www.e-ache.com

Disponible en ScienceDirect www.sciencedirect.com

Hormigón y Acero 2016; 67(280):287–308

www.elsevierciencia.com/hya

Original

El viaducto sobre el río Deba en la «Y-Vasca» de alta velocidad

Viaduct over the River Deba on the 'Basque-y' high-speed rail line

Francisco Millanes Mato [a], Miguel Ortega Cornejo [b,*], Jokin Ugarte González [c], Pablo Solera Pérez [c] y Helder Figueiredo [c]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S. A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S. A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, España*
[c] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S. A., Madrid, España*

Recibido el 19 de septiembre de 2015; aceptado el 21 de diciembre de 2015
Disponible en Internet el 1 de abril de 2016

Resumen

El viaducto sobre el río Deba en la Y-Vasca de alta velocidad permite el paso del ferrocarril sobre la vaguada por la que fluye el río Deba en las cercanías de la localidad de Bergara. El viaducto presenta un tablero con sección cajón de hormigón pretensado con canto variable en la zona cercana a pilas, que se ha ejecutado con autocimbra, con una distribución de luces de $50 + 80 + 70 + 60 + 3 \times 65 + 70 + 65 + 70 + 3 \times 65 + 45$ m.

El desarrollo de la tecnología que han experimentado las autocimbras en los últimos años en España ha permitido llegar a un vano principal con 80 m, que supone el récord de luz en alta velocidad ejecutado con este sistema.

El artículo describe con detalle las principales características del viaducto, así como su proceso constructivo, y los sistemas de control y monitorización empleados durante la ejecución.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Cajón pretensado; Canto variable; Autocimbra; Alta velocidad; Récord de luz

Abstract

The viaduct over the River Deba on the Basque-Y high-speed rail line crosses the river valley in an area near Bergara, a town in the Spanish province of Guipuzcoa. The deck is a prestressed concrete box girder with variable depth over the piers. Built with an underslung movable scaffolding system (MSS), its span arrangement is $50 + 80 + 70 + 60 + 3 \times 65 + 70 + 65 + 70 + 3 \times 65 + 45$ m.

On the back of developments in recent years in Spain, the technology could be deployed to build the main 80 m span, setting a national record for high-speed rail span length using this building system.

The article contains a detailed description of the characteristics of the viaduct, as well as its construction and the monitoring systems applied during its erection.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Prestressed box girder; Variable depth; Movable scaffolding; High-speed; Span record

1. Introducción

En este artículo se describen con detalle los antecedentes, el proyecto y la ejecución del viaducto sobre el río Deba, en el tramo Bergara-Bergara de la Y-Vasca de alta velocidad, y se presentan de forma más breve el resto de estructuras del tramo que tienen algo menos de entidad.

1.1. Las estructuras del tramo Bergara-Bergara

El viaducto sobre el río Deba (fig. 1), que se describirá con detalle más adelante, permite el paso de la línea de alta

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: miguel.ortega@ideam.es (M. Ortega Cornejo).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.004
0439-5689/© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

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



Figura 1. Imagen del viaducto sobre el río Deba concluido.



Figura 2. Imagen del viaducto de Lamiategui.

velocidad sobre la vaguada por la que fluye el río Deba en las cercanías de la localidad de Bergara, cruzando un valle bastante profundo con una diferencia máxima de cota entre traza y terreno que supera los 90 m. El valle tiene una anchura de 900 m a la cota del tablero del viaducto y sus laderas son relativamente escarpadas, conformando un perfil en V bastante simétrico, rompiéndose ligeramente la simetría del valle por cruce de la autopista Vitoria/Gasteiz-Eibar cercano al E-1 entre las pilas P-1 y P-2 (parte superior derecha de la figura 1).

El tramo Bergara-Bergara se completa con otros 3 viaductos:

- Viaducto de Lamiategui, con una longitud total de 425 m y luces $30 + 8 \times 40 + 35$ m (fig. 2).
- Viaducto sobre el arroyo de Altzeta, con una longitud total de 140 m y luces $30 + 40 + 40 + 30$ m (fig. 3).
- Viaducto sobre el arroyo de Olzaileko, con una longitud total de 100 m y luces $30 + 40 + 30$ m (fig. 4).

Los 3 viaductos se han proyectado y construido con vanos tipo de 40 m, para aprovechar al máximo los medios auxiliares y sistematizar su ejecución, con una solución de tablero con sección cajón de hormigón pretensado de canto constante. La ejecución de todos ellos, al presentar alturas relativamente moderadas respecto del terreno, se ha realizado mediante el empleo de cimbras aporticadas, evitando así tener que disponer cimbras cuajadas con una mayor afección al terreno inferior.

2. Antecedentes del proyecto del viaducto sobre el río Deba

En el año 2007, *Euskal Trenbide Sarea* (ETS) decidió convocar un concurso de ideas para la adjudicación del proyecto del tramo Bergara-Bergara, buscando que la solución elegida para el viaducto sobre el río Deba se convirtiera en la estructura icono de la Y-Vasca, dada su ubicación y los condicionantes del

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



Figura 3. Imagen del viaducto sobre el arroyo de Altzeta.



Figura 4. Imagen del viaducto sobre el arroyo de Olzaileko.

entorno, con un trazado que cruza el valle del río Deba —de unos 900 m de longitud— a gran altura —más de 90 m— y con una gran visibilidad desde muchos puntos de vista.

El trazado de la línea de alta velocidad presenta además, a su paso sobre el valle del río Deba, una serie de condicionantes de cruces inferiores que determinan en gran medida la luz de los vanos del viaducto. El viaducto cruza muy esviado sobre la autopista Vitoria Gasteiz-Eibar entre los puntos kilométricos (PK) 2 + 780 y 2 + 840, sobre las carreteras GI-627 y GI-632, en el entorno del PK 3 + 150, sobre el cauce del río Deba en el PK 3 + 230, y sobre la nueva carretera GI-632 entre los PK 3 + 340 y 3 + 370 aproximadamente, así como sobre varios caminos, uno de ellos muy cercano al Estribo E-1.

Dada la gran altura del viaducto y su localización en un valle muy visible, la solución elegida para el viaducto del río Deba debía lograr conjugar la integración paisajística, minimizando las afecciones al entorno, compaginada con un proceso constructivo del tablero independiente del terreno.

La solución que resultó ganadora del concurso de ideas fue la presentada por UTE IDEAM S.A.-Euroestudios, con una solución singular que salvaba todos los condicionantes anteriores.

La necesidad de amplias luces, obligadas por los condicionantes inferiores, con vanos en el entorno de los 80 m o incluso superiores, llevó a plantear para el concurso una solución en celosía empujada, con una distribución de vanos $50 + 70 + 60 + 70 + 110 + 180 + 110 + 3 \times 60 + 50$ m, con 2 grandes pilas centrales en forma de V, reduciendo así los puntos de apoyo en el terreno, salvando la zona central con un gran vano de 180 m de luz entre puntos de apoyo (fig. 5).

Una vez adjudicado el proyecto, la solución original ganadora del concurso de ideas con 2 grandes pilas centrales con forma de V se adaptó, a instancias de ETS, en la fase de estudio de tipologías, a una solución similar pero con todas las pilas verticales, buscando una menor intrusión visual y mayor trasparencia en el valle, y simplificando y abaratando la ejecución. El tablero seguía siendo una celosía mixta empujada en la que se diseñaron 3 grandes vanos centrales de $100 + 110 + 100$ m, el mayor de los cuales permitía cruzar la zona del cauce del río Deba. Los vanos de acceso se situaron en el entorno de 80 m, obteniendo una distribución final de $50 + 80 + 3 \times 75 + 100 + 110 + 100 + 2 \times 80 + 70$ m (fig. 6).

Tras varias adaptaciones del trazado, que supusieron un retraso de casi 2 años en el inicio del proyecto básico, a inicios de 2009 —y ya en plena crisis— cambiaron los condicionantes y las prioridades por parte de la propiedad, lo cual obligó a reestudiar alternativas con luces algo más modestas que permitieran la ejecución del viaducto respetando los condicionantes generales siguientes:

- Respetar, en la medida de lo posible, los cruces de carreteras y autopistas inferiores, junto el cruce sobre el río Deba.
- Búsqueda de una solución con un proceso constructivo independiente del terreno, dada la altura del viaducto.
- La solución debía mantener un carácter emblemático en la línea de la Y-Vasca.
- Compatibilizar los condicionantes anteriores con la integración en el entorno y la minimización del impacto visual.
- Abaratar las soluciones previamente estudiadas reduciendo en la medida de lo posible la luz tipo.

Con estos nuevos condicionantes, y obligados a respetar una luz mínima de 80 m por el cruce esviado de la autopista Vitoria/Gasteiz-Eibar, el proyecto original se desarrolló en el año 2009 con una solución de tablero mixto empujado algo más convencional que las soluciones estudiadas previamente en celosía mixta, con una sección transversal en la solución bijácena-cajón estricto, con doble acción mixta en zonas con momentos flectores negativos, análoga a las soluciones proyectadas por IDEAM previamente en el viaducto mixto de alta velocidad sobre el Arroyo las Piedras [1], primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas, o el viaducto mixto de Archidona [2], que constituye el viaducto más largo del mundo sin juntas ni aparatos de dilatación de vía intermedios.

La sección transversal del tablero mixto proyectado presentaba un canto total de 5,50 m con un canto de vigas metálicas de 5,04 m, cercano al límite de las condiciones estándar de transporte, con vanos tipo de 80 m y una distribución de luces muy homogénea, con $50 + 10 \times 80 + 50$ m, con 11 pilas verticales en el valle, una más que en la solución previa en celosía. La figura 7 muestra el alzado de la solución desarrollada

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



Figura 5. Fotomontaje de la solución en celosía mixta con 2 pilas en V, ganadora del concurso de ideas en 2007.



Figura 6. Fotomontaje de la solución en celosía mixta con pilas verticales elegida por ETS tras el estudio de tipologías.

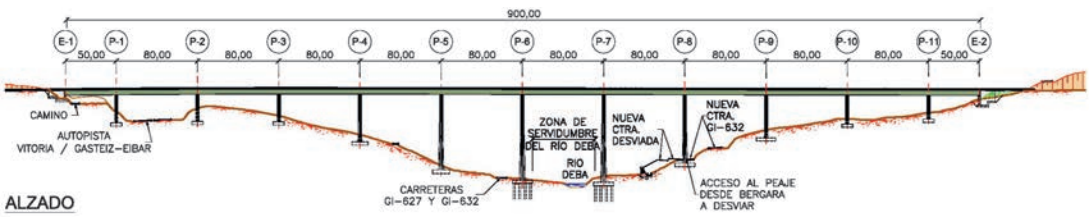


Figura 7. Alzado del viaducto mixto.



Figura 8. Fotomontaje del viaducto en la solución mixta con alma llena empujada.

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

en el proyecto original y la figura 8 muestra el fotomontaje del viaducto en el entorno.

El cajón metálico, en acero pintado de color verde oscuro, buscaba integrar lo máximo posible el viaducto con el entorno, un valle con mucha vegetación y gran predominio de los verdes intensos (fig. 8).

Esta distribución de luces, muy homogénea y equilibrada con 10 vanos tipo de 80 m, permite salvar el cruce esviado sobre la autopista Vitoria/Gasteiz-Eibar anteriormente citado, respetando así mismo todos los condicionantes de los cruces de las carreteras GI-632 y GI-627 y el propio río Deba, afectando exclusivamente al ramal inferior de acceso desde Bergara hacia el peaje de la autopista Vitoria/Gasteiz-Eibar (nueva carretera GI-632 de doble calzada). Esta afección se resolvió en el proyecto original con un pequeño desvío del trazado del acceso al peaje y permitió el proyecto de una estructura armónica y equilibrada, con una distribución de luces absolutamente homogénea y bien condicionada estructuralmente (fig. 9).

La afección al ramal de acceso al peaje o a cualquier otra carretera no fue admitida en las primeras fases de desarrollo del estudio de tipologías y del proyecto básico por la propiedad, pero sí durante la fase del proyecto original. La búsqueda de alternativas sin ninguna afección al ramal de peaje inferior hubiera conducido a soluciones con luces tipo mayores de 80 m, como las inicialmente propuestas con tableros en celosía mixta. Las soluciones con vanos centrales de 100/110 m resultaban, con el nuevo contexto y la nueva coyuntura económica en la fase de desarrollo del proyecto en 2009, alternativas económicamente muy costosas, y no pareció justificada su adopción frente a la pequeña afección resoluble con el ligero desvío del ramal de acceso al peaje.

3. Descarte inicial de las soluciones de hormigón

En la fase del concurso y en la etapa posterior de desarrollo del estudio de tipologías y del proyecto básico se estudiaron también alternativas con soluciones clásicas mediante el empleo de una sección transversal cajón de hormigón pretensado.

Los 3 posibles procesos constructivos aplicables a viaductos de hormigón serían:

- Construcción vano a vano con cimbra autolanzable.
- Construcción por empuje.
- Construcción por voladizos sucesivos.

Los motivos que en su día llevaron al descarte de estas soluciones son los siguientes.

3.1. Soluciones de hormigón construidas con cimbra autolanzable

En la fase del concurso de ideas (año 2007) y en la época de desarrollo del proyecto original (año 2009), la experiencia en la ejecución de viaductos de alta velocidad en España con sección cajón de hormigón pretensado ejecutados mediante cimbra autolanzable se limitaba al rango de luces máximo entre los 60-66 m. Previo al año 2007, el récord de luz de España de esta tipología lo ostentaba el Viaducto Arroyo del Valle, con 66 m de luz [3] y altura máxima de pilas de 80 m, y el viaducto de alta velocidad con pilas más altas era el viaducto mixto empujado Arroyo las Piedras [1], con vanos tipo de 63,5 m y 93 m de altura de pila máxima.

Con esa coyuntura, afrontar el proyecto y la ejecución del viaducto sobre el río Deba con 900 m de longitud a una altura de unos 90 m y con vanos de al menos 80 m de luz, con sección cajón de hormigón pretensado ejecutado con cimbra autolanzable, resultaba técnicamente inviable al no existir autocimbras en España con capacidad para esas luces, motivo por el cual esta solución se desechó en esa fase.

3.2. Soluciones empujadas de hormigón

Una alternativa al proceso de ejecución de un tablero de hormigón podría haber sido el empuje del mismo. De cualquier manera, la importante altura del viaducto (más de 85 m), su longitud (900 m) y la luz tipo de 80 m situaban al viaducto sobre el río Deba en los límites de las realizaciones en alta velocidad mediante este proceso constructivo en esa fecha en España.

Aunque las soluciones empujadas de hormigón pueden resultar en principio adecuadas para rangos de luces en el entorno de 60/80 m, en la fase del proyecto inicial (en 2009) se descartó esta solución a favor de la alternativa equivalente de empuje de tablero mixto.

La solución de empuje de un pesado tablero de hormigón sobre pilas muy flexibles de hasta casi 90 m de altura es un sistema constructivo poco adecuado que presenta elevados riesgos, tanto para la seguridad estructural como para las zonas ubicadas bajo la traza, así como para la viabilidad funcional de la propia operación, ante la dificultad de proceder a cualquier levantamiento con gatos de enorme capacidad en el caso, más que frecuente, de tener que recurrir a una eventual sustitución de las múltiples almohadillas de empuje por los atoramientos, daños o acodalamientos de las superficies de teflón, muy habituales durante los empujes de hormigón.

Esta alternativa no resulta adecuada técnicamente frente al empuje de soluciones mixtas por las razones siguientes:

- Las luces de 80 m, y principalmente las de 100 o 110 m inicialmente estudiadas, obligarían a costosos y no convencionales sistemas provisionales de ayuda al empuje, mediante torres de atirantamiento, por ejemplo.
- El peso de las soluciones de hormigón no permite grandes velocidades de empuje, lo que impediría salvar el paso sobre las carreteras y autovías en una noche y, por tanto, entrañando serias restricciones al uso de dichas vías de circulación en tanto, por razones de seguridad, no se haya realizado el paso completo del frente de avance en voladizo sobre las citadas vías. La velocidad de empuje de los tableros mixtos es mucho mayor que la de los tableros de hormigón, al pesar mucho menos y al empujarse directamente sobre los apoyos deslizantes, lo cual permite minimizar el tiempo de paso sobre zonas de potencial riesgo.
- El recurso de soluciones empujadas de hormigón con pilas de gran altura resulta tanto técnicamente, como desde el punto

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

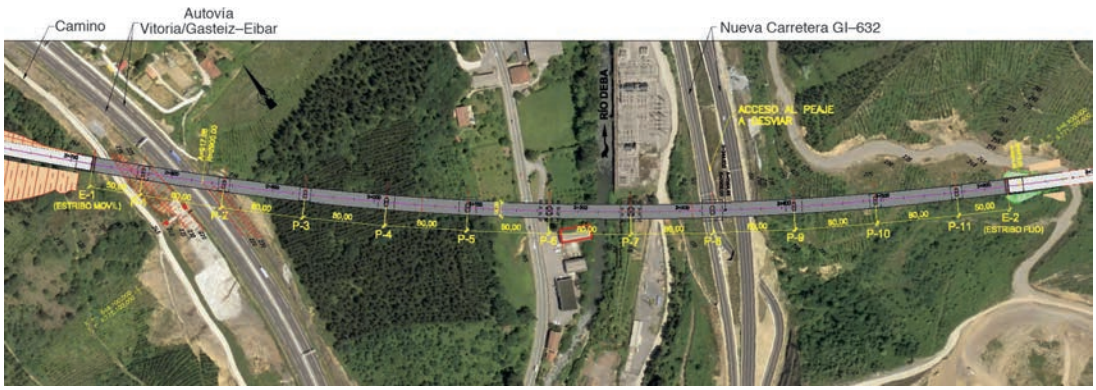


Figura 9. Planta de la solución mixta desarrollada en el proyecto original que proyecta el viaducto en el entorno.

de vista de la seguridad, poco aconsejable frente a las alternativas mixtas, con mucho menor peso, que reducen de forma muy importante los esfuerzos en las pilas durante el proceso constructivo, incrementando por lo tanto la seguridad en estas fases.

- La gran flexibilidad de las soluciones mixtas respecto a las de hormigón permite reducir los condicionantes de tipo resistente y estructural respecto a las inevitables tolerancias geométricas del proceso de empuje, minimizando la responsabilidad de los movimientos diferenciales de cota entre pasos de pila, así como las servidumbres relativas a asegurar el buen funcionamiento de las almohadillas de deslizamiento.

En conclusión, el empuje de un cajón de hormigón con vanos de al menos 80 m se desechó frente a la alternativa de realizar el empuje de una sección mixta por temas de seguridad, rapidez en la ejecución y economía de medios auxiliares durante el empuje.

3.3. Soluciones de hormigón construidas por avance en voladizos sucesivos

En España no existía experiencia previa en la ejecución de múltiples vanos ejecutados por avance en voladizos en un viaducto de alta velocidad con luces en el entorno de 80/100 m y altura de pilas tan elevada.

La experiencia francesa en esta tipología se limita a los viaductos incluidos en la tabla 1.

Como se puede apreciar, el actual récord del mundo en esta tipología de múltiples vanos ejecutados por avance en voladizos de hormigón de canto variable es el viaducto de Roquemaure, de la línea de Alta Velocidad TGV Méditerranée, en Francia, con un vano tipo de 105 m de luz. Es importante señalar que en todos los casos estas soluciones se han empleado en Francia en viaductos con alturas de pilas mucho menores que las del viaducto sobre el río Deba.

Las soluciones de luces estudiadas en la fase previa, con luces entre 100/110 m, dejan fuera del rango habitual a esta tipología, motivo por el cual no se consideró. Para la distribución de luces de la solución analizada en el proyecto original en 2009, con vanos tipo en el entorno de 80 m, la ejecución por voladizos sucesivos no resulta técnicamente adecuada por varias razones que afectan a cuestiones básicas de seguridad, o de su propia viabilidad:

- En su día no existían carros en España para las dimensiones y prestaciones técnicas exigibles para este rango de luces en alta velocidad. Dado el elevado número de pilas (entre 11 y 13 en función de las luces) de la solución, habría sido necesaria la fabricación de gran número de carros para abordar la obra en un plazo asumible, lo que, debido a las dificultades de su reutilización, llevaría a plantear la amortización de un número elevado de carros en la propia obra. Esta cuestión llevó a descartar este proceso constructivo y, por tanto, esta solución por motivos de coste y plazo.
- Para plantear una ejecución de obra realista con plazos asumibles habría sido necesario plantear un complejo plan de obra con múltiples frentes abiertos simultáneamente de movimiento de carros, ferralla y hormigonado. Las complejas afecciones bajo la traza con varios cruces de carreteras, la autopista AP-1 y la existencia de zonas urbanizadas, no permitiría adecuadamente la llegada de material a la cota de cada tablero y, principalmente, el bombeo de hormigón a más de 90 m de altura sobre el frente de cada avance en voladizos. Todo ello acarrearía inevitablemente la necesidad de asegurar múltiples posiciones simultáneas de grandes grúas y bombas de hormigonado a lo largo de la traza, lo que afectaría inadmisiblemente al tráfico rodado por las carreteras y la autopista, a las industrias y caseríos ubicados en la proximidad, con riesgo de afecciones medioambientales no asumibles en amplias zonas boscosas y de vegetación ubicadas bajo la traza.
- Cruzar con múltiples frentes abiertos de forma simultánea con carros de avance sobre autopistas, carreteras, industrias y zonas urbanizadas cercanas implica un riesgo de ejecución frente a posibles incidentes que se debería evitar si existen otros procesos constructivos más seguros.
- No existe ningún precedente en el ámbito internacional de viaductos de alta velocidad construidos por voladizos sucesivos con múltiples vanos de luces grandes y altura de pilas de hasta 90 m.

Todos estos motivos llevaron a desechar también esta solución en la fase del proyecto original, llegando a la conclusión de que la mejor solución con luces tipo de 80 m, por motivos

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

Tabla 1
Principales viaductos de alta velocidad franceses, con múltiples vanos ejecutados por avance en voladizos sucesivos

Viaductos de alta velocidad ejecutados por avance en voladizos sucesivos de hormigón				
Viaducto	Línea de Alta Velocidad	Luz tipo (m)	Canto en apoyo (esbeltez)	Canto en cv (esbeltez)
Roquemaure [4]	TGV Méditerranée. Francia	105	8,1 m (1/12.96)	5,0 m (1/21,0)
D'Avignon[a] [5]	TGV Méditerranée. Francia	100	8,5 m (1/11.76)	5,0 m (1/20)
La Cotière [6]	LGV. Rhône-Alpes. Francia	88	8,0 m (1/11.0)	5,5 m (1/16)

[a] Viaducto ejecutado por avance en voladizos de dovelas prefabricadas.

técnicos, de seguridad durante la ejecución, integración en el entorno y minimización del impacto ambiental, y económicos, era la del tablero mixto empujado descrita al final del apartado anterior, que fue la solución que se desarrolló en el proyecto original en 2009 (fig. 8).

4. Descripción de la solución finalmente construida

Tras la adjudicación del tramo Bergara-Bergara a la UTE Abergara, formada por las empresas SACYR-CAMPEZO-CYCASA-FEBIDE, se plantea a finales de 2011 la posibilidad del ajuste de la distribución de luces para el viaducto del río Deba, de forma que se evite el desvío del acceso al peaje de la AP-1 desde Bergara, y reducir algo la luz tipo de los vanos en las zonas que lo admitan frente a la solución desarrollada en el proyecto original con 10 vanos de 80 m.

El encaje de luces propuesto por la constructora, con vanos tipo de 70 m, y un vano de 80 m sobre la autopista, ha permitido el cambio a una solución algo más económica, mediante un tablero con sección cajón de hormigón pretensado, ejecutado con autocimbra. Esta alternativa solo se ha podido desarrollar a nivel de proyecto constructivo gracias al reciente avance en la tecnología de los medios auxiliares para la ejecución de tableros de hormigón mediante autocimbra desarrollada por el Grupo Puentes y Calzadas, subcontratista del tablero de la UTE Abergara, que en los últimos años ha diseñado y fabricado una autocimbra autolanzable con capacidad para ejecutar tableros de alta velocidad con vanos de hasta 70-80 m de luz, lo que ha permitido al viaducto sobre el río Deba batir el récord de España en esta tipología.

En la tabla 2 se enumeran los principales viaductos largos con grandes vanos y altura de pilas elevada, ejecutados en los últimos años en las líneas de alta velocidad españolas.

Hasta la reciente aparición de la autocimbra diseñada por el Grupo Puentes, en las líneas de alta velocidad españolas solo se habían ejecutado por este procedimiento tableros de hormigón pretensado con luces máximas de 65-66 m, motivo que obligó en el proyecto original, redactado entre 2007 y 2009, al descarte de este proceso constructivo para el viaducto sobre el río Deba.

4.1. Descripción del tablero

Las solución proyectada por IDEAM para la UTE Abergara, y que es la que finalmente se ha construido, presenta una distribución de luces de $50 + 80 + 70 + 60 + 3 \times 65 + 70 + 65 + 70 + 3 \times 65 + 45$ m, con un total de 900 m de longitud, con un vano de 80 m y con vanos tipo de 70 y 65 m (fig. 10). El vano de 80 m se ha convertido por tanto en el mayor vano ejecutado hasta la fecha en alta velocidad en España mediante el empleo de una cimbra autolanzable (fig. 11).

Como se ha descrito, el viaducto se ha ejecutado mediante cimbra autolanzable desde el E-2 hacia el E-1, y presenta un único punto fijo en el estribo E-2, que es el responsable de resistir las fuerzas longitudinales del frenado y arranque, así como el rozamiento del resto de apoyos deslizantes. Sobre el estribo móvil (E-1) se dispone un aparato de dilatación de vía.

El viaducto tiene 13 pilas en el valle con alturas comprendidas entre los 23 y los 86 m, con sección variable, como se describe más adelante.

La sección transversal del tablero es un cajón de hormigón pretensado con canto variable en la zona cercana a pilas, con canto de 3,94 m en centros de vano y de 5,94 m en la sección de pilas, lo que supone una relación canto/luz para el vano mayor de 80 m en centro de vano de 1/21,05 y de 1/13,46 en zona de pilas (fig. 12). El canto variable se limita siempre a una distancia de 15 m a cada lado del eje del apoyo en pila, con el objeto de que la geometría de los moldes de encofrado de canto variable sea siempre la misma independientemente de la luz del vano, manteniendo el canto constante en una gran zona central del vano (un 53% en los vanos de 65 m y un 62% en el vano de 80 m), lo cual confiere al tablero una importante sensación de esbeltez (fig. 11).

El ancho del cajón en la base es variable en la zona cercana a pilas y es constante —con 6,6 m aproximadamente— en la zona de centro del vano, zona en la que el canto es constante. Las almas presentan una inclinación constante en todo el viaducto, de forma que en la sección de centro de vano el ancho superior del cajón aumenta respecto a la base 0,955 m a cada lado en horizontal, logrando un ancho de cajón en su intersección con los voladizos de unos 8,521 m. Los voladizos laterales de 2,739 m de vuelo varían de espesor entre 0,41 m en el arranque hasta 0,20 m en su extremo.

El aligeramiento interior de la sección de forma trapezoidal se achaflana en las esquinas inferiores, como es habitual en este tipo de soluciones, para mejorar el comportamiento a flexión transversal y a rasante de la tabla inferior, así como disponer los anclajes de pretensado.

Sobre pilas se dispone un mamparo macizo con un hueco para permitir el paso de un hombre para hacer inspeccionable interiormente el cajón. Sobre las pilas se disponen accesos verticales que permiten la revisión y sustitución de los aparatos de apoyo.

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

Tabla 2
Principales viaductos largos con grandes vanos y altura de pilas elevada ejecutados en las LAV españolas

Viaducto	Sección tipo	Longitud (m)	Vano tipo (m)	Canto (m)	Altura máx. pilas (m)	Proceso constructivo	Año de conclusión
Principales viaductos largos con vanos grandes y altura de pilas elevada ejecutados antes de 2007 en las LAV españolas							
Arroyo las Piedras. LAV Córdoba-Málaga [1]	Mixto	1.208	63,5	4,26	**93**	Empujado	2005
Arroyo del Valle. LAV Madrid-Valladolid [3]	Cajón hormigón	1.755	**66**	3,3 en cv 5,0 en pilas	80	Autocimbra	2004
Principales viaductos con sección cajón de hormigón con vanos grandes y altura de pilas elevada concluidos posteriormente a 2009 en las LAV españolas							
Río Barbantiño. LAV Orense-Santiago	Cajón hormigón	1.176	68	–	97,9	Empujado	2009
Del Istmo. LAV Madrid-Valencia [7]	Cajón hormigón	830	66	4,5	73	Autocimbra	2010
Río Fluvià. LAV Barcelona-Frontera [8]	Cajón hormigón	835	60 m y 2 vanos de 70 m	4,0 en cv 5,5 en pilas	Moderada	Autocimbra con apeos en vanos de 70 m[a]	2010
Río Deza. LAV Orense-Santiago [9]	Cajón hormigón	1.175	70	4,5	96,5	Empujado	2010
Río Ulla. LAV Orense-Santiago [10]	Cajón hormigón	630	52	3,89	**116,8**	Autocimbra	2010
Río Ibaizabal. Y-Vasca	Cajón hormigón	394	70 m y un vano de 75 m	3,94 en cv 5,94 en pilas	Moderada	Autocimbra	2013
Sobre el río Deba. Y-Vasca	Cajón hormigón	900	70 m y un vano de **80** m (récord de España)	3,94 en cv 5,94 en pilas	86	Autocimbra	2014

[a]Los vanos de 70 m se resolvieron en el viaducto sobre el río Fluvià mediante la ejecución previa in situ con cimbrada contra el terreno de cartabones de hormigón de 20 m sobre pilas, y la autocimbra se apoyaba en esos cartabones apeados durante el proceso constructivo.

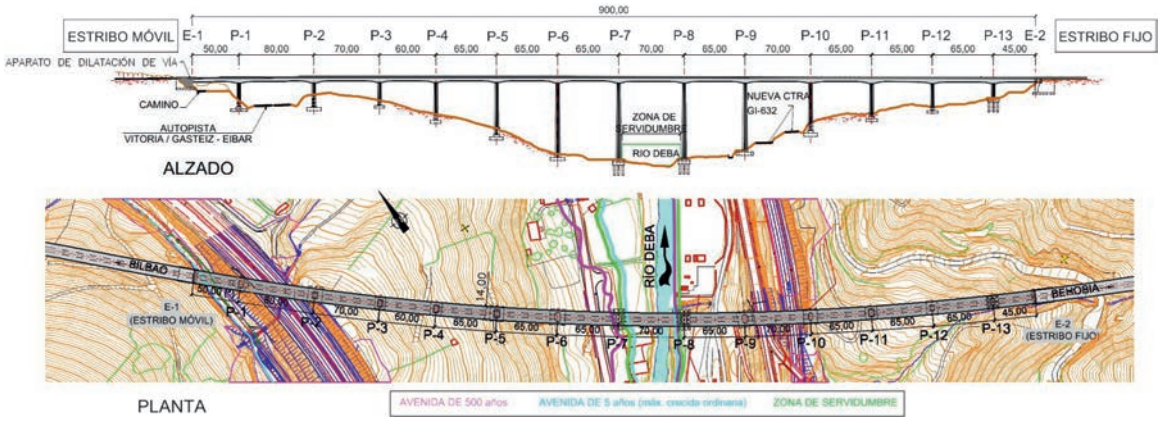


Figura 10. Alzado y planta de la solución finalmente construida de hormigón pretensado y canto variable.



Figura 11. Imagen del viaducto construido de hormigón pretensado.

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

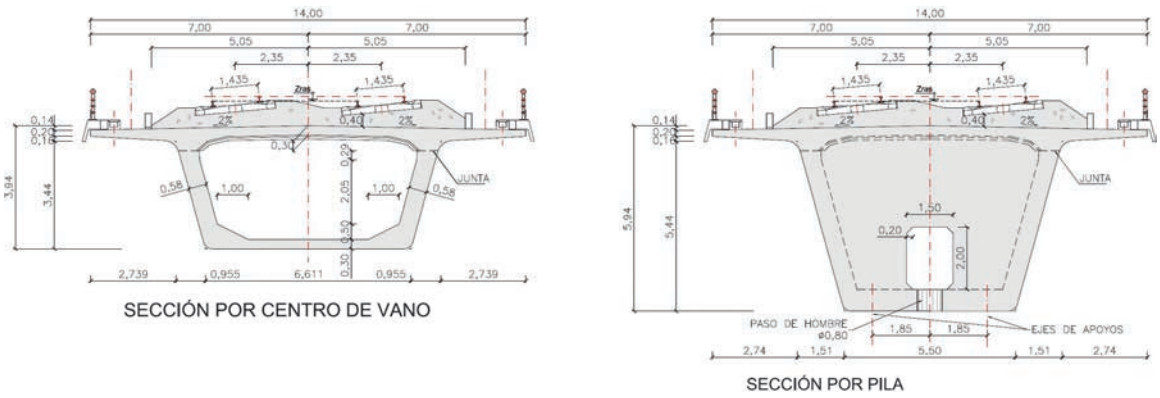


Figura 12. Secciones transversales tipo de centro de vano (izquierda) y por zona sobre pilas (derecha).

4.2. Descripción de la subestructura

4.2.1. Vinculaciones del tablero a la subestructura. Aparatos de apoyo

Los aparatos de apoyo del viaducto son esféricos, con uno fijo y otro libre en sentido transversal en cada pila/estribo, mientras que en sentido longitudinal todos los apoyos son libres, salvo los de las 4 pilas altas centrales (pilas P-6 a P-9), en las que el tablero se fija longitudinalmente a las pilas con apoyos fijos longitudinales. Esta vinculación elástica del tablero a las pilas mayores, de hasta 86 m de altura, garantiza el control de deformaciones de las cabezas de las 4 pilas más altas, limitando los máximos movimientos impuestos en su cabeza a los producidos por las dilataciones (térmicas) o contracciones (térmicas + retracción y fluencia) del tablero acumuladas desde el punto fijo en el E-2. Dada la elevada flexibilidad de las pilas centrales, esta limitación de máxima deformación longitudinal impuesta en cabeza de pila provoca unos esfuerzos similares a los que provocaría la fuerza de rozamiento en el caso de haber dispuesto apoyos libres en longitudinal, permitiendo controlar los efectos de deformaciones de segundo orden por inestabilidad de pandeo en cabeza de las pilas más altas, reduciendo y controlando así los esfuerzos longitudinales y mejorando su respuesta resistente.

Todos los apoyos se disponen en posición clásica con la bandeja de acero inoxidable sobre la lámina deslizante (fig. 13), y se disponen nivelados en horizontal, salvo los del E-1, en los cuales la superficie de deslizamiento se dispone inclinada según la pendiente del tablero en esa zona, para evitar que los movimientos longitudinales del tablero puedan inducir, debido a la pendiente del tablero, un movimiento vertical diferencial en la vía, en la zona de la junta y del aparato de dilatación de vía, que pudiera llegar a producir problemas de confort a los usuarios.

Para evitar que la bandeja deslizante de acero inoxidable superior, de mayor longitud que la parte inferior del apoyo, para permitir los movimientos de dilatación y contracción del tablero, pueda llegar a ensuciarse con el tiempo y producir mayor desgaste en la lámina especial deslizante, se ha dispuesto un sistema de protección flexible que permite los movimientos y que es desmontable y reemplazable, de forma que permite mantener el apoyo esférico completamente cerrado y protegido de arena o polvo (fig. 13).

La lámina deslizante de los apoyos esféricos es de un polietileno de alta densidad molecular con características mejoradas respecto del clásico teflón, con rozamientos máximos garantizados por el fabricante de un 2% a muy bajas temperaturas, menores del 3% clásico de las láminas de teflón PTFE convencionales, y con una gran durabilidad, lo que permite asegurar un menor mantenimiento futuro en los apoyos.

Para poder conocer en cualquier momento la posición relativa de la bandeja superior de acero inoxidable respecto de la parte inferior del apoyo, se colocan regletas de medición dispuestas lateralmente, de forma que en una inspección rutinaria se pueda conocer la posición exacta del tablero respecto de la pila (fig. 13).

Todos los apoyos son sustituibles, y desde la concepción del proyecto se han previsto la posición y las reacciones esperadas en gatos para la realización de una eventual sustitución.

4.3. Pilas y estribos

El proceso de concepción y diseño de las pilas ha sido laborioso, buscando en la fase de proyecto constructivo el complejo equilibrio entre la estética y la facilidad constructiva. Sin olvidar este último aspecto, se ha puesto especial cuidado en el diseño de las pilas del viaducto, de manera que se logre una solución elegante que se integre en el entorno, con una geometría variable con formas suaves que se separe de las clásicas pilas tabique rectangulares demasiado sobrias y poco adecuadas en un viaducto tan alto y visible como el del río Deba.

En una vista frontal (fig. 14), las pilas del viaducto aumentan en sección de forma suave con una variación radial, con dimensión transversal mínima en cabeza de 6,50 m.

En sentido longitudinal del puente, el canto de las pilas varía de forma lineal desde coronación con un ancho mínimo de 3,50 m hasta la base con más de 6 m en las pilas más altas (fig. 14).

En sección transversal, el rectángulo exterior se achaflana con grandes biseles en las esquinas, manteniendo sus caras paralelas, lo cual crea una serie de planos oblicuos que siguen la geometría de la variación del canto con ancho variable y confieren a la pila una estética menos brusca y mucho más elegante que las clásicas pilas pastilla (fig. 15).

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



Figura 13. Vista de un apoyo, sistema de medición con regleta y protección guardapolvo.

En el centro de las caras laterales se ha diseñado un rehundido a modo de berenjeno central de dimensiones variables pero con las caras paralelas, que se va abriendo desde arriba hacia abajo creando un espacio interior a modo de entrante en V y que confiere a la pila un carácter espacial, logrando una geometría elegante y esbelta (fig. 15).

La sección interior de las pilas es hueca con paredes de tabiques variables entre 0,30 m en los 25 m superiores, 0,40 m en los 25 m siguientes y 0,50 m de espesor en la parte inferior de las pilas más altas. La pila más alta (P-8) alcanza junto al río Deba los 86 m de altura.

El estribo 1 es móvil y se ha diseñado con forma de caja cerrada para alojar sobre él el aparato de dilatación de vía, y el estribo 2 es el punto fijo del tablero, y sobre él hay continuidad de vía.

Todas las cimentaciones son directas, salvo las de las pilas cercanas al cauce del río Deba, las pilas P-7 y P-8, que se cimentan con sendos encepados de 15 pilotes de 1,8 m de diámetro.

5. Proceso constructivo

5.1. Ejecución de las cimentaciones

La ejecución de las excavaciones de las cimentaciones de gran parte de las pilas ha presentado dificultades al estar muy cerca de carreteras, del río Deba o de taludes muy inclinados que han requerido la ejecución de importantes contenciones provisionales [11]. Como se ha descrito previamente, todas las cimentaciones son directas, excepto las de las pilas P-7 y P-8, adyacentes al río Deba, que se resuelven con encepados de 15 pilotes ϕ1.800 mm de diámetro con camisa de entibación recuperable en los primeros metros de aluvial.

En las pilas 1, 7, 9 y 13, como elementos de contención de las excavaciones, se han ejecutado pantallas de micropilotes con armadura tubular 168 × 12,5 mm y con diferentes niveles de anclajes al terreno (fig. 16 izquierda). En el caso de la pila 8, y dada su cercanía al río Deba, se ha dispuesto una pantalla de tablestacas perdida que hace la función de contención y

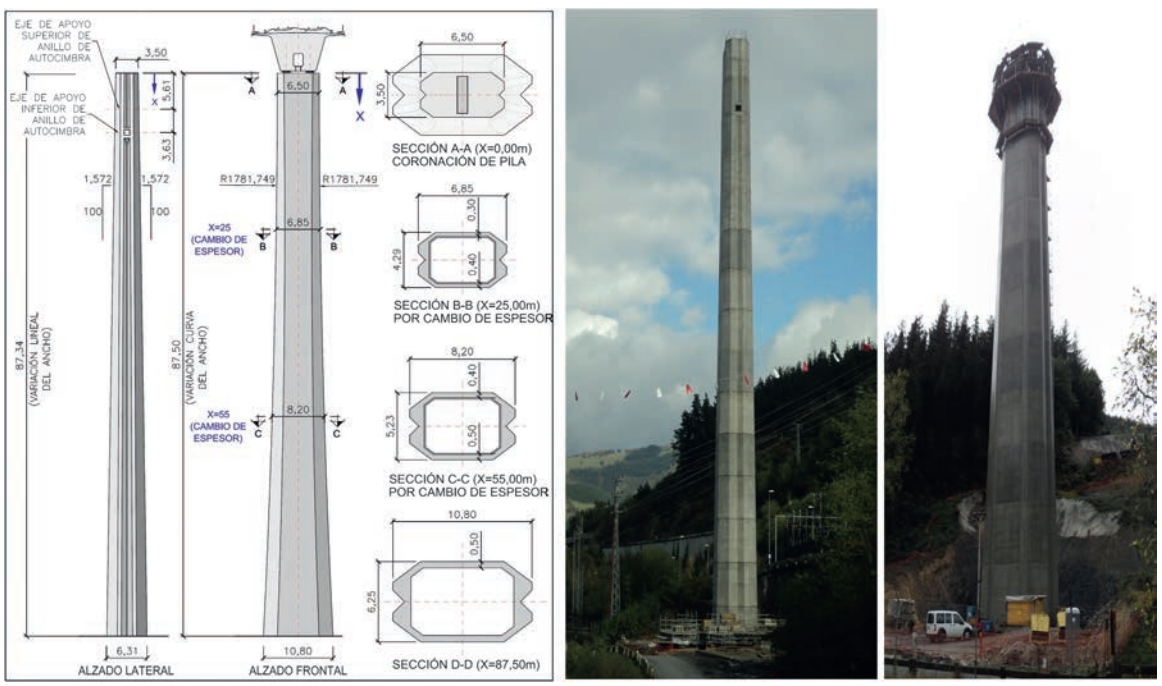


Figura 14. Definición geométrica, vista en alzado y vista esviada de una de las pilas.

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



Figura 15. Imágenes de las pilas más altas con el viaducto concluido.



Figura 16. Pantallas de micropilotes anclados en la contención de la cimentación de la P-7 (imagen izquierda) y pantallas de tablestacas en la cimentación pilotada de P-8.

protección ambiental así como de futura defensa del encepado frente a posibles socavaciones (fig. 16 derecha). La excavación de la cimentación de la pila 10 ha requerido la ejecución de varias filas de bulones anclados al terreno y la ejecución de gunitados con mallazo de los taludes de la excavación (fig. 17).

5.2. Ejecución de las pilas

Para materializar la geometría variable de las pilas se han utilizado encofrados trepantes (fig. 18) con consolas en módulos de 5 m dividiendo las pilas en 2 zonas: una desde coronación hasta la trepa 8 a 40 m de la cabeza, y otra desde los 40 m hasta la base de las pilas más altas, de hasta 86 m.

Se plantean 8 encofrados independientes para las caras exteriores en cada trepa y un molde en forma de cajón partido en 2 para el interior que se trepa mediante el sistema de plataforma con balancines (fig. 18). En las esquinas se disponen tapes metálicos con forma de diedro que compensan la variación dimensional en altura.



Figura 17. Excavación de la cimentación de P-10, con bulones y gunitado de las laderas.

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



Figura 18. Vista general y de detalle de la ejecución de las trepas del fuste de las pilas.

Para alcanzar los importantes ritmos de producción que se han logrado, con la ejecución de una trepa de 5 m cada 2 días, se ha prefabricado completamente la ferralla de cada trepa en el suelo sobre bastidores de geometría variable, izándolas mediante grúas automotrices a su ubicación final (fig. 19, imagen izquierda).

El hormigonado de las trepas se ha realizado con bombas (fig. 19, imagen derecha) para las pilas con alturas inferiores a 45-50 m y con grúa + cubilote de 2 m^3 para alturas mayores en las pilas centrales, con rendimientos de 24 y de 12 m^3/h, respectivamente.

5.3. Proceso de ejecución del tablero

El tablero se ejecuta, como se ha descrito, mediante el empleo de una cimbra autolanzable inferior que transporta el encofrado sobre ella. La autocimbra se apoya en la fase de hormigonado sobre el anillo de la pila delantera y se cuelga del extremo de la ménsula del tramo anterior (fig. 20). En la fase de avance, la cimbra se apoya en 2 o 3 anillos (fig. 21), hasta su posición en la fase tipo, y el cuelgue trasero del extremo de la fase previa.



Figura 19. Premontaje e izado de ferralla de una trepa y hormigonado con bomba.

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

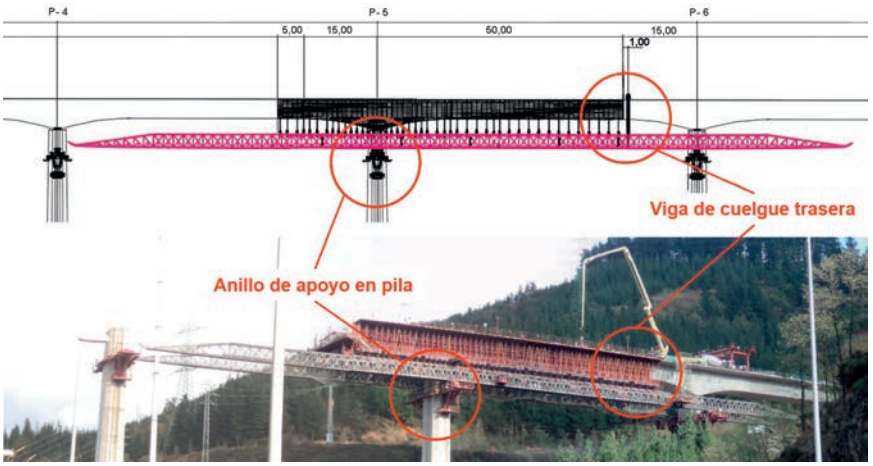


Figura 20. Posición de la autocimbra en una fase de hormigonado tipo, apoyada en el anillo delantero y colgada de la fase previa.

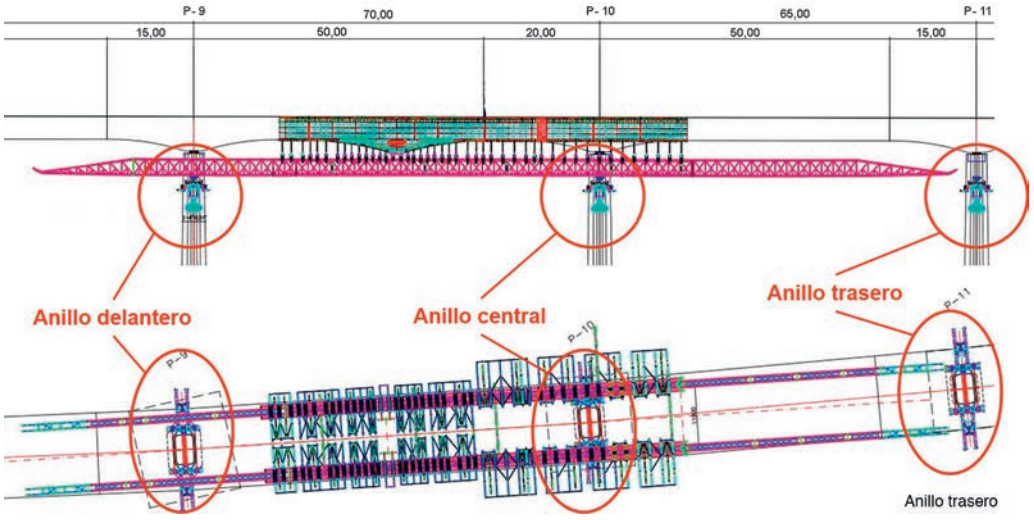


Figura 21. Movimiento de la autocimbra apoyada en los anillos de pilas sucesivas, hasta su posición en la fase tipo.

El proceso constructivo del tablero se divide en 14 fases, en las cuales se ejecuta uno de los vanos del viaducto y un tramo en ménsula del vano siguiente, apoyado en la cimbra autolanzable de 155 m de longitud total. Durante las fases de ferrallado y hormigonado, la autocimbra se apoya de forma isostática en el extremo de la ménsula ejecutada en la fase anterior mediante un sistema de cuelgue al tablero, y en la estructura metálica (anillo) dispuesta en la pila siguiente. La luz tipo entre apoyos para la autocimbra es de 50 m para los vanos de 65 y 70 m, y de 55 m para el vano de 80 m. Los voladizos de cada fase varían entre 15, 20 y 25 m, en función de la luz del siguiente vano, de forma que se limite la luz entre apoyos de la autocimbra durante el hormigonado.

Las fases con voladizos de 15 m se ejecutan siguiendo la secuencia siguiente: ferrallado de la sección parcial en artesa (losa inferior y almas) en todo el tramo y posterior hormigonado (fig. 22); pretensado de positivos de la zona central de canto constante; colocación de prelosas isostáticas sobre la sección en U previamente hormigonada (fig. 23) apoyadas en puntales provisionales; ferrallado y hormigonado de la losa superior en todo el tramo (fig. 24); tesado de unidades de negativos sobre la zona de canto variable desde el extremo de la ménsula; tesado de las unidades parabólicas de continuidad con la fase anterior; finalmente se retiran los puntales provisionales de las prelosas no colaborantes.



Figura 22. Vista del ferrallado y colocación de tendones de pretensado en la subsección en artesa (tabla inferior y almas).

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



Figura 23. Colocación de prelosas sobre la sección artesa previamente hormigonada.



Figura 24. Vista del hormigonado de la losa superior con bomba desde el frontal de la fase previa.

En cambio, en las fases con voladizos de 20 y 25 m, que coinciden con las fases previas a los vanos de 70 y 80 m de luz, y debido a condicionantes resistentes de la cimbra autolanzable, se ha planteado una secuencia de ejecución del tablero en 4 subfases: inicialmente se ferralla la sección artesa en todo el tramo (fig. 22) y se hormigona la sección artesa correspondiente a la ménsula sobre la pila delantera y su zona simétrica respecto del eje de la pila hacia el centro del vano; a continuación se colocan las prelosas en la zona hormigonada, se ferralla y hormigona la losa superior en esa zona, y se tesan las unidades de negativos de la losa superior; seguidamente se hormigona la sección artesa de la zona del centro del vano de canto constante y se tesan las unidades de positivos ubicadas en la tabla inferior de la zona del centro del vano; por último, se colocan las prelosas superiores apoyadas en la U de la zona del centro del vano (fig. 25), se ferralla y hormigona la losa superior de dicha zona, y finalmente se tesan las familias de tendones parabólicos correspondiente al pretensado de continuidad, para proceder al descuelgue y avance de la cimbra autolanzable para la ejecución de la siguiente fase.

La figura 26 muestra el frente de fase en voladizo, la viga transversal superior de cuelgue de la autocimbra, apoyada en el extremo de la ménsula ya ejecutada, así como los anclajes de pretensado en almas de las familias de continuidad parabólicas, y los anclajes de las unidades superiores de pretensado de la losa de la zona de negativos. La figura 27 muestra una vista del interior de la sección transversal con los anclajes de positivos de tesado del centro de vano al fondo.

La continuidad entre las unidades de pretensado parabólico se realiza con cruce de cables y cuñas con doble anclaje (fig. 28), en lugar de emplear los clásicos acopladores, por preferencias constructivas del subcontratista que ha ejecutado el tablero.



Figura 25. Vista de la zona de negativos completamente hormigonada y colocación de prelosas en el tramo de positivos sobre el que se ferrallará y hormigonará la losa posteriormente.

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



Figura 26. Vista del frente de fase, con los anclajes de tendones de negativos, de tendones parabólicos de continuidad y el sistema de cuelgue de la cimbra del extremo del voladizo.



Figura 27. Vista del interior de la sección transversal con los anclajes de pretensado de positivos al fondo.

En la ejecución del tablero se han logrado rendimientos de entre 2 semanas (en los tramos con ménsulas de 15 m) y 2 semanas y media (en los tramos con ménsulas de 20 m) por tramo, y el tablero se ha ejecutado entre los meses de octubre de 2013 a julio de 2014. Para lograr estos importantes rendimientos, teniendo en cuenta que además la sección transversal es variable y se ejecuta por fases, como se ha descrito, ha sido necesario industrializar el armado de la ferralla, incluyendo el trazado de las vainas de pretensado, de la subsección en U en diferentes módulos sobre el suelo. Una vez finalizados los módulos, se izan con grúas automotrices y se transportan con camión hasta el frente de fase, donde se posicionan en su ubicación con ayuda de un pórtico-grúa (fig. 29). Colocadas las prelosas superiores, la ferralla de la losa se arma in situ.



Figura 28. Anclajes de tendones de continuidad, con cruce de cables: anclajes activos en frente de fase y anclajes pasivos.

El cruce del viaducto sobre la autopista AP-1 con el vano 2 de 80 m de luz supone el récord de luz en viaducto de alta velocidad ejecutado con este procedimiento constructivo (fig. 30). En esta fase el lanzamiento de la cimbra se ha ejecutado con ayuda de un apeo temporal situado a 10 m del eje de la P-2, que reduce ligeramente la luz de flexión de la autocimbra durante el avance.

Como medidas de seguridad, complementarias a las habituales protecciones individuales y colectivas, se han dispuesto pórticos anticaídas sobre los viales existentes, garantizando su servicio durante las obras.

5.3.1. Apoyo de la cimbra autolanzable sobre las pilas

Al tratarse de una autocimbra inferior, como se ha comentado, su apoyo en las pilas se realiza mediante anillos tipo ménsula.



Figura 29. Vista de colocación de ferralla prearmada sobre el tablero.

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



Figura 30. Imágenes de la autocimbra sobre la AP-1 con el vano de 80 m, actual récord de luz de España en alta velocidad ejecutado con autocimbra.



Figura 31. Izado de las ménsulas del anillo de apoyo de la autocimbra.

El montaje sobre su coronación se realiza mediante grúas automotrices en el caso de las pilas bajas y con un sistema de poleas para las más altas (fig. 31), dado su elevado peso y evitando, por lo tanto, disponer grúas de gran magnitud para estas maniobras.

Los anillos de apoyo de la cimbra autolanzable son 2 células metálicas triangulares con un tirante horizontal pretensado que une las 2 células de ambos lados, y sendos puntales inclinados que se equilibran con 2 montantes verticales (fig. 32). La carga de la cimbra y el tablero que se ejecuta sobre ella se transmiten a la pila mediante 2 apoyos por lado, uno superior y otro inferior.

El apoyo superior transmite las reacciones transversales normales a la pila, así como las posibles fuerzas longitudinales inducidas por el avance de la cimbra por rozamiento. Este apoyo se mantiene comprimido gracias al pretensado de unión de las 2 células con barras tesadas, que evita la apertura de la unión al tender a traccionarse el tirante horizontal superior al cargar la cimbra sobre el anillo.

El apoyo inferior transmite la compresión inclinada que baja por los puntales mediante una compresión horizontal de forma normal a la pila y una reacción vertical mediante una abertura diseñada en el lateral de la pila, que permite la introducción de un tetón en su interior y transmite la carga vertical transmitida por la autocimbra a la pila.

6. Instrumentación del viaducto durante la ejecución

Durante la construcción se tomaron una serie de medidas que permitieron controlar el proceso de ejecución del tablero y los esfuerzos reales transmitidos a la estructura durante el proceso constructivo, entre los que cabe destacar la instrumentación de la reacción en el cuelgue de la cimbra en el extremo del voladizo de la fase anterior y el control de la reacción en el anillo delantero. Ello ha permitido conocer en cada fase el reparto real de reacciones transmitidas por la cimbra a la pila delantera y al extremo del voladizo trasero. Este control es especialmente importante, ya que permite confirmar las hipótesis de cálculo realizadas en proyecto, verificando cómo parte de los esfuerzos del hormigonado de la losa superior de una fase los resiste el propio tablero con secciones parciales ya resistentes, evitando que el 100% del peso propio lo resista la cimbra. Por lo tanto, esta instrumentación ha permitido confirmar la validez de las hipótesis realizadas, verificándose la seguridad tanto de la cimbra como de la propia estructura que estaba siendo ejecutada.

La medida de la reacción en el cuelgue se realizó de forma indirecta, mediante un sistema de control tensional redundante dispuesto en la viga transversal de cuelgue (figs. 33 y 34). Se dispusieron bandas extensométricas en las alas de la sección de centro del vano de la viga de cuelgue para medir la flexión y de ella obtener la reacción de cuelgue (fig. 33), y además se dispusieron 3 extensómetros en el alma de la viga en la sección junto al apoyo, para medir con ellos las tensiones tangenciales para obtener el cortante en el voladizo de la viga y, por tanto, la reacción del cuelgue (de medio lado). Este doble sistema de medición permitió acotar la reacción del cuelgue entre unos valores esperados máximos y mínimos, entre los cuales se encontró en todos los casos la reacción teórica esperada en cada fase de ejecución (figs. 35 y 36). Esto ha permitido validar el modelo

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



Figura 32. Imagen de los anillos de apoyo de la autocimbra en cabeza de pilas.



Figura 33. Vista de la viga transversal de cuelgue; en rojo: extensómetros en las alas en el centro de vano; en azul: extensómetro de alma junto al apoyo lateral.

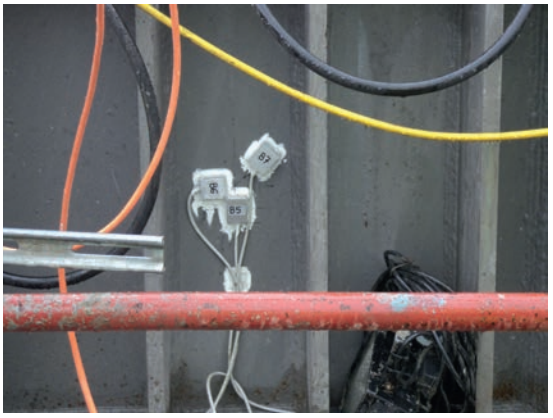


Figura 34. Detalle de los extensómetros dispuestos en el alma de la viga de cuelgue.

de control y los valores de diseño adoptados en proyecto para la reacción en el cuelgue, asegurando que ni durante las fases de ejecución ni durante su vida útil el tablero sufriera esfuerzos superiores a los contemplados en el proyecto.

Al contrario que la reacción en el cuelgue trasero, la medida de la reacción en apoyo delantero en el anillo no se realizó de forma continua mediante instrumentación dispuesta a tal efecto, sino de forma puntual en las subfases más importantes del proceso constructivo mediante la puesta en carga de los gatos hidráulicos de los anillos. Dicha operación se sistematizó mediante un procedimiento específico que permitió eliminar errores de medida y obtener resultados fiables. Las subfases en las que se comprobó la reacción en el anillo fueron, para las fases con 2 subhormigonados (con ménsulas de 15 m): autocimbra en vacío, hormigonado de la sección parcial en artesa y hormigonado de la losa superior; y para las fases con 4 subhormigonados (con ménsulas de 20 m): autocimbra en vacío, hormigonado de la sección artesa de la zona de pila, hormigonado de la losa superior de la zona de pila, hormigonado de la sección artesa de la zona de centro de vano y hormigonado de la losa superior de la zona de centro de vano. Los resultados medidos se correspondieron con los obtenidos mediante el modelo evolutivo de control del proceso constructivo con errores que rara vez superaron el 3-5% (fig. 37). Este hecho, junto con el control de la reacción en el cuelgue llevado a cabo, permitió verificar las hipótesis de proyecto en cuanto al reparto de carga entre la autocimbra y el tablero, asegurando el correcto funcionamiento de la estructura durante el proceso de ejecución y durante la situación de explotación.

El control de la reacción en los anillos también permitió el control de la excentricidad transversal y longitudinal de la reacción en el anillo delantero, comprobando la práctica nulidad

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

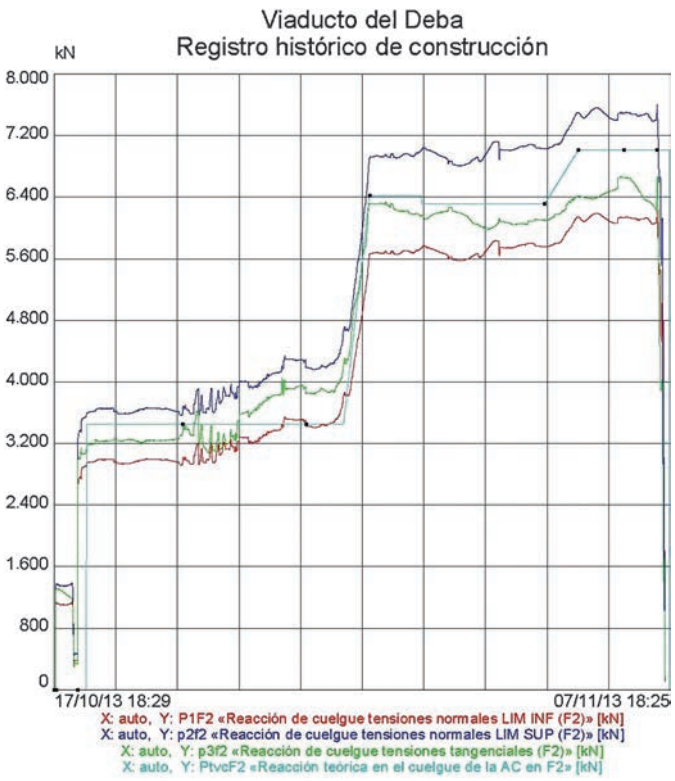


Figura 35. Control de la reacción en el cuelgue de la cimbra autolanzable durante la segunda fase de ejecución del tablero (con una ménsula de 15 m y ejecutada mediante 2 subhormigonados).

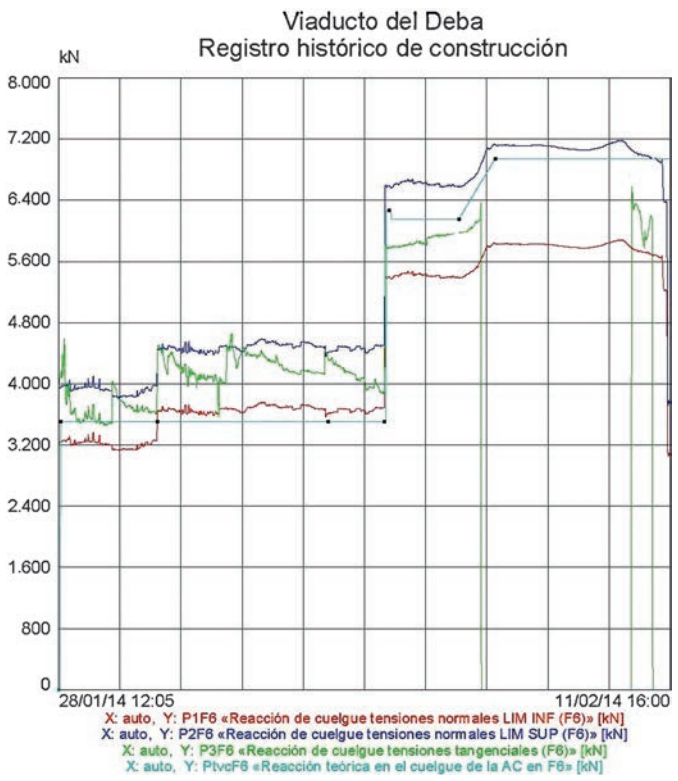


Figura 36. Control de la reacción en el cuelgue de la cimbra autolanzable durante la sexta fase de ejecución del tablero (con una ménsula de 20 m y ejecutada mediante 4 subhormigonados).

de la excentricidad de las cargas (figs. 38 y 39). Este hecho permitió, por un lado, verificar el reparto de la carga vertical transportada por cada uno de los 2 cuchillos que formaban la autocimbra y, por otro, verificar el correcto funcionamiento del balancín dispuesto en los anillos para el centrado longitudinal de las cargas, validando las hipótesis de proyecto y asegurando que ninguno de los elementos de los medios auxiliares o de la estructura definitiva sufrían esfuerzos adicionales debido a la excentricidad transversal o longitudinal de las cargas.

Además del control de las reacciones transmitidas por la cimbra autolanzable a la estructura, se llevaron a cabo otra serie de controles más convencionales para el control del proceso constructivo del puente, tales como el seguimiento y control topográfico de la deformación del tablero durante las fases de hormigonado (figs. 40 y 41) o el control topográfico de la deformación de las narices delantera y trasera de la autocimbra durante las fases de lanzamiento.

Por último, se dispuso una instrumentación específica para el control de movimientos del puente, incluyendo termómetros

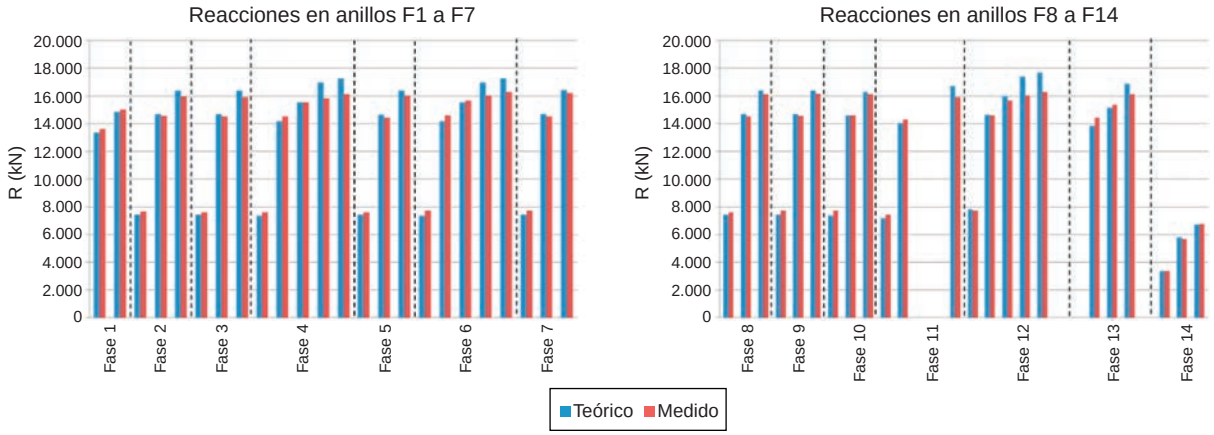


Figura 37. Control de la reacción en el anillo delantero durante las distintas subfases de hormigonado de las 14 fases de ejecución del tablero.

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

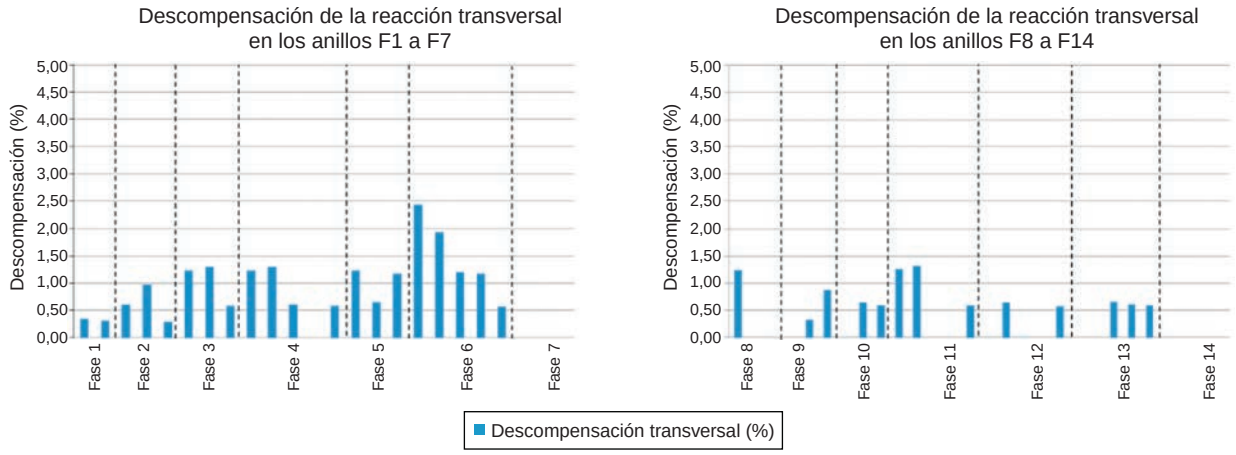


Figura 38. Control de la descompensación transversal de la reacción en el anillo delantero durante las distintas subfases de hormigonado de las 14 fases de ejecución del tablero.

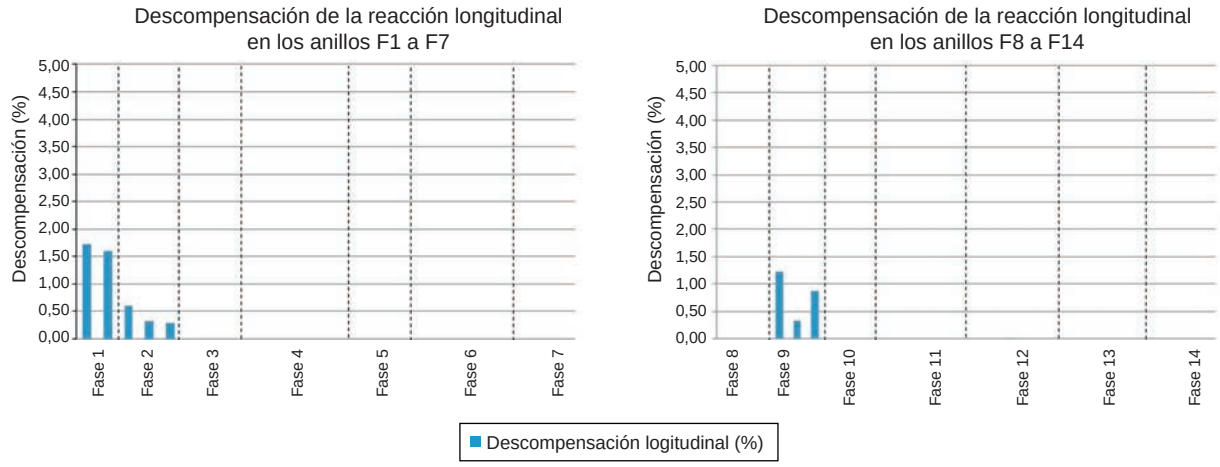


Figura 39. Control de la descompensación longitudinal de la reacción en el anillo delantero durante las distintas subfases de hormigonado de las 14 fases de ejecución del tablero.

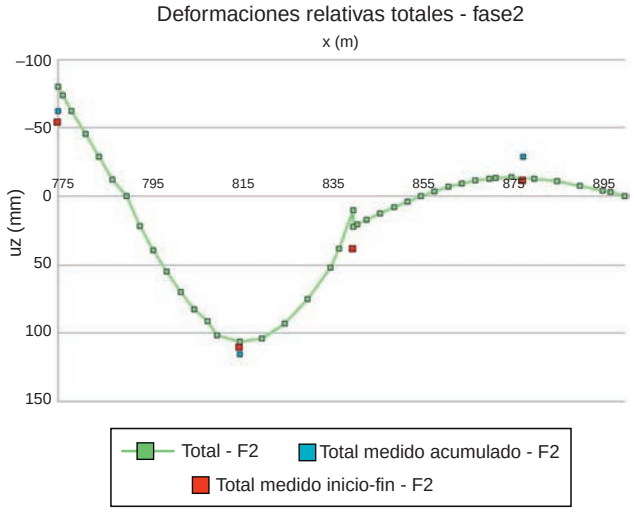


Figura 40. Control de las deformaciones del tablero durante la segunda fase de ejecución del tablero (con una ménsula de 15 m y ejecutada mediante 2 subhormigonados).

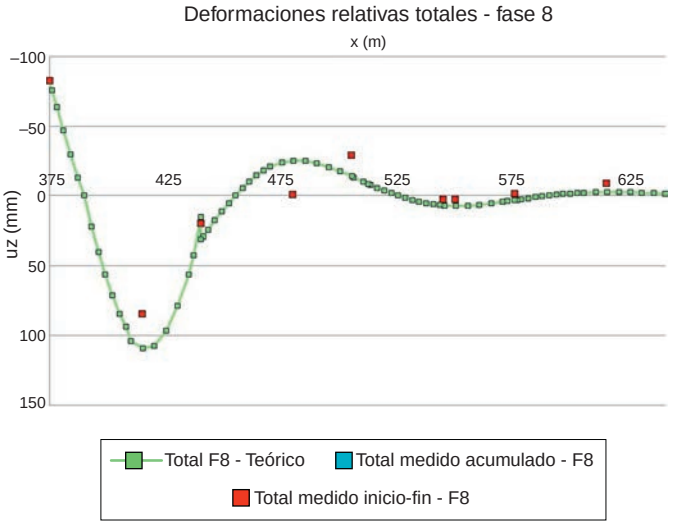


Figura 41. Control de las deformaciones del tablero durante la octava fase de ejecución del tablero (con una ménsula de 20 m y ejecutada mediante 4 subhormigonados).

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



Figura 42. Comparación entre los movimientos longitudinales en cabeza de la pila P7 medidos mediante clinómetro (rojo) y los movimientos longitudinales obtenidos mediante el ajuste teórico de las acciones termohigrométricas (azul) durante un año.

ambiente, termómetros en la sección del tablero, clinómetros en la cabeza de algunas de las pilas más altas y transductores de movimiento en cabeza de las pilas libres equipadas con clinómetro, así como en el estribo móvil. Dicha instrumentación ha permitido validar tanto la acción térmica y reológica que solicita el puente, como el correcto comportamiento deformacional del mismo (fig. 42).

7. Conclusiones

En este artículo se describen con detalle las vicisitudes y la coyuntura que han hecho que el viaducto sobre el río Deba en la Y-Vasca haya ido evolucionando entre distintas soluciones: la solución que ganó el concurso de ideas, la que se desarrolló en el proyecto original y la que finalmente se ha proyectado y construido en el proyecto modificado.

El artículo repasa las principales características del viaducto, su proceso constructivo, así como los principales aspectos controlados durante su ejecución mediante la instrumentación.

La solución finalmente construida, con 900 m de longitud, vanos tipo de 70 m y un vano principal sobre la AP-1 de 80 m de luz, y altura máxima de pilas de hasta 86 m, mediante un tablero con sección cajón de hormigón pretensado de canto variable ejecutado con autocimbra, han convertido al viaducto sobre el río Deba en el puente más alto de Guipúzcoa, uno de los viaductos de mayor altura de las líneas de alta velocidad españolas (tabla 2), y el vano de 80 m se ha convertido en el récord de luz de España de tablero de alta velocidad con sección cajón ejecutado con autocimbra.

La ejecución del viaducto concluyó en otoño de 2014, y la prueba de carga con camiones previo a la colocación del balasto se realizó el 4 de febrero de 2015, coincidiendo con una gran nevada (fig. 43), con resultados satisfactorios. Las figuras 44 y 45 muestran 2 imágenes del viaducto concluido.

Anexo 1. Principales participantes en el proyecto y obra

Propiedad: Euskal Trenbide Sarea (ETS)/ADIF-Alta Velocidad

Promotor y Dirección del Proyecto: Euskal Trenbide Sarea (ETS):

Luis Miguel del Castillo y Estíbaliz Alfranca

Dirección de obra: Euskal Trenbide Sarea (ETS):

Alejandro Montes (director de obra), Pedro Daniel Juan (adjunto al director de obra)

Constructora: UTE Abergara: SACYR-CAMPEZO-CYCASA-FEBIDE

Jefes de Obra: Jorge González y Agustín Redero

Servicios Técnicos de SACYR:

Raquel Caballero, Jesús Imedio, Narciso Pulido

Proyecto original y proyecto modificado de la Estructura: IDEAM S.A.:

Francisco Millanes, Miguel Ortega, Pablo Solera, Helder Figueiredo, Jokin Ugarte

Asistencia técnica a la constructora: IDEAM S.A.:

Francisco Millanes, Miguel Ortega, Jokin Ugarte

Asistencia técnica a la dirección de obra: UTE TYPSA-TEAM

Subcontratista del tablero: Grupo Puentes y Calzadas

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



Figura 43. Imagen del viaducto durante la prueba de carga con camiones (4 de febrero de 2015).

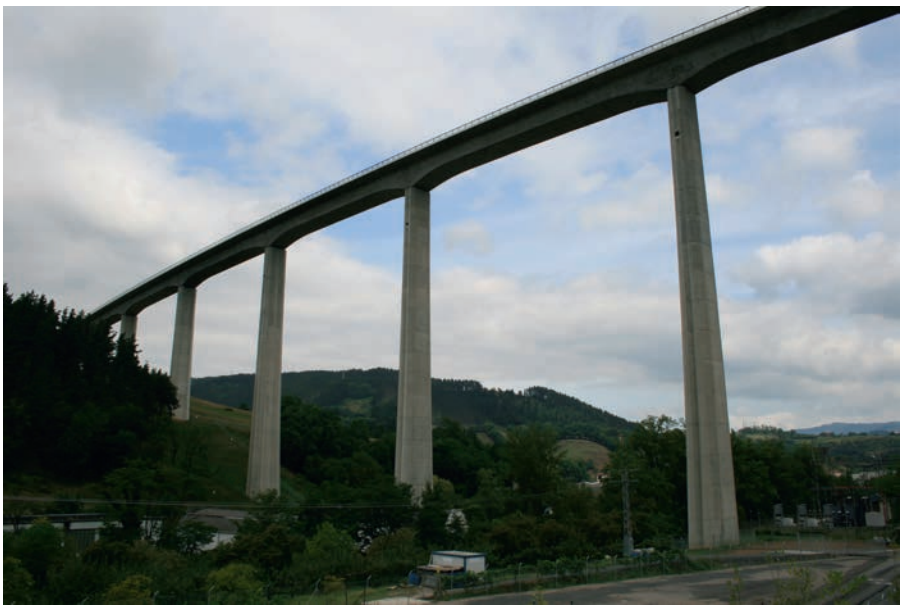


Figura 44. Imagen del viaducto concluido.

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



Figura 45. Imagen del viaducto concluido.

Bibliografía

[1] F. Millanes, J. Pascual, M. Ortega, Viaducto Arroyo las Piedras. Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas, Hormigón y Acero Primer trimester de 2007 (243) (2007) 5–38.

[2] F. Millanes, E. Bordó, J. Martín, J.L. Mansilla, Viaducto de Archidona (LAV Córdoba-Granada): 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación, Hormigón y Acero 64 (270) (2013) 5–30.

[3] F.J. Del Pozo, J.M. Arrieta, A.J. Madrid, A. Cerezo, A. Hernando, M.A. Higuera, Viaducto Arroyo del Valle. Línea de Alta Velocidad Madrid-Segovia-Valladolid, III Congreso ACHE. Zaragoza (2005).

[4] D. Mary, Le viaduc de Roquemaure sur la Ligne TGV Méditerranée, Travaux 760 (2000) 62–65.

[5] M. Roujon, P. Sayn, Lot 2H - Les viaducs d'Avignon, Travaux 742 (1998) 47–51.

[6] P. Chassagnette, J.J. Lagane, Le plus long viaduc en béton précontraint (1725 m) pour une ligne ferroviaire, Travaux 672 (1992) 50.

[7] P. Guijarro, La Alta Velocidad y el cruce del embalse de Contreras. Una obra singular, Revista de Obras Públicas 3522 (Línea de Alta Velocidad Madrid-Levante [monográfico]) (2011) 21–40.

[8] T. Polo, C. Ramos, A.C. Aparicio, G. Ramos, Ingeniería de construcción del viaducto para alta velocidad sobre el río Fluvià, V Congreso ACHE. Barcelona (2011).

[9] I. Pardo de Vera, M.J. Pantaleón, O.R. Ramos, G. Ortega, J.M. Martínez, Viaductos sobre Río Deza y Anzo 2, Hormigón y Acero 62 (259) (2011) 7–27.

[10] J.A. Del Valle, A. Carriazo, J.M. Simón Talero, P. Chico, Viaducto sobre el río Ulla, Hormigón y Acero 61 (258) (2010) 7–23.

[11] J. Gonzalez, A. Redero, J. Imedio, J. Pérez, J. Cañozal, Análisis constructivo y ejecución del viaducto de alta velocidad sobre el rio Deba en la Y Vasca, VI Congreso de ACHE, Madrid (2014).

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

Available online at
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.e-ache.com
Hormigón y Acero 2016; 67(280):e1–e22
www.elsevierciencia.com/hya

Viaduct over the River Deba on the 'Basque-Y' high-speed rail line

El viaducto sobre el río Deba en la "Y-Vasca" de alta velocidad

Francisco Millanes Mato [a], Miguel Ortega Cornejo [b,*], Jokin Ugarte González [c], Pablo Solera Pérez [c], Helder Figueiredo [c]

[a] *Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S.A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, Spain*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S.A., Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.I.C.C. y P., Madrid, Spain*
[c] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, IDEAM, S.A., Madrid, Spain*

Received 19 September 2015; accepted 21 December 2015
Available online 21 October 2016

Abstract

The viaduct over the River Deba on the Basque-Y high-speed rail line crosses the river valley in an area near Bergara, a town in the Spanish province of Guipuzcoa. The deck is a prestressed concrete box girder with variable depth over the piers. Built with an underslung movable scaffolding system (MSS), its span arrangement is $50 + 80 + 70 + 60 + 3 \times 65 + 70 + 65 + 70 + 3 \times 65 + 45$ m.

On the back of developments in recent years in Spain, the technology could be deployed to build the main 80 m span, setting a national record for high-speed rail span length using this building system.

The article contains a detailed description of the characteristics of the viaduct, as well as its construction and the monitoring systems applied during its erection.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Prestressed box girder; Variable depth; Movable scaffolding system (MSS); High-speed rail; Record span length

Resumen

El viaducto sobre el río Deba en la Y-vasca de alta velocidad permite el paso del ferrocarril sobre la vaguada por la que fluye el río Deba en las cercanías de la localidad de Bergara. El viaducto presenta un tablero con sección cajón de hormigón pretensado con canto variable en la zona cercana a pilas, que se ha ejecutado con autocimbra, con una distribución de luces de $50 + 80 + 70 + 60 + 3 \times 65 + 70 + 65 + 70 + 3 \times 65 + 45$ m.

El desarrollo de la tecnología que han experimentado las autocimbras en los últimos años en España ha permitido llegar a un vano principal con 80 m, que supone el récord de luz en alta velocidad ejecutado con este sistema.

El artículo describe con detalle las principales características del viaducto, así como su proceso constructivo, y los sistemas de control y monitorización empleados durante la ejecución.
© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Cajón pretensado; Canto variable; Autocimbra; Alta velocidad; Récord de luz

1. Introduction

This article contains a detailed description of the background, design and construction of the River Deba Viaduct on the Bergara–Bergara section of the 'Basque-Y' high-speed

DOI of original article: http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.12.004
* Corresponding author.
E-mail address: miguel.ortega@ideam.es (M. Ortega Cornejo).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2016.08.001
0439-5689/© 2016 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

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



Figure 1. Finished River Deba Viaduct.



Figure 2. Lamiategui Viaduct.

railway line and some brief mention of the other less noteworthy structures comprising this section of the line.

1.1. Structures on the Bergara–Bergara section of the high-speed line

The River Deba Viaduct (Fig. 1), described in detail in a later section, straddles a deep river valley near the town of Bergara, towering more than 90 m over the ground below. While 900 m apart at deck elevation, the valley's relatively sharp sides form a fairly symmetrical 'V', although this symmetry is briefly broken by the Vitoria/Gasteiz-Eibar motorway near abutment E-1 between piers P-1 and P-2 (upper right, Fig. 1).

Three further viaducts lie on the Bergara–Bergara section:

- Lamiategui Viaduct, with a total length of 425 m and a span arrangement of 30 + 8 × 40 + 35 m (Fig. 2);
- Altzeta Brook Viaduct, with a total length of 140 m and a span arrangement of 30 + 40 + 40 + 30 m (Fig. 3);
- Olzaileko Brook Viaduct, with a total length of 100 m and a span arrangement of 30 + 40 + 30 m (Fig. 4).

These three viaducts were designed and built with typical 40 m spans to capitalise on ancillary resources and systematise construction. The three decks are constant depth prestressed concrete box girders. Since the height over the terrain is moderate in all three, they were erected using shoring towers, thereby

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



Figure 3. Altzeta Brook Viaduct.



Figure 4. Olzaileko Brook Viaduct.

eluding the need for conventional shoring, which would have had a heavier impact on the ground below.

2. Background for River Deba Viaduct design

In 2007, the Basque Railway System (Euskal Trenbide Sarea, ETS) called an ideas competition to award the design of the Bergara–Bergara section of its 'Basque-Y' high-speed line, intending for the River Deba Viaduct to constitute the emblematic structure on the line, given its visibility from many perspectives, fruit of its total length (900 m) and substantial height (90 m).

The alignment for the high speed railway across the River Deba Valley had also to accommodate a number of ground-level roadways, which largely determined its span lengths. The viaduct crosses the Vitoria Gasteiz-Eibar motorway very obliquely between KP 2 + 780 and KP 2 + 840, the GI-627 and GI-632 roads at around KP 3 + 150, the River Deba at KP 3 + 230, and new road GI-632 approximately between KPs 3 + 340 and 3 + 370, as well as a number of smaller roads, one very close to abutment E-1.

Given the enormous height of the viaduct and its location in a very visible valley, the solution chosen sought to harmonise the structure with the landscape and minimise the impact on the surrounds, both in keeping with terrain-independent deck construction.

The winner of the ideas competition, a unique solution that met all the aforementioned conditions, was submitted by the IDEAM S.A.-Euroestudios joint venture.

The need for long spans, some measuring 80 m or more, to accommodate the under-bridge conditions informed the choice of an incrementally launched truss deck solution, with a span arrangement of $50 + 70 + 60 + 70 + 110 + 180 + 110 + 3 \times 60 + 50$ m, two large, V-shaped central piers to reduce the number of support points on the ground and a 180 m centre-most span (Fig. 5).

After the design was awarded, at the urging of ETS, the V-shaped pier solution that won the ideas competition was adapted during the typology study phase to a vertical pier solution, in pursuit of a lesser visual impact and greater transparency in the valley, while simplifying construction and lowering costs. The incrementally launched composite truss deck design was retained, but adapted to consist in three large central spans, $100 + 110 + 100$, the widest of which would straddle the entire riverbed. The approach spans were dimensioned to around 80 m, for a final arrangement at this stage of $50 + 80 + 3 \times 75 + 100 + 110 + 100 + 2 \times 80 + 70$ (Fig. 6).

In early 2009, with the economic crisis in full swing and after several alignment adaptations that retarded the preliminary design by nearly 2 years, the owner's changing requirements and priorities necessitated a study of alternatives with more modest spans to adapt the viaduct to the following general conditions:

- to impact the roads and motorways below, as well as the River Deba riverbed, as little as possible;
- to pursue terrain-independent construction, given the height of the viaduct;
- to retain the status of the viaduct as an emblematic structure on the Basque-Y line;
- to ensure the compatibility between the aforementioned conditions and harmonisation with and a minimal visual impact on the surrounds;
- to lower the cost of the earlier solutions by shortening the standard span length as far as possible.

With these new boundary conditions and with the imperative of respecting a minimum 80 m span in the oblique crossing over the Vitoria/Gasteiz-Eibar motorway, the design completed in 2009 (hereafter the original design) envisaged an incrementally launched deck somewhat more conventional than the composite truss initially studied. The solution consisted in a box girder with double composite action in hooging areas. This solution was analogous to designs authored by IDEAM for earlier composite high-speed rail viaducts such as "Arroyo las Piedras" [1], the first such structure built in Spain, and Archidona Viaduct [2], the world's longest bridge with no intermediate expansion joints or joint systems in the track.

The composite deck cross-section was designed to a total depth of 5.50 m and a steel girder depth of 5.04 m, just under the standard transport ceiling. The standard spans were to measure 80 m and their arrangement was a very uniform

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



Figure 5. Simulation of the composite truss bridge with two V-shaped piers that won the 2007 ideas competition.



Figure 6. Simulation of composite truss solution with vertical piers chosen by ETS on the grounds of the typology study.

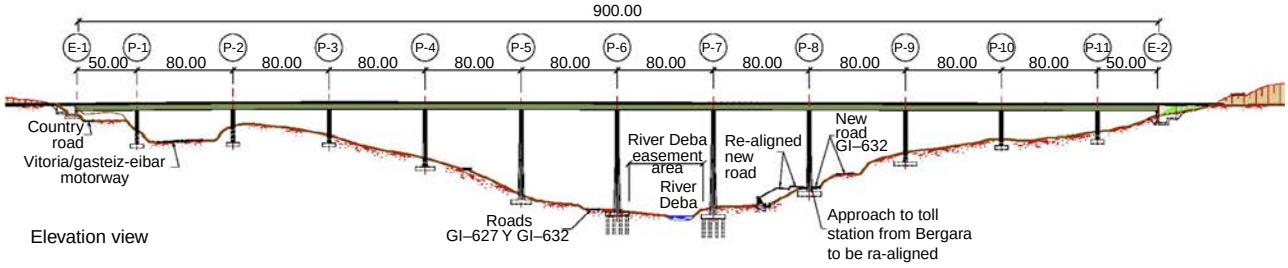


Figure 7. Elevation sketch of composite viaduct.

$50 + 10 \times 80 + 50$ m, with eleven piers in the valley, one more than envisaged in the truss deck solution. Fig. 7 is an elevation sketch of the solution adopted in the original design and Fig. 8 a simulation of the viaduct in its surrounds.

The steel box girder was to be painted dark green to blend the viaduct as fully as possible into the landscape, a valley with a dense plant cover and a prevalence of intense green shades (Fig. 8).

This highly uniform and balanced span arrangement, including ten standard 80 m spans, was to stretch obliquely across the Vitoria/Gasteiz-Eibar motorway as mentioned, while meeting all the boundary conditions imposed by roads GI-632 and GI-627 as well as the River Deba. It would have impacted only the Bergara-side approach to the Vitoria/Gasteiz-Eibar motorway toll station (new dual carriageway road GI-632). By only slightly realigning the approach lane, the resulting original design yielded a harmonious viaduct with an absolutely uniform and structurally balanced span arrangement (Fig. 9).

Impacting the approach lane to the toll motorway or any other road, while not accepted by the owners in the early phases of the typology study and preliminary design, was consented to

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



Figure 8. Simulation of composite closed web solution.

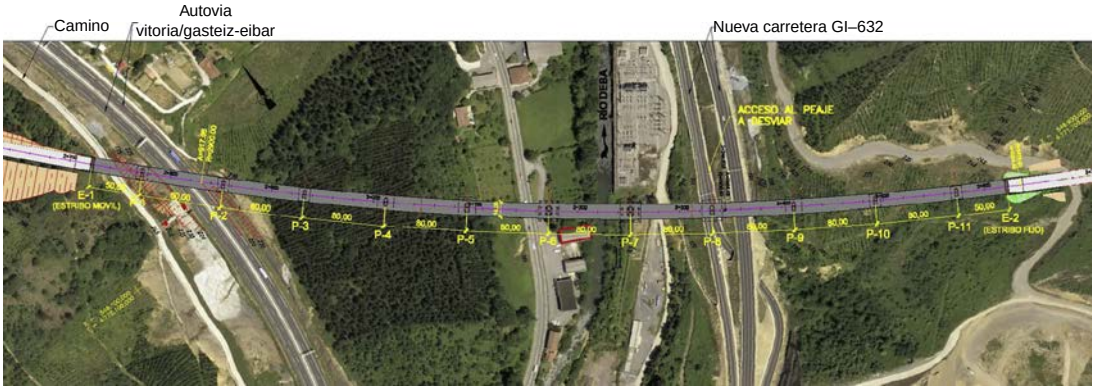


Figure 9. Plan view of composite solution for viaduct in its surrounds as per original design.

in the original detailed design phase. Alternatives that would not affect the under-bridge toll station approach lane would have led to solutions with standard spans wider than the 80 m initially proposed for the composite truss decks. In the new economic context prevailing in 2009, the high cost of solutions with 100 m or 110 m centre spans appeared to be unjustified in light of the minor impact involved in the design adopted and its ready solution with a slight realignment of the toll station approach lane.

3. Initial exclusion of concrete solutions

In the competition phase and subsequent typology study and preliminary design stages, alternative conventional solutions such as prestressed concrete box girders were also reviewed.

The three possible construction methods for concrete viaducts are:

- span-to-span with movable scaffolding (MSS);
- incremental launching;
- balanced cantilevering.

At the time, these solutions were ruled out for the reasons discussed below.

3.1. Span-to-span concrete construction

At the time of the competition (2007) and when the original design was being drafted (2009), the maximum span lengths on high-speed rail viaducts with MSS-erected prestressed concrete box girders built in Spain ranged from 60 m to 66 m. Prior to 2007, the record length in Spain for this type of structures was held by “Arroyo del Valle” Viaduct, which spanned a 66 m gap between piers no more than 80 m high [3]. The country’s tallest high-speed rail viaduct piers, rising to an elevation of 93 m, had been built for the “Arroyo las Piedras” Viaduct, with an incrementally launched composite deck and 63.5 m standard spans [1].

As designing and building a span-to-span prestressed concrete box girder for the 900 m River Deba Viaduct at a height of around 90 m with spans at least 80 m long was not technically feasible in Spain at the time for want of movable scaffolding apt for such dimensions, that solution was ruled out.

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

3.2. Incremental launching with concrete

Another alternative for building a concrete deck might have been incremental launching. Nonetheless, the height (over 85 m), length (900 m) and standard span (80 m) of the River Deba Viaduct placed it on the outer bounds of this method of high-speed rail construction at the time in Spain.

Whilst incremental launching with concrete may initially be suitable for spans ranging from 60 m to 80 m, this solution was ruled out in the original design (2009) in favour of the equivalent alternative, namely incremental launching of a composite deck.

Incremental launching of a heavy concrete deck over very flexible, 90 m tall piers was regarded as a scantly suitable procedure that would jeopardise the safety of both the structure and the under-bridge. Moreover, the functional viability of the operation itself was found to be questionable, given the need to envisage exceptionally powerful lifting jacks in the event of having to replace any of the many launching bearings due to Teflon surface jamming, damage or bending, which is not at all uncommon during concrete launching.

This alternative was less technically suitable than composite deck solutions for the following reasons.

- The 80 m spans, and especially the 100 m and 110 m spans initially envisaged, would necessitate costly non-conventional provisional ancillaries such as stay cable towers.
- Since the weight of concrete decks is incompatible with the speedy launching needed to span the gap over roads and motorways in a single night, the use of these roadways would have to be severely restricted for reasons of safety until the cantilever front had completely cleared that distance. Composite deck launching speed is much greater, for such members weigh much less and, as they move directly over sliding bearings, the operating time needed to cover sensitive areas is shorter, minimising safety risks.
- Resorting to incremental concrete launching over very tall piers is less advisable than composite alternatives for both technical and safety reasons, for the lower weight of the latter significantly reduces the stress on the piers during construction, enhancing safety during this stage.
- The greater flexibility of composite than concrete solutions also mitigates the strength and structural constraints inevitably imposed by the geometric tolerances entailed in launching, which minimises both the differential elevation movements between piers and the need to monitor sliding bearing performance.

In short, incremental launching of a concrete box girder across spans of at least 80 m was ruled out in favour of the alternative use of a composite deck for reasons of safety, shorter construction times and savings on ancillaries during launching.

3.3. Balanced cantilevering with concrete

No prior experience had been accumulated in Spain in the balanced cantilevering construction of spans on a high-speed rail viaduct straddling distances of 80–100 m between such tall piers.

French experience with this typology was limited to the viaducts listed in Table 1.

As may be surmised from the table, the world record for multi-span variable depth concrete decks of this nature built using balanced cantilevering is held by Roquemaure Viaduct on the French TGV Méditerranée line, which has standard 105 m spans. Be it said, however, that in all cases where this procedure has been used in France, the pier heights were much lower than on the River Deba Viaduct.

The spans envisaged in the preliminary stage, with lengths of 100–110 m, lay outside the normal range for this typology, which was consequently ruled out. For the span arrangement envisaged in the original detailed design drafted in 2009, with standard spans of around 80 m, balanced cantilevering was not technically suitable for reasons of basic safety or feasibility, as follows:

- At the time the erection gantries in Spain had neither the dimensions nor the technical features needed for spans in this range on high-speed rail. Given the number of piers involved (11–13 depending on the span length), a large number of gantries would have had to be manufactured to complete the works in a reasonable time. That, given their improbable reuse, would have meant amortising all those gantries with this project alone. The solution was therefore ruled out for reasons of cost and turnaround times.
- Any reasonably timed construction programme would have necessitated complex works planning to simultaneously conduct several gantry, reinforcement assembly and concrete casting operations. Given the complex under-bridge conditions, with a raft of roadways, a motorway (AP-1) and urbanised areas, transporting the material to the deck elevation would have posed serious problems: pumping concrete to each cantilevered front at heights of over 90 m, for instance. All the foregoing would have necessarily meant simultaneously deploying several large cranes and concrete pumps, inadmissibly inconveniencing under-bridge road and motorway traffic as well as nearby factories and residential areas and risking unacceptable environmental impact on the forest and plant life below.
- Simultaneously operating a number of gantries with fronts crossing motorways, roads, factories and nearby residential areas would have entailed the risk of possible construction incidents that should be eluded when other safer procedures are available.
- Not a single high-speed rail multi-span viaduct with long spans and piers up to 90 m tall had been built anywhere in the world using balanced cantilevering.

For all the foregoing, this solution was likewise ruled out in the original design. The conclusion drawn in the original design drafted in 2009 was that for reasons of technical feasibility, construction safety, harmonisation with the landscape, minimisation of environmental impact and cost, the best solution for standard

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

Table 1
Main high-speed rail viaducts built in France using the balanced cantilever method in multi-spans.

High-speed rail viaducts built in France with balanced cantilevering deck construction				
Viaduct	High-speed rail line	Standard span (m)	Depth over support (slenderness)	Mid-span depth (slenderness)
Roquemaure [4]	TGV Méditerranée. France	105	8.1 m (1/12.96)	5.0 m (1/21.0)
D'Avignon [a] [5]	TGV Méditerranée. France	100	8.5 m (1/11.76)	5.0 m (1/20)
La Cotière [6]	LGV. Rhône-Alpes. France	88	8.0 m (1/11.0)	5.5 m (1/16)

[a] Built with precast segments.

80 m spans was an incrementally launched composite deck as described at the end of the preceding section (Fig. 8).

4. Description of the solution ultimately built

When at year-end 2011 the Bergara–Bergara section was awarded to the Abergara joint venture formed by SACYR, CAMPEZO, CYCASA, and FEBIDE, adjustments were proposed to elude the need to realign the Bergara side approach to the AP-1 toll station by reducing the standard 80 m length of the River Deba Viaduct spans wherever possible.

The 70 m standard span arrangement with just one 80 m span over the motorway proposed by the contractor enhanced the feasibility of the somewhat less costly solution of using movable scaffolding to build a prestressed concrete box girder. This approach could be adopted in the detailed design thanks to progress in ancillary resource technology for the span-to-span launching of concrete decks introduced by Grupo Puentes y Calzadas, the Abergara joint venture's deck subcontractor. The company had recently designed and manufactured a movable scaffolding system able to accommodate high-speed rail decks with 70–80 m spans. With this technology, the River Deba Viaduct set a national record in Spain for this type of bridge.

Table 2 lists the most prominent long high-speed rail viaducts with large spans and tall piers built in recent years in Spain.

Prior to the development of the MSS designed by Grupo Puentes, this procedure had been used on high-speed rail in Spain for prestressed concrete decks with maximum span lengths of only 65 mm to 66 m. For that reason, the procedure was ruled out in the original design for the River Deba Viaduct, drafted in 2007–2009.

4.1. Deck description

The solution designed by IDEAM for the Abergara joint venture, which was the one ultimately built, envisaged a span arrangement of $50 + 80 + 70 + 60 + 3 \times 65 + 70 + 65 + 70 + 3 \times 65 + 45$ m across the total 900 m length, with one 80 m span and standard spans measuring 70 m and 65 m (Fig. 10). The 80 m span is the longest span ever built with an MSS for high-speed rail in Spain.

As described earlier, the viaduct was built using an MSS from abutment E-2 to abutment E-1 with a single point of fixity on abutment E-2, which resisted the longitudinal braking and start-up forces, as well as the friction on the other sliding bearings. A track expansion joint was fitted to abutment E-1.

The viaduct has 13 piers in the valley with heights ranging from 23 m to 86 m. Their section is variable, as discussed below.

The deck cross-section is a prestressed box girder with a depth varying from 3.94 m at mid-span to 5.94 m over the piers, for a depth/span ratio in the longest (80 m) span of 1/21.05 and of 1/13.46 over the piers (Fig. 12). The variation in depth was limited to 15 m from the bearing centreline on each side of the pier to maintain the same depth in the formwork moulds for these sections, irrespective of the span length. As the depth in the rest of the span was constant (accounting for 53% of the 65 m spans and 62% of the 80 m span), the overall impression is of a very slender deck (Fig. 11).

Box width varies at the bottom around the piers and is constant at approximately 6.6 m across the rest of the span, where the depth is likewise constant. As the slant on the webs is constant throughout, in the centre of the span the top web projects by 0.955 m on each side with respect to the bottom. The resulting box is 8.521 m wide at its abutment with the 2.739 m wide side cantilevers, which vary in thickness from 0.41 m at the springing to 0.20 m along the rim.

Further to standard practice, the hollow interior in the trapezoid section is bevelled on the inner corners both to improve bottom deck resistance to transverse bending and shear and to house the prestressing anchors.

The solid bulkheads built into the areas of the box over the piers are fitted with a manhole to provide for inspection of girder interiors. The piers, in turn, are fitted with vertical accesses to review and replace bearings.

4.2. Description of substructure

4.2.1. Deck-substructure connections

Bearings

Each pier/abutment carries one fixed and one free spherical bearing in the transverse direction, whereas all the longitudinal bearings are free with the exception of the ones on the four tallest centre piers (P-6 to P-9), which are fixed. Elastically securing the deck to the tallest piers, up to 86 m high, ensures the control of strain on the four highest pierheads by limiting the maximum movement to the thermal expansion or thermal + shrinkage and creep-induced contraction accumulating in the deck from the point of fixity on abutment E-2. Given the substantial flexibility of the centre piers, this limitation of the maximum longitudinal

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

Table 2
Long-span, tall-pier, high-speed rail viaducts in Spain.

Viaduct	Standard section	Length (m)	Standard span (m)	Depth (m)	Max. pier height (m)	Construction procedure	Year completed
Long-span, tall-pier, high-speed rail viaducts built in Spain prior to 2007							
"Arroyo las Piedras" Córdoba-Málaga HSR [1]	Composite	1208	63.5	4.26	**93**	Incremental launching	2005
"Arroyo del Valle" Madrid-Valladolid HSR [3]	Concrete box	1755	**66**	3.3 at m s 5.0 over piers	80	MSS	2004
Concrete box girder, long-span, tall-pier, high-speed viaducts built in Spain after 2009							
River Barbantino Orense-Santiago HSR	Concrete box	1176	68	–	97.9	Incremental launching	2009
Del Istmo Madrid-Valencia HSR [7]	Concrete box	830	66	4.5	73	MSS	2010
River Fluvià Barcelona-Fr. border HSR [8]	Concrete box	835	60 m and two 70 m	4.0 at m s 5.5 over piers	Moderate	MSS with shoring on 70 m spans [a]	2010
River Deza Orense-Santiago HSR [9]	Concrete box	1175	70	4.5	96.5	Incremental launching	2010
River Ulla Orense-Santiago HSR [10]	Concrete box	630	52	3.89	**116.8**	MSS	2010
River Ibaizabal Basque-Y	Concrete box	394	70 m and one 75 m	3.94 at m s 5.94 over piers	Moderate	MSS	2013
River Deba Basque-Y	Concrete box	900	70 m and one **80** m (national record)	3.94 at m s 5.94 over piers	86	MSS	2014

[a] In the 70 m spans on the River Fluvià Viaduct the MSS rested on 20 m concrete platforms constructed on site, positioned over the piers and shored from the ground during construction.

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

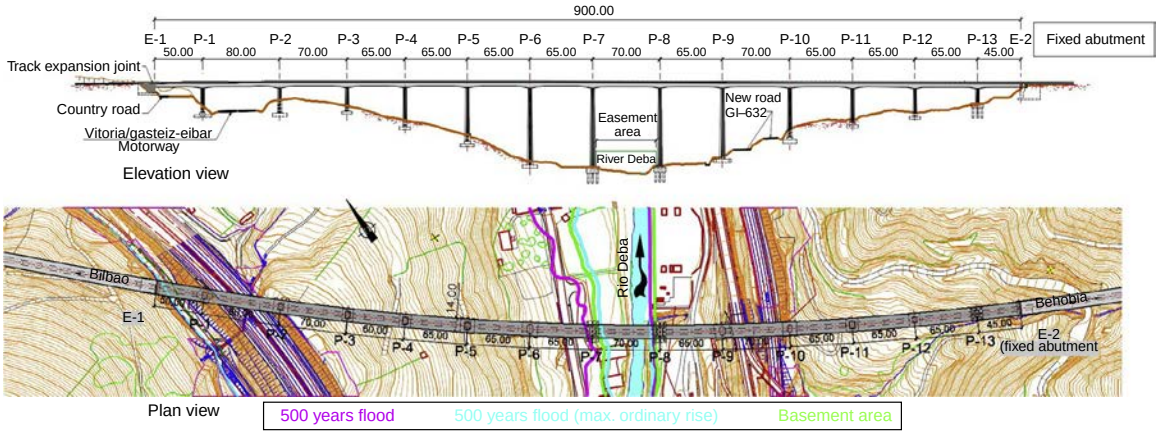


Figure 10. Elevation and plan views of the variable depth prestressed concrete deck ultimately built.



Figure 11. View of finished prestressed concrete viaduct.

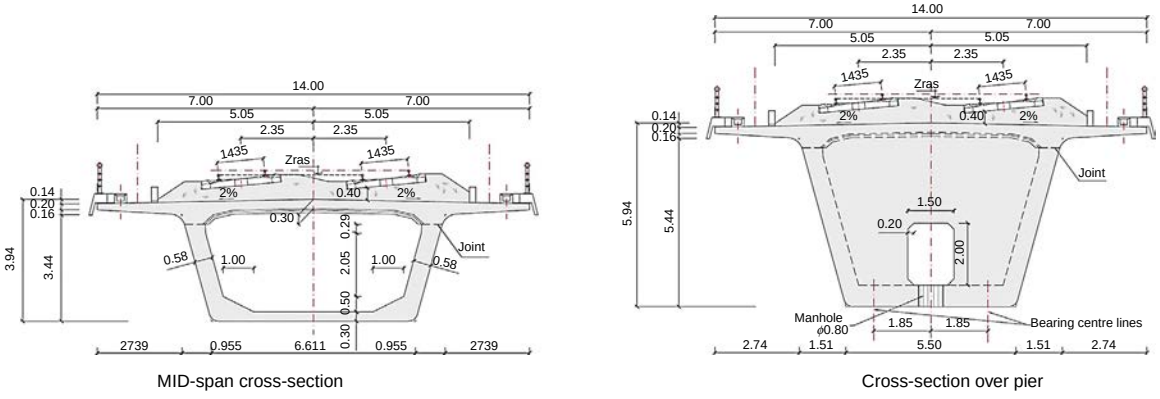


Figure 12. Standard box cross-sections: mid-span (left) and over piers (right).

strain on the pierheads induces loads similar to those that would be induced by friction if the longitudinal bearings had been designed to be free. With that arrangement, second order strain due to pierhead buckling-related instability on the tallest piers can be controlled, reducing longitudinal stress and enhancing pier strength.

All the bearings are positioned conventionally, with the stainless steel tray lying on the sliding element (Fig. 13), which is horizontally level except on abutment E-1. There it is parallel to the slope of the deck in the area to prevent longitudinal deck movements from inducing differential vertical movements on the track around the expansion joint, which could cause passenger discomfort.

Flexible, removable and replaceable protective covers were fitted to the bearings to prevent soiling and concomitant extra wear on the sliding stainless steel tray on the top element, which

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



Figure 13. Bearing, ruler-based measuring system and dust cover.

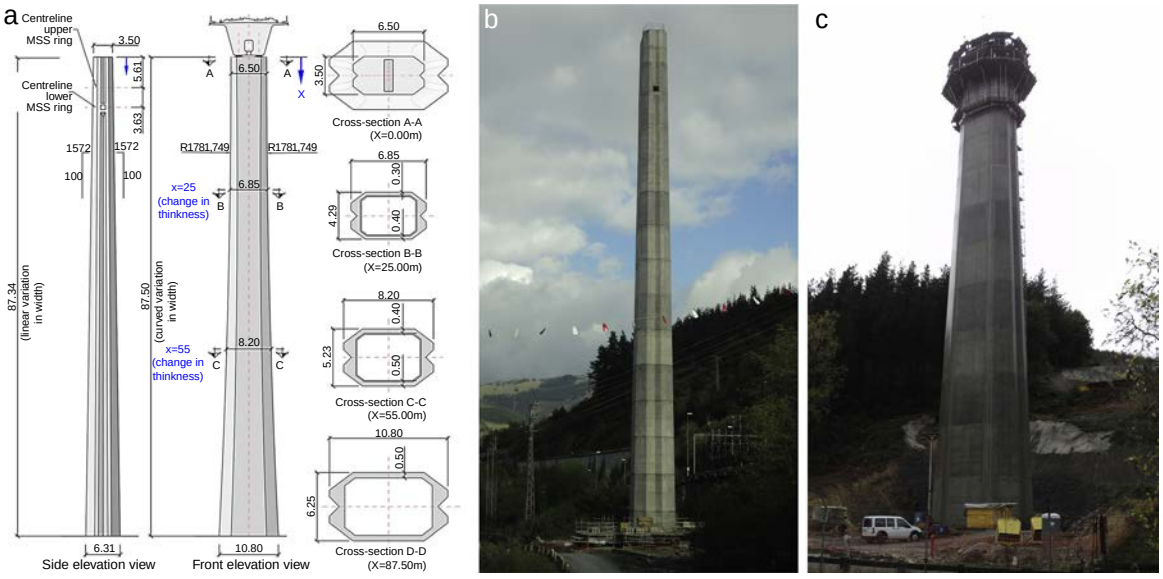


Figure 14. Pier geometry (a), and frontal and oblique (b and c) elevation views.

is longer than the bottom part of the support to accommodate deck expansion and contraction. These covers enclose the bearings completely, protecting them from sand and dust (Fig. 13).

The sliding element on the spherical bearings is a high molecular density polyethylene membrane, a material that improves on the more conventional Teflon, with manufacturer-guaranteed 2% maximum friction at very low temperatures, which is lower than the 3% delivered by their PTFE Teflon counterparts. Such greater durability ensures lower bearing maintenance costs in future.

The bearings were also fitted with side rulers to determine, in routine inspections, the position of the stainless steel top tray with respect to the bottom component and hence the exact position of the deck relative to the pier (Fig. 13).

All the bearings are replaceable and from the outset the design envisaged the position for and expected reactions in the jacks required for replacement, as appropriate.

4.3. Piers and abutments

Pier conception and design was an arduous task in which a complex balance between aesthetics and ease of construction was sought in the detailed design phase. While not neglecting the latter, particular care was taken in the design of the viaduct piers to deliver an elegant solution harmonious with the surrounds, characterised by a softened geometry that departs from conventional rectangular wall piers, felt to be overly austere in such a tall and visible viaduct as this one over the River Deba.

Viewed frontally (Fig. 14), the pier section increases gradually and radially from the top down, with the minimum transverse dimension, 6.50 m, at the head.

In the longitudinal direction, pier depth varies linearly from the crown, where the width is 3.50 m, to the base, which measures 6 m in the tallest piers (Fig. 14).

In the cross-section, the outer rectangle is heavily bevelled at the corners, in parallel on the two sides. This generates a series of oblique planes commensurate with the varying geometry of the sides with variable depth, affording the pier a less abrupt and much more elegant aesthetic than the classic matchbox design (Fig. 15).

The lateral faces bear a recess in the middle flanked by symmetrical sides that widens from the top down to generate a V-shaped groove, slenderising pier geometry (Fig. 15).

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

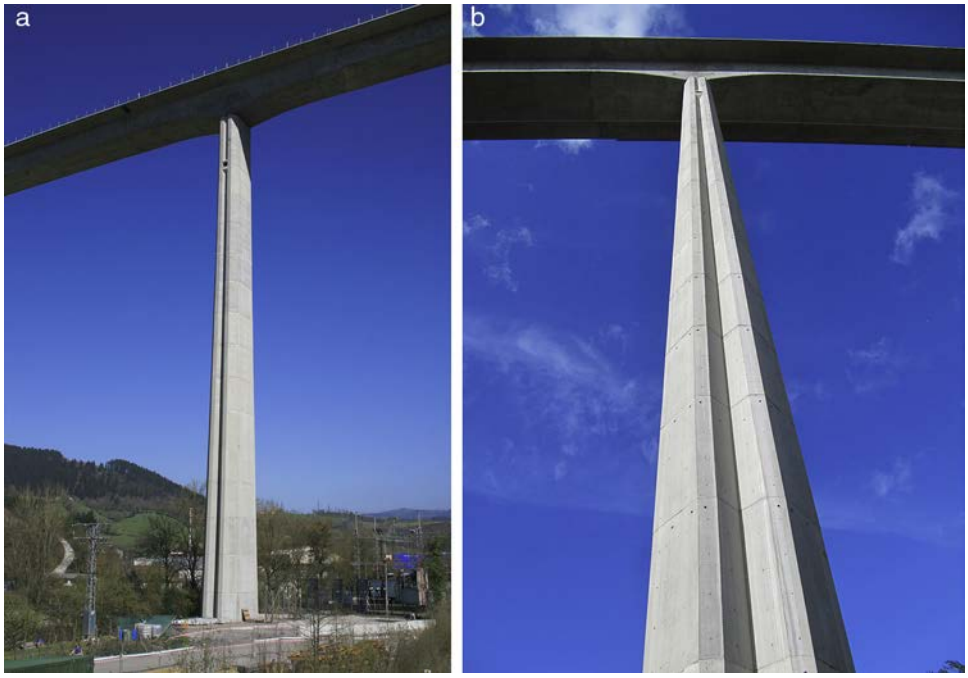


Figure 15. Tallest piers under the finished viaduct.



Figure 16. a) Micropile retaining walls for P-7 foundations; b) sheet retaining wall for P-8 pile foundations.

The piers are hollow with inner walls varying in thickness from 0.30 m in the top 25 m to 0.40 m in the middle 25 m and 0.50 m in the lower section of the tallest piers. The tallest pier, on the bank of the River Deba, is 86 m high.

Abutment E-1 is designed in the form of a closed box to house the track expansion joint, whilst abutment E-2, over which the track is continuous, is the point of fixity for the deck.

All the foundations are shallow except under piers P-7 and P-8 alongside the River Deba riverbed, each of which rests on pile caps joining 15 piles with a diameter of 1.8 m.

5. Construction

5.1. Foundations

The excavation for most of the piers posed difficulties due to their location near roads or the river or on steep slopes that called for significant provisional shoring [11]. As noted, the foundations under piers P-7 and P-8, adjacent to the River Deba, consist in fifteen 1800 mm ϕ piles, all of which were fitted with reusable sheathing in the uppermost metres of the bank.

The excavation shoring for piers 1, 7, 9 and 13 consisted in 168 mm × 12.5 mm tubular micropìle walls and soil anchors positioned at different depths (Fig. 16a). The sacrificial sheet pile retaining wall built around the pier closest to the river, pier 8, also provides environmental protection and protection for the pile cap against possible soil washouts (Fig. 16b). At pier 10 the excavation slopes had to be secured with several rows of soil anchor pins and shotcreted over welded wire fabric (Fig. 17).

5.2. Pier construction

The climbing forms used to build the variable geometry piers were assembled into modules 5 m high (Fig. 18). The piers were

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



Figure 17. P-10 excavation with soil anchor pins and shotcreted banks.

divided into two areas, one to cycle 8, at 40 m from the pier head, and the other from that height to the base, at a distance of 86 m in the tallest piers.

Each formwork module consisted in eight separate sections for the outer sides and a split box mould for the inner sides. The climbing system consisted in a platform fitted with spreader beams (Fig. 18). Dihedral steel plates were set at the corners to accommodate the dimensional variation with height.

The speedy pace of production, in which one 5 m cycle was completed every two days, was attained by fully preassembling the reinforcing steel on the ground on variable geometry frames and hoisting it into position with mobile cranes (Fig. 19a).

In the piers with heights of under 40–45 m, the concrete was pumped to the forms (Fig. 19b), while in the taller central members it was cast from crane-lifted 2 m^3 buckets; the production rates were 24 m^3/h and 12 m^3/h, respectively.

5.3. Deck construction

As noted earlier, the deck was built with underslung movable scaffolding that carried the formwork on top. In the casting stage, the MSS rested on the forward pier ring and was slung from a hanger beam supported at the end of the preceding cantilevered section (Fig. 20). When moving forward, it rested on two or three rings (Fig. 21) until reaching the construction position, when it was secured at the rear to the preceding hanger beam.

Deck construction was divided into 14 phases, in each of which the rear span was completed and a section was cantilevered into the forward span, resting on the 155 m long MSS. During the reinforcing steel assembly and concrete casting phases, the scaffolding hung as a statically determinate structure from the cantilever built in the preceding phase and rested on the steel structure (ring) secured to the forward pier. The standard gap between scaffolding supports was 50 m in the 65 m and 70 m spans and 55 m in the 80 m span. The cantilevered sections, designed to limit the gap between supports during concrete casting, were 15 m, 20 m or 25 m long depending on the length of the forward span.

Construction in the phases with 15 m cantilevers proceeded as follows. The rebar for the bottom slab and webs (forming a U-section, trough-like structure) was positioned across the entire section and subsequently cast in concrete (Fig. 22). The positive reinforcement in the central, constant depth area was prestressed and the statically determinate precast slabs were laid over top of the previously cast U (Fig. 23), resting on provisional braces. The top slab rebar was then laid across the entire section and cast in concrete (Fig. 24). The negative reinforcement in the variable



Figure 18. Overview and detail of the climbing forms for piers.

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



Figure 19. Reinforcing steel preassembly and lifting and concrete pumping for one cycle.

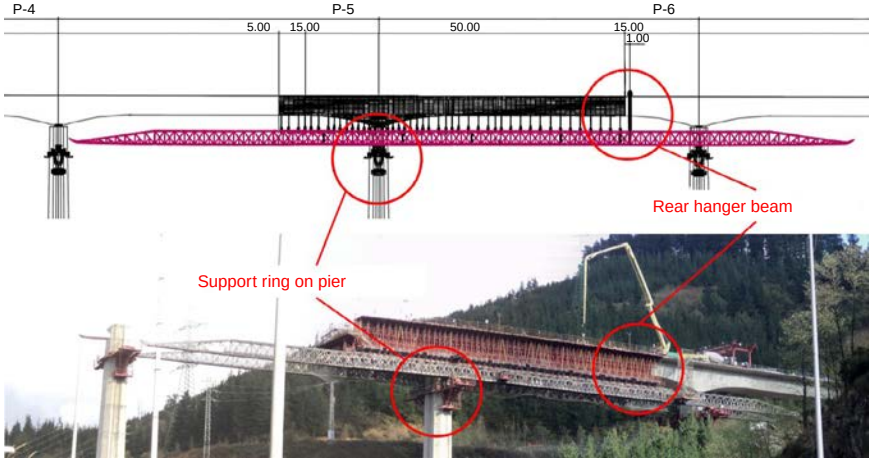


Figure 20. Movable scaffolding during standard concrete casting stage, resting on front ring and slung from preceding section.

depth area was stressed from the edge of the ring, after which the parabolic tendons ensuring continuity with the preceding phase were likewise stressed. Lastly, the provisional braces were removed from the non-structural precast slabs.

In the phases with 20 m and 25 m cantilevers, namely the phases prior to the 70 m and 80 m spans, for reasons of MSS strength constraints, deck construction was divided into four sub-phases. First, the rebar was laid in the trough-like structure across the entire section (Fig. 22) and concrete was cast in the section of the trough running from the cantilever to the forward pier and for an equivalent distance towards mid-span. The precast slabs were then laid in this area of the trough, the rebar for the top slab was assembled over the precast slabs and cast in concrete and the top slab negative reinforcement units were stressed. The concrete for the mid-span constant depth trough section was then poured and the positive reinforcement located in the mid-span area of the bottom slab was stressed. In the following step the precast slabs were laid over the U in the mid-span area (Fig. 25), after which the top slab rebar for that area was assembled and cast in concrete. Lastly, the family of parabolic continuity tendons was stressed and the MSS was unslung and advanced to proceed to build the following phase.

Fig. 26 shows the front end of the cantilever and, resting on it, the upper transverse hanger beam from which the movable scaffolding is hung, the prestressing anchorages for the family of parabolic continuity tendons in the webs and the anchorages for

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

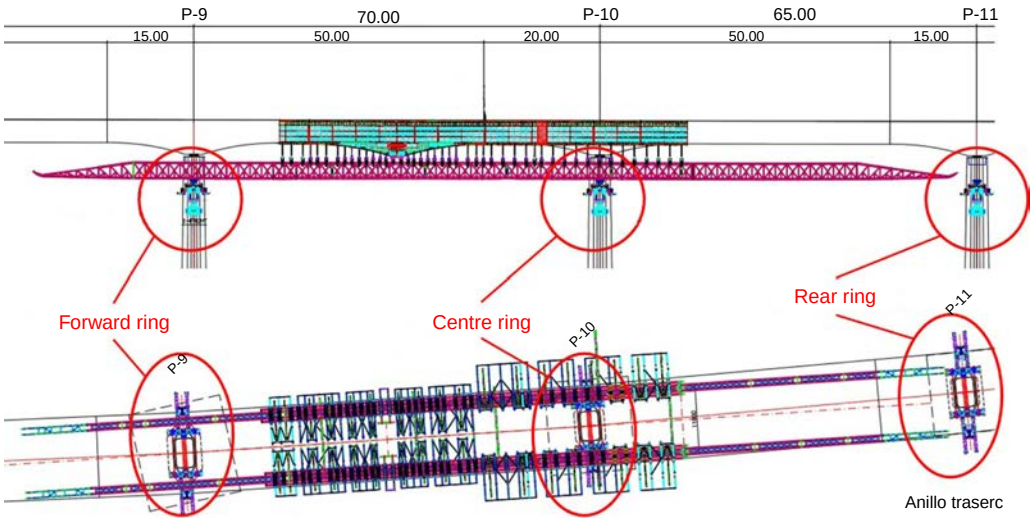


Figure 21. MSS moving forward, resting on two adjacent piers until reaching the construction position.



Figure 22. Overview of rebar and positioning of prestressed tendons in the trough-like undersection (bottom slab and webs).



Figure 23. Laying of precast slabs on previously cast trough.



Figure 24. Casting the top slab with concrete pumped from the forward end of the preceding phase.

the prestressing in the hogging area of the top slab. Fig. 27 depicts the inside of the deck, with the anchorages for the mid-span positive reinforcement stressing in the background.

Continuity between the parabolic prestressed tendons was established by crosslinking cables and using double wedge anchors (Fig. 28), which were preferred by the deck subcontractor over conventional couplers.

Deck construction productivity ranged from 2 weeks (in sections with 15 m cantilevers) to 2.5 weeks (in sections with 20 m cantilevers) per section. The entire deck was erected between October 2013 and July 2014. Such high productivity, given the variability of the cross-sections and the phase-based construction described, was attained by industrialising U-section rebar assembly, including the alignment of the prestressing sheaths, module-by-module on the ground. After assembly, the modules were lifted onto the deck with mobile cranes and driven on lorries to the forward end of the phase, where they were laid with the aid of a portal crane (Fig. 29). After the precast slabs were

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



Figure 25. Overview of area of negative reinforcement completely cast in concrete and laying of precast slabs in the positive reinforcement section, for subsequent assembly and concrete casting of the top slab rebar.



Figure 26. Cantilever front with anchorages for negative reinforcement tendons and parabolic continuity tendons and the system for hanging the MSS from the end of the cantilever.



Figure 27. Inside of deck with anchorages for positive reinforcement prestressing in background.

laid across the troughs, the rebar for the top slab was assembled in situ.

At 80 m, span 2, which straddles toll motorway AP-1, set the national record for span length on high-speed rail viaducts built using this construction method (Fig. 30). In this phase the MSS was launched with the aid of temporary shoring located 10 m from the P-2 centreline to slightly reduce bending on the forward end of the scaffolding during advance operations.

In addition to the adoption of routine individual and collective safety measures, special portal frames were installed over the existing roadways as protection against possible falling objects.

5.3.1. Resting movable scaffolding on piers

As an underslung system, the scaffolding was secured to the piers with bracket-like rings. Given their enormous weight, these rings were hoisted to the tops of the lower piers with mobile cranes and to the crown of the taller piers with a system of pulleys (Fig. 31), eluding the need for heavy duty cranes for these operations.

The support rings for the movable scaffolding consisted in two steel triangular cells with a prestressed horizontal tie that joined the two cells on both sides, and slanted braces balanced with two vertical uprights (Fig. 32). The load induced by the MSS and the deck under construction was transferred to the pier by two supports, one upper and one lower, on each side.

The upper support transferred the transverse reactions to the pier, along with any longitudinal friction induced by forward

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



Figure 28. Continuity tendon anchorages and crosslinked wires and active anchorages at cantilever front; passive steel anchorages.

MSS motion. This support worked in compression thanks to the stressed bar-mediated prestressing at the connection between the two cells, preventing their separation due to the tensile stress on the upper horizontal tie when the ring was subjected to the weight of the scaffolding.

The vertical load generated by the MSS, received by the braces and transferred as slanted compressive stress to the lower support, was decomposed into compression stress normal to the pier and a vertical reaction also absorbed by the pier by means of a Teflon bearing housed in an opening in its side.

6. Viaduct instrumenting during construction

A series of measurements were taken during construction to monitor deck erection and the actual forces transferred to the structure. Instruments were installed to monitor the reactions generated by the movable scaffolding both at the front end of the rear phase cantilever and the forward ring. These readings provided phase-by-phase information on the actual distribution of reactions transferred by the scaffolding to the forward pier and the edge of the deck cantilevered off the rear pier. They could also be used to confirm or otherwise one of the key design hypotheses: that inasmuch as part of the loads induced by casting the top slab concrete in a given phase would be resisted by the previously erected partial sections of the deck itself, the MSS would not have to bear 100% of this self-weight. The readings indeed confirmed the validity of that hypothesis, verifying the safety of both the MSS and the structure under construction.

The undersling reaction was measured indirectly with a redundant stress control system positioned on the transverse hanger beam (Figs. 33 and 34). Strain gauges were installed on the hanger beam webs at mid-span to measure bending and from



Figure 29. Positioning pre-assembled reinforcement on deck.

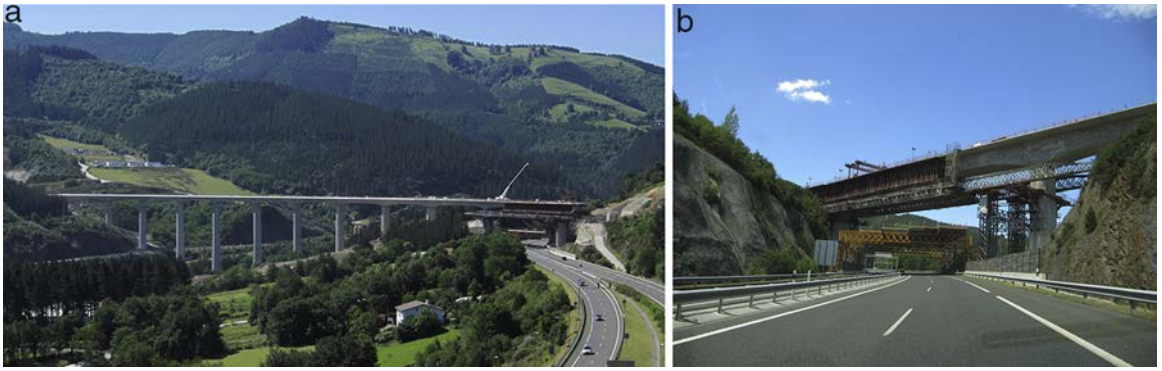


Figure 30. MSS on the 80 m span over motorway AP-1, which presently holds the record in Spain for high-speed rail viaducts built with this system.

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



Figure 31. Lifting the ring brackets to support the MSS.



Figure 33. Transverse hanger beam; left circle: strain gauges on webs at mid-span; right circle: strain gauges on web alongside support.



Figure 34. Detail of strain gauges installed on hanger beam webs.

that parameter to find the reaction induced by the underslung scaffolding (Fig. 33). Three further gauges were positioned on the web alongside the support to measure tangential stress, with it the shear on the cantilevered section of the beam and hence the reaction induced by the MSS on that side. This dual measuring



Figure 32. MSS support rings at top of pier.

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

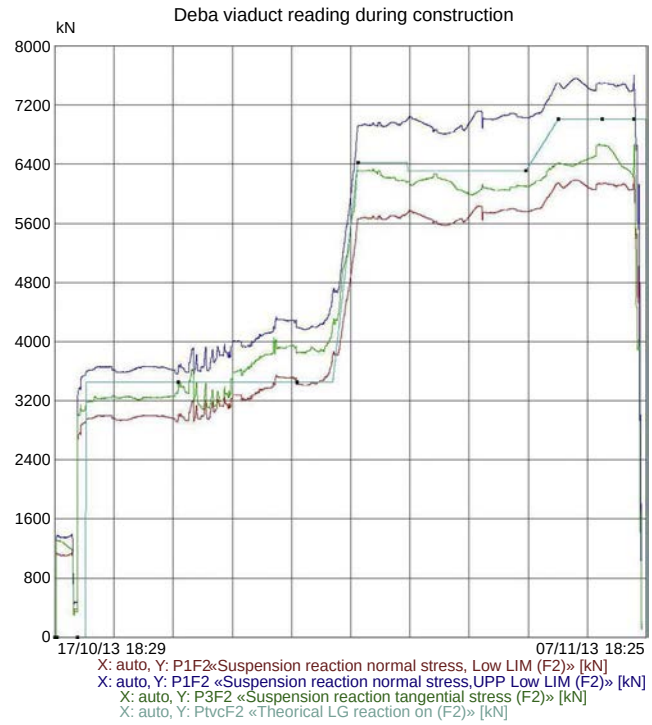


Figure 35. Reaction induced by the underslung scaffolding during the second phase of deck construction (with a 15 m cantilever and two concrete casting sub-phases).

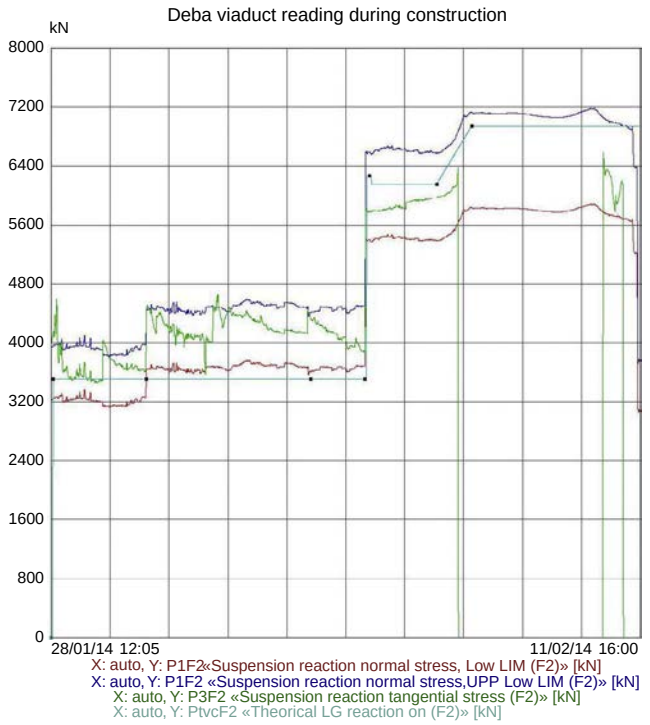


Figure 36. Reaction induced by the underslung scaffolding during the second phase of deck construction (with a 20 m cantilever and four concrete casting sub-phases).

system defined the upper and lower limits of the undersling reaction; the theoretical reaction was found to lie between those values in all cases throughout construction (Figs. 35 and 36). Those findings validated the monitoring model and the design values adopted for the reaction to the slung scaffolding, confirming that the deck would not be exposed to forces greater than envisaged in the design either during construction or at any time in its service life.

Unlike the reaction in the rear cantilever, the reaction in the forward support ring was not measured continuously with instruments installed for that purpose, but from time to time during the most sensitive sub-phases by loading the hydraulic jacks in the rings. The operation was systematised to a specific procedure to eliminate measurement errors and obtain reliable results. The sub-phases in which the reaction in the ring was monitored were, for the phases with two concrete casting sub-phases (15 m cantilevers): MSS idling and concrete casting in the trough and the top slab; and for the phases with four concrete casing sub-phases (20 m cantilevers): MSS idling, concrete casting in the trough around the pier, concrete casting in the top slab around the pier, concrete casting in the trough at mid-span and concrete casing in the top slab at mid-span. The results measured matched the values delivered by the model used to monitor construction with errors that seldom exceeded 3–5% (Fig. 37). That, together

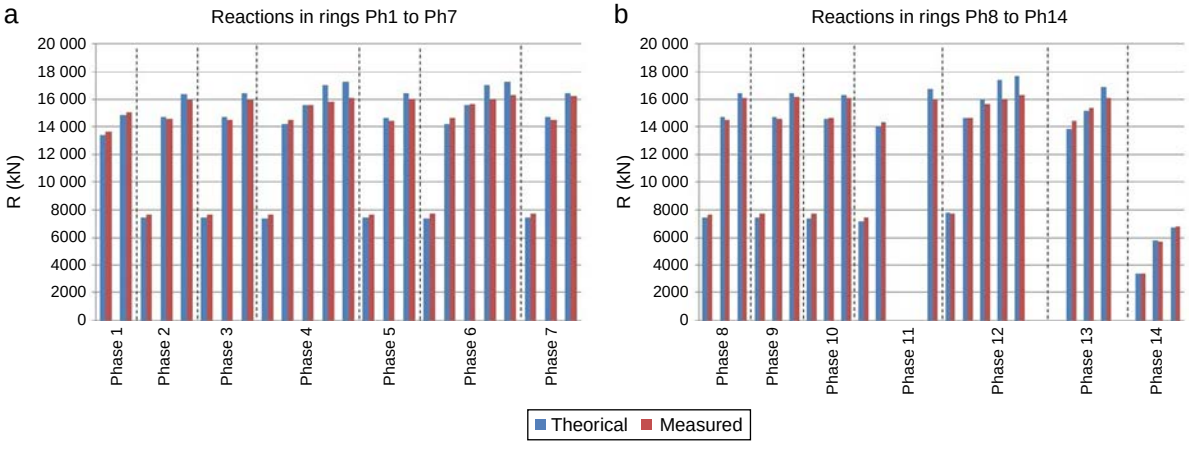


Figure 37. Reaction in the forward ring during concrete casting sub-phases in the 14 deck construction phases.

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

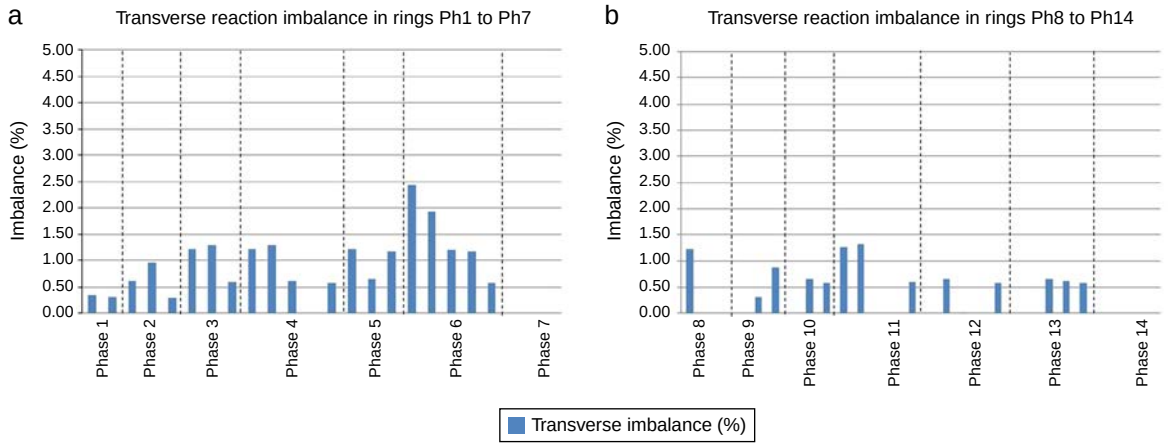


Figure 38. Transverse imbalance in the forward ring during concrete casting sub-phases in the 14 deck construction phases.

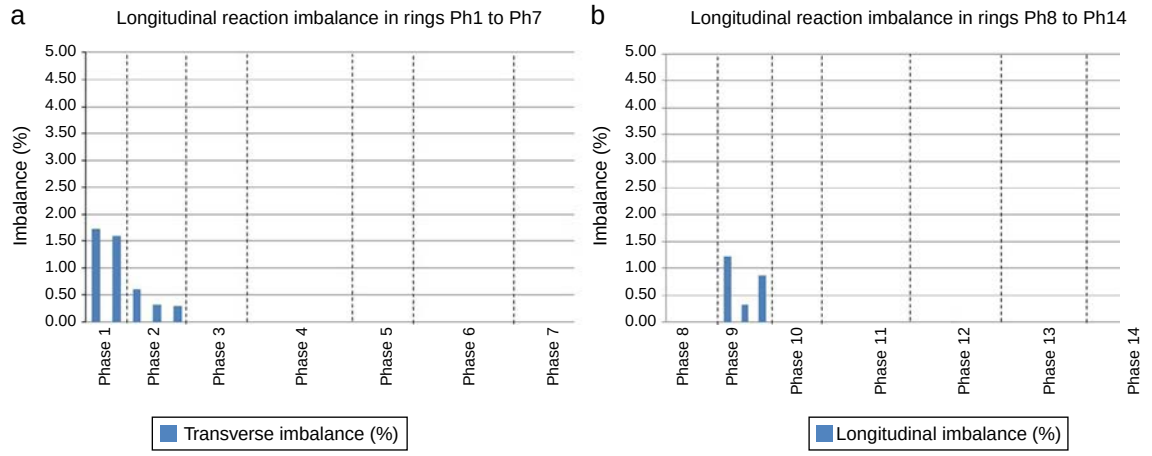


Figure 39. Longitudinal imbalance in the forward ring during concrete casting sub-phases in the 14 deck construction phases.

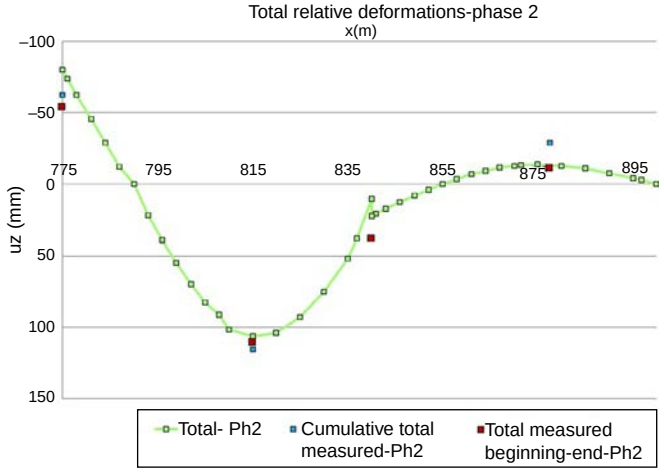


Figure 40. Deck deformation during construction phase 2 (with a 15 m cantilever and two concrete casting sub-phases).

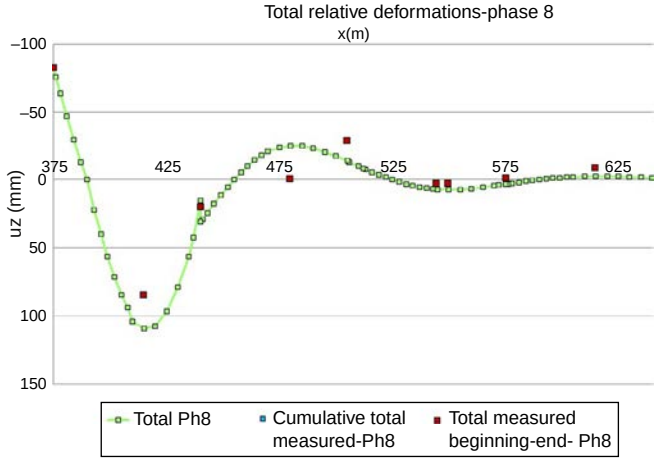


Figure 41. Deck deformation during construction phase 2 (with a 20 m cantilever and four concrete casting sub-phases).

with the results of monitoring the reaction induced in the rear cantilever, verified the design hypotheses on load distribution between the MSS and the deck, ensuring satisfactory structural behaviour during both construction and use.

The information gathered on the reaction in the rings was also useful for monitoring the transverse and longitudinal eccentricity in the forward ring, which proved to be practically nil (Figs. 38 and 39). Those data verified the distribution of the

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

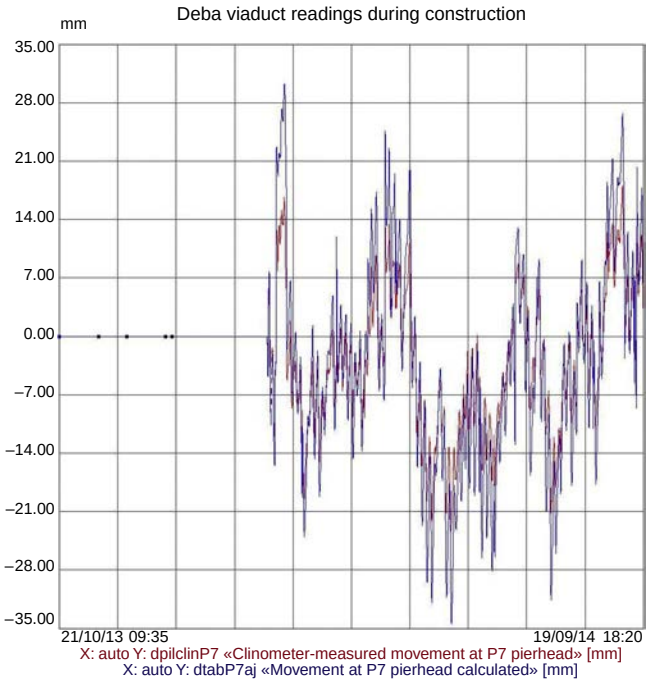


Figure 42. Comparison of clinometer-measured longitudinal displacements on P-7 pierhead (red) over one year's time to the longitudinal displacements calculated from the theoretical adjustment of thermo-hygrometric forces (blue). (For interpretation of the references to color in this figure legend, the reader is referred to the web version of the article.)

vertical load borne by the two MSS trusses as well as the satisfactory operation of the lifting spreader beam positioned on the rings to centre the loads longitudinally. Again, the design hypotheses were confirmed, ensuring that none of the elements in ancillaries or the permanent structure would be exposed to additional forces induced by transverse or longitudinal load eccentricity.

In addition to the reactions transferred by the MSS to the structure, other bridge construction parameters were monitored using conventional topographic tracking, including deck deformation during concrete casting (Figs. 40 and 41) and deformation in the front and rear scaffolding nosings during the launching phases.

Lastly, instruments specifically designed to monitor bridge displacement were installed, including environmental thermometers, deck section thermometers, clinometers on some of the tallest pierheads and motion transducers on the free pierheads fitted with clinometers, as well as on the abutment bearing the expansion joint. Those instruments validated both the thermal and rheological forces acting on the bridge and its satisfactory strain resistance (Fig. 42).

7. Conclusions

This article contains a detailed description of the circumstances that informed the three solutions proposed for the viaduct over the River Deba on the Basque-Y rail line: the approach that won the ideas competition, the one set out in the original design and the one ultimately designed and built.

The main characteristics of the viaduct and its construction are reviewed, along with its instrumentation and the main parameters monitored.

The viaduct now in place is 900 m long, has 70 m standard spans and a main 80 m span over motorway AP-1. No other MSS-erected high-speed rail box girder deck in Spain has a span of that length. The maximum pier height is 86 m and its deck, a variable depth prestressed concrete box girder, was built with a movable scaffolding. It is the tallest bridge in the Spanish province of Guipúzcoa and one of the tallest high-speed rail bridges in Spain (Table 2).



Figure 43. Viaduct during load test with lorries (4 February 2015).

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



Figure 44. Finished viaduct.



Figure 45. Finished viaduct.

The viaduct was completed in autumn 2014, and the pre-ballast load test with lorries was successfully conducted on 4 February 2015, in the midst of a heavy snowfall (Fig. 43). The finished viaduct is depicted in Figs. 44 and 45.

Annex. Main participants in the design and works

Owner: Euskal Trenbide Sarea (ETS)/ADIF-Alta Velocidad

Developer and Project Management: Euskal Trenbide Sarea (ETS)

Luis Miguel del Castillo and Estíbaliz Alfranca

Site Management: Euskal Trenbide Sarea (ETS):

Alejandro Montes (Site Manager), Pedro Daniel Juan (Assistant Site Manager)

Builder: Abergara joint venture: SACYR-CAMPEZO-CYCASA-FEBIDE

Site supervisors: Jorge González and Agustín Redero

SACYR Engineering Services:

Raquel Caballero, Jesús Imedio, Narciso Pulido

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

Original design and modified structural design:

IDEAM S.A.: Francisco Millanes, Miguel Ortega, Pablo Solera, Helder Figueiredo, Jokin Ugarte.

Builder's Engineering Consultants:

IDEAM S.A.: Francisco Millanes, Miguel Ortega, Jokin Ugarte.

Site Management's Engineering Consultants: TYPSA-TEAM joint venture

Deck Subcontractor Grupo Puentes y Calzadas

References

[1] F. Millanes, J. Pascual, M. Ortega, Viaducto Arroyo las Piedras. Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas. Hormigón y Acero 243, Enero–Marzo, ACHE, Madrid (2007) 5–38.
[2] F. Millanes, E. Bordó, J. Martín, J.L. Mansilla, Viaducto de Archidona (LAV Córdoba-Granada): 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación. Hormigón y Acero 270, Septiembre–Diciembre 2013, ACHE, Madrid (2013) 5–30.
[3] F.J. Del Pozo, J.M. Arrieta, et al., Viaducto arroyo del valle. Línea de alta velocidad Madrid – Segovia – Valladolid, in: III Congreso ACHE, Zaragoza, 2005.
[4] D. Mary, Le viaduc de Roquemaure sur la ligne TGV Méditerranée, Travaux 760 (2000) 62–65.
[5] P. Chatelard, O. Martin, M. Roujon, P. Sayn, Lot 2H – les viaducs d'Avignon, Travaux 742 (1998) 47–51.
[6] P. Chassagnette, J.-J. Lagane, Le plus long viaduc en béton précontraint (1725 m) pour une ligne ferroviaire, Travaux 672 (1992) 50.
[7] P. Guijarro, La Alta Velocidad y el cruce del embalse de Contreras. Una obra singular, Revista de Obras Públicas 3522: Línea de Alta Velocidad Madrid-Levante (Monográfico) (2011) 21–40.
[8] T. Polo, C. Ramos, A.C. Aparicio, G. Ramos, Ingeniería de construcción del viaducto para alta velocidad sobre el río Fluvià, in: V congreso ACHE, Barcelona, 2011.
[9] I. Pardo De Vera, M.J. Pantaleón, O.R. Ramos, G. Ortega, J.M. Martínez, Viaductos sobre Río Deza y Anzo 2, Hormigón y Acero 62 (2011) 7–27.
[10] J.A. Del Valle, A. Carriazo, J.M. Simón Talero, P. Chico, Viaducto sobre el río Ulla, Hormigón y Acero 61 (2010) 7–23.
[11] J. Gonzalez, A. Redero, J. Imedio, J. Pérez, J. Cañozal, Análisis constructivo y ejecución del viaducto de alta velocidad sobre el rio Deba en la Y Vasca, in: VI congreso de ACHE, Madrid, 2014.

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