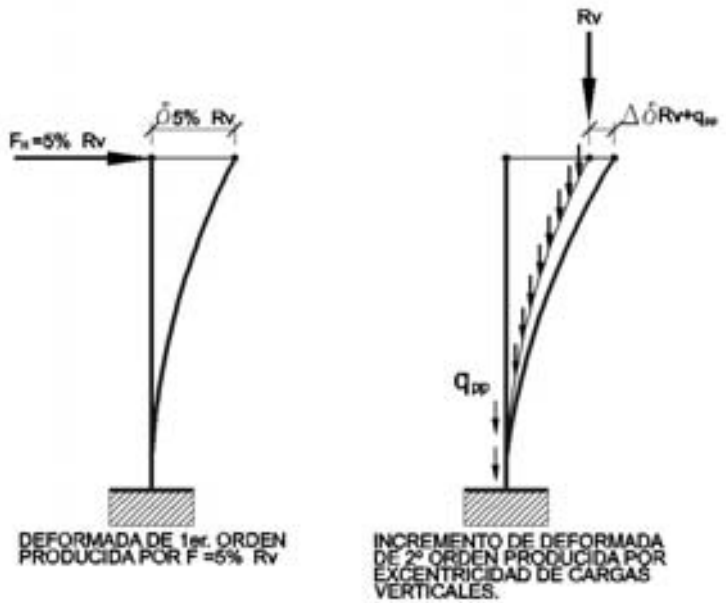

Fig. 32. Deformadas de primer y segundo orden durante el empuje.
Fig. 32. First and second order deformations during launching.

y 30) 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.

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. 29).

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. 31).

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%.

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. 32 y Tabla 1).

Having obtained these forces, the ultimate moment of the base of each pier was calculated from each one's interaction diagram, for the worst hypotheses of the following:

Axial force in Serviceability Limit State (N_k) or axial force in Ultimate Limit State ($N_d = N_k \cdot 1,5$, hypothesis on the side of safety).

In all cases, the hypothesis of N_k is determinant and the bending moment admissible as the Ultimate Moment /1,5 was obtained for the latter.

The horizontal force producing this figure of M_{adm} (figure in S.L.S.) and the 1% of the vertical load's friction that this involves were verified.

Table 3 shows how, in the worst case, the Admissible Moment is not reached until 10,2 % of friction whilst this occurs in the highest, most flexible piers for a friction of 20 %.

Using these results and those obtained in table 2, it was decided to limit deformability during the launching phase at the head of each pier to 8% of the friction, which, in no case, managed to even crack the piers and leaves sufficient safety margin as to the maximum admissible stresses in the pier (Table 4).

Clinometers were placed at the pier's head to monitor their deformation during the different launching phases. They were series connected through an elec-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 1. Resultados de flechas de primer y segundo orden para cada pila
Table 1. Results of first and second order deflections for each pier

Pila *Pier*	H(m)	Fh 5% (KN)	δ 5% Rv (mm)	Δδ (mm)/ %(Δδ/δ)	
P-1	16,046	556	3,3	0,02	0,53
P-2	21,522	548	7,2	0,06	0,88
P-3	32,698	520	19,0	0,31	1,62
P-4	42,574	520	34,5	0,78	2,25
P-5	50,15	520	46,7	1,30	2,78
P-6	56,426	520	60,0	1,94	3,24
P-7	63,802	520	76,0	2,84	3,74
P-8	79,478	520	112,7	5,32	4,72
P-9	93,354	520	150,2	8,45	5,62
P-10	92,53	520	147,8	8,23	5,57
P-11	80,206	520	114,3	5,43	4,75
P-12	71,982	520	94,3	4,00	4,24
P-13	58,858	520	65,5	2,24	3,42
P-14	52,934	520	52,4	1,56	2,98
P-15	49,91	520	46,3	1,27	2,75
P-16	51,386	520	49,2	1,41	2,87
P-17	37,962	520	25,9	0,50	1,94
P-18	24,138	550,5	9,7	0,10	1,06
P-19	16,382	520	3,3	0,02	0,51

Tabla 2. Esfuerzos que producen descompresión y fisuración en base de pila
Table 2. Bending moments and axial forces producing decompression and cracking in the pier base

Pila *Pier*	Descompresión *Descompression*			Fisuración *Cracking*		
	M desc. (mKN) *M dec. (mKN)*	F desc.(KN) *F dec.(KN)*	% roz *%/ frict.*	M fis (mKN) *M crack (mKN)*	F M fis (KN) *F M crack (KN)*	% roz *%/ frict.*
P-1	13131,8	818,4	7,36	27013,3	1683,5	15,14
P-2	14539,3	675,6	6,16	29537,7	1372,4	12,52
P-3	16639,9	508,9	4,89	37932,6	1160,1	11,15
P-4	20522,4	482,0	4,64	45267,7	1063,3	10,22
P-5	23730,3	473,2	4,55	50890,2	1014,8	9,76
P-6	26582,5	471,1	4,53	55619,7	985,7	**9,48**
P-7	29349,2	460,0	**4,42**	66537,1	1042,9	10,03
P-8	38504,2	484,5	4,66	82030,0	1032,1	9,92
P-9	48213,5	516,5	4,97	98940,1	1059,8	10,19
P-10	47451,2	512,8	4,93	97665,8	1055,5	10,15
P-11	39089,5	487,4	4,69	83018,3	1035,1	9,95
P-12	33930,7	471,4	4,53	74556,1	1035,8	9,96
P-13	27767,7	471,8	4,54	59671,9	1013,8	9,75
P-14	25074,0	473,7	4,55	54554,4	1030,6	9,91
P-15	23659,6	474,0	4,56	52149,8	1044,9	10,05
P-16	24312,9	473,1	4,55	53248,6	1036,2	9,96
P-17	18696,6	492,5	4,74	42129,8	1109,8	10,67
P-18	15407,7	638,3	5,80	30975,3	1283,3	11,66
P-19	12534,8	765,2	7,36	26511,3	1618,3	15,56

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tabla 3. Esfuerzos y Movimientos Admisibles
Table 3. Forces and Movements Admissible

Pila *Pier*	Mu (mKN) para Nk *Mu (mKN) for Nk*	M adm (mKN) *M adm (mKN)*	F adm (KN) *F adm (KN)*	% roz *% frict.*	δ adm /δ 5%Rv *δ adm /δ 5% Rv*
P-1	40399	26932,7	1678,5	15,1	3,02
P-2	44420	29613,3	1376,0	12,6	2,51
P-3	51779	34519,3	1055,7	**10,2**	2,03
P-4	87175	58116,7	1365,1	13,1	2,63
P-5	104203	69468,7	1385,2	13,3	2,66
P-6	113576	75717,3	1341,9	12,9	2,58
P-7	149517	99678,0	1562,3	15,0	3,00
P-8	213227	142151,3	1788,6	17,2	3,44
P-9	293142	195428,0	2093,4	20,1	4,03
P-10	291052	194034,7	2097,0	20,2	4,03
P-11	206598	137732,0	1717,2	16,5	3,30
P-12	185618	123745,3	1719,1	16,5	3,31
P-13	197536	131690,7	2237,4	21,5	4,30
P-14	161713	107808,7	2036,7	19,6	3,92
P-15	156310	104206,7	2087,9	20,1	4,02
P-16	158818	105878,7	2060,5	19,8	3,96
P-17	80286	53524,0	1409,9	13,6	2,71
P-18	46084	30722,7	1272,8	11,6	2,31
P-19	39626	26417,3	1612,6	15,5	3,10

Tabla 4. Movimientos y Giros Admisibles en pilas durante el empuje
Table 4. Movements and Rotations Admissible in piers during launching

Pila *Pier*	δ 8% roz (mm) *δ 8% frict (mm)*	θ 8% roz *1E-6 rad *θ 8% frict *1E-6 rad*
P-1	5	523
P-2	11	799
P-3	30	1521
P-4	55	2118
P-5	75	2591
P-6	96	2986
P-7	122	3415
P-8	180	4235
P-9	240	4930
P-10	237	4890
P-11	183	4267
P-12	151	3846
P-13	105	3140
P-14	84	2766
P-15	74	2576
P-16	79	2669
P-17	42	1835
P-18	16	1024
P-19	5	506

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

tric circuit and were calibrated for the rotation limit produced by 8% of the teflon friction (Fig. 33 and 34).

An alarm goes off when the limit figure set is exceeded and the operator located at each pier stops the launching operation using an automatic "mushroom" type stop system (Fig. 35).

7. SEISMIC DESIGN

Adopting the deck's longitudinal restrictions was a fundamental problem in designing the bridge. Conditions were truly highly restrictive:

The site's seismic acceleration was high for the usual levels in Spain (0,10 g).

The bridge's overall length was too high (1208 m) for just one fixed point in one abutment, because of the total movement accumulated in the opposite one.

The pier height and foundation conditions were inappropriate for intermediate fixed points.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 33. Vista del clinómetro sobre pila.
Fig. 33. View of the clinometer on a pier.



Fig. 34. Caja con conversor de señal del clinómetro y con el limitador de giro máximo admisible
Fig. 34. Box with a clinometer signal converter and with the maximum admissible rotation limiter



Fig. 35. Vista del sistema de parada en cada pila (Seta).
Fig. 35. View of the stop system at each pier (Mushroom).

For the first time on high speed railway lines in Spain, impact transmitters were fitted on both abutments, incorporating shock absorber devices as against seismic force (Fig. 36). Thus, slow movements due to thermal and rheological forces were able to develop with hardly any resistance whilst, at the same time, the deck's horizontal forces due to railway stock braking are transmitted to both abutments with hardly any displacements. In addition, the force transmitted to the substructure during an earthquake is restricted to controlled values. The seismic isolation system also includes guided, sliding supports in P1 to P7, P12 to P19 and abutments, acting as seismic isolators in the longitudinal direction, and fixed supports in two directions in P8 to P11, the highest, to introduce the re-centring forces necessary. No isolators were arranged in a cross direction, where the flexibility called for is entrusted to the piers' elastic deformation.

Under railway service forces, the abutment shock absorbers (fig. 36) act as impact transmitters as to longitudinal forces and are the bridge's main restriction in this direction, so their design forces correspond to the increased longitudinal force due to braking and longitudinal wind. Four shock absorbers are fitted in each abutment with 2200 kN of maximum force each. The constitutive law of the device for high speed movements, like those caused by braking, is of the $F = C \times V^{\alpha}$ type. In order to keep the force developed by the

fisuración, concomitantes ambos con el axil del peso del tablero más el peso propio de la pila.

Como puede apreciarse en la tabla 2, 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 ($N_d = N_k \cdot 1,5$, 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.

En la tabla 3 se puede 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, y los obtenidos en la tabla 2, 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 pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ducir la fisuración de las pilas, y que deja suficiente margen de seguridad frente a los máximos esfuerzos admisibles en la pila. (Tabla 4).

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. (Figs0. 33 y 34).

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.35).

7. DISEÑO SÍSMICO

La adopción de las vinculaciones longitudinales del tablero constituyó un problema fundamental en el diseño del puente. Las condiciones eran realmente muy restrictivas:

La aceleración sísmica del emplazamiento es alta para los niveles usuales en España (0,10 g).

La longitud total del puente es demasiado grande (1208 m) para disponer un único punto fijo en un estribo, por causa del movimiento total acumulado en el estribo opuesto.

La altura de las pilas y las condiciones de cimentación no permiten disponer puntos fijos intermedios.

Por primera vez en las líneas de alta velocidad españolas se dispusieron transmisores de impacto en ambos estribos que incorporaban además dispositivos amortiguadores frente a la acción sísmica (Fig. 36). De este modo, los movimientos lentos debidos a acciones térmicas y reológicas pueden desarrollarse sin apenas resistencia, y a la vez las acciones horizontales del tablero debidas al frenado de los vehículos ferroviarios se transmiten a ambos estribos sin apenas desplazamientos. Además, la fuerza transmitida a la subestructura durante la acción sísmica es acotada a valores controlados. El sistema de aislamiento sísmico también incluye apoyos deslizantes guiados en las pilas P1-P7, P12-P19 y estribos, que actúan como aisladores sísmicos en dirección longitudinal, y apoyos fijos en dos direcciones en las pilas P8 a P11, las más altas, para introducir las fuerzas de recentrado necesarias. No se disponen aisladores en sentido transversal, en el que la flexibilidad necesaria se confía a la deformación elástica de las pilas.

Bajo acciones de servicio ferroviario los amortiguadores (Fig. 36) de estribos actúan como transmisores de impacto frente a las acciones longitudinales, y constituyen la vinculación

device almost constant for a wide range of speeds during the seismic attack α, must be less than 0,015. Thus, $F = C = 2200$ kN may be assumed and the force is independent of speed during an earthquake, to practical effects.

The devices' displacement capability must be taken into consideration in the design, including movements of a rheological, thermal and seismic origin. In our case, devices able to absorb a maximum displacement of ± 350 mm were provided. Once the overall movement is known, it is essential to also monitor the movement foreseeable in the deck under the train's braking forces, since it may seriously affect the track's resistance and stability. In our case, a maximum displacement of less than 8 mm was obtained, which is clearly admissible when track expansion devices are arranged at both abutments. This displacement is drastically affected by the overall displacement capability provided for in the devices. An increase in the latter obviously improves the safety of the devices during an earthquake, particularly under possible, more powerful seismic shocks than that considered in the design, but it worsens the response to horizontal service forces. Therefore, it is not advisable to over dimension the displacement capability of the devices in favour of supposed additional safety to earthquakes.



Fig. 36. Amortiguadores-Transmisores de Impacto Viscosos Longitudinales.
Fig 36. Longitudinal Viscous Impact Shock Absorbers-Transmitters.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

In a transverse direction, the maximum seismic force transmitted to the head of the piers reached 4500 kN. Anti-earthquake stops were designed as shown in figure 37 under the deck on the pier heads to transmit cross forces while allowing longitudinal movements. In addition, support anchorages were designed to resist one third of the design earthquake, equivalent to an in-service earthquake.

The photograph in figure 37 shows the bridge still in the provisional position during launching, supported on the provisional sliding bearings higher than the final bearings.

8. CONCLUSIONS

An innovative design for high speed railway bridges was developed which, as from the classical twin girder solutions, incorporates the typical response capability of box sections. The double composite action is made general to the whole deck to respond to deformational and dynamic exigencies as to eccentric loads typical of the high speed railway. This design has been applied to the first composite high speed railway viaduct built in Spain.

Additional modifications introduced from classical twin girder solutions also involve transverse diaphragms, top slab configuration, stiffening systems and bottom torsional circuit closing. In our opinion, the final design is simpler than the classical solutions currently in vogue and maintains the deck's excellent structural and functional response.

Specific details were developed to improve the web patch loading resistance

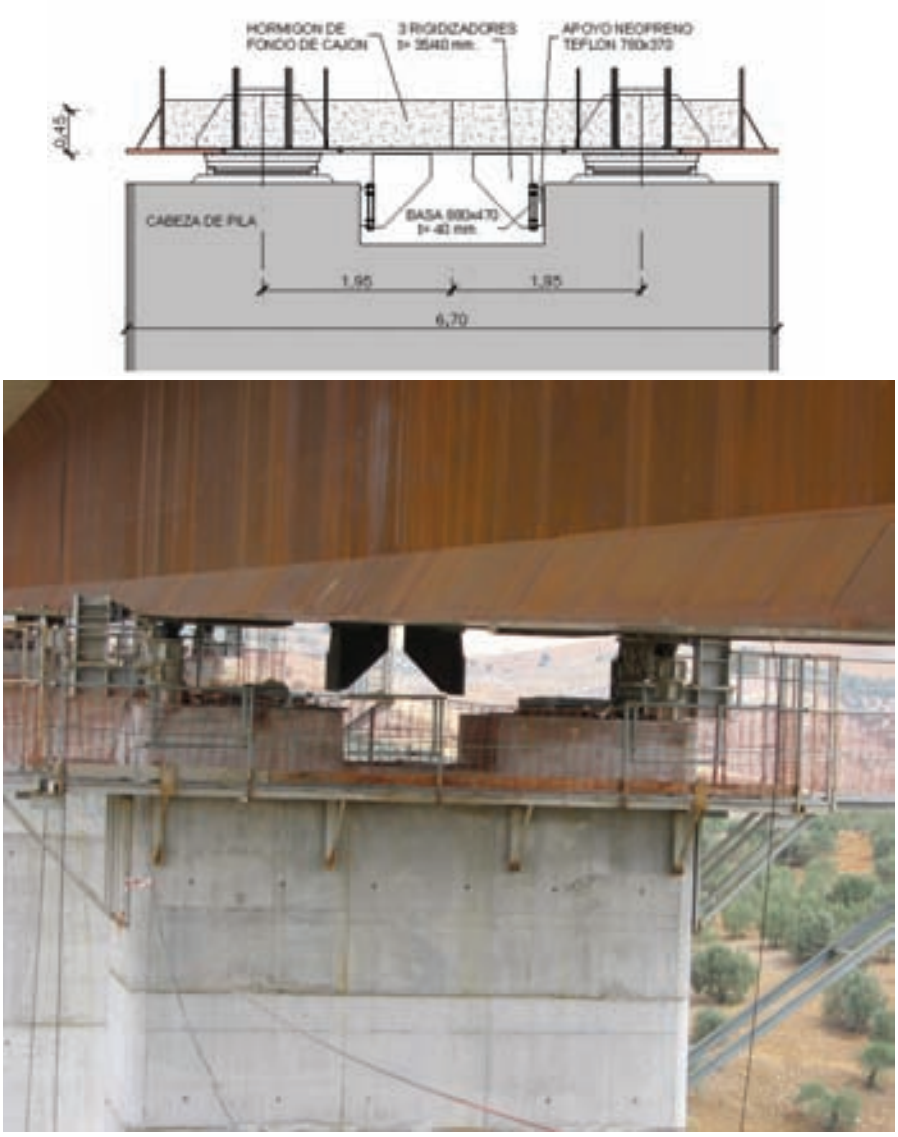

Fig 37. Detail of anti-seismic stops on pier heads.
Fig. 37. Detalle de los topes antisismo en cabeza de pilas.

principal del puente en esta dirección, de modo que las fuerzas de diseño de los mismos corresponden a la acción longitudinal mayorada debida al frenado y viento longitudinal. Se disponen en cada estribo cuatro amortiguadores con 2200 kN de fuerza máxima cada uno. La ley constitutiva del aparato para movimientos a gran velocidad, como los ocasionados por el frenado, es del tipo $F = C \times V^{\alpha}$. Al objeto de mantener la fuerza desarrollada por el aparato en un valor casi constante para un rango de velocidades amplio durante el ataque sísmico α debe ser inferior a 0.015. De este modo puede asumirse $F = C =$ 2200 kN, y la fuerza es a efectos prácticos independiente de la velocidad durante el sismo.

La capacidad de desplazamiento de los dispositivos debe ser considerada en el diseño, incluyendo los movimientos de origen reológico, térmico y sísmico. En nuestro caso, se dispusieron dispositivos capaces de absorber un desplazamiento máximo de ± 350mm. Una vez conocido el movimiento total, es esencial controlar también el movimiento previsible en el tablero bajo las acciones de frenado del tren, ya que éste puede afectar seriamente a la resistencia y estabilidad de la vía. En nuestro caso, se obtuvo un desplazamiento máximo inferior a 8 mm, claramente admisibles cuando se disponen aparatos de dilatación de vía en ambos estribos. Este desplazamiento está drásticamente afectado por la capacidad total de desplazamiento que se prevea en los aparatos. Un incremento de ésta obviamente mejora la seguridad de los dispositivos durante el sismo, en especial bajo eventuales sacudidas sísmicas más potentes que la considerada en el diseño, pero empeora la respuesta frente a acciones horizontales de servicio. Por tanto, no es conveniente sobredimensionar la capacidad de desplazamiento de los dispositivos en aras de una pretendida seguridad adicional frente al sismo.

En dirección transversal la fuerza sísmica máxima transmitida a la cabeza de las pilas es de 4500 kN. Se diseñaron unos topes antisismo como se muestra en la figura 37 bajo el tablero sobre las cabezas de las pilas para trasmitir las fuerzas transversales y permitir los movimientos longitudinales. Adicionalmente, los anclajes de los apoyos se diseñaron para resistir un tercio del sismo de diseño, equivalente a un sismo en servicio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En la fotografía de la figura 37 el puente se encuentra todavía en posición provisional durante el lanzamiento apoyado sobre los apoyos deslizantes provisionales más elevados que los apoyos definitivos.

8. CONCLUSIONES

Se ha desarrollado un diseño innovador para puentes ferroviarios de alta velocidad que, a partir de las clásicas soluciones bijácena, incorpora capacidad de respuesta propia de las secciones cajón. La doble acción mixta se generaliza a todo el tablero para dar respuesta a las exigencias deformacionales y dinámicas frente a cargas excéntricas propias de la alta velocidad ferroviaria. Este diseño se ha aplicado al primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad de España.

Las modificaciones introducidas respecto a las clásicas soluciones bijácena afectan a los diafragmas transversales, configuración de la losa superior, sistemas de rigidización y cierre inferior del circuito torsional. El diseño final es en nuestra opinión más simple que las soluciones clásicas existentes en la actualidad, y mantiene una excelente respuesta estructural y funcional del tablero.

Se han desarrollado detalles específicos para mejora de la resistencia a acciones localizadas de las almas durante el empuje. Sin embargo, estas disposiciones no están cubiertas en los códigos normativos actuales, y se ha requerido un análisis con elementos finitos lineales y no lineales. Las células metálicas exteriores y los costeros laterales de hormigón interiores que configuran la recepción de la carga localizada durante el empuje mejoran drásticamente la capacidad de las almas frente a disposiciones más convencionales.

El diseño sísmico ha resultado también condicionante. Se han dispuesto en ambos estribos transmisores de impacto en dirección longitudinal con función de amortiguamiento durante el ataque sísmico, que constituyen una herramienta excelente para resolver la dualidad movimiento longitudinal/punto fijo derivada de los condicionantes del puente. La longitud del puente, la altura de las pilas y las condiciones de cimentación, y el emplazamiento en zona sísmica han hecho de esta solución no sólo la mejor, sino tal vez la única para resolver los condicionantes existentes.

Diferentes condiciones del proceso de empuje, así como las reacciones trasmitidas a las almas en los apoyos deslizantes durante el empuje son críticas para un diseño seguro. Se han realizado complejos análisis mediante elementos finitos no lineales relativos a la estabilidad de las almas durante el empuje, y además se ha desarrollado una metodología, sencilla pero muy eficaz para el control "in situ" de las reacciones verticales en el parque de montaje antes del inicio del empuje. Gracias a estos controles y análisis es posible una construcción del puente segura con una menor instrumentación más convencional durante la ejecución.

9. REFERENCIAS

[1] Millanes, F ; Pascual, J ; Alonso M.; Ortega, M; Bartolomé, O; "Arroyo las Piedras bridge": An innovative solution for high speed bridges. IABSE 2003 Symposium. Amberes 2003.

[2] 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.

[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.- prEN 1993 part 1-5. "Plated Structural Elements. Stage 34 Draft". 2003.

[6] Ripa, T; Pascual, J. "Design Improvements for Patch Loading Resistence in Bridges during Launching". Steel Bridge 2004. Symposium International sur les Ponts Métalliques. Millau (Francia). Junio 2004.

[7] 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.

during launching. However, these arrangements are not covered in current standards codes and an analysis was required using linear and non linear finite elements. Outside steel cells and inside concrete beam sides configuring localised load reception during launching greatly improve the web capability as against more conventional arrangements.

Seismic design also proved a conditioning factor. Longitudinal direction impact transmitters were fitted on both abutments with a shock absorbing function during an earthquake, constituting an excellent tool to solve the longitudinal movement/fixed point duality deriving from the bridge's conditioning factors. The length of the bridge, the height of the piers, the foundation conditions and siting in an earthquake area made this solution not only the best, but perhaps the only one to solve the conditioning factors existing.

Different conditions of the launching procedure and reactions transmitted to webs at the sliding bearings during launching are critical for a safe design. Complex analyses using non linear finite elements were performed relating to web stability during launching, and, in addition, a simple but highly effective methodology was developed for in-situ monitoring of vertical reactions in the assembly yard before starting to launch. Due to these controls and analyses, the bridge was safely built with less conventional instrumentation during the construction.

9. REFERENCES

[1] Millanes, F ; Pascual, J ; Alonso M.; Ortega, M; Bartolomé, O; "Arroyo las Piedras bridge": An innovative solution for high speed bridges. IABSE 2003 Symposium. Amberes 2003.

[2] 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.

[3] Société Suisse des ingénieurs et des architectes SIA 161. Constructions métalliques. 1990

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

[4] British Standard Institution. Steel, concrete and composite bridges. BS 5400.

[5] Eurocode 3.- prEN 1993 part 1-5. "Plated Structural Elements. Stage 34 Draft". 2003.

[6] Ripa, T; Pascual, J. "Design Improvements for Patch Loading Resistence in Bridges during Launching". Steel Bridge 2004. Symposium International sur les Ponts Métalliques. Millau (Francia). Junio 2004.

[7] 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.

[8] 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.

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

[10] Viñuela L. Recomendaciones para el proyecto de puentes de acero. Tomo 4, 1ª Ed. Empresa Nacional Siderúrgica SA., Madrid, 1992.

[11] 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.

[8] 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.

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

[10] Viñuela L. Recomendaciones para el proyecto de puentes de acero. Tomo 4, 1ª Ed. Empresa Nacional Siderúrgica SA., Madrid, 1992.

[11] 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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

RESUMEN DE CUANTÍAS

- Superficie total: 14 m x 1.208,80 m — 16.923,20 m^2
- Tablero mixto:
  - Losa superior (prelosas superiores + hormigón in situ)
    - Hormigón en losa in situ HA-35/B/20/IIb, hormigón en prelosas superiores HA-40/B/15/IIb — Total: 5.573,23 m^2
    - Acero pasivo B-500-SD — 1.875.353,75 kg
  - Hormigón inferior (Hormigón de fondo, costeros y prelosas inferiores) Hormigón de fondo y costeros HA-40/B/20/IIb, hormigón en prelosas inferiores HA-40/B/15/IIb — Total: 2.202,836 m^3
    - Acero pasivo B-500-SD — 844.188,5 kg
  - Acero estructural
    - Acero en vigas principales y mamparos S355 J2G2W — 4.246.391,18 kg (250,92 kg/m^2)
    - Acero en perfiles IPN superiores S355 J2G3 — 196.837,72 kg (11,63 kg/m^2)
    - Acero en perfiles de celosías S 275 JR — 89.301,63 kg (5,27 kg/m^2)
- Pilas:
  - Hormigón HA-40/B/20/IIb — 7.511 m^3
  - Acero pasivo B-500-SD — 1.266.322 kg
- Cimentaciones:
  - Hormigón HA-25/B/20/IIa+Qc — 16.044,6 m^3
  - Acero pasivo B-500-SD — 1.371.983,07 kg
  - Pilotes Ø1,80m — 312 ml (P-18 y P-19)

PRINCIPALES PARTICIPANTES

Propiedad:	ADIF (Agencia para el Desarrollo de Infraestructuras Ferroviarias)
Asesor de estructuras del ADIF:	José María Olaguíbel Álvarez-Valdés
Dirección de Obra:	ADIF / INECO
Contratistas:	Altec (contratista)
	Megusa (subcontratista, taller metálico)
	B.B.R. (subcontratista para el empuje)
	Maurer (subcontratista de apoyos y amortiguadores sísmicos)
	Lecrin (subcontratista de prelosas prefabricadas)
Concepción y Proyecto:	IDEAM S.A.
Control y Vigilancia de las Obras:	UTE IDEAM-Paymacotas S.A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

SUMMARY OF QUANTITIES

- *Total area: 14 m x 1.208,80 m* — *16,923,20 m²*
- *Composite deck:*
  - *Top slab (top pre-slabs + in situ concrete)*
    - *In situ slab concrete HA-35/B/20/IIb, Concrete in top pre-slabs HA-40/B/15/IIb* — Total: 5,573.23 m²
    - *Passive steel B-500-SD* — 1,875,353.75 kg
  - *Bottom concrete (Concrete for depth, beam sides and bottom pre-slabs) Depth and beam sides concrete HA-40/B/20/IIb, Concrete in bottom pre-slabs HA-40/B/15/IIb* — Total: 2,202.836 m³
    - *Passive steel B-500-SD* — 844,188,5 kg
  - *Structural steel*
    - *Steel in main beams and diaphragms S355 J2G2W* — 4.246.391,18 kg (250,92 kg/m²)
    - *Steel in top IPN sections S355 J2G3* — 196,837.72 kg (11.63 kg/m²)
    - *Steel in truss sections S 275 JR* — 89,301.63 kg (5.27 kg/m²)
- *Piers*
  - *Concrete HA-40/B/20/IIb* — 7,511 m³
  - *Passive steel B-500-SD* — 1,266,322 kg
- *Foundations:*
  - *Concrete HA-25/B/20/IIa+Qc* — 16,044.6 m³
  - *Passive steel B-500-SD* — 1,371,983.07 kg
  - *Piles Ø 1,80m* — 312 ml (P-18 y P-19)

MAIN PARTICIPANTS

Owner:	*ADIF (Agencia para el Desarrollo de Infraestructuras Ferroviarias)*
ADIF´s structural advisor:	*José María Olaguíbel Álvarez-Valdés*
Site Management:	*ADIF / INECO*
Contractors:	*Altec (contractor)*
	Megusa (subcontractor, steel shop)
	B.B.R. (subcontractor for launching)
	Maurer (subcontractor for seismic supports and shock absorbers)
	Lecrin (subcontractor for precast pre-slabs)
Conception and Design:	*IDEAM S.A.*
Work Control and Surveillance:	*IDEAM-Paymacotas S.A. JV.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026