Viaducto de Archidona (L.A.V. Antequera-Granada), 3.150 m de dintel mixto sin juntas de dilatación

Archidona Viaduct (High Speed Railway Lines between Antequera and Granada), 3 150 m composite deck without expansion joints

Francisco Millanes Mato[1], Enrique Bordó Bujalance[2], Jesús Martín Suárez[2] y Juan Luis Mansilla Domínguez[2]

Recibido | *Received:* 27-05-2013
Aceptado | *Accepted:* 28-06-2013

Resumen

El Viaducto de Archidona se incluye dentro de las obras de la L.A.V. entre Antequera y Granada, en la provincia de Málaga. Se trata de un viaducto de longitud total 3.150 m, con juntas únicamente en estribos, dando lugar a la estructura con mayor longitud libre entre aparatos de dilatación de vía construida hasta el momento. El tablero se ha resuelto con un dintel mixto (solución bijácena) de canto constante, con vanos tipo de 50 m de longitud. El diseño de la subestructura ha venido condicionado por la estrategia antisísmica y las necesidades de tolerar las importantes deformaciones térmico-reológicas del puente. Se ha prestado especial atención, dada la magnitud de la obra, a los aspectos constructivos, de sistematización y prefabricación, y de control de ejecución de la estructura metálica.

Palabras Clave: puentes mixtos, Línea de Alta Velocidad, sismo, junta de dilatación, control ejecución estructura metálica.

Abstract

Archidona Viaduct is included in the High Speed Railway Line between Antequera and Granada, in the province of Málaga (Spain). This structure has a total length of 3 150 m, having expansion joints just in the abutments, and becoming for the moment the continuous deck with higher distance between joints in the world. The deck has been solved with a composite cross section (double-beam solution), with constant depth and typical span length of 50 m. The design of substructure has been conditioned by the seismic resistant strategy and the need of allowing the important displacements of the deck due to thermal and reological actions. Special attention has been paid, as a result of the size of the works, to ease constructive solutions, to systematization and the use of precast elements, and to quality control of steel construction.

Keywords: *Composite bridges, High Speed Railway, seismic action, expansion joint, quality control for structural steel.*

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, España). IDEAM, S.A. (Madrid, España)
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDEAM, S.A. (Madrid, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* general@ideam.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

1. INTRODUCCIÓN

El Viaducto de Archidona (Figura 1) se ubica en el tramo Archidona-Peña de los Enamorados, dentro de la L.A.V. Antequera-Granada. La estructura se concibe para dar solución a la necesidad de salvar una longitud total de valle de más de tres kilómetros, con unos condicionantes ciertamente restrictivos:

- situación en una zona de acciones sísmicas importantes (aceleración sísmica básica: 0,11 g; aceleración sísmica de cálculo: 0,18 g);
- altura media de pilas en el entorno de los 25 m;
- intención de evitar en lo posible la ubicación de aparatos de dilatación de vía en la estructura, respetando unos movimientos totales máximos en las juntas de vía de 1.200 mm, de acuerdo con los criterios establecidos por el ADIF.

La posible solución de múltiples vanos isostáticos, que resulta en general adecuada para viaductos de gran longitud y baja cota de rasante, se descartó por la excesiva deformabilidad del conjunto [pilas+cimentación], no admisible por la vía, frente a las acciones de frenado y del sismo de servicio, resultando además muy penalizada por la resistencia frente al sismo máximo de cálculo. Ello llevó a optar por la solución de dintel continuo.

Dado que no se consideraba aconsejable, por razones de mantenimiento, disponer aparatos de dilatación de vía en el interior del tablero, el punto fijo hubo de quedar obligatoriamente ubicado aproximadamente en el centro de los 3.150 m de longitud total del viaducto, obteniéndose unas longitudes máximas dilatables en ambos estribos en el entorno de los 1.600 m. Debido a la deformación que resultaría por acciones térmico-reológicas de emplear una solución en hormigón (que habría dado lugar a movimientos superiores a los recorridos máximos admisibles por los aparatos de

1. INTRODUCTION

The Viaduct of Archidona (Figure 1) is located on the High Speed Railway Line between Antequera and Granada, in the province of Málaga. This structure was designed to solve the crossing of a valley more than 3 km long, with many restrictive conditions:

- *location on an area of high seismicity (basic ground acceleration: 0.11 g; design ground acceleration: 0.18 g);*
- *typical pier height around 25 m;*
- *track dilatation devices had to be avoided on the deck, according to ADIF criterion, leading to total maximum relative displacements in track joints of 1 200 mm.*

The standard solution of a series of simple supported spans, which is generally appropriate for viaducts of great length and not very high piers, was discarded because of the high deformability of the piers and foundations set. Displacements under braking forces or SLS seismic action were too high, and the design on ULS seismic situation was also penalized with this layout. This led to consider a continuous deck solution as the main alternative.

As placing track expansion joints inside the deck was not allowed because of maintenance recommendations, the longitudinal fix point had to be located approximately in the middle of 3 150 m of the total length of the deck, reaching maximum dilatation lengths of about 1 600 m at abutments. Due to the excessive deformation (for the range of the joints) that would have resulted if the deck had been designed of prestressed concrete, a composite deck solution, with lower rheological strain values, was chosen. Recent and detailed knowledge of this kind of solution was available from previous design of Arroyo las Piedras Viaduct (HSRL Córdoba-Málaga).

Higher longitudinal flexibility and lower overall mass values of composite decks comparing to concrete ones, contributed also to reduce maximum longitudinal support



Figura 1. Vista general del Viaducto de Archidona
Figure 1. General view of the Viaduct of Archidona

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

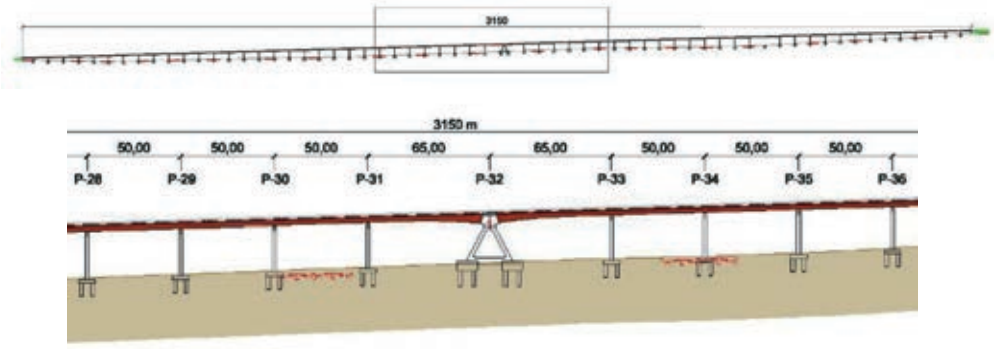


Figura 2. Alzado del Viaducto de Archidona
Figure 2. Elevation of the Viaduct of Archidona

dilatación de vía), se eligió una en dintel mixto, del cual se contaba con experiencia reciente por el diseño del Viaducto sobre el Arroyo las Piedras (L.A.V. Córdoba-Málaga).

Como luego veremos, la mayor flexibilidad longitudinal y la menor masa de los tableros mixtos, con respecto a los de hormigón, permitieron asimismo limitar a valores asumibles las reacciones debidas a los efectos sísmicos de la totalidad de los 3.150 m de tablero, soportados en longitudinal con un único punto fijo central (Figura 2). Las potencialidades de los sistemas mixtos permitieron en este caso resolver con un diseño sencillo, y hasta cierto punto convencional, un problema de diseño complicado en el ámbito de los puentes de alta velocidad.

2. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

El necesario ajuste de la rasante para la plataforma de la L.A.V. en las proximidades al Túnel de Archidona, para minimizar la afección medioambiental a un acuífero situado en esta zona, obligó a proyectar un viaducto de una longitud notable situado a continuación de la entrada del citado túnel. Con esta premisa, y teniendo en cuenta los condicionantes técnicos que se expondrán a continuación, se afrontó el reto de proyectar y ejecutar el Viaducto de Archidona, recurriendo a aspectos poco utilizados en las Líneas de A.V. españolas.

2.1. Descripción de la estructura

La solución elegida para el tablero consiste en un dintel mixto de canto constante en sección bijácena metálica (Figuras 3 y 4), de 2,95 m de canto, más una losa superior de 0,45 m de espesor uniendo ambas almas. La separación entre vigas es de 6 metros a nivel superior, disponiéndose las almas ligeramente inclinadas, aumentando la anchura a lo largo del canto hasta llegar a 6,60 m en la cara inferior. La losa inferior de hormigón que cierra la sección sirve para materializar la doble acción mixta en las secciones de flexión negativa y para cerrar el circuito de torsión en

forces due to the effect of seismic action on the deck structure. This reaction was concentrated in the central fixed point (Figure 2).

Potential advantages of composite systems made possible to solve, with a simple and relatively standard design, a complicated and full of constraints problem in the field of High Speed railway bridges.

2. STRUCTURAL DESIGN

Adjustments of track alignment were required near the Tunnel of Archidona to minimize environmental impact affection on an aquifer. These changes made necessary to design a viaduct of relevant length beginning just after the tunnel end. On this basis, and bearing in mind the rest of technical constraints that will be described below, the challenge of solving this problem was faced, using elements not commonly employed in Spanish High Speed Lines.

2.1. Description of the structure

The solution that was chosen for the superstructure consists of a composite twin-girder constant height deck (Figures 3 and 4), with a total steel depth of 2.95 m plus top concrete slab of 0.45 m thick connecting both webs. Distance between beams is 6 m at top level, placing the webs with a slight inclination, increasing the width along the beams depth to reach 6.60 m at the bottom. The bottom concrete slab that closes the cross section also collaborates in general bending, making possible the double composite action effect in negative bending, and helps to close the torsional stress circuit in middle span sections. This cross section is similar to the one designed for the Viaduct of Arroyo las Piedras [1] [2] [3], and it follows the trend of classical twin-girder solutions that are common in French High Speed Railway Lines, where the use of composite competitive (comparing with concrete) solutions is fairly common [4].

In the case we are describing, some technical modifications were implemented, such as the use of double composite action; the closing of torsional circuit with bottom concrete slabs (instead of steel bracing); transverse truss diaphragms instead of solid web ones; or the use of steel

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

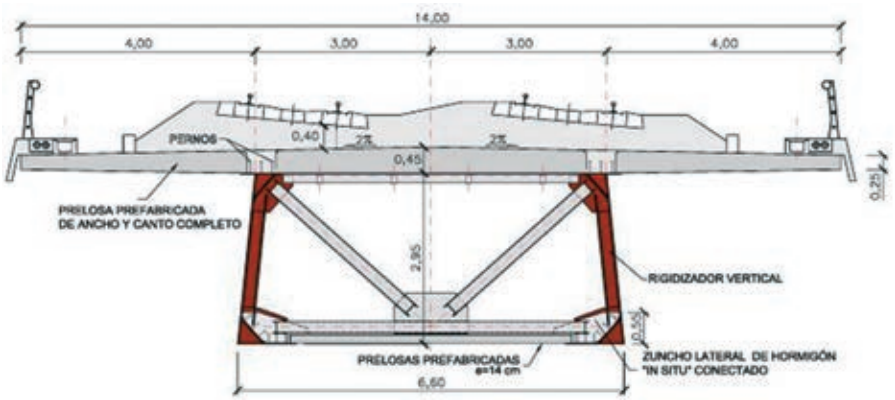


Figura 3. Sección por zona de centro de vano
Figure 3. Cross section at middle span zone

las secciones de centro de vano. El diseño de la sección es semejante al empleado en el Viaducto del Arroyo las Piedras [1] [2] [3] y sigue la línea de las clásicas soluciones bijácena, habituales en las L.A.V. francesas, en donde es común el empleo de soluciones mixtas competitivas frente a las de hormigón [4].

En el caso que nos ocupa, se incluyeron algunas modificaciones técnicas, como la doble acción mixta, el cierre del circuito de torsión mediante prelosas inferiores en lugar de celosías, diafragmas transversales en celosía en lugar de los diafragmas de alma llena, o la utilización de células que evitan la rigidización longitudinal del alma y mejoran el comportamiento resistente y la durabilidad de la sección.

El cajón es visitable e inspeccionable en su totalidad, pudiéndose transitar por el interior sobre la losa inferior de hormigón armado, y permitiendo el acceso a las cabezas de las pilas y a los aparatos de apoyo mediante mamparos diseñados con esta finalidad.

El acero estructural utilizado en las vigas principales de la sección transversal del tablero ha sido S-355 J2GW "tipo corten", apropiado para las condiciones atmosféricas de la zona donde se localiza el viaducto, asegurando al mismo tiempo una importante reducción de los costes de mantenimiento respecto del acero pintado.

La distribución de luces del viaducto es 35,00 + 30 x 50,00 + 2 x 65,00 + 29 x 50,00 + 35,00 m (total 3.150 m),

inclined plates at the end of the web (called "cells"), used to reduce longitudinal web stiffeners and to improve the resistance and durability of the cross section, by protecting the welds.

The box inside space has full access and eases maintenance inspections, as it is possible to comfortably walk over bottom concrete slab. Access to the top of the piers and bearings is also granted by means of diaphragms purposely designed to allow special access manholes.

The structural steel that has been used for the main beams of the deck cross section is S-355 J2GW weathering steel, which suits very well to the weather and atmospheric conditions of the area where the bridge is located, an at the same time assures an important maintenance costs reduction comparing to painted steel.

Viaduct spans length distribution is 35.00 + 30 x 50.00 + 2 x 65.00 + 29 x 50.00 + 35.00 m (total 3 150 m), making the bridge the one with the longest railway continuous deck without joints built till the moment. In this layout, the lateral 35 m spans produce an adequate compensation for the typical span, of 50 m, and the 65 m ones correspond to the ones adjacent to the fixed point or central pier, to which they are connected. The typical span length was decided according to the typical pier height, and the dimensions and weight that were suitable to erection with crane, always thinking in competitive constructive solutions. This layout was also appropriate to standardization and

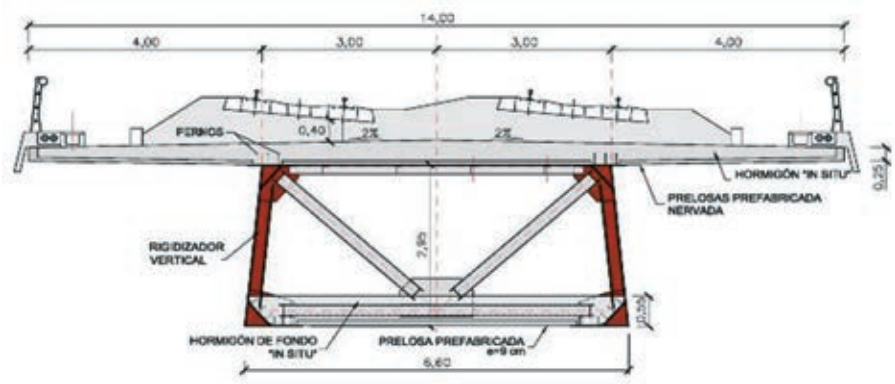


Figura 4. Sección por zona de momentos negativos
Figure 4. Cross section at hogging moments zone

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026



Figura 5. Concepción formal del Viaducto de Archidona
Figure 5. Formal conception of the Viaduct of Archidona

convirtiendo a la obra en la estructura con mayor longitud de tablero continuo sin juntas para ferrocarril construida hasta el momento. Dentro de esta secuencia, los vanos laterales de 35 m permiten una adecuada compensación del vano tipo y los de 65 m corresponden a los adyacentes al punto fijo o pila central, en la que se empotran. La luz del vano tipo, de 50 m, se decidió en función de la altura de las pilas y las dimensiones y pesos que resultan aceptables para un montaje con grúa, pensando en una solución constructiva competitiva. La secuencia y la luz de los vanos, además, resultan muy adecuadas desde el punto de vista de la sistematización y repetitividad de la construcción. Este aspecto es importante a la hora de obtener una estructura más sencilla de construir, y por lo tanto, más económica.

Durante la fase de proyecto se cuidaron al máximo las diferentes facetas del diseño, tanto desde el punto de vista meramente estructural, estético (Figura 5) o funcional (por ejemplo, disponiendo los postes de catenaria –cada 50 m– coincidiendo con los ejes de apoyo sobre las pilas tipo, donde los movimientos –rotaciones– del tablero son mínimos bajo el paso de las sobrecargas).

En cuanto a la subestructura, se distinguen en el Proyecto dos tipos de pila: la pila tipo (libre en dirección longitudinal, y fija en dirección transversal) y la pila central o punto fijo del viaducto.

La pila tipo se proyecta aporticada, con dos fustes de sección constante rectangular, en hormigón armado, y con la misma inclinación que presenta la sección transversal del tablero (Figura 6). La forma trapecial confiere a la pila la necesaria

repetition of construction processes, easing precast fabrication. These aspects are important when trying to obtain an easier to built structure, and also a more economical one.

During design stage, all the different aspects of the Project were considered with special care, from the pure structural point of view, to aesthetic elements (Figure 5), or functional issues (for example, placing catenary supports spaced at 50 m, matching with support line at piers, were displacements –rotations- are minimum under liveload action).

As per substructure, two types of pier can be found in the Project: standard pier (free in longitudinal direction and transversely fixed), and the central pier or fixed point of the viaduct.

The standard typical pier has a frame typology, with two rectangular concrete constant cross section shafts, and with the same lateral inclination as the deck (Figure 6). The trapezoidal shape provides the pier with the required transverse

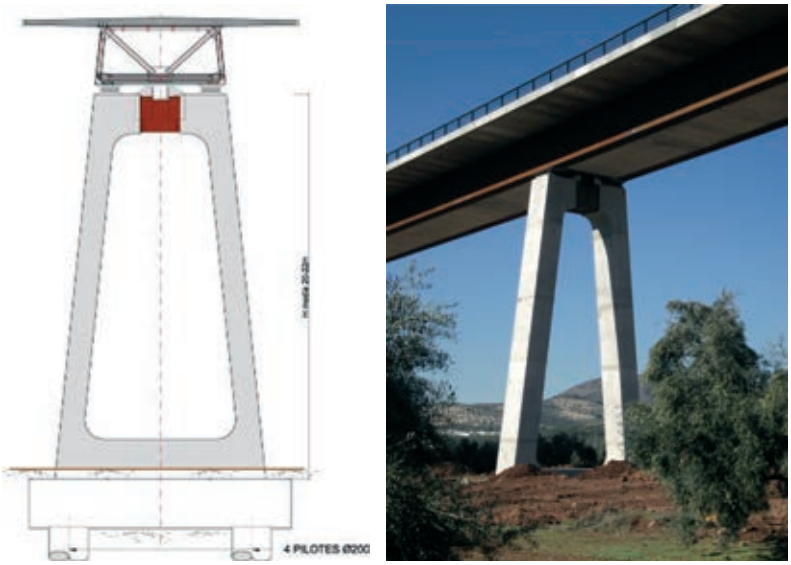


Figura 6. Vista de la pila tipo
Figure 6. Typical pier view

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

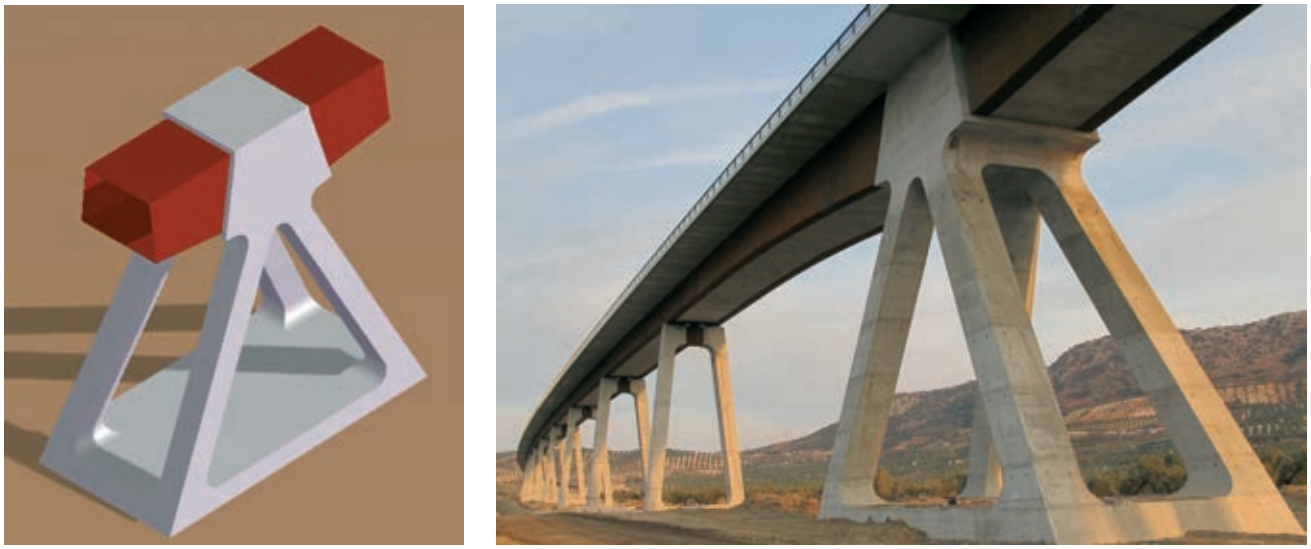


Figura 7. Pila central
Figure 7. Central pier

rigidez transversal frente al sismo. Se ha cuidado el acabado formal de estos elementos, proyectando una geometría de pila con suficiente transparencia y ligereza, necesaria para un viaducto de gran longitud y con gran número de pilas (62).

El tablero se vincula transversalmente al dintel de la pila mediante topes sísmicos de metal que se introducen en la cabeza de pila, mientras que en dirección longitudinal se encuentra libre, como hemos citado anteriormente, disponiéndose aparatos de apoyo esféricos deslizantes. Las cimentaciones, pilotadas en la totalidad del viaducto, constan de 4 pilotes de 2 m de diámetro por pila tipo, con una longitud media de unos 30 m.

La pila central (Figura 7), único punto fijo de la estructura en dirección longitudinal, se proyecta en forma de célula triangular, conformándose por medio de la inclinación y unión de dos pilas tipo, contando por tanto con 4 fustes. La base del triángulo conecta los arranques de los fustes de las pilas inclinadas y une los dos encepados de 14 pilotes cada uno (de 2,0 m de diámetro y 32,0 m de longitud). El dintel, que en esta zona presenta una ligera variación de canto, y una luz de 65,0 m, se empotra en la cabeza de la pila.

Respecto a los estribos del viaducto (Figura 8), se han proyectado mediante un cajón de hormigón dividido en tres compartimentos y en cuya parte frontal se dispone una pastilla maciza donde apoya el tablero. La longitud total de estos elementos ha tenido en cuenta la necesidad de disponer el aparato de dilatación de vía sobre la losa superior del estribo.

El acceso al interior del tablero se ha dispuesto a través de los estribos, garantizando al mismo tiempo la posibilidad de inspección de los habitáculos de estas estructuras de hormigón.

stiffness against seismic action. Formal view of these elements was studied in detail, designing a pier light and transparent, which is something needed in a viaduct of such a great length and number of piers (62).





Figura 8. Estribo
Figure 8. Abutment

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

2.2. Solución mediante dintel mixto

El tablero fue concebido dando solución a los diferentes problemas planteados por los condicionantes anteriormente citados. El rasgo principal que diferencia el Viaducto de Archidona de otros dinteles de Alta Velocidad es, sin lugar a dudas, la gran longitud continua del tablero (3.150 m entre juntas en estribo). Si bien no es excepcional llegar a longitudes de tablero de este orden en obras de perfil similar, sí que suelen resolverse por medio de soluciones isostáticas en las que cada pila resiste los esfuerzos horizontales producidos por la longitud tributaria de tablero que le corresponde. En nuestro caso, debido a la altura de pilas (más de 25 m de media) y las condiciones de cimentación, esta solución se descartó por las deformaciones esperables, superiores a las permitidas por la IAPF [5].

Si al hecho anterior añadimos la decisión intencionada de reducir al máximo el número de juntas y, especialmente, de evitar los aparatos de dilatación de vía (ADV) en medio del tablero, la solución que se encontró más adecuada fue disponer juntas únicamente en estribos.

Cabe destacar el hecho de que, dada la magnitud de la longitud máxima dilatable, en el entorno de los 1.600 m, los dinteles mixtos son una solución que permite resolver técnicamente dicha problemática, que queda fuera del alcance de la tecnología del hormigón pretensado, ya que presentan una reducción de entre el 30 y el 40% de los movimientos de las juntas, debido a que:

- los movimientos térmicos apenas superan en un 10% aproximadamente los de los dinteles de hormigón;
- los efectos de la retracción de la losa de hormigón se reducen en aproximadamente el 50% a nivel de la sección total como consecuencia de la coacción que proporciona la subsección metálica;
- no existen deformaciones longitudinales de fluencia al tratarse de dinteles mixtos no pretensados.

Se obtienen así unos movimientos máximos en cada estribo sensiblemente inferiores a los esperables para un tablero de hormigón.

Con el fin de poder minimizar en la medida de lo posible dicha deformación, se previeron las siguientes disposiciones adicionales en el diseño:

- Empleo de losas prefabricadas a sección completa en las secciones de centro de vano (aproximadamente la mitad de la longitud del puente). De esta forma, ejecutando las losas con anterioridad, se redujeron las deformaciones por retracción, además de aprovechar las ventajas de la prefabricación en una obra de esta longitud. Se hormigonaron in situ

The deck is transversely connected to the pier by means of seismic steel shearkeys placed at the pier head, while in longitudinal direction it is free, using sliding spherical bearings. Typical pier foundation solution uses piles in the whole length of the structure, placing four 2 m diameter concrete piles per pier, with an average length of about 30 m.

The central pier (Figure 7), the only longitudinal fixed point, is designed with a triangular cell shape, obtained connecting and inclining two standard typical piers, then being formed by 4 shafts. The triangle base connects pier inclined columns and links the two 14 piles pilecaps (with 2 m diameter and 32 m length) used for foundation. In this area the deck, when reaching and connecting to the central pier, has a slight depth variation, and 65 m span length.

As per the abutments of the viaduct (figure 8), they have been designed as a concrete walls box divided in three compartments, and placing at the front a solid concrete column-wall connected to the rest of the substructure element. The total length of these elements has been designed bearing in mind the need to allow for track dilatation joint on the top slab of the abutment. Access to the inside of the deck has been provided at abutments, assuring at the same time the possibility to inspect these concrete wall elements.

2.2. Composite deck solution

The deck was thought to solve the different problems set by the previously explained restrictions. The main feature that makes special the Archidona Viaduct is, without doubt, the great length of the continuous deck (3 150 m between joints at abutments). Although it is by no means rare having deck lengths of these dimensions in structures of similar profile grade, it is true that a common solution in these cases is the use of simple supported spans, where each pier resists its tributary longitudinal force. In our case, due to typical pier height (more than 25 m as an average) and geotechnical properties of the foundation, this solution was ruled out, as expected displacements were higher than IAPF limits [5].

If we add to the latter the intentional decision to reduce the number of joints and, specially, to avoid placing track dilatation joints inside the deck, the continuous deck solution with joints exclusively at abutments was considered the most efficient one.

It's worth noting that, with such remarkable dilatation length (around 1 600 m), composite deck use allows to solve technically this issue, which is out of the range of prestressed concrete, as composite solutions have a reduction between 30 and 40 % of displacements at joints. This is due mainly to:

- *thermal movements barely exceed those of concrete decks by 10 %;*
- *the effects of deck shrinkage are reduced about 50% on the deck total cross section as a result of the constraint introduced by the steel subsection;*
- *there are no overall creep strains, as the deck is not prestressed.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026



Figura 9. Losa prefabricada a sección completa en zona de positivos y prelosas nervadas en zona de negativos
Figure 9. Full cross section precast slab at sagging moments zone and ribbed preslabs at hogging moments zone

(Figura 9) únicamente las juntas entre placas y los alveolos para los conectadores. Ello redundó en una mayor velocidad de montaje y ejecución de vanos (a cambio, debieron emplearse medios auxiliares de mayor capacidad, por el mayor peso de los elementos a mover). Para la losa en zona de negativos se recurrió a la solución tradicional de prelosa más hormigonado in situ del resto de sección, no proyectándose completamente prefabricadas como las de centro de vano al no poder ejecutarse correctamente el solape de armaduras de gran diámetro en las juntas entre placas.

- Medidas relacionadas con ajustes de temperatura. Se previó durante el Proyecto la necesidad de realizar un control de las temperaturas de montaje y conexión de los diferentes tramos, para poder contrastar si las holguras previstas en las bandejas de los apoyos deslizantes coincidían con las realmente ejecutadas, y en su caso, poder corregirlas (Figura 10). Como herramienta auxiliar de verificación de las hipótesis de Proyecto, se realizó un contraste entre las temperaturas y movimientos de cálculo recogidos en la normativa, y las temperaturas y movimientos reales [6] medidos en el Viaducto del Arroyo las Piedras (del mismo tipo estructural y en un entorno muy cercano al de Archidona).

En general, puede decirse que todas estas medidas hicieron posible el empleo de los aparatos de dilatación de vía de 1.200 mm, para la longitud dilatable de 1.600 m. La necesidad de enfrentarse a dichos desplazamientos afectó a otros aspectos del diseño, como son las bandejas de los aparatos de apoyo, o el concepto de los mamparos de apoyo del tablero en pila.

2.3. Estrategia antisísmica del viaducto

Como se ha dicho, la necesidad de hacer frente a la acción sísmica fue uno de los principales condicionan-

Based on these effects, notably lesser longitudinal displacements at abutments can be expected, compared with concrete decks.

Some measures were taken during design, in order to reduce more, if possible, those displacements:



Figura 10. Monitorización de los movimientos del tablero en estribos durante la fase de ejecución del viaducto
Figure 10. Monitoring of deck displacements at abutments during the construction stage of the viaduct

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

tes en el diseño del viaducto, afectando a la tipología de dintel, pilas y cimentación. Veremos qué estrategia sísmica se adoptó refiriéndonos al comportamiento longitudinal, al transversal y a las cimentaciones.

2.3.1. Comportamiento en dirección longitudinal

En lo referente a este aspecto, las condiciones de la obra sugirieron el empleo de una solución de dintel continuo. Dada la magnitud de la masa colaborante del tablero, junto con la aceleración esperable, se optó por un diseño de punto fijo único ante esfuerzos longitudinales.

Cabe preguntarse si otras alternativas hubieran sido más adecuadas. La principal opción, quizás, habría sido disponer amortiguadores en estribos junto con algunas pilas fijas en el centro que permitieran distribuir la fuerza sísmica y la de frenado más arranque en situación no accidental, entre varios elementos (y no un único punto, como en la solución ejecutada), permitiendo los movimientos debidos a las acciones térmico-reológicas.

Esta solución tiene dos inconvenientes:

- La ubicación del punto neutro de las deformaciones no queda tan nítidamente marcada como en el caso de una pila fija. Ello podría hacer que las longitudes dilatables variaran respecto a lo previsto. Al estar muy cerca del límite del movimiento máximo del ADV se decidió eliminar incertidumbres por este lado.
- Los movimientos térmico-reológicos esperados (±600 mm) podrían haber resultado exigentes para el mantenimiento de los sistemas de amortiguamiento.

Por otra parte, la propia elongabilidad de la estructura hace que su principal periodo propio en dirección longitudinal sea muy elevado (2,8-3,0 s), por lo que la estructura se encuentra ya de forma efectiva sísmicamente aislada (Figura 11). Así, la reducción de fuerza sísmica total a resistir obtenida añadiendo amortiguadores no sería muy importante.

Con la configuración elegida de único punto fijo, el comportamiento estructural queda definido de forma muy clara, tanto en situación no accidental (con las únicas fuerzas actuantes debidas a frenado-arranque más térmico-reológicas) como en la de sismo.

Para la masa y rigidez del tablero, y con los condicionantes sísmicos y geotécnicos del emplazamiento, se obtuvo una fuerza máxima en pila central de unos 100.000 kN (valor elevado, pero asumible), como envolvente de los estudios de sensibilidad realizados para los distintos parámetros participantes (rigidez de tablero y pila, parámetros del terreno, etc.). Este valor es sensiblemente superior al de la máxima fuer-

- *Use of precast concrete slabs of full depth in middle span sections (approximately half of total length of the bridge). These precast slabs, fabricated in advance, have lower values of shrinkage. Besides, it's made use of the advantages of precast construction, a very important thing in a very long and repetitive bridge. The slabs were cast in place (Figure 9) just at joints and shear connector sockets. This produced an increase in construction speed and ease of span erection. On the other hand, these slabs are heavier than standard semislabs, so equipments of higher capacity were required to move the pieces. In negative moments sections at supports, the typical semislab with cast in situ concrete was used, as higher diameter reinforcement bars were needed, ruling out the possibility to use full depth slabs (which work well up to 12 mm diameter bars).*
- *Measures related with temperature adjustments. During design, it was considered necessary to monitor and control deck temperatures during assembling and connection of the different spans, in order to verify the correctness of the allowances of the sliding supports, checking if they matched with the expected values, and making adjustments if necessary (Figure 10). As an auxiliary tool to assess the validity of the design hypothesis, a comparison study of the thermal values included in reference standards, and real temperatures and displacements measured and obtained in Viaduct of Arroyo las Piedras [6] (of similar typology and relatively close to Archidona) was carried out.*

In general, all these measures made possible the use of track dilatation devices of 1 200 mm range in a deck with 1 600 m dilation length. To face properly these displacements, other aspects of the design, such as sliding spherical bearings trays, or the shape of steel diaphragms at supports, were modified according to these special requirements.

2.3. Seismic strategy of the Viaduct

The need to face seismic action was one of the main design conditions in the conceptual design stage of the viaduct, affecting the typology of deck, piers and foundations. Hereafter it can be found which seismic strategy was chosen, regarding longitudinal and transverse behavior, and foundations.

2.3.1. Behavior in longitudinal direction

As per this aspect, the conditions of the structure suggested the use of continuous deck. Given the total amount of deck collaborating mass, of high value, both together with the expected ground acceleration, a design with just one fix point against longitudinal forces was chosen.

It can be thought if some other alternatives would have been more appropriate. Perhaps the main option would have been to place hydraulic dampers at abutments, leaving some other fixed piers at the middle to distribute and resist the seismic force in accidental ULS situation, and braking forces in non accidental ULS situation, allowing free thermal-rheological movements.

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

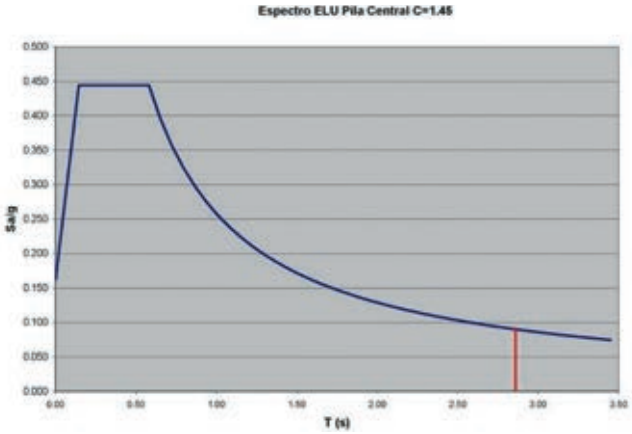




Figura 11. Espectro de respuesta de la estructura y Punto Fijo Central del viaducto
Figure 11. Structure response spectrum and Fixed Central Pier of the viaduct

za longitudinal característica en servicio (17.800 kN), suma de las procedentes de las acciones de frenado y arranque (unos 8.500 kN), y de las de origen térmico-reológico transmitidas por el rozamiento de teflones (unos 9.300 kN). Éstas últimas se estimaron teniendo en cuenta la reducción del valor del rozamiento máximo (3%) aplicable cuando se cuenta con un número de apoyos elevado, de acuerdo a la EN-1337, dando lugar a un rozamiento adverso efectivo del 2,25%, y a uno favorable del 0,75%.

2.3.2. Comportamiento en dirección transversal

En dirección transversal, dada la longitud de la estructura, así como la similitud de altura de pilas y parámetros del terreno a lo largo de la traza, el comportamiento se asimilaba bastante bien a un sistema de pila aislada con su parte tributaria de tablero (a excepción de los extremos en zona de estribos). Se jugó en el diseño con la flexibilidad de los fustes para conseguir aumentar los periodos, llegando a valores de 0,75 s, y de esta forma hacer que la acción de sismo no fuera condicionante frente al resto de situaciones en ELU.

El esquema de vinculación pila-tablero se materializó mediante tope fijo, diseñado para hacer frente al sismo en ELU (en torno a 9.500 kN). El tope se encuentra dividido en dos mitades (Figura 12) para facilitar el acceso a los aparatos de apoyo desde el pozo de inspección existente en la cabeza de pila. Para la situación de servicio no accidental se pensó en dejar una pequeña holgura en el tope, y admitir que las solicitaciones transversales no sísmicas (viento, fuerzas centrífuga y de lazo), junto con el sismo de servicio (2.500 kN), fueran resistidas por un aparato de apoyo esférico guiado, diseñado como fusible y pensado en ser sustituible.

Dada la longitud del tablero y la magnitud de los movimientos relativos pila-tablero en longitudinal, se estableció un protocolo de montaje del conjunto de aparatos de apoyo y tope transversal (Figura 13) para asegurar una correcta geometría en la ejecución, y así poder evitar los

This solution has two drawbacks:

- *The position of the neutral displacement point is not as clearly defined as it is in the solution with one fixed pier. This could make remarkably vary the dilatation lengths from the expected values. As movements are very close to the maximum range of the joint, it was decided to avoid any uncertainty that could come from this issue.*
- *Expected thermal-rheological movements (±600 mm) could have resulted in severe maintenance conditions of the damping devices.*

On the other hand, the elastic longitudinal elongation stiffness of the deck itself makes the main period of the structure in longitudinal direction to be notably high (2.8-3.0 s), so that the structure is actually more or less seismically isolated (Figure 11). Thus, any seismic force reduction obtained from the use of dampers would not be very relevant.

With the chosen one-fix-point layout, the structural behavior was very clearly defined, both in non accidental situation (where the only acting forces are braking and thermal-rheological ones), and in seismic verifications.

According to deck mass and stiffness values, and to seismic and geotechnical site parameters, a maximum force of about 100 000 kN was obtained for the central pier, a high but acceptable value. This value is an envelope of the results of the different sensitivity analyses that were made (for deck and pier stiffness, ground parameters, etc). This force is notably bigger than the maximum longitudinal characteristic force (17 800 kN), obtained adding the reactions coming from braking (8 500 kN) and friction of bearings (9 300 kN), induced by thermal-rheological deformations. The latter was estimated applying the typical friction coefficient reduction of the maximum value (3%) which can be used according to EN-1337 when there is enough number of supports, providing in this case a maximum unfavorable friction value of 2.25%, and a favorable one of 0.75%.

2.3.2. Behavior in transverse direction

In transverse direction, due to the length of the structure, as well as for the similar values of the height of the piers

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026



Figura 12. Vista del sistema de tope fijo en cabeza de pila y en mamparo de dovela metálica
Figure 12. View of the shearkey at pierhead and at the diaphragm of the steel segment

posibles problemas de falta de paralelismo en la ejecución (que podrían llegar a producir encastres no deseados por el movimiento del tablero sobre la pila), o un eventual apoyo no simultáneo en los dos topes fijos en la situación de sismo (evitado mediante el montaje con holgura calibrada entre tope metálico y el neopreno-teflón sujeto al tope fijo de hormigón).

2.3.3. Cimentaciones y acción sísmica

Se tomaron diferentes medidas y se realizaron diversos estudios desde el punto de vista geotécnico en las etapas de Proyecto y seguimiento de la obra, para tener en cuenta varios aspectos relacionados con la acción sísmica en el diseño de cimentaciones:

- Análisis de los diferentes tipos de terreno atravesados por la obra, caracterizando su comportamiento frente acciones estáticas y dinámicas, añadiendo a los estudios convencionales una campaña de geofísica y refracción sísmica en el emplazamiento de la pila central.
- Control de la ejecución para asegurar la correcta situación de los pilotes en las capas competentes.
- Realización de cálculos numéricos pseudoestáticos y dinámicos con acelerogramas compatibles con el espectro de la zona para estudiar posibles incrementos de los esfuerzos de flexión en los pilotes

and of the geotechnical parameters along the line of the bridge, the behavior was very closely approximated by a series of systems of single piers, with its tributary deck mass (exception made at abutments). The design modified shafts dimensions and stiffness in order to obtain higher periods, reaching values around 0.75 s, so that seismic action in ULS was not conditioning amongst the rest of ULS situations.

The connection between deck and pier was thought to be solved by a shearkey, designed to resist ULS seismic force (around 9 500 kN). The shearkey was divided into two parts (Figure 12) to ease access to bearings from the inspection pit placed in the middle of the pierhead. For non accidental service situation, a slight free space was left in the shearkey, to allow transverse non seismic forces (wind, curve-induced train loads, transverse track loads, etc.), together with SLS seismic force (2 500 kN) to be resisted by the guided spherical bearings, thus acting like a fuse, and also thought to be removable for maintenance reasons.

Due to the length of the deck and the importance of the relative deck-pier displacements in longitudinal direction, a special assembling protocol was designed for the set formed by the bearings and the transverse shearkey (Figure 13), to assure a correct geometry during construction, and also to avoid the possible problems motivated by the lack of parallelism (that could lead to undesired clashes or blocking situations), or to an eventual non simultaneous contact of the

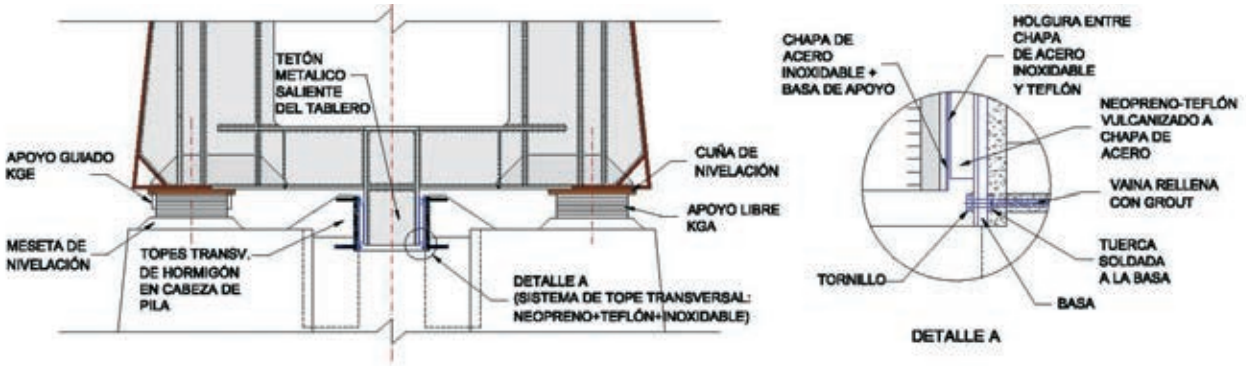


Figura 13. Croquis del sistema de apoyos y tope transversal del tablero
Figure 13. Sketch of the bearings and transverse deck shearkey system

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

debidos a la difusión de ondas transversales entre los diferentes tipos de terreno, posibles efectos de interacción cinemática, o del comportamiento cimentación-estructura, que suponen una cierta diferencia de la ley de flectores respecto a la esperable de un modelo típico de muelles.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Durante la fase de Proyecto del viaducto se desarrollaron las líneas básicas del Proceso Constructivo de la estructura. En la ejecución y conjuntamente con la Constructora, se matizaron y concretaron los principales aspectos del Proceso Constructivo, asegurando el cumplimiento de las exigencias técnicas del Proyecto y al mismo tiempo, permitiendo la optimización de los recursos necesarios para la construcción del viaducto y el cumplimiento de las importantes restricciones en el plazo de ejecución de la obra.

Se buscó aprovechar las ventajas que ofrecen la prefabricación y sistematización de elementos repetitivos (ferralla, pilas, vigas metálicas, prelosas, losas), junto con las que ofrece el propio terreno, por cuanto el tablero es accesible en toda su traza, sin presentar alturas excesivas, lo que permitió un montaje eficiente mediante grúa.

En los siguientes puntos se describen, de forma general, las principales fases del Proceso Constructivo del Viaducto de Archidona.

3.1. Cimentaciones

Una vez acondicionada la traza, la construcción del viaducto se inició con la ejecución de los pilotes de las pilas y estribos mediante camisa recuperable, no detectándose excesivos problemas de sostenimientos del terreno durante la perforación.

El gran número de pilotes a ejecutar para las 61 pilas tipo (4 pilotes por pila de 2 m de diámetro y en algunos casos 5 donde el terreno lo requería), la Pila Central (28 pilotes de diámetro 2 m) y los estribos (14 pilotes de diámetro 1,5 m cada uno), y las considerables longitudes de perforación que variaban de los 25 a los 50 m, exigieron la necesidad de estudiar un procedimiento de prefabricación en obra de la ferralla y un dimensionamiento de equipos que permitieron ejecutar del orden de 3-4 pilotes al día (Figura 14).

Una vez ejecutados los pilotes, realizada la excavación de los encepados y descabezado el hormigón de la parte superior de los pilotes, se procedió al montaje de la ferralla de los encepados y posterior hormigonado de los mismos, dejando en espera la armadura principal de cada uno de los fustes que formaban las pilas tipo (Figura 15).

Resulta necesario hacer una mención especial a la ejecución del encepado de la Pila Central del viaducto

two parts of the shearkey in seismic situation (this possibility was removed by the controlled assembling with measured and checked separation between steel shearkey and the PTFE pad fix to the concrete part of the pierhead).

2.3.3. Foundations and seismic action

Different measures were taken, and some studies were carried out from the geotechnical point of view at different stages of the Project and during construction, to consider some aspects related to seismic effects on the design on foundations:

- *Analysis of the different types of soil on the bridge site, obtaining parameters defining their behavior on static and dynamic situations. Besides making the usual standard studies, geophysical and seismic waves campaigns were performed at the placement of the central fix pier.*
- *Control during execution to assure the correct positioning of the piles, reaching the more resistant an depth layers.*
- *Some advanced pseudo-statical and dynamical calculations were performed, using accelerograms compatible with the design response spectrum of the site. The purpose was to try to evaluate the possible increase of bending forces on piles due to the transmission of shear waves through the different soil layers, possible cinematic interaction effects, or combined foundation-structure behavior. They finally provided somehow different bending moments laws compared with the more usual obtained from models that represent the ground with equivalent springs.*

3. DESCRIPTION OF CONSTRUCTIVE PROCESS

During the design stage of the viaduct, the main guidelines of the construction process of the bridge were developed. At execution, and together with the Contractor, the main features of this construction process were further studied in depth, introducing some adjustments and modifications, to assure the fulfilling of the technical requirements of the Project, and, at the same time, to optimize all the required means needed to build the viaduct under the tight time construction schedule.

The main point was to try to make use of the many advantages of precast and standardized construction of repetitive elements (reinforcement, piers, steel beams, semislabs, full slabs), and also to adapt to the features of the site on its ground profile, as the deck could be reached by crane in all its length, making possible such an efficient erection process.

In the next paragraphs the main construction stage of the Viaduct of Archidona can be found described from a general point of view.

3.1. Foundations

Once earthworks were finished, the construction of the viaduct started with the execution of the piles of the piers and abutment using recoverable steel jacket. No special problems related to earths retaining happened during drilling.

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026



Figura 14. Vista general del acopio de los tramos de ferralla prefabricados a lo largo de la traza y ejecución de los pilotes
Figure 14. General view of the stock of precast rebar modules along the profile and piles execution



Figura 15. Montaje de la ferralla de los encepados de las pilas tipo
Figure 15. Reinforcement assembling at the pilecaps of typical piers

to, que por sus poco habituales dimensiones hizo necesaria la ejecución en varias fases de ferrallado y hormigonado. Se cuidaron de forma estricta las diferentes juntas de hormigonado (Figura 16), configurando una secuencia de hormigonado con volúmenes admisibles para las plantas suministradoras del hormigón, situando las juntas de hormigonado en

The great number of piles to be executed for the 61 typical piers (four 2.00 m diameter piles per pier, and in some cases, where soil properties required that, even five), Fixed Central Pier (28 2.00 m diameter piles) and the abutments (14 1.50 m diameter piles per each one), and the remarkable drilling lengths, that ranged between 25 to 50 m, made necessary to study overall construction and steel rebar prefabrication



Figura 16. Ejecución por fases del encepado de la Pila Central del viaducto
Figure 16. Staggered execution of the Central Pier pilecap of the viaduct

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

aquellas posiciones más idóneas, estructuralmente hablando, y confiriendo a las mismas una superficie rugosa (mediante el empleo de malla de Nervometal). Los volúmenes y alturas de hormigonado de cada fase se planificaron de modo que permitieran evitar grandes masas de hormigón que pudieran llegar a producir problemas con el calor de hidratación.

3.2. Ejecución de alzados de pilas y estribos

En la construcción de los alzados de las pilas tipo del viaducto se diferencian tres fases: los plintos inferiores justo encima de los encepados, los dos fustes principales y la cabeza de coronación de la pila.

La ferralla de los fustes y de la cabeza de la pila tipo se prefabricó en taller y se envió a obra para su montaje definitivo, engarzando los módulos de ferralla entre sí mediante grúa. Los grandes rendimientos obtenidos en la ejecución de las pilas fueron debidos no sólo a la prefabricación, sino al control de obra llevado a cabo, verificando la correcta organización del armado desde la cimentación (empleo de plantillas en los arranques de los fustes) al hormigonado de cada trepa, con objeto de evitar interferencias en el montaje del siguiente módulo prefabricado (Figura 17).



Figura 17. Ejecución de los alzados de las pilas mediante encofrado trepante y montaje de la ferralla prefabricada del dintel
Figure 17. Execution of pier shafts with climbing scaffoldings and assembling of precast rebar modules of pierhead

procedures, to properly dimension equipments to be able to execute about 3 to 4 piles per day (Figure 14).

Once the piles were executed, the excavation of pilecaps was finished, and the top of the concrete piles was cutoff, the placing of pilecaps rebar was started, followed by the pouring of concrete and leaving main rebar splices of the shafts of the piers (Figure 15).

It's necessary to make a special mention to the execution of the pilecap of the Central Fixed Pier of the viaduct, which had its rebar placing and concreting operations divided into some partial stages, due to its fairly unusual dimensions. Concreting constructive joints were studied and treated with special attention (Figure 16), arranging concrete pouring sequences with concrete volumes manageable by the concrete suppliers' plants, and placing the joints in the more structurally favorable places. Special rough surfaces were provided to the joints using Nervometal steel grid. Volumes and heights of concrete of each stage were planned so that hardening of great concrete masses could be avoided to reduce hydration heat problem issues.

3.2. Piers and abutments execution

Construction of piers of the viaduct can be divided into three stages: lower plinths just over pilecaps, two main shafts, and top pierhead.

Execution of main rebar of shafts and pierhead was performed prefabricating it at the shop. Then it was sent to site to its final placement, connecting the different modules of the reinforcement between them by means of crane. The high productivities that were obtained during piers execution were due not just to the use of precast construction, but also to the rebar control during erection, starting verifying the correct layout of the bars arranged in foundations (using template-guides at the edges of the shafts), and including concrete pouring at each phase of the climbing scaffolding, in order to avoid interferences with the placing of the next prefabricated rebar module (Figure 17).

Depending on the final height of each pier, the shafts were executed using a system of climbing scaffolding, with about 3 m height stages or phases. For the pierheads, the Contractor developed a specific scaffolding platform fixed to the last phase of the pier that allowed the assembling of the complete precast rebar module, and the pouring of concrete of the pierhead in just one operation.

On top of the piers there were left a series of sheaths to allocate there in the future the stud connectors of the bearings. The final adjustment and leveling of the grout pads of the bearings and the injection of the sheaths were made after placing the deck and checking the correct positioning of the bearings.

The transverse shearkey on the top of the pierhead were adjusted using pannels of fenolic formwork, to obtain the accurate dimensions that these elements needed. On the lower part of these solid concrete elements, four per pier,

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

En función de las alturas finales de las pilas, sus fustes se ejecutaron mediante un sistema de encofrado trepante, con trepas de unos 3 m de altura. Para la cabeza de las pilas tipo, la Constructora proyectó una plataforma de encofrado específica anclada a la última trepa de los fustes que permitía el montaje del módulo prefabricado de ferralla completo y el hormigonado en una sola fase de todo el dintel.

En la coronación de las pilas se dejaron embebidas una serie de vainas que posteriormente permitirían albergar los vástagos de los aparatos de apoyo. El ajuste final de las mesetas de nivelación para los aparatos de apoyo y la inyección de las vainas se ejecutaron tras la colocación del tablero y la comprobación de la alineación de los aparatos de apoyo.

Para materializar los topes transversales en cabeza de pila se utilizaron paneles de encofrado fenólico para así ajustar la dimensión específica de estos elementos en cada una de las pilas. En la parte interior de estos elementos macizos de hormigón, con forma de ménsula corta (4 por cada pila), se dispusieron placas metálicas con neopreno-teflón para garantizar la transmisión de esfuerzos transversales del sismo máximo, tal y como se ha comentado anteriormente. Durante el hormigonado de las ménsulas de hormigón se dejaron embebidas vainas donde se alojaron los pernos de anclaje de las chapas con neoprenos que, posteriormente y tras el ajuste y alineación global del tope transversal una vez colocado el tablero, se inyectaron para materializar la fijación prevista.

En cada uno de los dinteles de las pilas tipo se previeron dos cámaras de 1,25 m de profundidad que permiten el acceso a las pilas desde el tablero y facilitarán las labores de inspección, registro de movimientos y mantenimiento de los aparatos de apoyo.

La chapa de acero corten proyectada en cabeza de pila se colocó durante el montaje de la ferralla de los módulos prefabricados de dintel, disponiendo posteriormente todo el conjunto sobre la plataforma de encofrado.

Respecto a la ejecución del alzado de la Pila Central del viaducto, se recurrió a un sistema de encofrado trepante similar al utilizado en las pilas tipo. Dada la considerable inclinación en dos direcciones de cada uno de los cuatro fustes, fue necesario disponer una serie de puntales metálicos verticales para el sostenimiento de los fustes en ménsulas y un arriostramiento superior en cabeza para garantizar la estabilidad del conjunto durante su ejecución y previamente a la materialización de la cabeza.

Una vez ejecutados los fustes, se colocó la plataforma de encofrado para la ejecución de la cabeza de la pila anclada a su última trepa. Esta plataforma permitió materializar la geometría de la zona abovedada del fondo de la cabeza de la pila, y disponer de una superficie de trabajo en el perímetro exterior que facilitara los trabajos de armado y hormigonado de la cabeza de la Pila Central (Figura 18).



Figura 18. Ejecución de los cuatro fustes y de la cabeza de la Pila Central del viaducto
Figure 18. Execution of the four shafts and pierhead of the Central Pier of the viaduct

and short-cantilever shaped, steel plates with teflon rubber bearings were placed to assure the appropriate transmission of seismic forces, as it has been told before. During the pouring of concrete of the short concrete cantilever shear-keys, sheaths were left there to connect and adjust the steel plates, making for a correct and accurate global geometry control. After placing the deck, the sheaths were grouted and finally fixed.

At each one of the pierheads, two 1.25 m depth inspection pits were left to allow and ease access to inspectors, register of monitored displacements, and maintenance of the bearings.

The corten weathering steel plate that was designed to be placed at the pierhead was fixed during the placement of the precast reinforcement modules, finally placing the whole set over the scaffolding platform.

As per the erection of the Central Fixed Pier of the viaduct, a climbing scaffolding system similar to the one of viaduct typical piers was used. Given the remarkable inclination in two directions of each one of the four shafts, it was necessary to set a series of vertical steel struts to help to support the shafts during cantilever stages, and also a top stabilization bracing system was required during construction, and previously to pierhead execution.

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026





Figura 19. Conexión Pila-Tablero
Figure 19. Pier-deck connection

Las dimensiones e interferencias entre diferentes unidades de obra previstas en la cabeza de la Pila Central (ferralla, hormigón, encofrado, acero activo, estructura metálica, etc.) hicieron necesario un estudio específico de montaje que permitiera prever los posibles problemas que pudieran surgir, y minimizar así la necesidad de medios auxiliares (andamios, encofrado y grúa). La ejecución de este elemento comenzó con el ferrallado y hormigonado de la zona curva inferior llegando justo hasta la cota de apoyo de las dovelas metálicas del tablero. La conexión de la pieza metálica con el hormigón de la pila (Figura 19) se realizó por medio de tacos conectadores a cortante en las almas, basas para la transmisión de la compresión en la parte inferior de la viga metálica, y continuidad de las platabandas superiores, conectadas a la losa, para el paso de tracciones.

Las dovelas anterior y posterior del tablero se colocaron con grúa, apoyándolas en la primera fase de hormigonado de la cabeza de pila y en unos apeos provisionales. Tras materializar la continuidad estructural entre las platabandas superiores y parte del alma de las dos dovelas metálicas, se inició el ferrallado y hormigonado por fases del nudo de la cabeza de la pila hasta la cota situada justo debajo de la losa superior. Tras la última fase de hormigonado se pusieron en carga una serie de barras pretensadas colocadas en la parte superior del nudo, dispuestas para mejorar el comportamiento estructural de este elemento en servicio.

Para permitir el paso por el interior del tablero a través de la cabeza de la Pila Central se dispuso un paso de hombre, consiguiendo que el viaducto sea inspeccionable desde un extremo a otro del tablero.

Una vez colocados los tramos de cierre de la estructura metálica a ambos lados de la Pila Central, y montadas las prelosas superiores, se ejecutó in situ la losa superior sobre la cabeza de la pila (Figura 20).

Once having finished the shafts, the platform to end the execution of the pierhead was fixed to the last pier phase. This platform made possible the construction of the vault-shaped bottom of the pierhead, and allowed to have a free work space on the outer perimeter to ease rebar and pouring of concrete works on the pierhead of the Central Pier (Figure 18).

The dimensions of the elements and the interferences between different workteams present on the top of the Central Pier (rebar, concrete, formworks, prestressing bars, steel structure, etc.) required an specific assembling study to avoid the possible problems that could arise, and to minimize the need of auxiliary means (frameworks, formworks, cranes). The execution of this element started with the rebar assembling and concreting of the curved bottom part, reaching the level of the support face of the steel structure. The connection between the concrete part of the pier and the deck steel piece (Figure 19) was made by means of steel block shear connectors placed in the webs, stiffened steel plates at the bottom to transmit compression forces, and providing continuity of the top steel flange and web plates, connected to the slab, to transfer tension forces.

Previous and following steel segments were placed with crane, bearing on the first concrete phase of the pierhead and on temporary support structures. After connecting top steel plates and part of the web of the two steel pieces, rebar placing and pouring of concrete of the node of the pierhead was made, just up to the level of the bottom of the top slab. After this last stage of concreting, a series of prestressing bars were loaded and set there to improve the structural behavior of the connection during service life.

To allow the people to pass through the interior parts of the deck throughout the pierhead, manholes were provided, making the whole viaduct accessible and inspectable from one end to the opposite.

When the closing parts of the steel structure were placed at both sides of the Central Pier, and with the top precast slab placed at their final and definitive position, the top slab concreting over the pierhead finished the execution of the Central Pier (Figure 20).

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026





Figura 20. Montaje de los tramos de cierre del tablero y vista de la Pila Central del viaducto ejecutada
Figure 20. Assembling of deck closing segments and view of the Central Pier of the viaduct once finished

3.3. Fabricación de estructura metálica en taller, transporte especial de dovelas y acopio en obra

El tablero metálico fue construido por Horta-Coslada en sus talleres de Arcos de Jalón (Soria), y por Megusa, en Sevilla. Se fabricaron (Figura 21) tramos de 25 m (medio vano), que fueron transportados por carretera hasta el emplazamiento de la Obra, donde se terminaban de ensamblar, formando unidades de 50 m correspondientes a cada vano tipo, con un peso aproximado de unas 200 t cada uno. En fases más avanzadas de obra, y gracias a los medios aportados por Horta-Coslada, se llegaron a transportar vanos de 50 m, previamente fabricados en taller. Gracias al proceso de sistematización y a la repetitividad de las operaciones se pudo alcanzar un alto ritmo de producción, del orden de uno/dos vanos a la semana (tres vanos en los momentos de punta).

Tal y como se desarrollará en el siguiente apartado, la calidad y eficiencia de los resultados obtenidos en la fabricación en taller de la estructura metálica del tablero fue fruto de un muy estudiado sistema de

3.3. Construction of steel structure at the shop, special transport of segments and storage on site

The steel deck was built at the shops of Horta-Coslada (Arcos de Jalón, Soria) and Megusa (Sevilla). Typical half-segments of 25 m were fabricated (Figure 21), which were moved by road to the final site placement, where assembling was finished to form 50 m units corresponding to a whole span, with a weight about 200 t each. In more advanced stages of the construction, and thanks to the means provided by Horta, full 50 m spans previously assembled at the shop were transported. Thanks to the systematization and repetitiveness of the operations, high productivities were achieved, producing between one and two spans per week (three at exceptional peaks of production).

As it will be explained in the next paragraph, quality and efficiency of the results that were obtained in the fabrication at shop of the steel structure of the deck were the result of a deeply studied quality control system and of making full use of the standards of industrial production provided by the different steel shops.





Figura 21. Fabricación en taller y transporte a obra de dovelas metálicas del tablero
Figure 21. Fabrication at Shop and transport of steel deck segments to the site

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

control de calidad y una sistematización de los medios de producción industrial aportados por los diferentes talleres.

Cada una de las dos vigas que conforman la sección transversal del tablero se armaba de forma independiente, uniendo las platabandas y células (superior e inferior) al alma, en módulos de diferente longitud, que posteriormente se ensamblaban entre sí hasta conformar los 50 m de viga que forman cada dovela de vano tipo.

En paralelo al armado de las vigas, se fabricaban los mamparos de apoyo en pila y estribos y los diferentes elementos de arriostramiento y cartelas del tablero.

La conformación final de las dovelas se realizaba en una bancada de montaje ajustada topográficamente a la contraflecha del tablero, apoyando las vigas de ambos lados de la sección y el correspondiente mamparo de apoyo en pila o estribo y conectando finalmente todos los elementos con las celosías transversales y con los arriostramientos superiores.

Básicamente, los procedimientos de soldeo utilizados para la fabricación en taller de las dovelas metálicas fueron, en función de los ritmos de producción requeridos, el arco eléctrico sumergido (SAW) y el arco eléctrico protegido con gas (GMAW). En todos los casos, las uniones soldadas se ejecutaron en base a procedimientos de soldeo homologados previamente, siguiendo los requisitos establecidos por el PPTP del Proyecto.

Uno de los aspectos a destacar durante la fabricación de estos elementos metálicos ha sido la correcta aplicación de montajes en blanco entre dovelas consecutivas. A lo largo de la línea de armado en bancada, el inicio de la fabricación de una nueva dovela comenzaba a partir de la sección final de la dovela anterior. De este modo, se aseguraba el adecuado ajuste de las chapas entre dovelas consecutivas para las estrictas tolerancias de montaje establecidas. Este sistema minimizó los problemas de montaje de dovelas en altura, ya que únicamente había que reproducir el mismo escenario ajustado previamente en los montajes en blanco.

Una vez fabricadas las dovelas metálicas se llevaban a obra mediante un transporte especial que discurría por diferentes autovías, con un recorrido estudiado de forma exhaustiva para no demorar demasiado la recepción de los elementos en la obra y minimizando las interferencias al resto de tráfico rodado de estas vías de gran capacidad.

Al llegar a obra, las dovelas se descargaban sobre unos apeos específicos a lo largo de la traza gracias a un sistema hidráulico de descarga de los propios camiones de transporte especial, no siendo necesario utilizar grúas de gran capacidad para esta labor.

Each one of the two beams that made part of the deck transverse cross section were assembled independently, connecting both flanges and cells (top and bottom) to the web, in modules of different length, which were afterwards connected between them to obtain the 50 m beam for each typical span segment. While the assembling of main beams was being made, piers and abutments diaphragms and other secondary elements (such as bracings, gusset plates, etc.) were fabricated.

Final assembling of the segments was made in an assembling support auxiliary structure that had its geometry controlled and adjusted to the elevations of the final survey and deck precamber. The beams of both sides of the cross section were bearing on this structure, to be able to connect transverse and horizontal bracings, as well as the diaphragms.

The main welding procedures that were used at the shop for the construction of the steel segments were, according to the requirements of production paces, submerged arch welding (SAW) and electric arch protected with gas (GAMW). In all cases, welded connections were executed basing on the previously homologated welding procedures, following what was included in the Project Specifications.

One of the main aspects of fabrication to point out was the correct use of pre-assembling of adjacent segments. Along the line of assembling over the assembling structure, the start of fabrication of any new segment begun at the end cross section of the previous segment. Thus, an appropriate adjustment of the steel plates between consecutive pieces inside the tight established tolerances was assured. This system minimized the problems connecting segments at their final elevated position, being just required to repeat the same geometry that in the pre-assembling at shop.

Once the steel pieces were terminated they were moved to the site using special dimensions transport means through different roads and highways, having studied the journey to avoid delays when receiving the elements, and reducing interferences with traffic.

When the pieces arrived at the site, the segments were downloaded over some temporary supports along the line of the structure, by means of a hydraulic system implemented in the trucks, not being necessary to use high load capacity cranes to perform this operation.

Given the importance to shorten the time spent in lifting of the segments, due to the cost of the big cranes used to put in their final place the segments, a previous storage of the steel pieces was made, to allow also to overlap different tasks of the construction of the deck, as is explained in the next paragraph.

3.4. Partial execution of deck bottom slab before the lifting of segments

After having stored on site the 50 m steel segments, the execution of most part of the bottom slab commenced.

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026



Figura 22. Encofrado de fondo para la ejecución parcial de la losa inferior del tablero
Figure 22. Bottom formwork to partially execute deck bottom slab

Dada la importancia de los ritmos de izado de las dovelas y el coste de las grúas de gran tonelaje, se estudió un acopio mínimo de dovelas en obra antes del inicio del montaje de las mismas, permitiendo al mismo tiempo la ejecución parcial de la losa de hormigón inferior de la sección, como se describe en el siguiente apartado.

3.4. Ejecución parcial de la losa inferior del dintel previo al izado de dovelas

Tras el acopio en obra de las dovelas metálicas de 50 m, se procedía a la ejecución de la mayor parte de la losa inferior. Si bien en Proyecto se había considerado la solución de ejecutar este elemento con losas prefabricadas conectadas mediante zunchos hormigonados in situ en los laterales, el Contratista decidió realizar la losa inferior in situ en su totalidad, encofrando las piezas cuando estaban colocadas en el terreno, previamente a su izado. Esta solución permite además reducir algo el armado de la losa inferior, al resultar menos penalizante el cierre del circuito de torsión (Figura 22).

Se utilizaron dos sistemas de encofrado para la ejecución in situ de la losa inferior: un encofrado cimbrado al suelo y un encofrado colgado de unas vigas en celosía que se apoyaban en la platabanda superior. Con ambos sistemas de ejecución se consiguieron ritmos de producción similares.

3.5. Izado y unión en altura de dovelas

Cada tramo metálico de 50 m de longitud, con el peso de parte de la losa inferior, se izaba empleando dos grúas de gran capacidad hasta su posición definitiva sobre pilas, mediante una maniobra controlada y de movimientos precisos que permitía el correcto posicionamiento de estos elementos, asegurando el ajuste estricto de las chapas con la dovela anterior (Figura 23).





Figura 23. Izado de piezas tras la ejecución parcial de la losa inferior del tablero
Figure 23. Lifting of pieces after partial execution of bottom slab

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026



Figura 24. Vista durante montaje de vanos y colocación de tramo de cierre
Figure 24. View during assembling of spans and placing of closing segment

El peso total aproximado de cada dovela izada (metal y parte del hormigón de fondo) era de unas 250 t, correctamente manejado con las características de las grúas de gran tonelaje, que permitían una gran facilidad de movimiento y ajustes bastante precisos.

Desde el inicio de la fabricación de las dovelas metálicas en bancada de taller, en su acopio en obra, tras hormigonar parcialmente la losa inferior, y justo después de su izado, se establecieron una serie de protocolos de control topográficos de estos elementos de gran volumen para asegurar una correcta geometría final del tablero y la correcta evolución de las flechas en las diferentes fases de carga.

La secuencia de montaje de dovelas planteada por el Contratista establecía cuatro líneas de avance que partían desde los estribos hacia la Pila Central y desde las pilas situadas a ambos lados de la Pila Central hacia los Estribos. Para el montaje de una nueva dovela en altura, la parte del tablero ya montada se fijaba provisionalmente mediante un elemento auxiliar a la pila anterior del vano que se iba a izar. Tras el montaje de la dovela, el punto fijo provisional se trasladaba a la siguiente pila, antes de montar la nueva dovela. Con este sistema, se minimizaban los posibles movimientos del tablero ya montado en la sección del frente de avance, evitando incertidumbres de ajuste con cada una de las dovelas izadas.

Una vez finalizado el montaje de dovelas en los cuatro frentes de avance descritos anteriormente, se procedió al cierre controlado del tablero en los vanos situados en la mitad de la longitud entre los Estribos y la Pila Central (Figura 24) y, a continuación, en los vanos laterales de la Pila Central. En ambos casos, se desarrolló un protocolo de control de deformaciones del tablero previo al izado de la dovela, ajustando sus dimensiones al espacio real existente entre los tramos de tablero ya montados.

Although in Project it had been considered a solution of precast slabs and in situ lateral connection beams for this element, the Contractor decided to built the bottom slab wholly with cast in place concrete, placing the formwork of the piece directly bearing on the ground, before lifting the deck. This solution resulted, also, in some reduction of the reinforcement of the bottom slab, as the torsion circuit forces were also reduced with the dimensions of the new bottom slab layout (Figure 22).

Two formwork systems were used to build the bottom slab: one supported over the ground and also other that hung from some truss beams that bore on the top flange. Both systems provided similar productivities.

3.5. Lifting and connection of segments

Each 50 m steel span, with the weight of the bottom slab, was lifted to its final position over the piers using two high capacity cranes, with a precise and controlled maneuver, performing accurate displacement operations to position correctly the pieces, and adjusting the plates with the previous segment, always inside the allowed tolerances (Figure 23).

The total weight of each lifted segment (steel and bottom concrete slab) was about 250 t, being correctly managed by the high capacity cranes, that allowed a great ease of movement and careful adjustment.

Since the beginning of fabrication at the shop, its storage on site, after pouring the concrete of the bottom slab, and right just after lifting, a series of previously established survey and geometry control protocols were being applied, to assure for these big dimensions elements a correct final deck alignment, and to control the evolution of deflections during the different load stages.

The segments assembling sequence proposed by the Contractor established four lines of advance that started going from the abutments to the Central Pier, and from the piers adjacent to the Central Pier to the abutments. To assemble a new segment over the pier, the part of the deck that had been previously assembled was temporary fixed to the pier precedent to the span that was going to be lifted. After the segment assembling, the temporary fixed point was moved to the next pier, before putting on the new segment. With this system, possible previously assembled deck displacements were minimized, reducing the uncertainties of adjustment with the lifted segments.

Once the assembling of steel pieces in the four previously described fronts was finished, the controlled closing of the deck commenced, being placed at the middle of the length between abutments and Central Pier (Figure 24). Then followed the closing at spans adjacent to the Central Pier. In both cases, a deck displacements control protocol had been designed to estimate the required span lengths before lifting them, to adjust them to the real free length at closure.

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026



Figura 25. Vista del hormigon de fondo en negativos y zunchos antes de hormigonar, y del fondo de cajón tras ser terminado
Figure 25. View of bottom concrete slab at hogging zone, and of deck bottom once finished

3.6. Hormigonado en segunda fase de zunchos y hormigón de fondo del cajón mixto

Una vez subidas las piezas a las pilas y estando realizada la unión entre cajones, se terminaba de ejecutar la losa inferior, hormigonando los zunchos y la zona de hormigón de fondo cerca de pilas, de mayor canto (hasta 55 cm) que la de centro de vano (14 cm).

Se estableció un decalaje mínimo entre el inicio de las actividades de hormigonado en segunda fase de la losa inferior (Figura 25) y el montaje de dovelas, ajustado al adecuando dimensionamiento del Proceso Constructivo previsto en Proyecto. Este decalaje también se consideró para el montaje de la prelosas y losa de sección completa superiores y del hormigonado in situ correspondiente.

3.6. Composite deck bottom slab pouring of concrete of lateral beams and bottom concrete at piers on second stage

Once the steel segments were over the piers, and having connected the boxes between them, the final execution stages of the bottom slab were carried out, pouring concrete in the lateral connection beams, and bottom slab close to piers, with higher depth (up to 55 cm) than in middle span (14 cm).

A minimum shift step between the beginning of concrete activities in second stage of the bottom slab (Figure 25) and the assembling of segments was established, making some modifications to the original Construction Sequence of the Project. This shift was also considered to the placement of preslabs and full cross section top slabs, and to the final in situ concreting operations.

3.7. Ejecución de losa superior

La losa superior se realizó combinando el uso de elementos prefabricados de canto completo (Figura 26) en las zonas de positivos con prelosas prefabricadas en

3.7. Top slab execution

Top slab was constructed combining the use of full depth precast elements (Figure 26) in the zones of positive bending moments. The assembling using this solution allowed



Figura 26. Losa prefabricada de positivos en la planta durante su fabricación
Figure 26. Sagging zone precast slab at the shop during fabrication

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026



Figura 27. Vista general del montaje de la losa
Figure 27. General view during slab assembling

negativos. El montaje con esta solución permitió unos plazos de ejecución menores con respecto a los habituales en losas más convencionales, al reducir las operaciones de ferrallado y hormigonado in situ.

Estos elementos se fabricaron en talleres fuera de la obra bajo estrictos procedimientos de calidad, especialmente los relativos al curado del hormigón, y se transportaron en camión hasta la traza del viaducto para su posterior montaje con grúa sobre la parte metálica del tablero (Figura 27).

El montaje simultáneo de las dovelas metálicas, la realización del hormigonado del fondo del cajón y el montaje de las prelosas y losas de sección completa superiores permitieron alcanzar unos rendimientos de ejecución decisivos para conseguir el cumplimiento de los estrictos plazos exigidos por la Dirección de Obra.

La ejecución de la losa superior terminaba con el relleno de las uniones entre losas prefabricadas a canto completo, y el hormigonado, totalmente convencional, sobre las prelosas de la zona de negativos.

3.8. Ejecución de canaleta, aceras, imposta y barandilla, impermeabilización del tablero y prueba de carga

Una vez se terminó la losa superior, se concluyeron los trabajos del tablero con la realización de los acabados y la ejecución de la prueba de carga estática (Figura 28).

4. BASES GENERALES DEL CONTROL DE EJECUCIÓN

La magnitud de la obra a ejecutar (gran volumen de estructura metálica, gran número de aparatos de apoyo) y los estrictos requisitos a cumplir (exigencias de fabricación y proyecto para realizar un correcto dise-

important time reductions, comparing with more standard top slab solutions, as rebar and in situ concrete operations had been greatly shortened.

These elements were fabricated at shops (not in the site) under strict quality control procedures, especially those referent to concrete curing, and were transported on trucks to the viaduct line, to finally assemble them with crane over the steel deck (Figure 27).

The simultaneous assembling of steel segments, the pouring of concrete of the bottom slab, and the placing of preslabs and full depth precast top slabs allowed to reach execution productivities that proved decisive to fulfill the tight schedules required by the Direction of the Works.

The execution of the top slab finally ended with the pouring of the connection joints between full depth precast slabs, and the concreting, completely standard, of the preslab over piers.

3.8. Finishing works, waterproofing and load test execution

Finishing works of the deck, and static load test execution (Figure 28), were carried out after concluding the operations of the top slab.

4. GENERAL BASIS OF THE CONTROL OF EXECUTION

The magnitude of the construction works (great volume of steel structure; great number of support bearings), and the strict requisites to fulfill (project and fabrication demands to achieve a correct design against fatigue, which is many times conditioning in a steel railway bridge; assembling geometrical control of the steel pieces; need to assure geometry and parallelism in the placement of bearings; etc.), made for a tight tracing of the execution of the steel structure, adopting certain infrequent measures related to assembling of the composite deck and the sliding bearings. Because of that, a specific control program was designed to avoid committing

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026



Figura 28. Vista durante la prueba de carga y tras ejecutar los acabados
Figure 28. View during load test and after finishing deck works

ño contra la fatiga, muchas veces condicionante en un puente metálico de ferrocarril, control geométrico del montaje de los tramos de metal, necesidad de asegurar el paralelismo y la geometría en el montaje de apoyos, etc.), obligaron a un estrecho seguimiento de la ejecución de la estructura, adoptando ciertas medidas no frecuentes, relacionadas con el control de la ejecución y montaje de la estructura metálica del tablero mixto y con el control del montaje de los aparatos de apoyo deslizantes. Por todo ello, se planteó un esquema de control específico que evitara errores que suceden con relativa frecuencia en el campo del Control:

- Exceso de documentación y burocratización al controlar aspectos no relevantes, produciendo además una falsa sensación de control de la ejecución, por el volumen de papel generado.
- No adecuar el Control de Ejecución a las particularidades de la obra en cuestión, consumiendo recursos en el control de aspectos que pueden ser de menor importancia relativa que otros, y por lo tanto, reduciendo la calidad de dicho seguimiento.

4.1. Control de ejecución de la estructura metálica

Para un adecuado control de la ejecución del metal, de acuerdo a los requisitos de próxima inclusión en el PG-3, se consideró oportuno establecer un esquema director de Calidad basado en dos aspectos:

- La elaboración de un Plan de Calidad por el Contratista, ajustando su propio Programa de Control de Calidad con el autocontrol del taller metálico (con los contrastes necesarios), de tal forma que asegurase el cumplimiento de las exigencias del Pliego del Proyecto.
- Elaboración y desarrollo de un programa de contraste por parte de la ACO (Asistencia Técnica).

Centrándonos en los aspectos más relevantes, cabe destacar la realización de un seguimiento de la elaboración y aprobación por parte de la Constructora de los

mistakes that happen with relatively high frequency when controlling:

- *Excessive documents and bureaucracy when applying control to non relevant issues, also producing a false sensation of having controlled the execution, due to the volume of paper that has been produced.*
- *Not adapting the Control of Execution to the particular details of the work, wasting resources in the control of some aspects that could be of minor relative importance than others, and, therefore, reducing the quality of the control procedure.*

4.1. Control of execution of steel structure

To assure an appropriate control of the execution of the steel structure, according to the requisites of the forthcoming new PG-3, it was considered pertinent to establish a Quality director plan, based in two aspects:

- *The elaboration of a Quality Plan, made by the Contractor, to adjust his own Quality Control Program to the self-control program of the steel shop (with the required control tests), so that the requisites of the Specifications of the Project were fulfilled.*
- *The elaboration and further development of a control test program by the Technical Assistance (ACO).*

If we focus in the most relevant aspects, it's worth noting the performance of a control procedure of the elaboration and Contractor's approval of the shop drawings of each one of the segments that formed the steel deck, assuring that the structural needs of the project were accomplished, and paying attention to all welding details and specially to those that conditioned the fatigue category of the structure. Special detail drawings were required for pier and abutment diaphragms, defining the different assembling stages to achieve a detailed geometrical definition of all the pieces that formed the segments, of the welding and edge-cuts of the plates, of all the assembling phases, etc., avoiding

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

Planos de Taller para cada una de las dovelas que conforman la parte metálica del tablero, asegurando las exigencias estructurales del proyecto, particularizando todos los detalles de soldadura y destacando aquéllos que condicionan la categoría a fatiga de la estructura. En los mamparos de pilas y estribos se exigieron planos específicos definiendo las fases de montaje para, de esta forma, lograr una detallada definición geométrica de todas las piezas que forman las dovelas, de los detalles de preparación de bordes y soldadura, de las fases de montaje, etc., evitando indefiniciones que afectarían no sólo a la producción, sino a las actividades de control. Por otro lado, se realizó un exhaustivo seguimiento de la trazabilidad de los diferentes aspectos relacionados con la estructura metálica, desde la materia prima, los planos de taller, homologaciones, soldadores, ensayos no destructivos, control topográfico, etc.

Dado el importante volumen de producción y la gran cantidad de documentación generada, se estableció un mecanismo de transferencia de información apoyado en un soporte informático, disponible vía internet, que permitió agilizar la actividad de control, evitando retrasos innecesarios (gestor documental). De esta manera se facilitó la posibilidad de conocer, en tiempo real, la documentación disponible.

Desde el punto de vista de construcción y montaje, las dimensiones singulares de la estructura obligaron a un estudio pormenorizado tanto del montaje vano a vano como de la secuencia que se seguiría dentro de la situación de los vanos en el conjunto del viaducto. Es por esta razón por la que se definió, conjuntamente con la Constructora, un Protocolo de izado y montaje del tablero, detallando cada una de las fases de ejecución e incluyendo el correspondiente PPI de control. Este protocolo fue estrechamente ligado a un Protocolo de Control Topográfico, conjunto para el Taller Metálico, la Constructora y la Asistencia Técnica de la Obra, que permitió definir el control dimensional a realizar tanto en las fases previas al montaje (fabricación en Taller Metálico y evolución de la deformada en las diferentes fases de la obra) como en el propio montaje.

El objetivo de este seguimiento fue conocer, en todo momento, la geometría de las dovelas (longitudes, giros, etc.), comprobando que su comportamiento era sensiblemente igual al teórico, detectando posibles errores de fabricación que pudieran condicionar tanto la geometría final del viaducto como el montaje en altura (soldadura fuera de tolerancia) que obligara a operaciones no deseables, como retocar el vano con la grúas en carga, o tener que descender el vano una vez ya presentado para realizar ajustes.

4.2. Descripción de secuencia de montaje de dovelas

El proceso de montaje y unión de dovelas se realizó mediante izado de las piezas, apoyando en isostático previamente a la ejecución de la soldadura. Antes de soldar se verificaba que la separación entre chapas era

uncertainties or non definition of these issues that could affect not only to production, but also to control activities. On the other hand, an exhaustive follow-up of the traceability of the different aspects related to steel structure (from base metal plates control, shop drawings, to welding homologation, welder operators, non destructive tests, survey control, etc.) was carried out.

Due to the important volume of production, and the great amount of documentation to be generated, an information transfer computer tool (documentation manager) was developed to be used through internet, allowing easing and speeding up control activities, and avoiding unnecessary delays, as documentation could be seen in real time.

From the point of view of construction and assembling, the special dimensions of the structure obliged to perform a detailed study of the span by span erection sequence, and of the sequence that the different spans formed in the general layout of the viaduct. Because of this, it was defined, together with the Contractor, an Assembling and Lifting of the Deck Protocol, defining control parameters for each phase, and including the required control Inspection Points Plan. This Protocol was strictly connected to the Survey and Geometry Protocol, made common to the Steel Shop, Contractor and the Technical Assistance, that allowed to define the geometrical control of the pieces both in the previous construction stages (fabrication at the Shop and evolution of the deflections during the different stages of the works) and during final assembling stages.

The main goal of this follow-up was to be able to know, in every moment, the geometry of the segments (lengths, rotations, etc.), checking that their behavior was fairly close to the theoretical values, and detecting possible fabrication errors that could have conditioned the final geometry of the viaduct or the assembling operations at elevated places (for example, having weldings with out of tolerance steel pieces separations) that could have led to undesired operations, such as making amendments of the pieces with the pieces loaded in the cranes, or to have to move down to the ground spans that had been put in place to make correction adjustments.

4.2. Segment assembling sequence description

The assembling and segments connection process was carried out lifting the pieces and leaving them simply supported previously to the execution of welding. Before the weld, it had to be verified that the separation between plates was below the limits allowed by the welding procedures. In case that distance were higher, the lifting protocol included a correction operation based in moving and rotating the piece, and after welding, the piece was left to its final elevation at the pierhead. The maximum vertical adjustment displacement was limited to avoid the introduction of forces that were higher to the ones considered in design. In general, the results and speed of these activities were satisfactory, thanks, among other factors, to the detailed geometry study of the pieces during the different assembling stages (at the Shop, on site, during lifting and before and after connection).

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026



Figura 29. Vista inferior del tope sísmico y aparatos de apoyo en estribo
Figure 29. Lower view of the seismic shearkey and bearings at abutments

inferior a la admitida por los procedimientos de soldadura. En el caso de que la distancia fuera superior, el protocolo de montaje incluía una corrección por elevación y giro de la pieza, que tras la soldadura se descendía a su cota definitiva sobre pila. La elevación máxima se limitó para evitar la introducción de esfuerzos superiores a los tenidos en cuenta en el diseño. En general, cabe decir que los resultados y la velocidad de las operaciones fueron satisfactorios, gracias, entre otros factores, al detallado estudio de geometría de las piezas durante las diferentes etapas de montaje (en taller, a pie de obra, izadas antes y después de la unión).

4.3. Control del montaje de aparatos de apoyo

La configuración del trazado (ligeramente curvo), los importantes movimientos longitudinales que ha de experimentar el tablero y la necesidad de disponer topes sísmicos en las pilas además de los apoyos, obligaron a un proceso constructivo que asegurara la correcta alineación y paralelismo entre el tope sísmico y los aparatos de apoyo (Figura 29).

Con este objetivo, dentro del Protocolo de montaje, se desarrolló un Programa de Puntos de Inspección particular de esta operación que garantizara un control detallado durante la ejecución de las cabezas de las pilas, el montaje del tablero y la colocación de los apoyos, evitando desalineaciones y falta de paralelismo entre las guiaderas laterales de los aparatos de apoyo y el tope antisísmico (chapa de acero inoxidable y neopreno) que podría condicionar la aparición de un posible encastramiento del tablero en las pilas como consecuencia de los importantes movimientos de contracción y dilatación esperables.

Por otro lado, se estableció también un protocolo de control de los movimientos de las bandejas en cada una de las pilas y en estribos durante la fase de monta-

4.3. Assembling control of bearings

The features of the alignment (slightly curved), the important longitudinal displacements that are expected in the deck, and the need to place seismic shearkeys and bearings on the piers, obliged to design a constructive process that assured the correct alignment and parallelism between the seismic shearkey and the bearings (Figure 29).

With this goal, a specific Inspection Points Program was developed for this activity, included in the general Assembling Protocol, to guarantee a detailed control during the execution of the pierheads, the assembling of the deck and the placing of bearings, avoiding the lack of parallelism between the lateral guides of the bearings and the seismic shearkey (inox steel plate and rubber pad), that could cause possible deck-piers contact problems, as a result of the important expected shrinking-dilatation displacements.

On the other hand, it was also set up a protocol to control the movements of the trays of the bearings at each pier and at abutments during deck assembling stages using a monitoring system, comparing these results with the values used during design.

5. CONCLUSIONS

The most relevant and interesting features of the Viaduct of Archidona have been described in this article. This bridge results interesting because of how the structural problems caused by the different design restrictions (high deck length; placing in an area of relevant seismicity; remarkable displacements at joints in abutments due to thermal-rheological actions; etc.) have been solved.

The design using a twin girder composite deck together with not very usual precast slab solutions allowed to achieve a structure that fulfilled all the requirements that motivated the chosen solution.

Connected to the design of the Works, from the point of view and calculation an structural design and definition of the different elements, all the aspects related with systematization,

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026

je del tablero empleando un sistema de instrumentación, siendo éstos contrastados con los previstos en el dimensionamiento.

5. CONCLUSIONES

Se han descrito en este artículo los aspectos de mayor interés del Viaducto de Archidona, una estructura que resulta diferente por la forma en que se han resuelto los problemas estructurales motivados por los diferentes condicionantes de la Obra: elevada longitud del dintel, emplazamiento en una zona de acción sísmica de entidad, importantes desplazamientos debidos a las deformaciones térmico-reológicas en los estribos, etc.

Un diseño mediante dintel mixto bijácena junto a soluciones de prefabricación de la losa no utilizadas con mucha frecuencia, ha permitido obtener una estructura que cumpliera con los requisitos que motivaron la solución escogida.

Ligados al diseño de la Obra, desde el punto de vista del cálculo y definición de sus distintos elementos, se tuvieron siempre en cuenta todos aquellos aspectos referentes a sistematización, facilidad constructiva, estudio continuo de las posibles reducciones de duración de las fases de montaje, y control de ejecución, que han sido imprescindibles para concluir su construcción dentro de los plazos requeridos.

construction ease, continuous study of possible reduction of the time of construction stages, and control of execution, that have been key issues to finish the works on the required schedule, were always born in mind by the designer.

REFERENCIAS/ *REFERENCES*

[1] MILLANES, F; MATUTE, L; ORTEGA, M; MARTÍNEZ, D; BORDÓ, E. "Desarrollo de soluciones mixtas y metálicas para los viaductos de las líneas de alta velocidad españolas". *Hormigón y Acero*, 2011, vol. 62, nº 259, p. 7-27.

[2] MILLANES, F.; PASCUAL, J.; ORTEGA, M. "Viaducto Arroyo las Piedras. Primer viaducto mixto de las Líneas de Alta Velocidad Españolas". *Hormigón y Acero*, 2007, nº 243, p. 5-38.

[3] MILLANES, F; PASCUAL, J.; ORTEGA, M. "Arroyo las Piedras Viaduct: The first composite steel-concrete high speed railway bridge in Spain". *Structural Engineering International*, IABSE, 2007, vol. 17, nº 4, p. 292-297.

[4] *Bulletin Ponts Métálliques*, nº 16 (1993) en adelante.

[5] *Instrucción de Acciones a considerar en Puentes de Ferrocarril: IAPF-07*. Madrid: Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento, 2010, 134 p. (Serie Normativas).

[6] ORTEGA, M.; MILLANES, F.; MANSILLA, J.L. "Análisis de la instrumentación de temperaturas del viaducto mixto de alta velocidad «Arroyo las Piedras»". *Hormigón y Acero*, 2010, vol. 61, nº 258, p. 81-97.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES/*LIST OF PARTICIPANTS*

Propiedad/*Property*: Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF)

Dirección de Línea/*Line Director*: Alfonso González Gutiérrez

Gerente de la Línea/*Line Manager*: Eduardo Gantes Trelles

Jefe de Infraestructuras/*Director of Infraestructures*: Julio Caballero

Dirección de Obra/*Works Director:* Adelardo Martín de la Vega / Áurea Vílchez

Proyecto y bases generales para la ejecución de la estructura metálica (PPTP)/
Project Design and general basis for the execution of steel structure (Technical Specifications): IDEAM

Asesoría especializada en estructuras a la A.T./
Structure specialist consultancy to Technical Assistance (ACO): IDEAM

Entidad de Control de la D.O. para el control de la estructura metálica del tablero/
Control Entity of the Works Direction for the control of execution of the steel structure: Cemosa-Tecnalia

Asistencia de Control de Obra/
Technical Assistance to Works Control (ACO): VS-Geocontrol (tramo 1)/Euroconsult-Paymacotas (tramo 2)

Constructora/*Contractor:* UTE Dragados-Tecsa (tramo 1)/UTE Azvi-Dragados-Tecsa (tramo 2)

Talleres Metálicos/*Steel Shops*: Megusa (tramo 1)/Horta-Coslada (tramo 2)

Documento descargado de www.e-ache.com el 12/11/2026