Puente arco de ferrocarril sobre el embalse de Contreras en la línea de alta velocidad Madrid-Levante

Railway arch bridge over the Contreras Reservoir in the Madrid-Levante high-speed railway line

Javier Manterola[(1)] **, Antonio Martínez**[(1)]**, Juan A. Navarro**[(2)] y **Borja Martín**[(2)]

Recibido | *Received:* 26-08-2011
Aceptado | *Accepted:* 12-04-2012

Resumen

El puente arco de hormigón armado de 261 m de luz, con tablero superior de hormigón pretensado y una longitud total de 587,25 m, salva el embalse de Contreras para la línea de ferrocarril de alta velocidad Madrid-Levante. La flecha en el centro de 36,944 m determina una relación flecha-luz de 1/6,77, arco rebajado pero no en exceso. A fecha de la construcción la luz resultante entre apoyos del arco hace del viaducto el record mundial en puentes arco ferroviarios de hormigón. El arco se ha construido por avance en voladizo desde una pila provisional eliminada una vez cerrado el arco, construyendo el tablero vano a vano con cimbra autoportante desde ambos lados del arco. No se ha realizado apertura en clave del arco por no aportar mejora significativa en el cómputo global de esfuerzos del puente

Palabras clave: puente arco, hormigón, ferrocarril alta velocidad, embalse Contreras.

Abstract

The reinforced concrete arch bridge of a 261 m span, with an upper prestressed concrete deck and a total length of 587.25 m, spans the Contreras Reservoir on the Madrid-Levante high-speed railway line. The mid-span sag is 36.944 m thus determining a span-to-rise ratio of over 6.77 to 1, which is a low rising arch although not excessively so. On the construction completion date, the span between the arch supports was holder of the world record for a concrete railway arch bridge. It was built by free cantilever system using a temporary pier that was dismantled once the two semi-arches had been joined. The deck was built span by span with a scaffolding truss on either side of the arch. Jacks at the crown of the bridge were not used since they would not have improved significantly the global forces in the bridge.

Keywords: *arch bridge, concrete, high-speed railway, Contreras reservoir.*

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. y Universidad Politécnica de Madrid (Madrid, España).
(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, España).

Persona de contacto / *Corresponding author:* amartinez@cfcsl.com

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

1. INTRODUCCIÓN

La red de altas prestaciones definida en el Plan Estratégico de Estructuras y Transportes 2006-2020 contempla la ejecución de una red de 10.000 kilómetros de líneas de Alta Velocidad que cubre de manera equilibrada todo el territorio nacional.

Dentro de este marco se encuentra la línea de Alta Velocidad Madrid-Castilla La Mancha-Comunidad Valenciana-Región de Murcia, que se halla en el compromiso del Gobierno de España de llevar la Alta Velocidad al Levante, acercando así ambas ciudades, Madrid y Valencia, y sus zonas de influencia.

El nuevo acceso ferroviario de Alta Velocidad de Levante es una parte fundamental de este plan estratégico, en el que se encuadran obras singulares determinadas por las características del entorno, los condicionantes derivados de una preocupación creciente por su conservación y las especificaciones técnicas que estas actuaciones requieren.

Con sus 914 kilómetros, la línea Madrid-Levante es una de las más largas y una de las que más provincias atraviesan, por lo que es también la que propiciará un mayor desarrollo socioeconómico que beneficie a un gran número de personas.

Esta nueva línea facilitará notablemente las necesidades de movilidad de los ciudadanos, acortando los tiempos de viaje considerablemente y facilitando el negocio a las empresas entre estas provincias.

La vertebración del territorio y la consecuente generación de riqueza no se limitarán a las ciudades con estación, sino que también se extenderán a las poblaciones del entorno en todo el eje del Corredor Mediterráneo del Levante, entre Barcelona y Almería.

El tramo Embalse de Contreras – Villargordo del Cabriel [1], supone un ejemplo en el empleo de los más avanzados sistemas constructivos que existen en la actualidad, motivado por las limitaciones que impone un trazado que permite la circulación a una velocidad de 350 Km/h, con curvas de radios amplios y rasantes con pendientes inferiores al 30‰ en una zona con una orografía accidentada.

Las principales actuaciones realizadas en el tramo, han sido las siguientes (Fig. 1 y 2):

Túnel de la Hoya de Roda.

Viaducto de la Cuesta Negra.

Puente sobre el embalse de Contreras.

Túnel del Rabo de la Sartén.

Puente del Istmo.

Túnel de Umbría de los Molinos.

En este contexto se sitúa el puente arco sobre el embalse, puente arco de hormigón armado de 261 m de luz con tablero superior de hormigón pretensado que a la fecha de su construcción fue el record mundial en puentes arco ferroviarios de hormigón.

2. ESTUDIO DE SOLUCIONES

Cuando se realiza un puente sobre un embalse aparece en primer lugar una incógnita fundamental que conviene desvelar. Se refiere a la relación existente

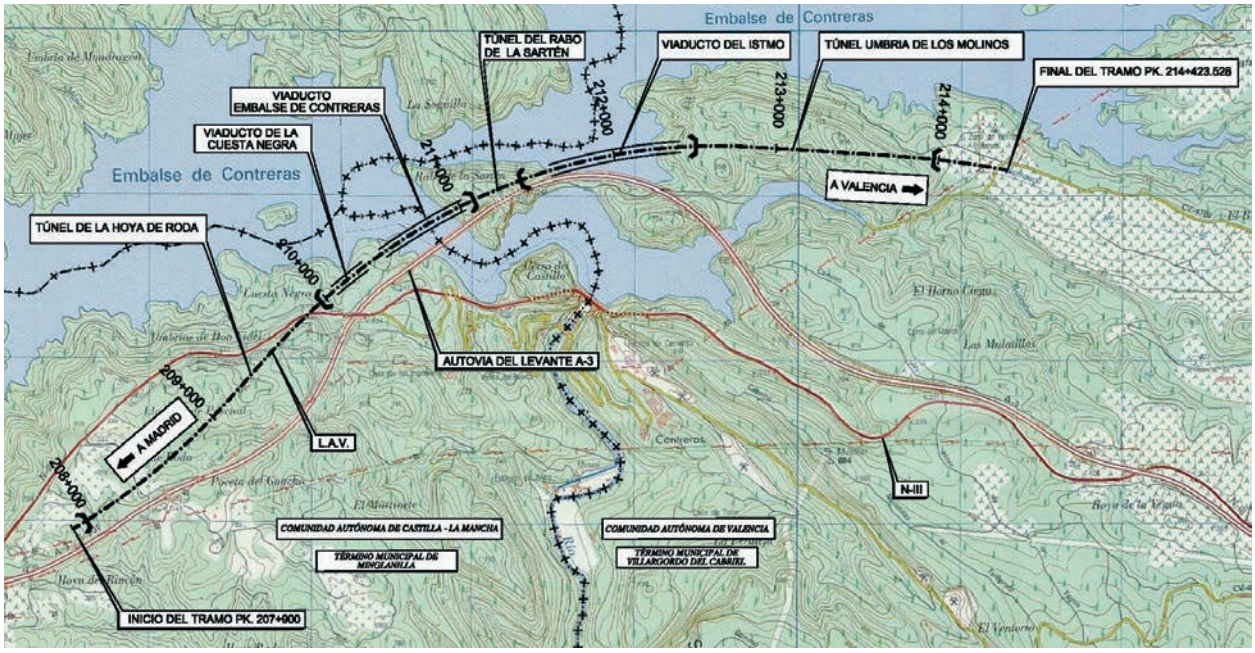


Figura 1. Trazado de la línea de ferrocarril de alta velocidad sobre el embalse de Contreras
Figure 1. The layout of the high-speed railway line over the Contreras Reservoir

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



Figura 2. Vista del tramo de ferrocarril de alta velocidad ya construido sobre el embalse de Contreras (se ha eliminado la Autopista)
Figure 2. View of the completed high-speed railway line over the Contreras Reservoir. (The Motorway has been removed)

1. INTRODUCTION

The high-performance facility network defined in the Strategic Plan for Structures and Transport 2006-2020 envisions the construction of a 10,000 km high-speed railway network that evenly covers the total extension of national territory.

The high-speed railway line linking Madrid-Castilla La Mancha-Comunidad Valenciana-Región de Murcia also lies within this framework. It belongs to the commitment of the Spanish Government to bring high-speed railway to the region of Levante, thus linking Madrid and Valencia and bringing both cities closer to their areas of influence.

The new high-speed railway access to Levante is one of the key parts of the strategic plan which encompasses unique civil works determined by the landscape characteristics, the conditioning factors arising from the growing concern with landscape preservation as well as the technical specifications required by these actions.

The 914 km length of the Madrid-Levante railway turns this line into one of the longest and it also stands among those that pass through the largest number of provinces. It is meant to enable a great socio-economic development to serve a large number of people.

This new line will largely meet the mobility needs of citizens and at the same time it will considerably shorten the travelling times and facilitate doing business in and between these provinces.

The shoring up of the territory and the subsequent generation of wealth will go beyond the cities with train stations and will also extend to the surrounding communities along the entire axis of the Mediterranean Corridor of Levante, between Barcelona and Almería.

The Contreras Reservoir – Villargordo del Cabriel stretch [1] represents an example of the use of the state-of-the-art construction systems, instigated by the limitations resulting from a layout that allows the running speed of up to 350 km/h, with large radii bends and gradients of less than 30‰ in an area with rugged terrain conditions.

The main actions carried out on the stretch were the following (Fig. 1 and 2):

- *The Hoya de Roda Tunnel.*
- *The Cuesta Negra Viaduct.*
- *The Bridge over the Contreras Reservoir.*
- *The Rabo de la Sartén Tunnel.*
- *The Istmo Bridge.*
- *The Umbría de los Molinos Tunnel.*

It is against this background that the arch bridge over the reservoir stands. This is a reinforced concrete arch bridge with a 261 m span and an upper prestressed concrete deck that on the construction completion date was holder of the world record for a concrete railway arch bridge.

2. STUDY OF SOLUTIONS

When a bridge over a reservoir is to be built, in the first place one is always faced with one fundamental unknown that must be unravelled. It concerns the existing relation between the situation of the supports of the bridge and the water level, which varies greatly throughout a year. More specifically it refers to the time available to build the foundations and commence the construction of the structure before water invades the site. There is an even further

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

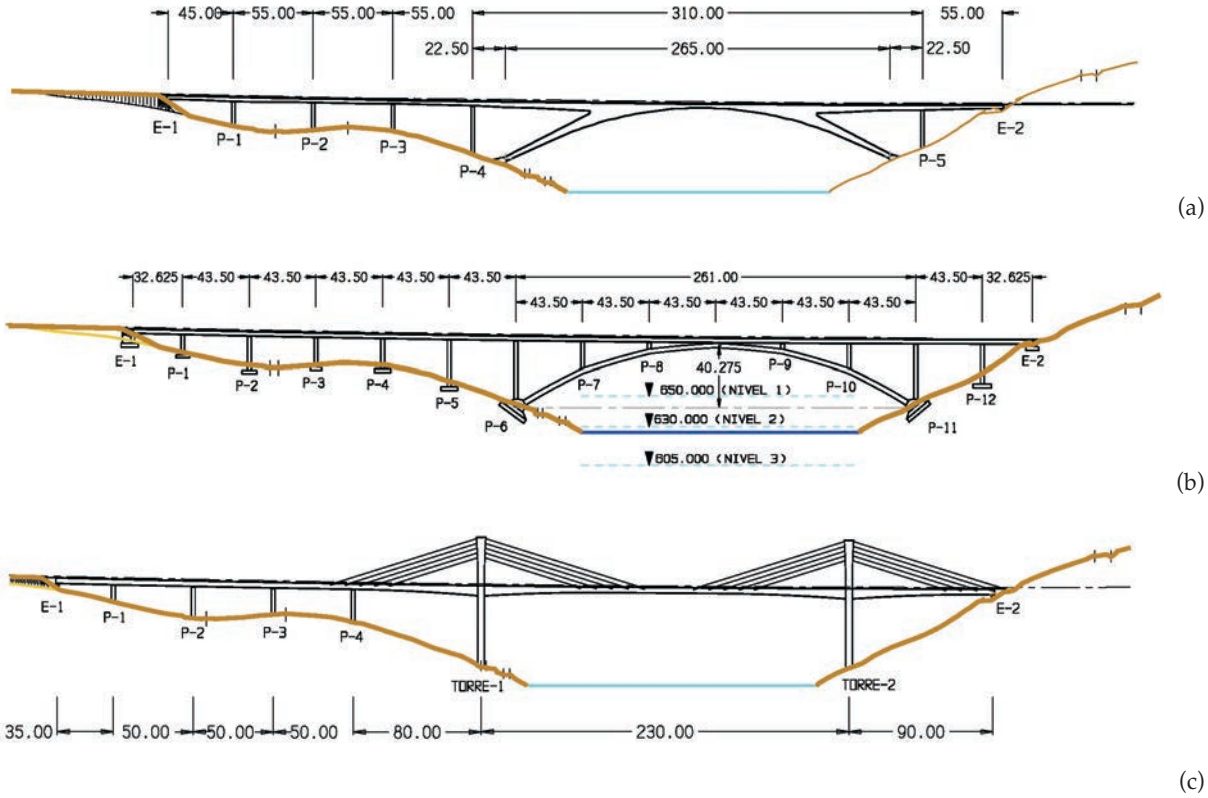


Figura 3. Estudio de soluciones. Alternativas
Figure 3. Study of solutions. Alternatives

entre la situación de los apoyos del puente y el nivel del agua, bastante variable a lo largo del año. Es decir el tiempo que tenemos para cimentar y arrancar la estructura sin que nos invada el agua. Hay una cota superior a este problema y es el nivel máximo que puede alcanzar el embalse. En este caso resultaba que para tener una garantía suficiente para construir la cimentación en seco era necesario acudir a unos 261 m de luz libre.

Mirado desde un punto de vista exclusivamente resistente existen muchas soluciones para saltar 261 m sin apoyos intermedios: arcos, vigas de alma llena, vigas en celosía, tableros atirantados y dentro de ellos, de hormigón o de acero. Sin embargo, en el proceso de eliminación de posibilidades existen unas decisiones rápidas, en este caso empujadas por lo que la tradición nos ha enseñado de lo que es un puente grande sobre laderas claramente inclinadas, como son las soluciones arco. Siempre quedan bien y en ese quedar bien está la adecuación del arco a las condiciones geotécnicas y geométricas del terreno. Además está la costumbre de verlos así, ya que entre las posibilidades resistentes para enfrentarse con esa luz, la solución arco ha sido la predominante a lo largo de los siglos XIX y XX, hasta el extremo de que semejante terreno y la solución arco parecen inseparables, lo cual en sí no es verdad y conocemos multitud de ejemplos que contradicen esa relación biunívoca [2]. Sin embargo cuando se dibuja una solución atirantada, en su versión extradosada (Fig. 3 (a)) la solución "chirría", no queda bien, aunque eso se debe a que cuando la altura de las pilas bajo el dintel es grande, como en este caso, subirse aun más por encima con el atirantamiento resulta a veces inadecuado formalmente. En este caso se ha rechazado, pero no se puede poner la mano en el fuego de que en cualquier caso ocurrirá lo mismo. Hay que dudar mucho de las generalizaciones estéticas cuando se trata de puentes.

En cuanto a las vigas en celosía, eficaces desde un punto de vista resistente, presente en este mismo paisaje en el puente de carretera, no nos pareció oportuno por varias razones. Con lo cual se estaba abocado a acudir a lo clásico, a lo de siempre, pero muy hermoso, extremadamente hermoso. El puente arco.

Básicamente se estudiaron dos soluciones, el arco aporticado (Fig. 3 (a)) y el arco clásico (Fig. 3 (b)), en sus dos versiones en acero y hormigón. Morfológicamente el arco aporticado permite resolver mejor que el arco clásico un problema importante, o que nos parece importante, y es la relación de la distancia que existe entre las pilas en el viaducto de acceso y el puente principal. Nuestra opinión es que deben ser iguales. Un mismo viaducto recto que en unas zonas se apoya en el terreno y en otra sobre el arco. Si las pilas del viaducto de acceso son altas, puede convenir establecer luces importantes en él, para obtener una adecuada relación entre altura y luz. Pero esta luz puede ir contra la exigencia resistente de que todo arco se cargue en un número de puntos elevados para que el antifunicular de carga se separe poco de la forma curva. Esto ha hecho que muchas veces, sobre

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



Figura 4. Vista del puente arco construido sobre el embalse de Contreras (se ha eliminado la Autopista)
Figure 4. View of the arch bridge built over the Contreras Reservoir. (The Motorway has been removed)

bound to this problem that concerns the highest possible water level in the reservoir. In the present case it turned out that in order to have sufficient guarantee that the foundations would be built in dry environment conditions, the free span had to reach the length of approximately 261 m.

If we look at the matter exclusively from the point of view of the strength, there are many solutions that allow the spanning of 261 m with no intermediate supports: arches, double-T beams, lattice beams, cable-stayed decks and within these, those made of concrete or steel. Nevertheless, in the process of elimination of different possibilities there is a series of quick decisions to be made, which in this case were based on what the tradition has taught us about a large bridge supported on steep slopes, and this naturally led us to arch solutions. Arches always turn out well meaning that they fit the geotechnical and geometrical conditions of the ground. Moreover, there is also a habit of regarding them as natural, since during the 19th and 20th centuries the arch solution was predominant among the strength options when facing such spans, so much so that such a ground and the arch solution seem inseparable. This, however, is not the whole truth for we know many examples that contradict this biunique relation. [2]. Nonetheless, when a cable-stayed option is drawn in its extradosed version Fig. 3 (c), the solution is somehow "off", it doesn´t quite fit. This is due to the fact that when the pier height under the deck is great, as it is the case here, it is formally inadequate to rise even higher with the cable-staying. This was therefore rejected here, but we wouldn´t stake our lives on the suitability of such a decision in any other case. One should always question aesthetic generalisations where bridges are concerned.

As for the lattice beams, which are efficient from the strength point of view, and present in this same landscape on the motorway bridge, we did not find them appropriate for various reason. This led us to resort to the classic, the all-time and ever beautiful, extremely beautiful arch bridge.

Basically, two solutions were studied, the frame arch (Fig. 3 (a)) and the classic arch (Fig. 3 (b)) in its two versions, the concrete one and the steel one. From the morphological point of view, frame arch offers a better solution to an important problem or rather a problem that we find important, than classic arch. The problem is that of the relation concerning the distance between the piers on the approach viaduct and the main bridge. In our opinion, the two must be the same. The one and same straight viaduct supported on the ground in some areas, and on the arch in others. If the piers of the approach viaduct are high, it may be convenient to build it by using substantial spans in order to obtain a suitable height-span relation. However, such a span may go against the strength requirement that all arches be concentrated at a certain number of points, so that the non-funicular load may be only slightly separated from the curved shape. This is why we often encounter, particularly in old bridges, large-span approach viaducts abruptly reduced in the arched span. Such discontinuity was emphasised even more when a large separation girder was placed between the deck supported on the ground and the one on the arch.

In this context, frame arch solves the problems quite well when the span chosen for the approach viaduct is large, since the arch does not require a minimum separation between piers. Maillart´s bridges of this type, however, present a contradiction in this respect. The arrangement of a large number of "sticks" to support the deck over the great inclined pier of the frame arch is inadequate. The frame arch solution as shown in Figure 3 (a) is a well loved typology as well as one we have used in a number of bridges such as the Juan de Austria Bridge in Valladolid with a 120 m span [3] or the Puente la Reina in Navarra whose span also amounts to 120 m [4], the former made of concrete and the latter of steel. The solution shown in Figure 3 (b), however, is cheaper than the previous one and it also allowed us to keep the approach viaduct pier-to-pier span of 43.5 m over the arch without placing inappropriate load on the arch. Thus, the morphological principle we sought to maintain remained, the

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

todo en puentes antiguos, se hayan realizado unos viaductos de acceso con luces grandes, reducidas bruscamente al llegar al arco. Discontinuidad que se acentuaba, aún más, cuando se colocaba una gran pila de separación entre el tablero situado sobre el terreno y el situado sobre el arco.

En este contexto la solución en arco aporticado resuelve muy bien los problemas cuando la luz elegida para el viaducto de acceso es grande, pues el arco no exige una separación mínima de las pilas. Un contrasentido, en esta dirección, aparece en todos los puentes de este tipo de Maillart, la disposición de un montón de patitas para soportar el dintel sobre la gran pila inclinada del arco aporticado no está bien. Así, la solución de arco aporticado aparece en la figura 3 (a), tipología muy querida, y que hemos utilizado en varios puentes, Juan de Austria en Valladolid de 120 m de luz [3], Puente la Reina en Navarra también de 120 m de luz [4], el primero en hormigón y el segundo en acero. Sin embargo la solución de la figura 3 (b), resulta más barata que la anterior y además se podía conservar la luz del viaducto de acceso de 43,5 m sobre el arco sin que éste estuviese mal cargado. Se conservaba así ese principio morfológico que nos gustaba mantener, el viaducto recto se apoya a la misma distancia cuando pasa por el terreno que cuando pasa por encima del arco.

El arco quedaba dividido en seis partes y decidimos hacer una directriz poligonal. El antifunicular del arco se mantiene perfectamente así, reduciéndose las flexiones que existirían en la zona entre columnas verticales si el arco fuese perfectamente curvo. El diseño es así lo más estricto, justo y mínimo (Fig. 4).

El puente está situado entre los pks 210+429,375 y 211+016,625, con una longitud total de 587,25 m. Se trata de un puente arco de hormigón armado con tablero superior de hormigón pretensado. La luz del arco es de 261 m y la flecha en el centro 36,944 m lo que determina una relación flecha-luz de 1/6,77, arco rebajado pero no en exceso. Se debe indicar que, a fecha de hoy, la luz resultante entre apoyos del arco hace del viaducto sobre el Embalse de Contreras el record mundial en puentes arco ferroviarios de hormigón (Fig. 5).

El arco está empotrado en dos grandes plintos, que permiten la difusión de la carga en el competente terreno mediante cimentación directa.

La sección transversal es un cajón de canto variable entre 2,8 m en clave y 3,4 m en arranques y ancho también variable entre 6,0 m en el centro del arco y 12,0 m en el empotramiento en el cimiento, anchura necesaria para resistir las grandes flexiones de eje vertical proporcionadas por la curva en planta del arco y el viento transversal. Las paredes de la viga cajón varían entre 0,6 y 1,35 m (Fig. 5).

La distribución de luces del tablero superior es de 32,625 + 12 x 43,50 + 32,625 m. Las pilas P-6 a P-11 se apoyan sobre la estructura del arco inferior.

El trazado en la zona del viaducto está formado por dos alineaciones circulares en planta de 4000 y 3500 m de radio y una curva de transición con un parámetro de 1973,44 m. En alzado está situado en un acuerdo parabólico con un K_v de 25000 m. En el proyecto se pensó, en principio, construir el tablero por el procedimiento de empuje por lo que se inscribió el eje del viaducto en una alineación circular de 3875 m de radio, provocándose unas excentricidades máximas entre el eje de las vías y el tablero de 0,11 m por lo que se amplió la plataforma a 14,20 m. Así mismo el eje

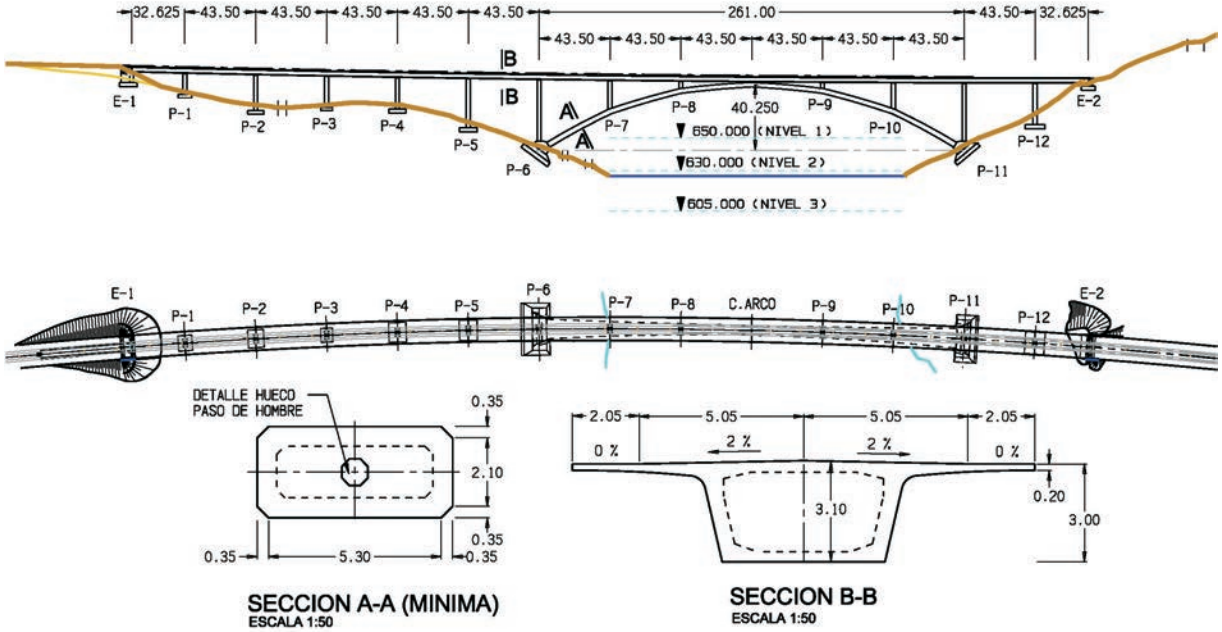


Figura 5. Alzado y sección transversal
Figure 5. Elevation and cross section

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

distance the straight viaduct spans on the ground is the same as that which lies over the arch.

The arch was divided in six parts and we opted for a polygonal directrix. That way the non-funicular arch is maintained while reducing the bending moments that would exist in the area between the vertical columns if the arch were perfectly curved. The design is therefore as strict, right and minimal as possible. (Fig. 4).

The bridge is located between the km points 210+429.375 and 211+016.625, and amounts to a total length of 587.25 m. This is a reinforced concrete arch bridge with an upper prestressed concrete deck. The arch span measures 261 m and the mid-span sag is 36.944 m, which determines a span-to-rise ratio of 1/6.77, thus resulting in a low rising arch although not excessively so. The fact that the span between the arch supports makes the Contreras Reservoir viaduct current holder of the world record among concrete railway arch bridges is worthy of mention. (Fig. 5).

The arch is embedded in two large plinths that allow the diffusion of the load over the affected ground by means of direct foundations.

The cross section is a box girder with a variable depth ranging from 2.8 m at mid-span to 3.4 m at the ends. The box girder width is also variable ranging from 6.0 m in the centre of the arch to 12.0 at the foundations embedding, which is the width required to resist the great bending moments of the vertical axis produced by the plan curvature of the arch and the crosswind. The box girder walls range from 0.6 to 1.35 m (Fig. 5).

The upper deck span distribution is 32.625 + 12 x 43.50 + 32.625 m. The piers P-6 to P-11 are supported on the lower arch structure.

The layout of the viaduct area is made of two circular plan alignments with the respective radii of 4000 and 3500 m and a transition curve with a parameter of 1973.44 m. In the elevation, the layout is situated in a parabolic transition with K_v of 25000 m. In this project we first intended to build a deck using the incremental launching procedure which is why the viaduct axis was designed within a circular alignment of a 3875 m radius, which caused maximum eccentric forces between the rail axis and the deck of 0.11 m. For this reason the platform was widened to 14.20 m. The sliding axis in the elevation was also a straight alignment, which produced drops of 1.7 m with regard to the theoretical alignment. These effects, of both the eccentric forces and drops were taken into consideration when the deck was designed.

The deck is made of a 3.00 m deep box girder (which determines a 1/14.5 span-to-rise ratio), a 5 m wide lower slab and a 6.50 m wide upper one, and a series of segments that complete the total section width of 14.20 m. The web thickness is 0.50 m. The webs are thickened over the piers until reaching a total thickness of 1.27 m to allow the anchoring of the service prestressing cables. The lower slab is 0.30 m thick.

The arch has a polygonal curved directrix in the vertical plane, which corresponds to the non-funicular of the permanent loads. In plan the arch is drawn within the circular alignment of 3875 m radius in order to avoid eccentric forces at the points where the piers are built-in in the arch. It is made of reinforced concrete HA-70, due to the great compressive forces it must endure.

The variable height of the piers ranges from 3.53 to 35.38 m. All the piers are generated by one basic pier which has a rectangular box-girder cross section of a 2.60 m constant width and a variable depth ranging from 5.20 m on the upper edge, 3.20 m at the "waist" situated 5 m away from the upper edge, and a widening towards the base.

3. STRUCTURAL ANALYSIS

3.1. Structural Model

A 3d bar model was carried out (408 bars and 388 knots) that includes all the principal structural elements of the viaduct: deck, bearings, piers, abutments, and the corresponding bonds. This model includes the fundamental geometrical characteristics of the layout which have structural impact, the radius of the plan curvature, separation and orientation of the supports and piers. The mechanical properties of the deck, joints and bearings correspond to that of a linear elastic behaviour of the materials. The fact that there is only one expansion joint on one abutment makes it even more necessary to have an integrated model of the whole bridge.

The method of elastic linear stiffness was applied in the analysis, using a modellable 2d and 3d static and dynamic structure analysis program with bars, to obtain displacements, forces in the elements and the reactions of the supports. To model the foundations, elastic behaviour of the ground was taken into account to obtain the foundations' tridimensional stiffness matrix.

The non-linear geometrical effects may originate from different sources. The non-linear effect on the axial stiffness due to the sag of the cables' catenary during construction is introduced though the Ernst modulus with respect to the permanent load situation. The non-linear geometrical effect of the rotation of the cables was taken into account with the geometrical stiffness matrix with respect to their permanent load. The P-Δ effects in the piers and arch were also taken into account with the same geometrical stiffness matrix with respect to their permanent load.

Since all non-linear effects are made linear by the geometrical stiffness matrix, they can be added and combined to obtain the envelopes of all forces and displacements in each section. In this way, maximum effects in all sections can be found effectively.

Moreover, for the most critical cases, a complete non-linear analysis was carried out in ELU for factorized wind and traffic loads, taking into account the geometrical matrix of all the elements of the bridge, as well as the non-linearity coming from the arch cracking.

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

de deslizamiento en alzado era una alineación recta produciéndose unos descensos sobre la alineación teórica de 1,7 m. Estos efectos, tanto de excentricidades como de descensos se tuvieron en cuenta en el cálculo del tablero.

El tablero está formado por una viga en sección cajón de 3,00 m de canto (lo que supone una relación canto/luz de 1/14,5), una losa inferior de 5 m de ancho y superior de 6,50 m y unos voladizos que completan la anchura total de la sección de 14,20 m. El espesor de las almas es 0,50 m. Éstas se regruesan sobre las pilas hasta un espesor total de 1,27 m para permitir el anclaje de los cables del pretensado de servicio. La losa inferior tiene un espesor de 0,30 m.

El arco tiene una directriz poligonal curvilínea en el plano vertical, correspondiente al antifunicular de las cargas permanentes. Está inscrito en planta en la alineación circular de radio 3875 m para evitar excentricidades en el empotramiento de las pilas sobre el mismo. El arco es de hormigón armado HA-70, debido a las grandes compresiones a soportar.

Las pilas tienen una altura variable entre 3,53 y 35,38 m. Todas ellas están generadas por una pila básica de sección cajón rectangular de 2,60 m de ancho constante y canto variable entre 5,20 m en la parte superior, 3,20 m en la "cintura" situada a 5 m de la parte superior y un ensanchamiento hacia la base.

3. CÁLCULOS ESTRUCTURALES

3.1. Modelo estructural

Se ha realizado un modelo de barras tridimensional (408 barras y 388 nudos) que incluye todos los elementos estructurales principales del viaducto: tablero, aparatos de apoyo, pilas y estribos con las vinculaciones adecuadas. En este modelo se han incluido las características geométricas fundamentales del trazado que tienen repercusión estructural, radio de curvatura en planta, separación y orientación de los apoyos y pilas. Las características mecánicas del tablero, juntas y aparatos de apoyo corresponden a las de un comportamiento elástico lineal de los materiales. El hecho de que sólo haya una junta de dilatación en un estribo, hace más necesario un modelo integrado del puente completo.

Para los cálculos ha sido utilizado el método de rigidez elástico lineal, con un programa de cálculo estático y dinámico de estructuras 2d y 3d modelizables con barras, para obtener desplazamientos, fuerzas en los elementos y reacciones de los apoyos. Para modelizar las cimentaciones, se ha considerado un comportamiento elástico del terreno para obtener una matriz de rigidez tridimensional en los mismos.

Los efectos no lineales geométricos pueden venir de diferentes orígenes. El efecto no lineal en la rigidez axial debido a la flecha de la catenaria de los cables, durante la construcción, es introducido a través del modulo de Ernst con respecto a la situación de carga permanente. El efecto no lineal geométrico de la rotación de los cables ha sido tenido en cuenta con la matriz de rigidez geométrica con referencia a su carga permanente. Los efectos P-Δ en pilas y arco también se han tenido en cuenta con la misma matriz de rigidez geométrica con referencia a su carga permanente.

Como todos los efectos no-lineales son linealizados con la matriz de rigidez geométrica, pueden ser sumados y combinados para obtener las envolventes de esfuerzos y desplazamientos en cada sección. De esta manera, se pueden encontrar los máximos efectos en todas las secciones de manera efectiva.

Además, para los casos más críticos se ha hecho un cálculo completo no lineal en ELU para las cargas de viento y de tráfico mayoradas, teniendo en cuenta la matriz geométrica de todos los elementos del puente, así como lo no linealidad proveniente de la fisuración del arco.

3.2. Acciones consideradas

En el modelo se ha realizado el estudio de las acciones de forma conjunta para todos los elementos mencionados:

- Acciones permanentes: incluyendo las excentricidades de cargas que puedan existir.
- Acciones reológicas de fluencia y retracción: Estas acciones se han evaluado mediante un cálculo paso a paso de los efectos diferidos, teniendo en cuenta las fases de construcción del puente y las distintas edades del hormigón.
- Acciones derivadas de las fuerzas de rozamiento en los aparatos de teflón.
- Acciones térmicas: temperatura uniforme y gradiente de temperatura.
- Acciones de viento: introduciendo un modelo del terreno se han incluido las fuerzas actuantes en las diferentes direcciones y elementos en función de su coeficiente de forma aerodinámica y distancia respecto al terreno natural.
- Acciones de sobrecarga de uso: se han considerado las hipótesis simples que producen los efectos más desfavorables en el tablero y pilas conforme a los modelos de carga de la instrucción IPF-75 y el Eurocódigo EC-1 (Parte 3) tanto en la vía como en los paseos. Para la determinación correcta del coeficiente de impacto se ha realizado un análisis modal de la estructura calculando el periodo del primer modo de vibración vertical de la misma. En las diferentes hipótesis simples se han considerado tanto las acciones verticales como las horizontales

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

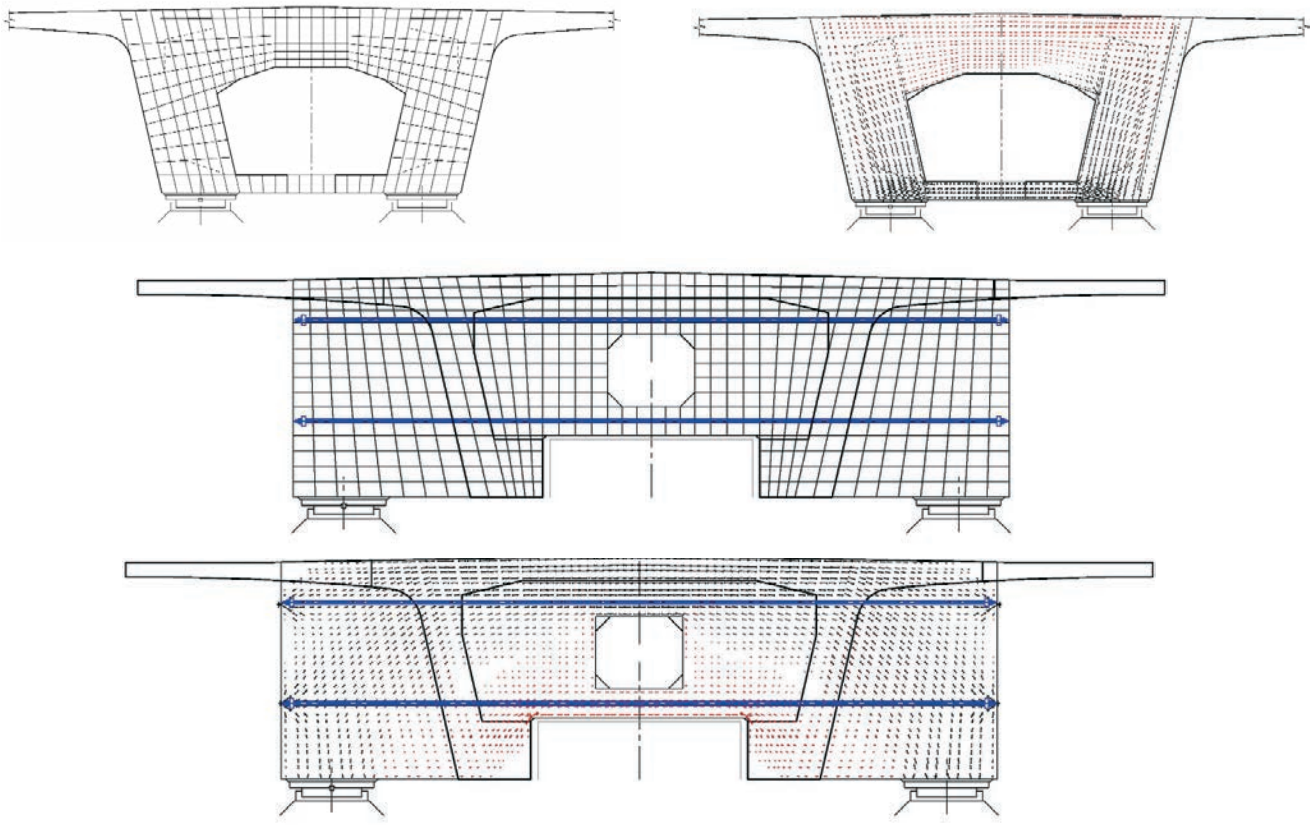


Figura 6 Cálculo de las riostras del puente por elementos finitos
Figure 6. Finite element analysis of the bridge bracings

3.2. Actions considered

The joint study of the actions for all the above mentioned elements was carried out in the model:

- *Permanent actions: including the load eccentricities that may occur.*
- *Rheological actions of creep and shrinkage: These actions were evaluated by means of a step-by-step analysis of the deferred effects, taking into account the bridge construction stages and the different ages of the concrete.*
- *Actions originated from the friction forces of the Teflon devices.*
- *Thermal actions: even temperature and temperature gradient.*
- *Wind actions: introducing a model of the location ground, the forces acting in all the different directions and elements in virtue of their aerodynamic shape coefficient and the distance from the natural ground were included.*
- *Service live load actions: simple hypotheses producing the most adverse effects on the deck and piers were considered according to the instruction load models IPF-75 and the Eurocode EC-1 (Part 3) both on the rail tracks and the footways. With the aim of correctly determining the impact coefficient, a modal analysis of the structure was carried out, calculating the period of its first mode of vertical vibration. In the different simple hypotheses, both vertical and horizontal actions due to the centrifugal force acting simultaneously were considered. In order to contemplate the effects which, although not adverse in the deck may be so in the piers, supports and foundations, hypotheses of maximum and minimum vertical loads as well as horizontal actions due to braking and start-up were taken into consideration.*

3.3. Deck design

The analysis of the deck is carried out in 2 stages. The first stage consists of general examination of the deck, called longitudinal analysis. This stage verifies the state of normal stresses produced by axial forces and bending moments, and the state of shear stresses produced by shear and torsional forces. With stress envelopes in service and construction situations, dimensioning and testing of the active and passive longitudinal and transverse reinforcement is carried out.

The second stage of deck testing, called transverse analysis, determines the complementary passive reinforcements to be placed in order to resist the local bending moments of the deck slabs. New hypotheses of loads, taking into account local effects and accidental actions are contemplated in this stage.

A bi-dimensional finite element model is carried out to dimension the bracings of the piers and abutments, which makes it possible to obtain both the quantity and the distribution of the reinforcement in these diaphragms (Fig. 6).

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

debidas a la fuerza centrífuga que actúan de forma simultánea. Con el fin de contemplar efectos que, sin ser más desfavorables para el tablero pueden serlo para las pilas, apoyos y cimientos, se han contemplado las hipótesis de carga máxima y mínima vertical así como las acciones horizontales debidas al frenado y arranque.

3.3. Cálculo del tablero

El cálculo del tablero se realiza en 2 fases. En la primera se realiza la comprobación general del mismo, denominada cálculo longitudinal. En esta fase se verifica el estado de tensiones normales provocado por los esfuerzos axiles y momentos flectores y el estado de tensiones tangenciales producidas por los esfuerzos cortantes y de torsión. Con las envolventes de esfuerzos en situación de servicio y construcción se realiza el dimensionamiento y comprobación de la armadura activa y pasiva longitudinal y transversal.

En la segunda fase de comprobación del tablero, denominado cálculo transversal, se determinan las armaduras pasivas complementarias a disponer para resistir las flexiones locales de las losas del tablero. En esta fase se contemplan nuevas hipótesis de cargas que tienen en cuenta los efectos locales y las acciones accidentales de descarrilamiento.

Para el dimensionamiento de las riostras de pilas y estribos se realiza un modelo de elementos finitos bidimensional que permite obtener tanto la cuantía como la distribución de la armadura en dichos diafragmas (Fig. 6).

La verificación de los aparatos de apoyo se realiza con las hipótesis de máxima carga vertical, horizontal y estableciendo los movimientos máximos en cada dirección debidos a las deformaciones impuestas de temperatura, fluencia y retracción. Para el cálculo de las pilas se han realizado las comprobaciones en ELU tanto de los fustes como de las cabezas. El dimensionamiento de los estribos se ha realizado contemplando las acciones horizontales provenientes del tablero y del empuje de tierras así como las verticales del propio tablero.

3.4. Resultados

En la Fig. 7 se representan los esfuerzos de peso propio y carga muerta en términos de axiles, momentos flectores de eje horizontal y vertical así como las flechas producidas. Además, se representan los esfuerzos de carga permanente comparándolos con los debidos a la fluencia, a la retracción y a la temperatura:

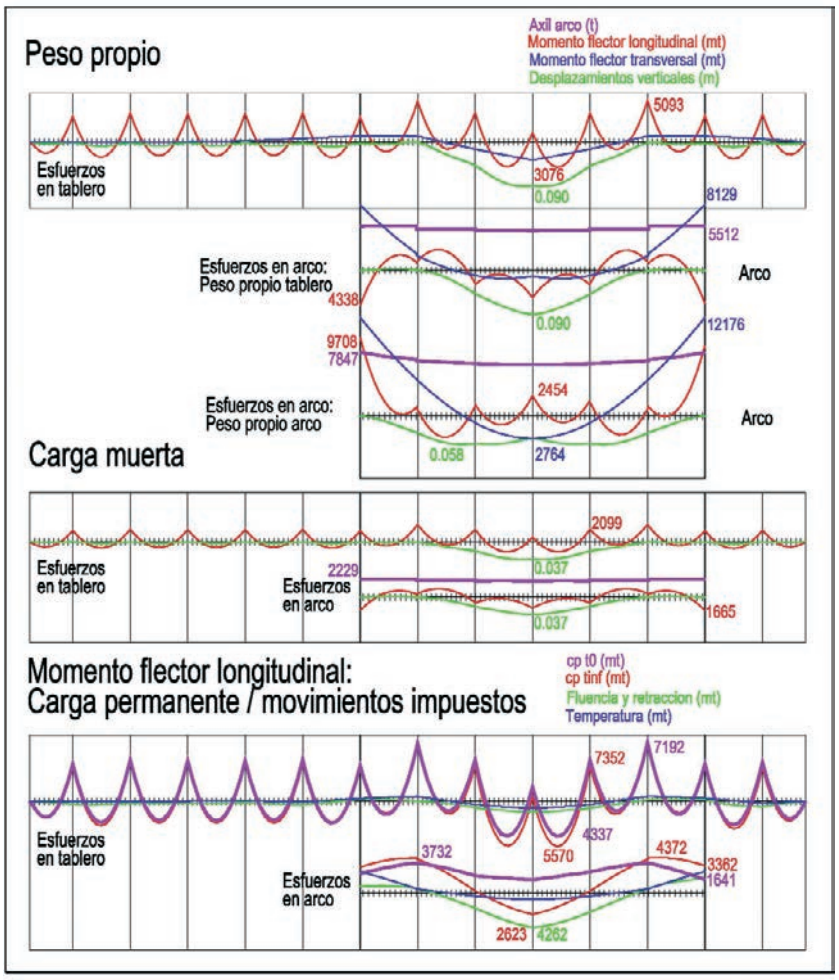


Figura 7 Esfuerzos de carga permanente y movimientos impuestos
Figure 7. Continuous load forces and imposed movements

- Las flechas alcanzan los 15 cm si se hubiese construido el arco de una vez sobre cimbra.
- Queda reflejada la gran importancia de las flexiones de eje vertical en el arco debido a la curvatura, R=3875 m, en planta del tablero y el arco.

En la Fig. 8 aparecen los esfuerzos máximos y mínimos en arco y tablero bajo las sobrecargas de tráfico y de viento transversal:

- Los momentos máximos y mínimos del dintel en la zona situada sobre el arco llegan a tener una amplitud del orden del doble de los correspondientes al mismo dintel con la misma luz pero apoyado sobre el terreno sin los efectos producidos por las deformaciones verticales del arco.

Los esfuerzos son moderados a lo largo del arco salvo los correspondientes a los empotramientos en arranques que exigen hormigón de 70 N/mm^2 y una fuerte cuantía de armaduras

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

Testing of the bearings is carried out in line with the hypothesis of maximum vertical and horizontal loads and establishing the greatest possible movements due to the strain produced by temperature, creep and shrinkage in each direction. Pier analysis is carried out applying tests in ELU at both pier shaft and head. Dimensioning of the abutments is carried out taking into account horizontal actions coming both from the deck and the active soil pressure as well as vertical ones inherent to the deck itself.

3.4. Results

Fig. 7 represents self-weight forces and dead load in terms of axial forces, bending moments in the horizontal and vertical axes as well as deflections produced. It also shows continuous load forces compared to those due to creep, shrinkage and temperature:

- *Sag reaches 15 cm if the arch is built in one go on a centering.*
- *The great importance of the vertical axis bending moments is shown, due to the plan curvature, R=3 875 m, of the deck and the arch.*

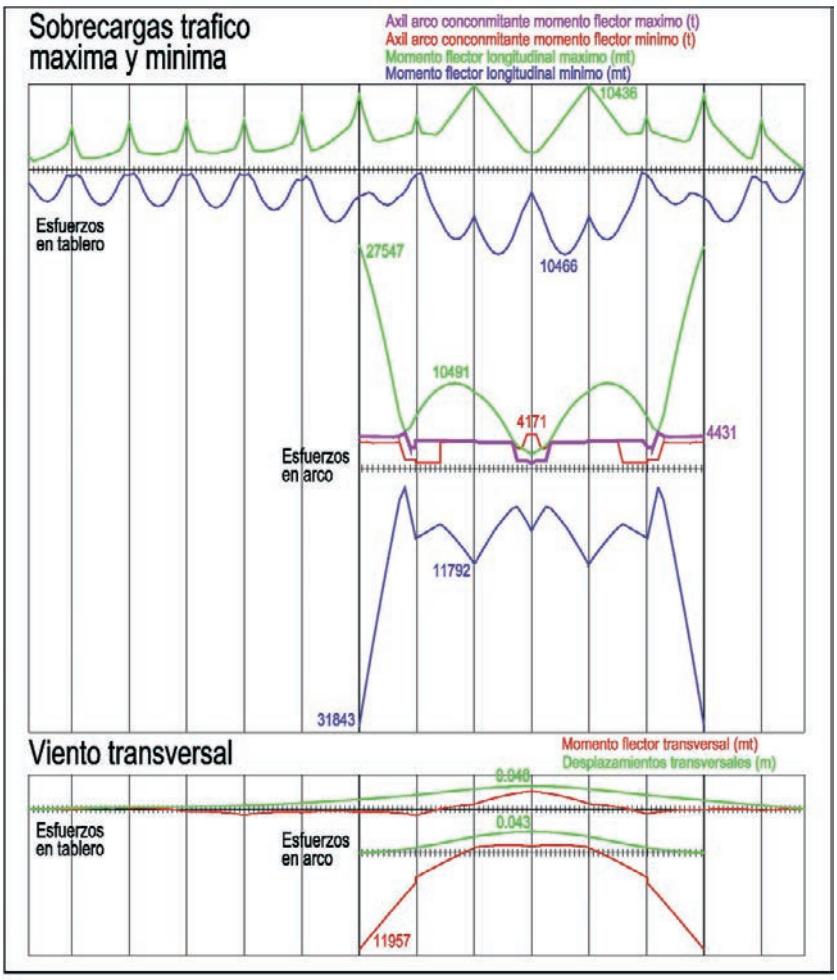


Figura 8. Esfuerzos por sobrecargas: tráfico y viento
Figure 8. Live load forces: traffic and wind

Fig. 8 shows the minimum and maximum forces in the arch and deck under the superimposed live loads of traffic and crosswind.

- *The maximum and minimum bending moments of the deck in the area situated over the arch end up having a magnitude in the order of twice as large as that corresponding to a deck with the same span but supported on the ground instead, and lacking the effects produced by the vertical deformations of the arch.*

Forces are moderated along the arch, except those corresponding to the embeddings in the abutments that require 70 N/mm² concrete and a large amount of reinforcement.

3.5. Studies to establish the arch directrix

The arch directrix was obtained taking into account the non-funicular of all continuous loads and not only the dead load of the arch itself. This includes self-weight of the arch and the deck, dead load and the prestressing on the deck. In the non-funicular analysis in order to proceed in the above described manner, significant puncture loads were introduced on the arch, coming from the piers supported on the arch. As a result of these loads the following effects are obtained:

- *The arch directrix tends to be polygonal.*
- *The effect of loads uniformly distributed on the deck provokes a positive bending moment in the spring of the arch. This is due to the fact that the shape of the arch adopts a disposition that tends to slightly pull towards the frame instead of the two-hinged girder.*
- *Consequently, the non-symmetrical traffic live loads, decisive for the forces in the arch, provoke greater positive than negative forces in the arch springs.*

Due to the elastic shortening of the arch, which produces positive moments at the springs and negative ones at the key, a zero bending moments principle cannot be directly obtained. To offset this fact we studied the following possibilities:

1. *Leaving as the principle of continuous load the one provoked by the elastic shortening.*
2. *Tensioning the last stay in excess to offset the negative bending moment provoked by the elastic shortening of the arch.*
3. *Unloading the stays used for the construction by incremental launching at the key, using jacks to tension the arch. The axial forces used can only be those provoked by the arch dead load. This is why, finally, only a rather flat principle of bending moments can be achieved, although it is entirely displaced from the source.*

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

3.5. Estudios para establecer la directriz del arco

Se ha obtenido la directriz del arco considerando el antifunicular de todas las cargas permanentes y no solo el peso propio del arco, esto es, peso propio del arco y del tablero, carga muerta y pretensado sobre el tablero. Al calcular el antifunicular, para proceder de esta manera se introducen en el arco unas cargas puntuales muy importantes que provienen de las pilas apoyadas en el arco. Estas cargas provocan:

- La directriz del arco tiende a una poligonal.
- El efecto de las cargas uniformemente distribuidas en el tablero provoca un momento positivo en arranque del arco. Esto es debido a que la forma del arco adopta una disposición tirando un poco hacia el pórtico en vez de hacia la viga biempotrada.
- Como consecuencia de esto, las sobrecargas de tráfico no simétricas, que son las determinantes para los esfuerzos en el arco, provocan en arranques mayores esfuerzos positivos que negativos.

Debido al acortamiento elástico del arco no es posible obtener directamente una ley de momentos flectores nula, provocando momentos negativos en arranque y positivos en clave. Las posibilidades analizadas para compensar este hecho son:

1. Dejar como ley de carga permanente la provocada por el acortamiento elástico.
2. Tesar el último tirante en exceso para compensar el momento negativo provocado por el acortamiento elástico del arco.
3. Soltar los tirantes utilizados para la construcción con un empuje en clave mediante gatos que pongan en carga el arco. El axil empleado solo puede ser el provocado por el peso propio del arco, por lo que finalmente solo se puede conseguir una ley de flectores bastante plana, pero toda desplazada del origen.
4. Para compensar el desplazamiento de la ley de flectores provocado por la ley anterior, se puede aplicar el empuje en clave mediante gatos de manera excéntrica.

De todos modos, a tiempo inicial la ley de momentos flectores provocada por el acortamiento elástico compensa el desequilibrio de los esfuerzos provocados por las sobrecargas de tráfico no simétricas, a falta del análisis del comportamiento reológico del hormigón.

3.6. Estudios diferidos del hormigón

Para el cálculo paso a paso se analizan tres fases, la puesta en carga del peso propio del arco, la puesta en carga del peso propio del tablero y la colocación de la carga muerta. Se desprecia la fluencia durante la construcción del arco, ya que sólo influirá en el proceso constructivo, y por lo tanto es objeto de un análisis particular durante el mismo. Lo que sí se considera en el análisis es la edad del hormigón de cada dovela del arco (Fig. 9).

Para analizar mejor los efectos diferidos, se puede separar el efecto de la retracción y de la fluencia por axil por un lado y de la fluencia por los momentos flectores de carga permanente por otro.

El efecto de la fluencia por carga axil permanente y de la retracción es homotético y similar al provocado por un acortamiento elástico del arco; esto es, momentos flectores negativos en arranques y momentos flectores positivos en clave. Sin embargo, el efecto de una ley de momentos de carga permanente como la de la figura 7 es opuesto, provoca momentos flectores positivos en arranques y negativos en clave. Por ello, la fluencia provoca en los arranques del arco unos efectos muy reducidos debido precisamente a la ley de momentos flectores de carga permanente inicial del arco. En otras palabras, si no hubiese esa ley a tiempo inicial, debido al comportamiento diferido del hormigón aparecerían momentos negativos en arranques y positivos en clave demasiado grandes.

Respecto a la opción 4 del punto anterior, el efecto diferido del empuje en clave con excentricidad anula en 2/3 partes el momento obtenido a tiempo inicial. Esto coincide con el análisis con el modelo de Dischinger de una acción instantánea, según la cual $M_f = M_0 * e^{-\phi}$, siendo M_f el efecto final y ϕ el coeficiente de fluencia, con un Φ=1,1. Este coeficiente bajo coincide con el hecho de que la edad media del hormigón del arco cuando entra en carga al cerrarlo es de unos 120 días.

La conclusión es que en este caso no es perjudicial una ley de momentos flectores de carga permanente, provocada por el acortamiento axil del arco, puesto que ayuda a compensar el desequilibrio entre máximos momentos flectores positivos y negativos de los arranques del arco y reduce los efectos diferidos de fluencia y retracción del hormigón en arranques. Entre las opciones 3 y 4, ésta última tiene un efecto beneficioso ya que ayuda a igualar los momentos positivos y negativos en arranque del arco, aunque la fluencia anule gran parte de su efecto y no merezca la pena su aplicación.

Esta compensación del desequilibrio de momentos positivos y negativos en el arranque del arco, junto con el empleo de una directriz antifunicular poligonal, minimiza tanto el momento máximo como los requerimientos de armadura y hormigón, dando un armado simétrico de la sección del arco.

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

4. *In order to offset the displacements due to the principle of bending moments provoked by the previous principle, thrust at the key can be applied by installing the jacks eccentrically.*

In any case, and bearing in mind that in this initial stage the analysis of rheological behaviour of the concrete is yet to be performed, the principle of bending moments provoked by elastic shortening offsets the unbalance of the forces provoked by non-symmetrical traffic live loads.

3.6. Long-term analysis of the concrete

The stages chosen for the step-by-step analysis are: loading of the arch self-weight, loading of the deck self-weight and placing of the dead load. During arch construction creep is ignored, since it will only affect the construction process, and is therefore the object of a specific analysis during the process itself. On the other hand, the analysis of the concrete age is taken into particular account in each arch segment (Fig. 9).

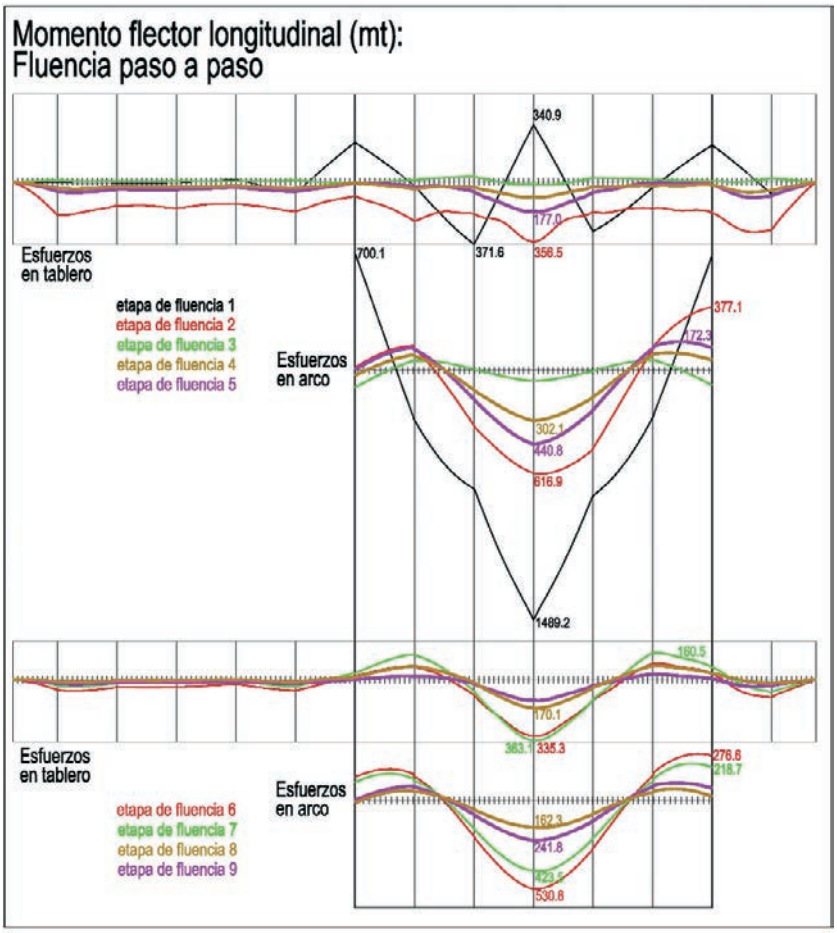


Figura 9. Resultados del cálculo de fluencia paso a paso
Figure 9. Results of the step-by-step creep analysis

In order to better analyse the long-term effects, we can separate the effect of shrinkage and that of creep due to axial force, on the one hand, and the effect of creep due to bending moments of the continuous load, on the other.

The effect of creep due to continuous axial load and due to creep is homothetic and similar to that produced by an elastic shortening of the arch.

This implies negative bending moments at the arch springs and positive ones at the key. However, the effect of the bending moments of continuous load as that shown in Figure 7 is the opposite. It produces positive bending moments at the springs and negative ones at the key. For this reason, creep provokes quite reduced effects at the arch springs, precisely due to the bending moments of the initial continuous load of the arch. In other words, if there were no such principle at the start, due to the deferred behaviour of the concrete, unduly large negative moments would appear at the springs and positive ones at the key.

Regarding option 4 of the previous point, the deferred effect of the eccentric thrust at the key cancels 2/3 parts of the bending moments obtained at the start. This is congruent with the analysis using Dischinger model of a split second action, according to which $M_f = M_0 * e^{-\phi}$, *M_f being the final effect and ϕ the creep coefficient with Φ=1.1. Such a low coefficient is consistent with the fact that the average age of the arch concrete is of approximately 120 days at the moment of loading the arch in order to connect it.*

The conclusion to be drawn is that in this case a principle of bending moments of the continuous load provoked by the axial shortening of the arch is not harmful, since it helps offset the unbalance between the maximum positive and negative bending moments of the springs of the arch and reduces the deferred effects of creep and shrinkage of the concrete at the springs. Between option 3 and 4 it is the latter that has a beneficial effect since it helps even out the positive and negative moments in the spring of the arch, although creep cancels a large portion of its effect rendering its application needless.

The offset of the unbalance between positive and negative moments in the spring of the arch, together with the use of a polygonal non-funicular directrix, minimises both the maximum moments and the requirements for the reinforcement and concrete, producing a symmetrical reinforcing of the arch cross-section.

3.7. Non-linear analysis

The hypotheses verified for this analysis are:

1. *Maximum live load on both tracks, loading the entire deck on the arch.*

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

3.7. Análisis no lineal

Para este análisis las hipótesis comprobadas son:

1. Máxima sobrecarga en las 2 vías, cargando todo el tablero sobre el arco.
2. Máxima sobrecarga en las 2 vías, cargando la mitad del tablero sobre el arco.
3. Igual que el primer caso pero con carga sólo en 1 vía.

A la hora de evaluar los efectos transversales, se comprueba que la comprobación 1 provoca momentos transversales mayores. Esto quiere decir que el efecto de la curvatura del arco es más importante que la carga descentrada. Sin embargo, el caso 3 provoca en el arco momentos torsores mayores.

Se ha realizado una comparación del funcionamiento de la estructura en las siguientes hipótesis:

- Comportamiento totalmente lineal
- Comportamiento totalmente lineal, con matriz geométrica de cargas permanentes
- Comportamiento no lineal, con matriz geométrica correspondiente a las sobrecargas consideradas.
- Comportamiento no lineal, con matriz geométrica correspondiente a las sobrecargas consideradas y fisuración de las secciones del arco. Para la fisuración de eje horizontal se ha realizado el cálculo con la hipótesis 2, y para la fisuración de eje vertical con las hipótesis 1 y 3. Para considerar la posible concomitancia de la fisuración de eje vertical y de eje horizontal, para la primera solo se considera la armadura de las almas, y para la segunda la de la losa superior e inferior.

La matriz geométrica de cargas permanentes influye bastante en el comportamiento; hace un mecanismo resistente peor, lo que se traduce en un incremento de las cargas en el tablero y en el arco. La matriz geométrica de cargas mayoradas, obtenida mediante iteración, no varía mucho el comportamiento respecto al punto anterior. Como conclusión, se consiguen resultados lo suficientemente precisos con el cálculo totalmente lineal con la matriz geométrica de cargas permanentes, validando los cálculos realizados para el comportamiento general del puente (Fig. 10).

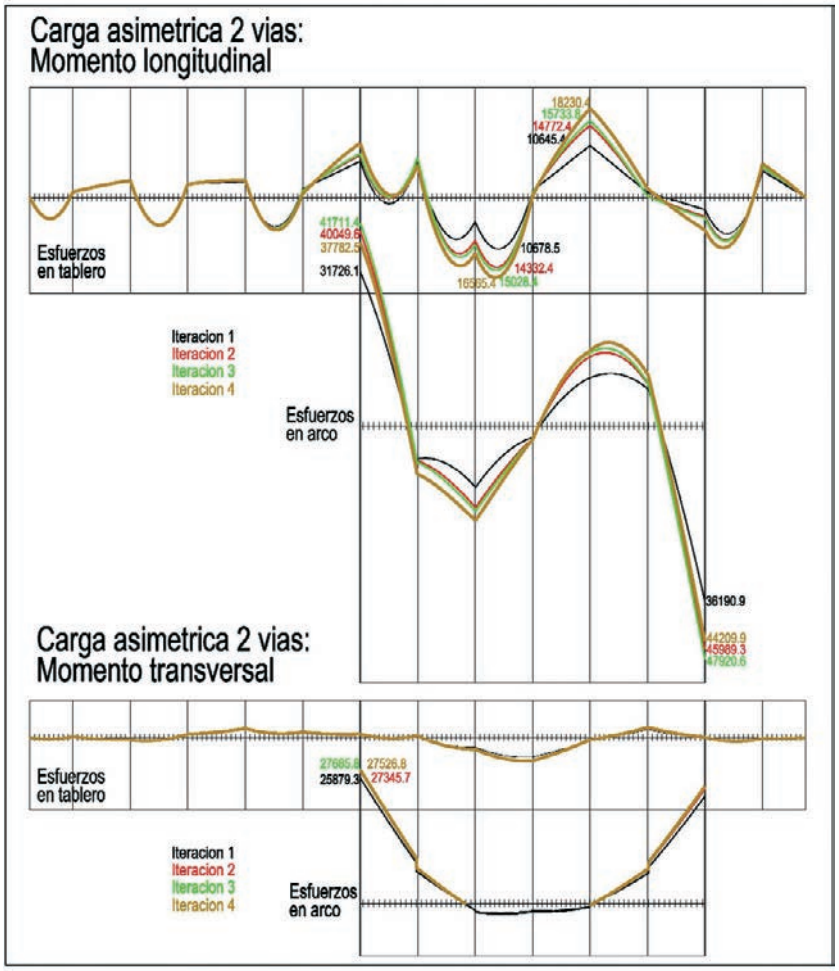


Figura 10. Resultados del cálculo no lineal para carga sobre el tablero asimétrica en las 2 vías

Figure 10. Results of the non-linear analysis of the asymmetric load on the deck over both rail tracks

La fisuración de eje horizontal descarga los arranques del arco, carga los riñones y el tablero. Es decir, pierde carga la parte de la estructura más solicitada y se la pasa a otras zonas más descargadas. En la primera iteración se produce un incremento del momento longitudinal de sobrecargas en el tablero de un 17%. En las iteraciones siguientes ya prácticamente no varía este momento. Lo que está pasando es que la fisuración del arco pasa carga del arco al tablero en la primera iteración. Las siguientes iteraciones ya solo cambian carga entre el arranque y los riñones del arco, pero no al tablero. Ni la hipótesis 1 ni la 3 provocan fisuración del arco de eje vertical.

3.8. Armadura

En los arranques hacen falta 4 capas de armadura de ϕ25 a 0,10 m arriba y abajo (Fig. 11), pero esta capa disminuye rápidamente. Ya en la tercera sección (a 7 m de los arranques) hacen falta 3 capas arriba y 2,5 abajo.

La armadura de torsión depende fundamentalmente del vano del arco. En el primer vano da una armadura longitudinal importante. Calculando el arco a rotura

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

2. *Maximum live load on both tracks, loading half the deck on the arch.*

3. *Same as the first case only loading just on one track.*

When evaluating the transverse effects, we verified that the case 1 provoked greater transverse moments. This means that the arch curvature is more important than the decentered load. Case 3, however, produced greater twisting moments in the arch.

A structure functioning comparison was carried out based on the following hypotheses:

- *Complete linear behaviour*
- *Complete linear behaviour, with geometrical matrix of continuous loads.*
- *Non-linear behaviour, with geometrical matrix corresponding to live loads considered.*
- *Non-linear behaviour, with geometrical matrix corresponding to live loads considered and cracking of the arch segments. For the cracking of the horizontal axis, we carried out an analysis applying the hypothesis 2, while for the cracking of the vertical axis we analysed hypotheses 1 and 3. To consider the possible concomitance of the horizontal and vertical axes cracking, in the hypothesis 1 we only took into account the reinforcement of the webs, and in the hypothesis 2, the reinforcement of the upper and lower slabs. The geometrical matrix of continuous loads considerably affects the behaviour. It worsens the strength mechanism, which results in an increase of loads on the deck and the arch. The behaviour of the geometrical matrix of factored loads obtained through iteration does not vary greatly in comparison with the previous point. In conclusion, the results obtained through a wholly linear analysis with the geometrical matrix of continuous loads are sufficiently precise, thus validating the analysis carried out for the general behaviour of the bridge (Fig. 10).*

The cracking of the horizontal axis unloads the springs of the arch while it loads the haunches and the deck. In other words, it is the most stressed part of the structure that loses load and transfers it to other less loaded areas. In the first iteration there is a 17% increase of the longitudinal moment of the live loads on the deck. In the following iterations this moment practically does not vary at all. What actually happens is that load is transferred from the arch to the deck by the arch cracking in the first iteration. The following iteration only transfers the load between the spring and the haunches of the arch but not to the deck. Neither hypothesis 1 nor 3 provoke cracking of the arch vertical axis.

3.8. Reinforcement

4 layers of ϕ25 reinforcement are required in the springs of the arch 0.10m above and below (Fig. 11). However, this number of layers soon decreases. Already in the third segment (7 meters away from the springs) 3 layers are required above and 2.5 below.

Torsional reinforcement depends basically on the arch span. In the first span, there is significant longitudinal reinforcement. Analysing the arch for vertical bending failure with simultaneous maximum twisting forces, we verified that the arch would not require bending reinforcement since the axial force remained in the central nucleus of the segment in all cases. Therefore, in order to obtain the actual reinforcement, the envelope is placed between the reinforcement required due to maximum bending and maximum twisting. Bending reinforcement is always larger than the twisting one except in the vicinity of the support of the first pier on the arch. At this point there is a drop in the ultimate longitudinal moments. We therefore decided to place a minimum reinforcement in the whole perimeter of the first span of a ϕ25 layer at 0.10, along the next 18 m a minimum ϕ25 layer at 0.20 + ϕ25 at 0.40 and ϕ25 at 0,20 in the rest of the bridge.

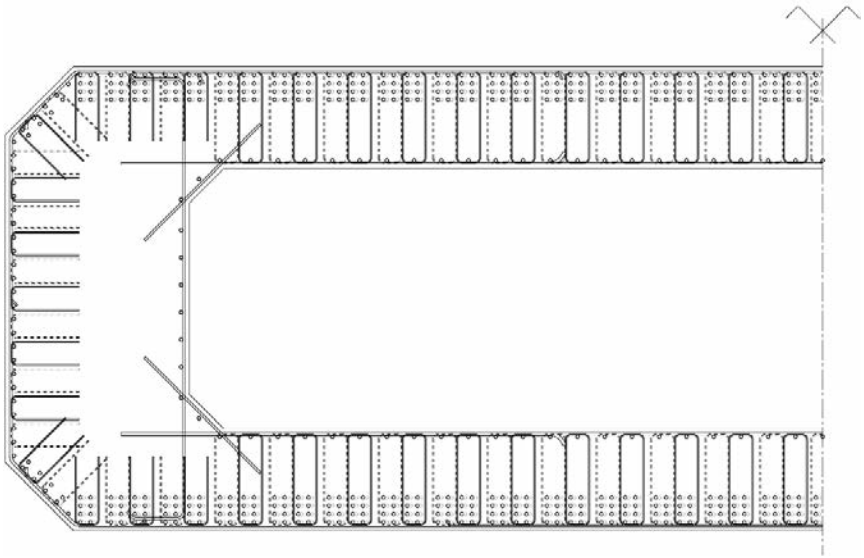


Figura 11. Armadura en arranques del arco
Figure 11. Reinforcement at the arch springs

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

por flexión vertical con los esfuerzos concomitantes a la torsión máxima se comprueba que el arco no necesitaría armadura para la flexión ya que el axil queda en el núcleo central de la sección en todos los casos. Por tanto, para obtener la armadura real, se hace la envolvente entre la armadura necesaria por flexión máxima y por torsión máxima. Siempre es mayor la armadura por flexión que la de torsión excepto en las proximidades del apoyo de la primera pila en el arco. Ahí se produce una bajada de momentos últimos longitudinales. Por tanto se decide poner en el primer vano una armadura mínima en todo el perímetro de una capa de ϕ25 a 0,10, en los siguientes 18 m una mínima de una capa de ϕ25 a 0,20 + ϕ25 a 0,40 y en el resto del puente ϕ25 a 0,20.

3.9. Cálculo dinámico

Se ha realizado un cálculo dinámico completo con todos los trenes HSLM y el Talgo AV. El número de modos ha sido de 150, incluyendo todos los de frecuencia de vibración menor de 30 Hz. El rango de velocidades ha variado entre 120 a 420 km/h con un $\Delta v = 5$ km/h. El amortiguamiento modal ha sido $\xi = 2\%$ para todos los modos. También se ha hecho el cálculo para la velocidad cuasiestática de 20 km/h. El paso de tiempo ha sido de $\Delta t = 0{,}03$ segundos, controlando el centro de vano y apoyo del primer vano, del vano intermedio del arco y del último vano, circulando los trenes del estribo E1 al estribo E2 por la vía más cercana a la presa del embalse.

Se han obtenido un resumen de coeficientes de impacto, las envolventes para todos los trenes y todas las velocidades en los puntos indicados y las historias temporales de los puntos más críticos.

Las conclusiones del análisis han sido que el comportamiento dinámico del puente bajo trenes reales a alta velocidad no resulta determinante; las aceleraciones máximas son siempre menores del límite establecido en la norma de 3,5 m/s^2 y el coeficiente de impacto resultante de dividir los resultados máximos obtenidos con el tren tipo de la UIC y los obtenidos con los trenes reales a altas velocidades no superan en ningún caso el coeficiente de impacto utilizado para el tren tipo de la UIC.

En la Fig. 12 se incluyen los desplazamientos máximos del dintel en milímetros en el vano central del arco, en clave. Se observa una remontada de los desplazamientos verticales cuando el tren se acerca a los 345 Km/h para los trenes Talgo AV y HSLM-A-09.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se hicieron varios tanteos previos para el proceso constructivo, entre ellos triangular los trapecios resultantes entre las pilas y el arco y el dintel (Fig. 13).

Esta solución, clásica e intuitivamente lógica, consiste en conformar una celosía durante el proceso. En ella, el

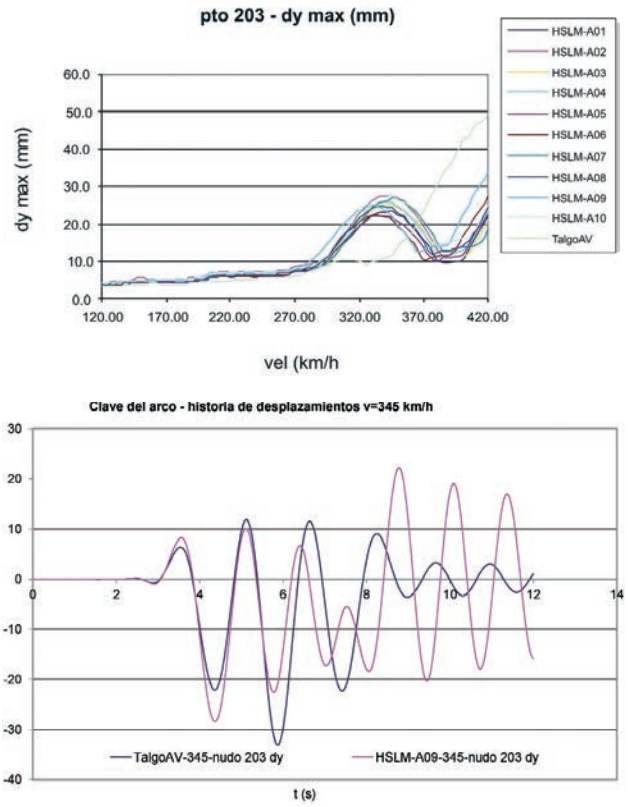


Figura 12. Resultados del cálculo dinámico en la clave del arco
Figure 12. Results of the dynamic analysis at the arch key

arco ejerce de cordón inferior de compresión, el tablero de cordón superior de tracción y las pilas sobre arco de montantes. Unos elementos provisionales harían las veces de diagonales, solicitadas a tracción.

El primer problema conceptual de este proceso constructivo se encuentra al emplear un elemento de hormigón como es el tablero, como tirante de la celosía. No obstante, al tratarse de un elemento pretensado, esta solución podría llegar a ser conveniente en el caso de que la tracción durante el proceso pudiera ser resistida con un moderado aumento del pretensado requerido para la situación de servicio.

Al realizar el cálculo correspondiente esta solución resultó claramente penalizada desde el punto de vista económico. La importante longitud volada en cada semiarco conllevaba una gran tracción a resolver en el tablero, siendo necesaria una gran cuantía de pretensado de proceso. El coste adicional de dicho pretensado, así como la dificultad de su disposición hace que este procedimiento resulte más caro que otros que incluso requieran medios auxiliares adicionales. Es por lo tanto un sistema constructivo menos económico para arcos de grandes luces como el presente, aunque perfectamente competitivo para arcos más pequeños [5] y [6].

El proceso constructivo finalmente elegido en el proyecto, para este puente y dada su situación respecto al agua del embalse y el terreno, fue el avance en voladizos sucesivos atirantados de dos semiarcos empotrados en su cimentación (Fig. 14)

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

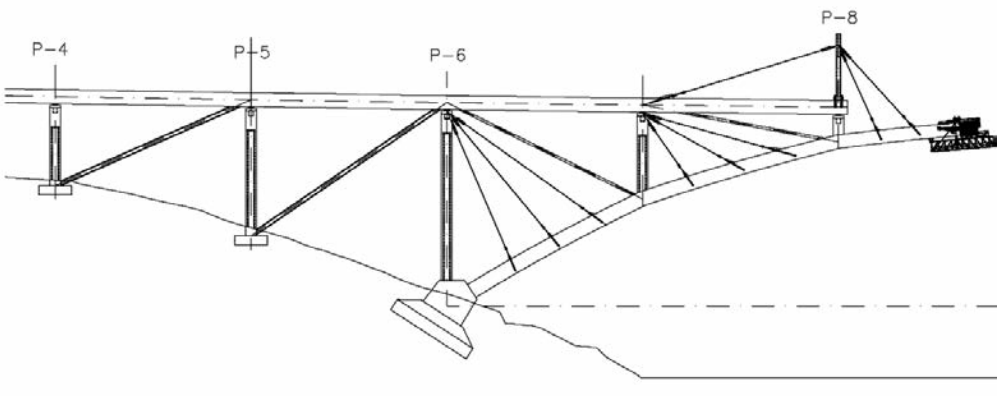


Figura 13. Avance por triangulación tablero-dintel
Figure 13. Cantilever construction between de arch and the deck

3.9. Dynamic analysis

Complete dynamic analysis was carried out with all HSLM trains and the Talgo AV. The number of modes was 150, including al the vibration frequency modes lower than 30 Hz. The speed scope ranged from 120 to 420 km/h with a $\Delta v = 5$ km/h. The modal damping was $\xi = 2\%$ for all modes. Analysis was also carried out for the quasi-static speed of 20 km/h. The time pace was $\Delta t = 0.03$ seconds, measuring the centre of the span and the support of the first span, from the middle of the arch and from the end spans, with the trains circulating from abutment E1 to abutment E2 along the track closest to the reservoir dam.

A summary of impact coefficients, the envelopes for all trains and all the speeds at the indicated points as well as the time histories of the most critical points were obtained.

The conclusions of the analysis are the following: the dynamic behaviour of the bridge under actual high-speed trains is not decisive; the maximum accelerations are always lower than the code-established limits of 3.5 m/s^2 and the impact coefficient resulting from dividing the maximum results obtained from a UIC typical train and those obtained from actual trains at high speeds do not surpass in any case the impact coefficient used for the UIC typical train.

Fig. 12 includes the maximum deck displacements in millimetres in the arch central span at the key. A soar in vertical displacements is observed when the train approaches 345 Km/h for the Talgo AV and HSLM-A-09.

4. CONSTRUCTION PROCESS

Various preliminary calculations were carried out to check the construction process, among which was arranging a lattice in the trapeziums resulting from the piers, arch and deck.(Fig. 13).

This classic and intuitively logical solution consists of forming a lattice in the course of the process. Within this

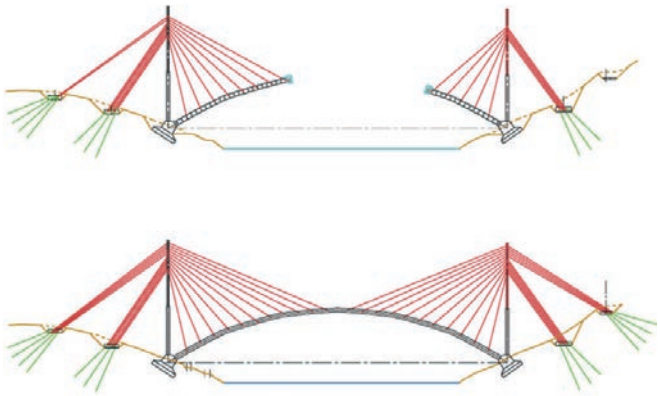


Figura 14. Construcción del arco por avance en voladizo con atirantamiento provisional desde la pila de arranques
Figure 14. Free cantilever construction of the arch with temporary cable-staying from the pier at the springs

lattice, the arch acts as the lower compression chord, the deck is the upper tension chord and the piers supported on the arch serve as vertical bars. Temporary elements act as diagonals, resisting tensile stresses.

The first conceptual problem in this construction process is encountered when a concrete element such as the deck is used as a stay cable for the lattice. Nevertheless, as this is a prestressed element, this solution may be convenient in case the tension during the process is resisted through a moderate increase of prestressing required for the service situation.

After carrying out the corresponding analysis, this solution turned out clearly unfavourable from the economic point of view. The magnitude of the length spanned by each semi-arch implied having to solve great tension in the deck, which in its turn required a large amount of reinforcement. The extra cost of the said prestressing, as well as the difficulty of its installation, makes this method more expensive and than others, even those that require additional auxiliary means. This is, therefore, the least economical construction system for large-span arches such as this one. It is, however, quite competitive for smaler arches. [5] y [6].

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

El tablero construido por empuje hasta la pila situada sobre la cimentación del arco, se volvería a empujar, finalizado el arco, hasta alcanzar la clave. En la Fig. 15 se representa el proceso de empuje del tablero sobre el terreno y el arco; se observa la ley de momentos máximos y mínimos que se producen en el dintel durante el empuje comparando las dos variantes, como si el dintel se empujase con todos sus apoyos verticales rígidos y la segunda, la real en la que se ve la influencia de la deformabilidad del arco cuando el dintel pasa por encima.

Sin embargo, este proceso se cambió, a instancias de la empresa constructora y de EIPSA, que actuó como asesor técnico de las constructoras durante toda la obra. La propuesta era realizar la construcción del arco, también en avance en voladizo atirantado, pero volando desde la primera pila del arco, prolongada hasta el suelo y cimentada convenientemente (Fig. 16). Se había dado la circunstancia favorable, coincidiendo con el principio de la construcción, de un año hidrológico con el embalse a unos niveles tales que la cimentación de esa pila provisional quedó al descubierto durante muchos meses.

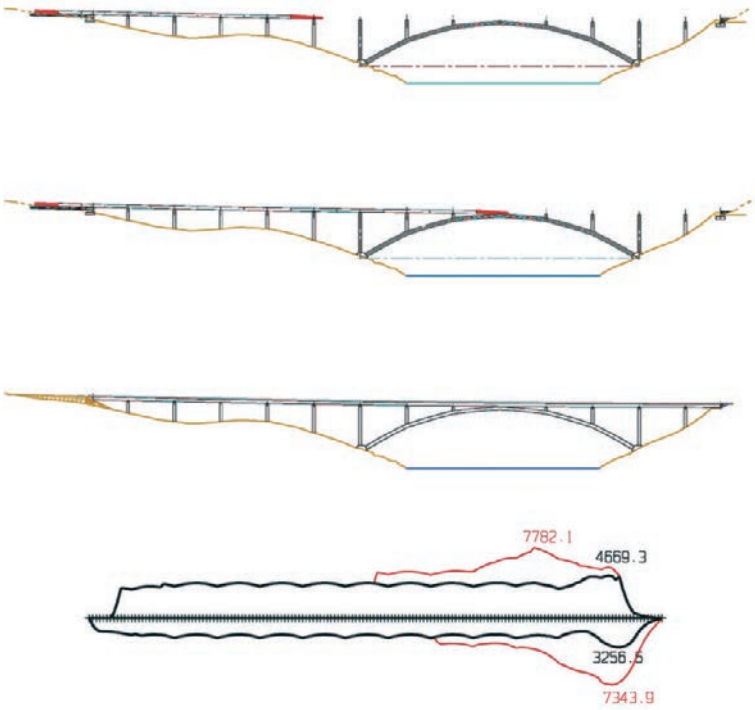


Figura 15. Empuje del tablero sobre el arco; efecto de la flexibilidad del arco en los esfuerzos del tablero durante dicho empuje
Figure 15. Deck launching over the arch; effect of the arch flexibility under the forces produced by the deck during the launch

Adelantar la pila de atirantamiento abarata considerablemente el proceso constructivo al reducirse el peso del arco a soportar con la consiguiente reducción de la cuantía y longitud de los tirantes provisionales. No es sin embargo una solución universal (batimetría, geotecnia, etc.).

El proceso de construcción se realizó ejecutando en primer lugar las pilas del viaducto de acceso y el tablero por medio de encofrado trepador para las pilas y cimbra autoportante y autolanzable para el dintel.

En este momento se comienza la ejecución del arco. El primer tramo de cada semiarco, entre cimentación y pilas provisionales, se realiza sobre cimbra apoyada en el suelo (Fig. 17). Para ello se disponen una serie de castilletes metálicos que sirven de apoyo a los cuchillos que sostienen la viguería de sustentación del encofrado del arco. Se debe hacer hincapié en la necesidad de una perfecta concepción y revisión de los detalles de las estructuras auxiliares, básicas en estas fases de construcción.



Figura 16. Construcción por avance en voladizo con atirantamiento sobre pila provisional
Figure 16. Free cantilever launch with cable-staying on a temporary pier

Por otra parte, en el arranque del arco se suman una serie de factores que requieren un especial cuidado. Se trata de la sección más solicitada en servicio y contiene una gran cantidad de armadura. A esto se une el hecho de que se emplea un hormigón HA-70 de alta resistencia, en su primera puesta en obra. Todos estos factores llevan a buscar una optimización del proceso de hormigonado. Vista la imposibilidad de hormigonar de una sola vez la sección completa del arco, se exige la necesidad de minimizar lo máximo posible la diferencia de edades entre los hormigones de una misma sección. Para ello, se premonta en gran medida la ferralla, llegándose a hormigonar en una sola fase la losa inferior y los hastiales, y transcurriendo poco más de un día desde ello hasta la ejecución de la losa superior. Con esto se previene en gran medida la aparición de fisuras de retracción.

Una vez ejecutado el tramo de arco cimbrado, se ejecutan las pilas P-7 y P-10 sobre el arco, para permitir que la autocimbra avance hasta dichas pilas.

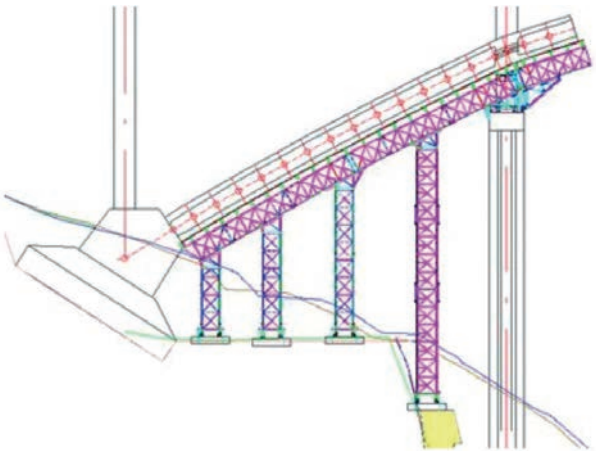
A continuación, se desmonta la cimbra, procediéndose al comienzo del avance de los semiarcos mediante

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



Primer tramo de arco apeado

First stretch of the temporarily supported arch



Sección longitudinal cimbrado del arco

Longitudinal section of the arch centering

Figura 17. Construcción del primer tramo del arco apeado

Figure 17. Construction of the first section of the temporarily supported arch

The construction method eventually chosen for this bridge and given its situation with respect to the water of the reservoir and the land was the cable-stayed free cantilever launching of the two semi-arches embedded in their foundations (Fig. 14).

The deck was built using the method of incremental launching, first up to the pier situated on the arch foundations, and once the arch was completed, the deck launch was resumed until reaching the arch key. Fig. 15 shows the process of the deck launch over the land and the arch. The principle of maximum and minimum moments produced in the deck during the launch can be noticed. If we compare the two variants, in the first one it is as if the deck were launched with all its rigid vertical supports, while in the actual one we can see the influence of the arch flexibility when the deck is placed on top.

However, this process was modified at the request of the Construction Company and of EIPSA, acting as technical advisor of the construction company throughout the project execution. The proposal was to build the arch by cable-stayed incremental launching as well, only it was to be launched from the first pier of the arch, which was to be extended until reaching the ground where it was then appropriately founded (Fig. 16). At the beginning of the construction, after a particularly favourable hydrological year for our purposes, the reservoir water level was such that the foundations of the temporary pier were above water level for months on end.

Moving the cable-staying pier forward considerably lowers the costs of the construction process, since it reduces the weight of the arch to be supported, with the subsequent reduction of the number and length of temporary stay cables. Nevertheless, this is not a universal solution (bathymetry, geotechnical engineering, etc.)

The construction process was carried out by first executing the approach viaduct and the deck piers using a climbing formwork for the piers and a scaffolding truss for the deck.

At this point the execution of the arch begins. The first section of each semi-arch, between the foundation and temporary piers, is built upon a centering supported on the ground (Fig. 17). For that purpose, a series of temporary steel supports are arranged to support the arch formwork. We must emphasise the need for a perfect conception and revision of all the details of the auxiliary structures, which are essential in this stage of construction.

On the other hand, a number of factors requiring particular care combine at the spring of the arch. When in service state, this section is the most stressed one and it contains a large amount of reinforcement. This is compounded with the fact that a high-strength concrete, HA-70, is used for the first time in this civil work. All these factors require the search for the optimisation of the concreting process. Given the impossibility to concrete the entire arch section in one go, it is necessary to minimise as much as possible the difference in the ages of the concretes of one section. To this end, the reinforcement cage was mainly pre-installed and the lower slab and the gables were concreted in a single stage. Thus only a little longer than a day elapsed between these actions and execution of the upper slab. This helped prevent shrinkage cracking to a great extent.

Once the centered arch section is built, piers P-7 and P-10 are executed over the arch, to allow the advance of the scaffolding truss towards these piers.

The centering is then dismantled and the advance of the semi-arches is initiated using cable stayed free cantilevers. To this end we placed metal pylons on the deck, following the vertical line of the temporary piers. From this moment on, the semi-arches advanced in free cantilevers while concreted in situ using form traveller. To enable such procedure, we placed nine successive bundles of stay cables on each semi-arch. Each bundle consisted of a couple of front cables anchored in the executed arch segments and a couple of rear ones anchored in the arch plinths.

A couple of stay cables is thus arranged with two or three segments in between, depending on the area (Fig. 18 and 19).

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





Figura 18. Atirantamiento provisional
Figure 18. Temporary staying





Figura 19. Construcción en avance en voladizo atirantado
Figure 19. Cable-stayed free cantilever launching

voladizos atirantados. Para ello, se disponen dos pilonos metálicos sobre el tablero, en la vertical de las pilas provisionales. A partir de ese momento, los semiarcos avanzarán en voladizo mediante hormigonado con carro de avance. Para hacer factible dicho avance en voladizo, se disponen sucesivamente nueve familias de tirantes en cada semiarco. Cada familia cuenta con una pareja de cables delanteros anclados en las dovelas ejecutadas del arco, y una pareja de cables traseros anclados en los plintos del arco.

De este modo, cada dos o tres dovelas según la zona, se dispone una pareja de tirantes (Fig. 18 y 19).

En la figura 20 aparece el carro de avance de la construcción del arco y el momento en que los semiarcos se juntan para cerrar el arco.

El modelo de cálculo realizado por el equipo de proyecto, durante el proceso de ejecución del arco, se representa en la fig. 21, donde aparecen una serie de fases por las que pasa el modelo evolutivo que debe controlar esfuerzos y flechas.

En las figuras 22, 23, 24 y 25 se representa la situación del arco en momentos flectores, axiles y flechas en un ciclo completo de carga entre la colocación de los tirantes nº 5 y el nº 6:

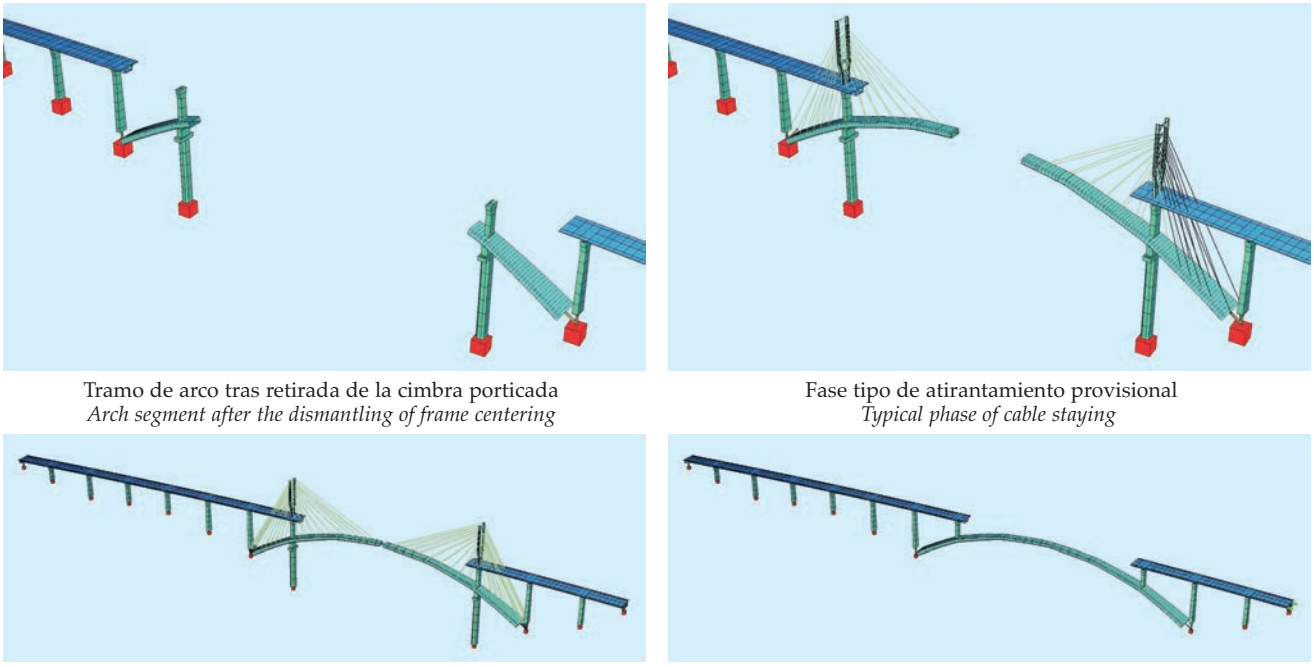
- Puesta en carga del tirante nº 5 (Fig. 22)
- Hormigonado y movimiento del carro a la dovela 14 (Fig. 23)
- Hormigonado y movimiento del carro a la dovela 16 (Fig. 24), sin representar la presencia de la dovela 15
- Colocación del tirante nº 6 (Fig. 25).

Una cuestión importante es si en un puente construido con atirantamiento provisional debe hacerse o no apertura en clave. Ésta tiene como objeto eliminar los

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



Figura 20. Detalles del carro de avance y del cierre en clave
Figure 20. Details of the form traveller and the connection at the key



Tramo de arco tras retirada de la cimbra porticada
Arch segment after the dismantling of frame centering

Fase tipo de atirantamiento provisional
Typical phase of cable staying

Situación previa al cierre del arco
Situation prior to the connection of the arch

Estructura tras el desapeo de pilas provisionalesl
Structure after the dismantling of temporary piers

Figura 21. Fases del modelo de cálculo durante la ejecución del arco
Figure 21. Phases of the analysis model during arch execution

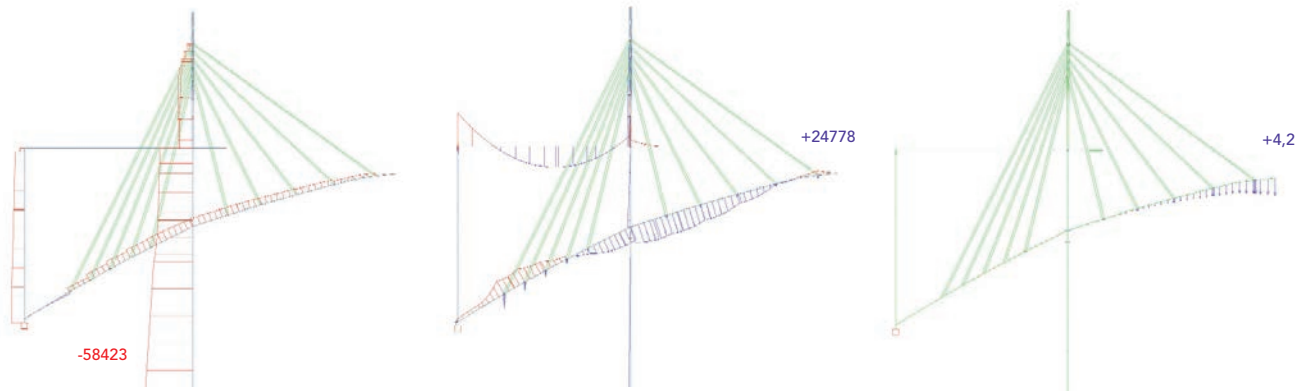
Ley de Axiles Acumulados (kN)
Distribution of Accumulated Axial Forces (kN)

Ley de Momentos Acumulados (mkN)
Distribution of Accumulated Moments (mkN)

Flechas Parciales en la Fase (mm)
Partial vertical displacements in the Phase (mm)

Figura 22. Tesado de grupo de tirantes nº 5
Figure 22. Tensioning of the stay group number 5

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

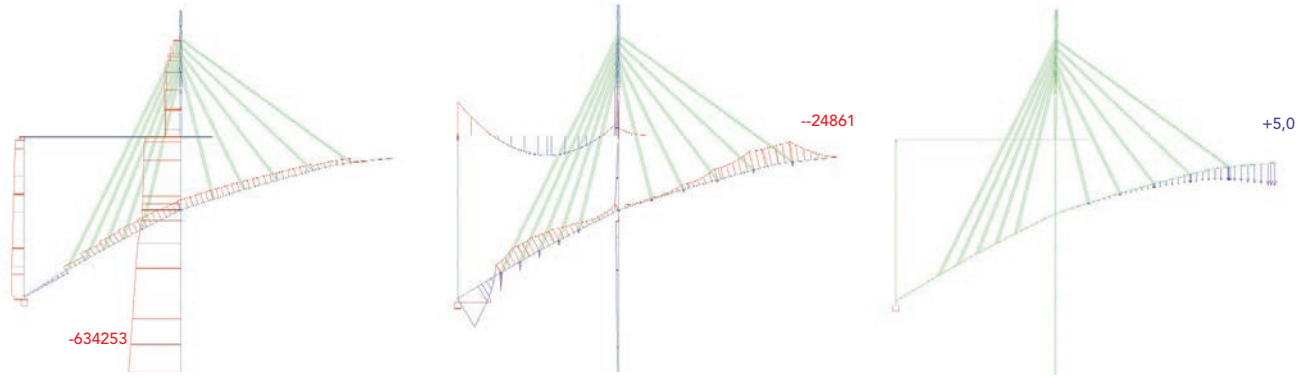


Ley de Axiles Acumulados (kN)
Distribution of Accumulated Axial Forces (kN)

Ley de Momentos Acumulados (mkN)
Distribution of Accumulated Moments (mkN)

Flechas Parciales en la Fase (mm)
Partial vertical displacements in the Phase (mm)

Figura 23. Carga del carro de avance en extremo de arco tras ejecución de la dovela 1
Figure 23. Form traveller load on the arch end after the execution of the segment 14

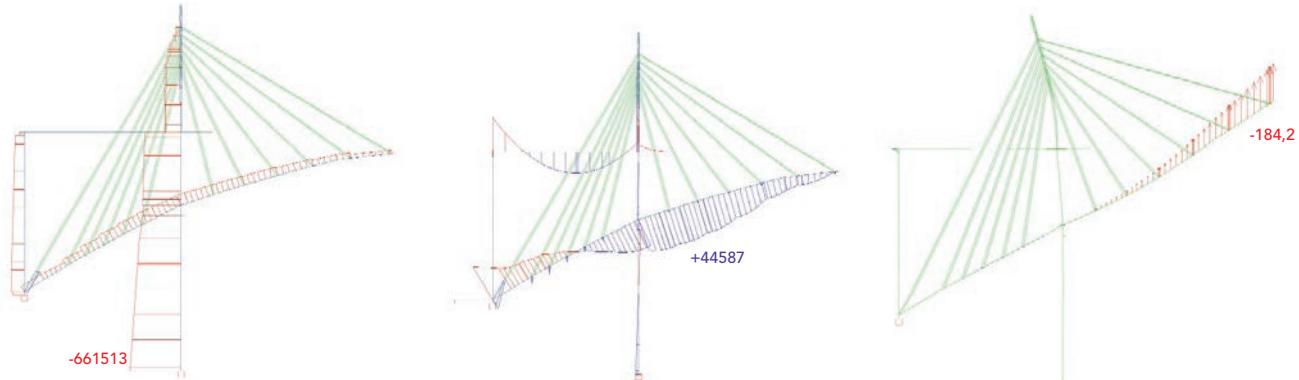


Ley de Axiles Acumulados (kN)
Distribution of Accumulated Axial Forces (kN)

Ley de Momentos Acumulados (mkN)
Distribution of Accumulated Moments (mkN)

Flechas Parciales en la Fase (mm)
Partial vertical displacements in the Phase (mm)

Figura 24. Carga del carro de avance en extremo de arco tras ejecución de las dovelas 15/16
Figure 24. Form traveller load on the arch end after the execution of the segments 14/15/16



Ley de Axiles Acumulados (kN)
Distribution of Accumulated Axial Forces (kN)

Ley de Momentos Acumulados (mkN)
Distribution of Accumulated Moments (mkN)

Flechas Parciales en la Fase (mm)
Partial vertical displacements in the Phase (mm)

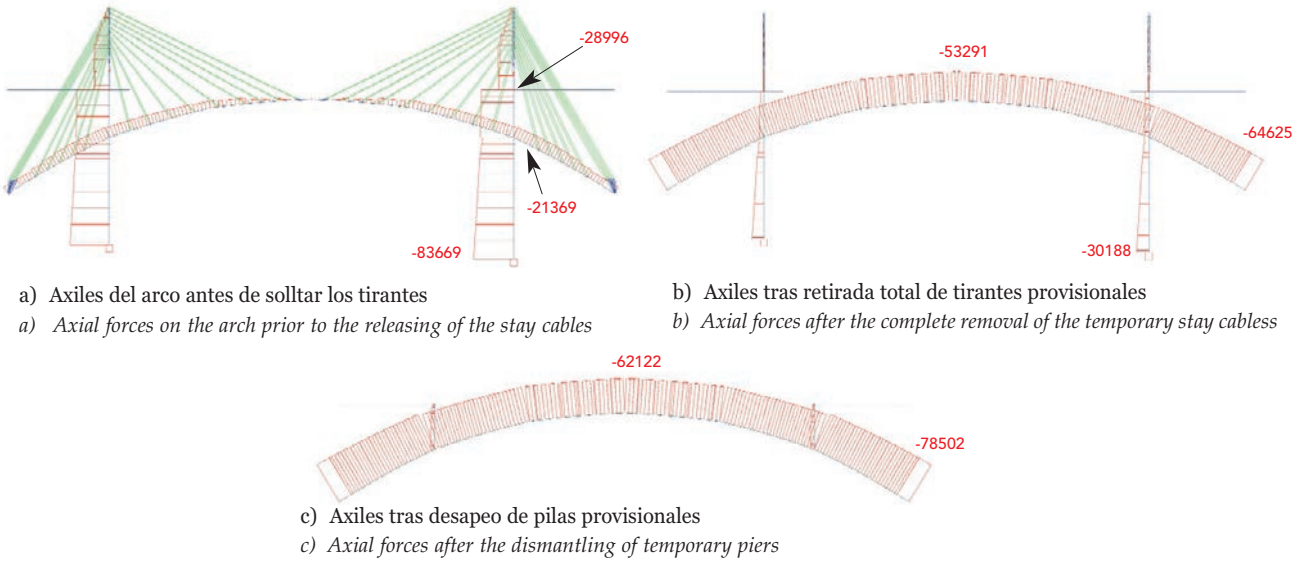
Figura 25. Tesado de grupo de tirantes nº6
Figure 25. Tensioning of the stay group number 6

esfuerzos y deformaciones que se producen en el arco debido a la deformación provocada por el acortamiento de la directriz debido a la compresión axial.

La situación de la torre de atirantamiento es fundamental en este caso. Tal y como se ha dispuesto en este puente, los esfuerzos axiles que se producen en el arco durante la construcción y cuyos efectos en deformaciones y esfuerzos ya se han producido, se representan en la fig. 26 a).

En la fig. 26 b) representamos los esfuerzos axiles que

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



a) Axiles del arco antes de solltar los tirantes
a) Axial forces on the arch prior to the releasing of the stay cables

b) Axiles tras retirada total de tirantes provisionales
b) Axial forces after the complete removal of the temporary stay cabless

c) Axiles tras desapeo de pilas provisionales
c) Axial forces after the dismantling of temporary piers

Figura 26. Axiles acumulados en fases de cierre y desapeo
Figure 26. Accumulated axial forces in the dismantling and connection phases

Figure 20 shows the form traveller used for the construction of the arch and the moment in which the semi-arches are connected into the arch.

The analysis model carried out by the project team during the arch execution process is shown in figure Fig. 21. The figure presents a series of the evolution model phases during which forces and sags must be controlled.

Figures 22, 23, 24 and 25 show the situation of the arch subjected to bending moments, axial forces and vertical displacements in a complete loading cycle between the installing of the stay-cables 5 and 6:

- *Loading of the stay cable number 5 (Fig. 22)*
- *Concreting and transferring the form traveller onto the segment 14 (Fig. 23)*
- *Concreting and transferring the form traveller onto the segment 16 (Fig. 24), without showing the presence of the segment 15*
- *Installing of the stay-cable number 6 (Fig. 25).*

One very important matter to consider is whether the use of jacks at the key in a bridge built using temporary cable staying should or should not be applied. Jacks at the arch key are aimed at eliminating the forces and strains produced in the arch as a result of the deformation provoked by shortening of the directrix due to axial compression.

In this case, the position of the cable-staying pier is essential. Fig. 26 a) shows the arrangement provided in this bridge where the axial forces were produced in the arch during construction, and their effects on the deformations and forces had already occurred.

Figure 26 b) shows the axial forces that enter the arch once it is connected and after removing the stay cables, and Fig. 26 c) shows the same forces after dismantling the temporary piers.

As can be seen, a large part of the axial force is produced once the arch has already been completed. Consequently, the elastic shortening and the corresponding forces in the bridge thus produced may be eliminated, if desired, by placing jacks at the arch key.

By contrast, if the cable-staying is placed on the pier situated over the foundations, the axial forces produced in the arch during construction are much larger than those produced when the cable-staying is carried out from the first pier (Fig. 27). Therefore, the axial force that remains to be received by the arch once connected is smaller, which also reduces the need for placing jacks at the key. In any case, this conclusion is minimised if we take account of the fact that the cable-staying and its compressions only produce values in the order of one half of the axial forces of the self-weight of the arch alone. Another matter has yet to be determined, namely the shortening produced by the deck weight which is still to be accounted for.

The problem of placing jacks at the arch key is to be considered from a double standpoint, comparing the forces in the different segments and more importantly that produced in the arch at the foundations. This implies additional requirements regarding the quality of concrete and the amount of steel, as well as the cost of the operation of jack placing, namely taking into account the jacks themselves, the complication of the reinforcement, etc. Sags must also be taken into account, amounting to approximately 14 cm in the present case, and these must be counteracted by the corresponding counter-sags.

In this case we decided against placing jacks at the key, since as we explained above, nothing is gained from the structural point of view while it complicates the execution. This by no means implies that such a decision is to be generally applied in all cases.

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



Figura 27. Ley de esfuerzos axiles tras cierre del arco con atirantamiento desde la pila de arranques del arco
Figure 27. Distribution of axial forces after connecting the arch using cable staying in the pier at the arch springs

entran en el arco una vez unido y cuando se eliminan los tirantes y en la fig. 26 c) los mismos esfuerzos cuando se eliminan los pilares provisionales.

Como se ve una gran parte del axil se produce en el arco cuando ya está terminado y por consiguiente se produce acortamiento elástico en el puente y sus correspondientes esfuerzos, cuya eliminación si se quiere puede realizarse con apertura en clave.

En cambio si el atirantamiento se realiza desde la pila situada encima del cimiento, los esfuerzos axiles que se producen en el arco, durante la construcción, son mucho mayores que los que se producen cuando el atirantamiento se realiza desde la primera pila (Fig. 27), y por tanto el axil que le queda por recibir al arco cuando se cierra es menor y por tanto también menor la necesidad de realizar la apertura en clave. Pero, de todas maneras esta conclusión se minimiza si tenemos en cuenta que el atirantamiento y sus compresiones sólo producen valores del orden de la mitad de los axiles de peso propio del arco solo. Y aun no se ha contado el acortamiento producido por el peso del dintel.

El problema de la apertura en clave de los arcos hay que considerarlo bajo un doble punto de vista, comparando los esfuerzos en las diversas secciones y sobre todo en la de empotramiento del arco en cimientos, llevando consigo requerimientos adicionales en cuanto a calidad del hormigón y cuantía de acero y el coste de la operación de apertura, en cuanto a gatos, complicación de armadura, etc. Además hay que tener en cuenta las flechas, del orden de 14 cm en nuestro caso, que deben ser recogidas por las contraflechas correspondientes.

En este caso se ha decidido no realizar dicha apertura, ya que como se justificó en un punto anterior no se gana nada desde el punto de vista estructural y complica la ejecución. Esto no quiere decir que esto sea generalizable a cualquier caso.

REFERENCIAS / *REFERENCES*

[1] JIMÉNEZ GUIJARRO, P. "La Alta Velocidad y el cruce del embalse de Contreras. Una obra singular". *Revista de Obras Públicas*, 2011, nº 3.522, junio, p. 21-40.

[2] FERNÁNDEZ TROYANO, L. *Tierra sobre el agua. Visión Histórica Universal de los Puentes.* Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, 2004. 838 p. ISBN: 978-84-380-027-11.

[3] CARRASCAL ANTÓN, F. [et al.] *Homenaje al Pisuerga y sus diez puentes.* Valladolid: Ayuntamiento, 2005. 144 p. ISBN: 84-95389-90-8.

[4] MANTEROLA, J.; MARTÍNEZ, A.; LÓPEZ, A. "Puente de Santiago en Puentelareina. Navarra". *Las estructuras del siglo XXI: Sostenibilidad, innovación y retos del futuro. III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural.* Zaragoza, del 14 al 17 de noviembre de 2005. Madrid: ACHE, 2005.

[5] MANTEROLA, J. *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción.* Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, 2006. 1102 p. ISBN: 978-84-380-032-37.

[6] LLAGO, R. "Puentes arco de hormigón. Consideraciones sobre la construcción por avance en voladizo". *Revista de Obras Públicas*, 2006, nº 3470, octubre, p. 7-22.

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

FICHA TÉCNICA / *DATA SHEET*

Nombre de la obra / *Title of the Civil Work*: Viaducto sobre el Embalse de Contreras

Promotor / *Developer*: Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF)

Dirección de Proyecto / *Project Management*:

ADIF: María Luisa Domínguez

Asistencia Técnica Direccion de Proyecto / *Technical Advisors to the Project Management*:

Carlos Fernández Casado S.L:

Javier Manterola, Antonio Martínez, Juan Antonio Navarro, Silvia Fuente

SENER: Lorenzo Nogales, Carlos del Castillo, Luis Bazán

Dirección de Obra / *Site Supervision*:

ADIF:

Santiago Cobo, Ángel López, Julio Pérez Nicolás, Pablo Jiménez

Asistencia Técnica Dirección de Obra / *Technical Advisors to the Site Supervision*:

SENER-GESTEC: José Carlos Pazos

Carlos Fernández Casado, S.L: Borja Martín

Empresa constructora / *Construction Company*:

AZVI / Constructora San José:

Luis Miguel Torres, Ernesto Maristany

Asistencia Técnica a la Constructora / *Technical Advisors to the Construction Company*:

EIPSA:

José Antonio Llombart, Jordi Revoltós, Jorge Cascales

Empresa especialista en Estructuras / *Company Specialising in Structures*:

ESTRUCTURAS (Grupo Puentes):

Juan Lozano, Fátima Otero

Tirantes / *Stay cables*:

VSL-CTT-STRONGOLD:

Pedro Ferrer

Instrumentación / *Instrumentation*:

GEOCISA

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