Pont de l´Assut de l´Or (Puente de Serrería), Valencia

L´Assut de l´Or Bridge (Serrería bridge), Valencia, Spain

Luis Viñuela[1] **y José Martínez Salcedo**[2]

Recibido | *Received:* 29-09-2009
Aceptado | *Accepted:* 11-11--2009

Resumen

En este artículo se describe el proyecto y construcción del puente conocido como Puente de Serrería durante su construcción, y ahora Pont de l´Assut de l´Or, proyecto de Santiago Calatrava que se ubica en la Ciudad de las Artes y las Ciencias de Valencia. Como es habitual en las obras del mismo, une la originalidad del diseño arquitectónico con la singularidad estructural: un solo vano atirantado, sin vanos de compensación, con un pilono inclinado, de directriz curva, atirantado en su coronación.

Palabras clave: Calatrava, Ciudad de las Artes, puente atirantado.

Abstract

In this article we describe the design and construction of the bridge now known as Pont de l´Assut de l´Or, but during its construction as Puente de la Serreria. It´s a design from Santiago Calatrava, located in Ciudad de las Artes y las Ciencias, Valencia, Spain. As in other works of the same author, original architectural design goes together with singular structural concepts: one single stayed span without back or side spans, a curved pylon stayed back only at its top.

Keywords: *Calatrava, Ciudad de las Artes, stayed bridge.*

* *Page 85 of this issue contain an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.*

(1) Ingeniero de Caminos, FCC Construcción, S.A. (Madrid, España)
(2) Ingeniero de Caminos, Servicio de Obras Especiales, FCC Construcción, S.A. (Madrid, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* jmartinez@fcc.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026



Figura 1. Vistas generales del puente.
Figure 1. General view of the bridge.

1. INTRODUCCIÓN

El puente conocido como Puente de Serrería durante su construcción, y ahora Pont de l´Assut de l´Or (Figura 1), es un proyecto de Santiago Calatrava que se ubica en la Ciudad de las Artes y las Ciencias de Valencia. Como es habitual en las obras de Calatrava, une la originalidad del diseño arquitectónico con la singularidad estructural: un solo vano atirantado, sin vanos de compensación, con un pilono inclinado, de directriz curva, atirantado en su coronación.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente forma parte de un diseño arquitectónicamente más amplio, con tramos de acceso por ambos extremos del mismo. En la Figura 2, aunque sea de forma esquemática, se observa la integración de todos estos elemen-

1. INTRODUCTION

The bridge known during construction as Serreria Bridge, and now as Pont de L´Assut de l´Or (Figure 1), is a project of Santiago Calatrava in the City of Arts and Sciences of Valencia. As usual in Calatrava´s works it has at the same time architectural originality and structural singularity: a single span, without back spans, with an leaning pylon of curved geometry, stayed at its top.

2. GENERAL DESCRIPTION

The bridge is part of a more general architectural design, with approach spans on both sides of it. In figure 2, although only an outline, we can see all these elements, though the approach spans aren't considered in this article.

The cable stayed bridge, of only one span, has the following elements (Figures 2 and 3):

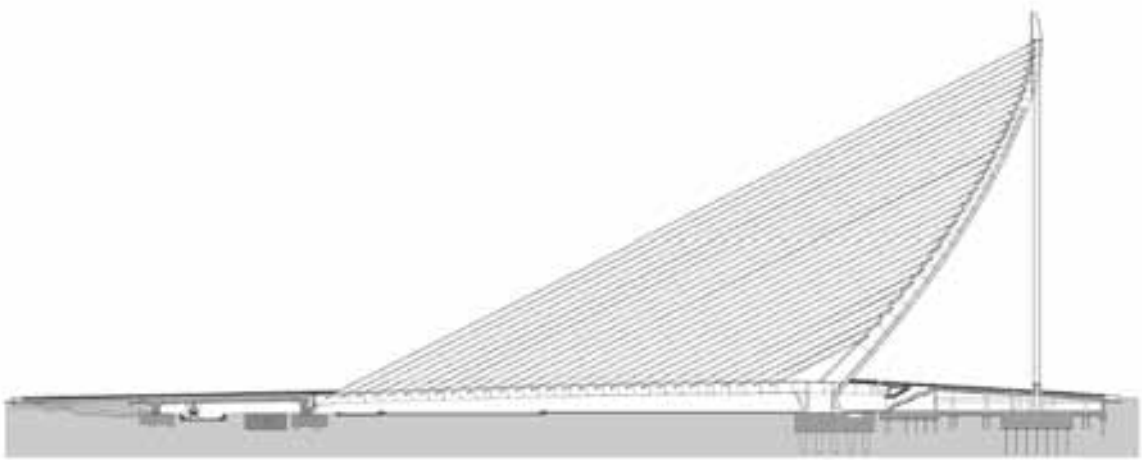


Figura 2. Alzado de puente, vanos de acceso y cimentaciones.
Figure 2. Front view of the bridge, approach spans and foundations.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

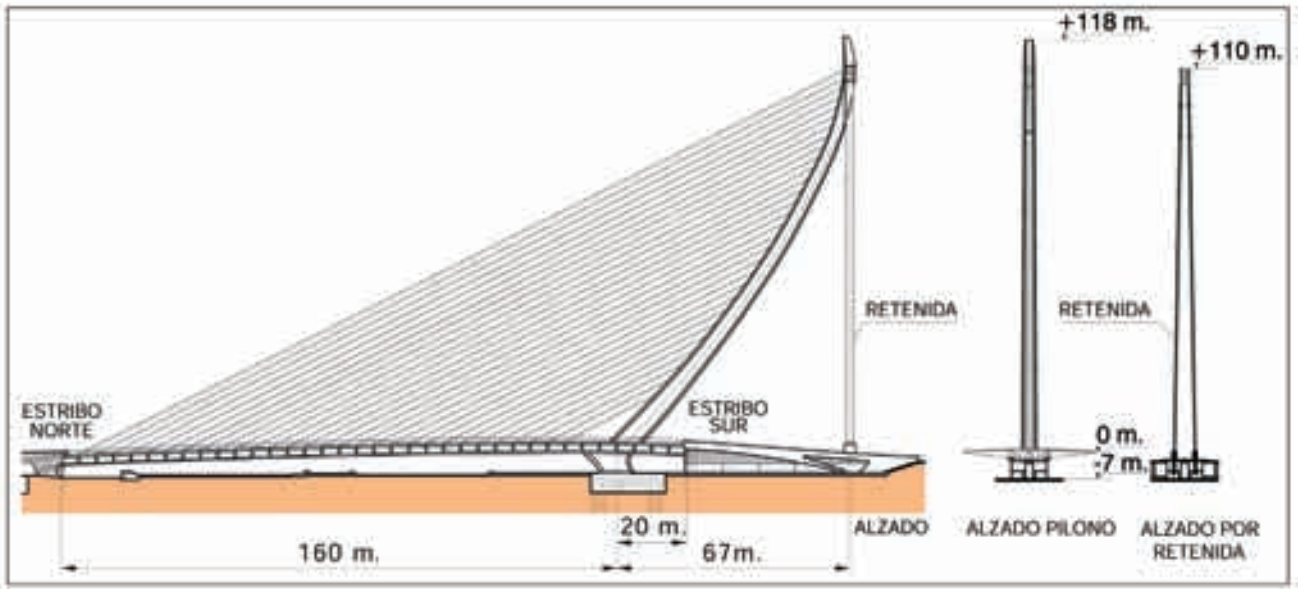


Figura 3. Alzados.
Figure 3. Elevations.

tos, donde los vanos de acceso no son objeto del presente artículo.

El puente atirantado, de un solo vano, está compuesto de los siguientes elementos (Figuras 2 y 3):

- Tablero metálico de chapa ortótropa de 160 metros de luz, cuyo ancho varía entre 35.5 y 39.2 metros, este último en su intersección con el pilono.
- Torre-Pilono metálico, de 125 metros de altura, inclinado, de directriz curva y sección metálica.
- Cables de atirantamiento central del tablero. El número de tirantes es 29.
- Tirantes de retenida que, en número de 4, atirantan el extremo del pilono al hormigón de un contrapeso, que se integra en uno de los vanos de acceso (ver Figura 2).

Sus principales dimensiones, se señalan en la Figura 3.

Funcionalmente este puente da servicio a dos calzadas con tres carriles de circulación cada una, un carril de circulación para un tranvía y un carril peatonal-bici que se sitúa en la zona central del tablero.

3. ESQUEMA ESTRUCTURAL

El conjunto tablero-pilono está empotrado entre sí, uniéndose a su vez con la base que es una gran pieza metálica que, a modo de pila, se empotra en la cimentación (Figuras 4 y 5).

El tablero está apoyado y atirantado en el estribo Norte, opuesto al pilono, con dos barras articuladas tipo biela;

- *Steel orthotropic deck with a span of 160 m. Its width changes between 35.5 and 39.2 m, this last value at the crossing with the pylon.*
- *Steel pylon, with a height of 125m, leaning and with a curved geometry.*
- *Main span cables. The number of stays is 29.*
- *Back span stays, in a number of 4, they connects the top of the pylon to the concrete counterweight that forms part of one of the approach spans. (see Figure 2).*

The main dimensions are marked on figure 3.

From a functional point of view, the bridge has two carriageways with three lanes each one, one additional lane for a tramway and another for pedestrian and cycle traffic, this last in the middle of the deck.

3. STRUCTURAL LAYOUT

The deck and the pylon are built in between them and also fixed on the base that is a great steel element, like a short pier that's fixed to the foundation. (Figures 4 and 5).

The deck is supported and anchored at the North abutment, opposite to the pylon, with two pinned links; no bearings to take positive reactions are used, instead these link bars can take tension or compression, and with a length of about 4 m can permit the relative horizontal movements between deck and abutment. In this way the difficulty of placing conventional bearings and at the same time anchoring is avoided, because when additionally the horizontal movements are significant the solution isn't easy.

The deck continues after the intersection with the pylon, 20 m towards the nearest abutment (see Figure 5), the South

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

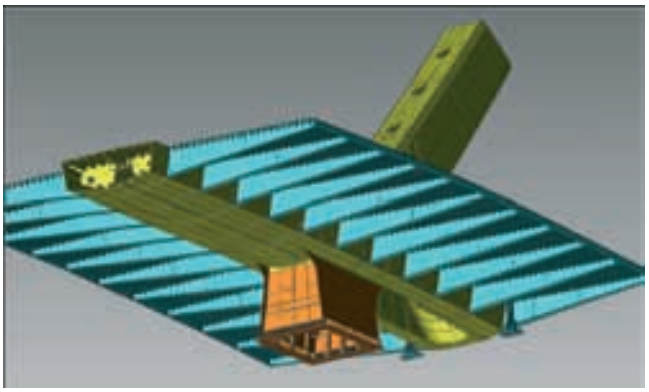


Figura 4. Infografía del tablero, pilono y base: Vista inferior (Horta).
Figure 4. Computer drawing of deck, pylon and pier: Bottom view (Horta)

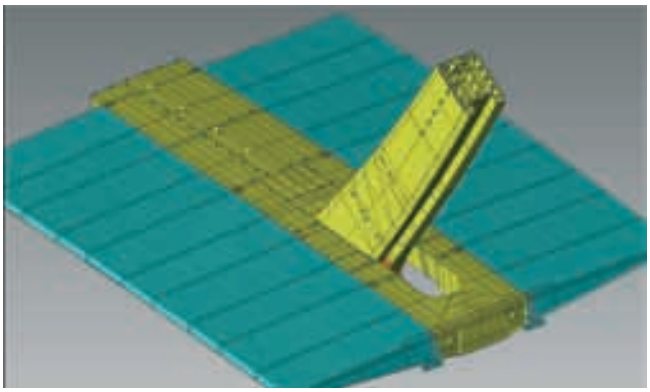


Figura 5. Infografía del tablero, pilono y base: Vista superior (Horta).
Figure 5. Computer drawing of deck, pylon and pier: Top view (Horta)

no se colocan apoyos que tomen las reacciones positivas, sino que se utilizan esas barras que trabajan a tracción o a compresión, y que con cuatro metros de altura permiten los grandes movimientos horizontales del tablero respecto al estribo. De esta forma se evita la complicación de colocar apoyos convencionales y a la vez atirantar, dado que cuando además los movimientos son importantes, no es fácil esa solución.

El tablero continúa más allá de su intersección con el pilono, 20 metros hacia el estribo más cercano (ver Figura 5), estribo Sur, abriéndose en dos cajones independientes para salvar el ancho del pilono: está pequeña parte de puente es irrelevante a efectos estructurales. Sus apoyos en este estribo, sólo recogen reacciones positivas: se ajusta la reacción en montaje, para que así sea.

El pilono inclinado está atirantado en cabeza a un contrapeso de hormigón, y tiene una directriz curva, correspondiente al antifunicular de cargas que le transmiten los cables de atirantamiento y los de retenida, en el estado de carga permanente. De esta forma el pilono, bajo estas cargas, tiene un trabajo prácticamente de compresión con momentos muy pequeños, aunque bajo las sobrecargas aparecerán momentos que se superponen a los axiles. Al tener el atirantamiento de retenida tanta longitud, y a causa del alargamiento por axil del mismo, éste no ejerce una función de apoyo rígido del extremo del pilono: de ahí la composición de su sección, que más adelante se describirá, en la que se busca aumentar el área de la misma, para reducir ese alargamiento.

4. DESCRIPCIÓN DE LOS DISTINTOS ELEMENTOS

4.1. Cimentaciones

La cimentación del pilono (Figuras 6 y 7) consiste en 20 pilotes de diámetro 2 m. La longitud de los pilotes es de 43 metros y se empotran 6 metros en unas gravas muy compactas que aparecen en profundidad, atravesando unos espesores potentes de arcillas y gravas mediana-

abutment, opening into two box girders to avoid the width of the pylon: this small part of the bridge has no structural contribution. Its supports on the abutment, only take upwards reactions: the reaction is adjusted during the erection to be sure that this happens.

The pylon is stayed on its top to a concrete counterweight, and has a curved axis, the funicular curve of the loads applied to it by the main span stays and the top back stays, under the permanent load condition. In this way the pylon, under these load conditions mainly subjected to axial compression with only small amounts of bending moments, though under live loads it does has to take moments in addition to the axial compression. As back stays are so long, their elongation due to axial tension, may reduce its effectiveness as rigid support of the top point of the pylon: that the reason of its section, that will be later described, in which an objective is an increase of area, to reduce this elongation.

4. DESCRIPTION OF THE DIFFERENT ELEMENTS

4.1. Foundations

The foundation of the pylon (Figures 6 and 7) has 20 piles of 2 m diameter. The length of these piles is 43 meters and they get into dense gravels that are present at that depth 6 m, going through thick layers of clay and medium dense gravels. On top of the piles we have a pile cap of 19x 25 m and a variable depth up to 6 m in the middle. Even with this depth the pile cap had to be prestressed with 20 tendons of 42Ø0.6" due to its overhang.

The counterweight of the back stays of the bridge (Figure 8 and Figure 2) is integrated in the hollow abutment of south approach. The structure of this abutment has a frame of columns with a diameter 1.6 m in a layout of 9.0 x 10.4 m, that support a reinforced concrete slab of 0.5 m depth that takes the loads from the road traffic and the tramway. The four back stays get anchored on this structure by means of 10 tendons of 31Ø0.6" in loops with a radius of 2 m. For taking the pull of the back stays the depth of the foundation slab is increased under its anchoring position, making up a concrete

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

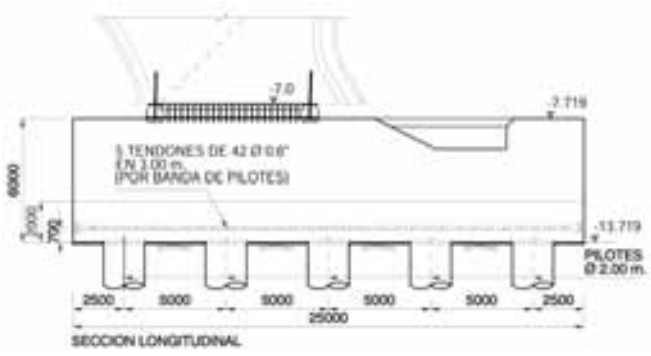


Figura 6. Cimentación de pilono. Sección longitudinal
Figure 6. Foundation of the pylon. Longitudinal section.

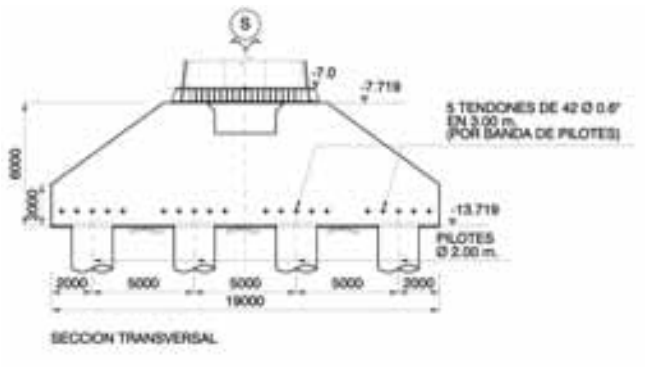


Figura 7. Cimentación de pilono. Sección transversal
Figure 7. Foundation of the pylon, Transversal section

mente compactas. En coronación de los pilotes se sitúa un encepado de 19x25 m de superficie y canto variable, llegando a ser de 6 m en las secciones intermedias. A pesar del canto del encepado, debido a los vuelos existentes en la cimentación, se postesó el encepado con 20 tendones de 42Ø0.6".

El contrapeso de retenida del puente (Figura 8 y Figura 2) está integrado en el estribo hueco de acceso sur. La estructura de este estribo está formada por un entramado de pilares de 1.6 m de diámetro dispuestos en una retícula de 9 m x 10.4 m, continuación del tablero del puente, que soportan una losa armada de 0.50 m de canto sobre la que circula el tráfico rodado y tranvía. Los cuatro cables de retenida se anclan a esta estructura mediante un sistema de pretensado formado por 10 tendones 31Ø0.6" dispuestos en bucle con un radio de 2 m. Para equilibrar el tiro de los cables de retenida se aumenta el canto de la losa de cimentación del estribo bajo su anclaje, generando un contrapeso de hormigón de 40 m x 22.5 m x 5 m. El conjunto del estribo descansa sobre un estrato de arcillas muy blandas susceptibles de importantes asientos de consolidación que haría colgar el contrapeso, del pilono. Para evitarlo, esa losa de contrapeso se apoya sobre 84 pilotes prefabricados de

counterweight of 40 m x 22.5 m x 5 m. The abutment as a whole elements lays on top of a layer of very soft clays that are prone to significant settlements, with these the counterweight would hang from the pylon. To avoid it, the slab is supported by 84 prefabricated concrete piles of 0.4x 0.4 m, with a layout of 3.25x3.25 m, that get into a layer of dense gravel about 15 m below.

4.2. Deck

The deck has a span of 160 m, if we consider the distance between the support on the furthest abutment and the axis of the pier though because its great dimension, it has a span of 150 m from its face to the support on the abutment. The total length is 180 m (see Figure 3).

The cross section of the deck, from the pier to the North abutment, is a trapezoidal box girder of constant depth and a cantilever on each side, all of them of steel (Figure 9).

The steel used, in accordance with nomenclature of previous edition of EN10025 is S355J2G3 for thickness below 60mm and S355K2G3 when the thickness is greater.

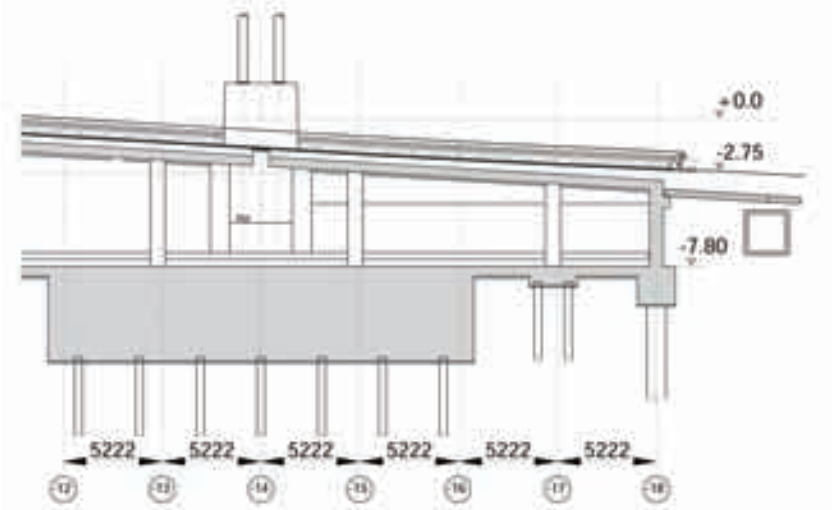


Figura 8. Contrapeso de retenida.
Figure 8. Counterweight of back stays.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

hormigón, de 0.4 m x 0.4 m de sección, dispuestos en retícula de 3.25 m x 3.25 m, y empotrados en un estrato de gravas densas a unos 15 m de profundidad.

4.2. Tablero

El tablero tiene una luz de 160 m, si se considera la distancia desde el apoyo en el estribo más alejado de la pila, al eje de la misma, aunque por la gran dimensión de la pila, tiene 150 m desde el borde de la misma hasta el apoyo en estribo. La longitud total es de 180 m (Ver Figura 3).

La sección del tablero, desde pila al estribo Norte, opuesto, está formada por un cajón unicelular trapecial de canto constante y unas ménsulas a ambos lados, todos ellos metálicos (Figura 9).

El acero que lo forma, es, con nomenclatura de la anterior versión de la norma EN 10025, S355J2G3 para espesores menores de 60 mm y S355K2G3 para espesores superiores a este.

Las dimensiones generales de cajón y ménsula, a lo largo del tablero, se definen en la Figura 10.

Las dimensiones del cajón (Figuras 10 y 11) son ligeramente variables, disminuyendo las mismas desde el pilono al estribo opuesto, Norte: canto entre 2.9 y 3.3 m, ancho inferior 4.8 a 8.4 m y ancho superior entre 5.8 m y 9.4 m. Las variaciones en el ancho superior e inferior son debidas a que el cajón se va abriendo al acercarse al pilono, para evitar la pérdida de ancho útil en su intersección con el mismo. Aunque bien es verdad que se podría haber dado un ancho uniforme a este cajón, coincidente con el máximo necesario, el diseño arquitectónico requería lo descrito.

Su ala inferior es curva en su zona central y recta en los laterales y tiene un espesor tipo de 30 mm en la mayor parte del tablero, aunque llega a 50 mm en la zona de intersección con el pilono. Está rigidizada por perfiles en T, armados, con separación del orden de 1200 mm, que pasan a través de los diafragmas (Figura 11).

Las almas tienen un espesor habitual de 22 mm, aunque alcanzan los 30 mm en zonas de estribo y encuentro con

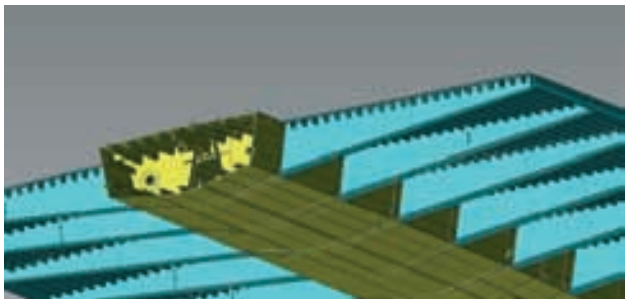


Figura 9. Infografía de composición del tablero (Horta).
Figure 9. Computer drawing of deck (Horta).

The general dimensions of the box girder and the cantilevers, along the deck are defined on Figure 10.

The dimensions of the box girder (Figures 10 and 11) are slightly variable, they reduce from the pylon towards the opposite abutment: the depth varies between 2.9 and 3.3 m, the bottom width between 4.8 and 8.4 m and the top width between 5.8 and 9.4 m. The changes in top and bottom width are due to the opening of the box girder as it approaches to the pylon, to avoid losing section in the crossing with it. Although a uniform cross section could have been given to this box girder, the biggest dimension, the architectural design required what has been described.

The bottom flange is curved in the central part and straight on the laterals and has a thickness of 30 mm in nearly the whole deck, though it gets to 50 mm in the intersection with the pylon. It's stiffened by welded T sections with an average spacing of 1200 mm, that go through the diaphragms (Figure 11).

The webs have a typical thickness of 22 mm, and get to 30 mm near the abutments and the pylon and also have welded T stiffeners that go through the diaphragms.

The top flange of the box girder is part of the orthotropic deck, though with a greater thickness of the plate due to its work as top flange of the box and because it's subjected to local introduction of the forces from the stays. Its typical thickness is 22 mm. This flange is stiffened by closed section stiffeners with a depth of 350 mm and 10 mm thick, with a spacing variable due to changing width of the flange, with a typical value of 800 mm between axes. On top of the flange, over the plate, a small concrete slab is the pedestrian walkway: this is the rea-

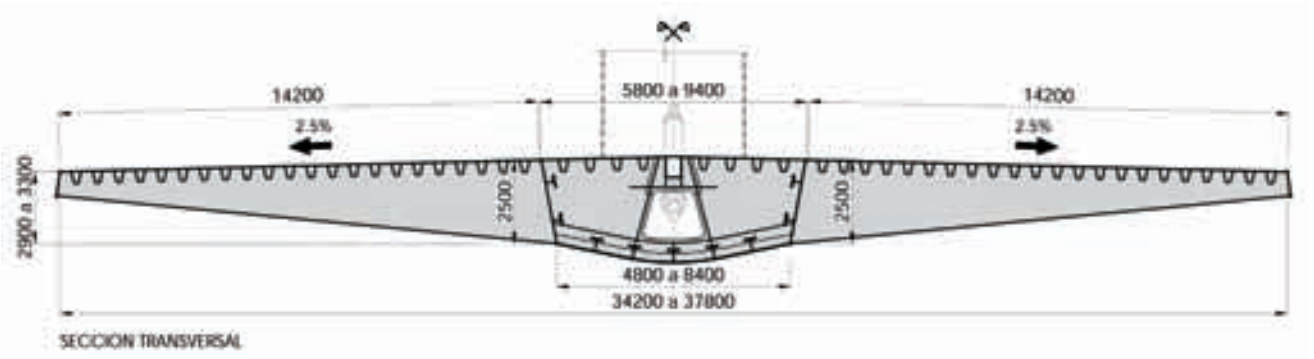


Figura 10. Sección transversal tipo.
Figure 10. Typical cross section.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

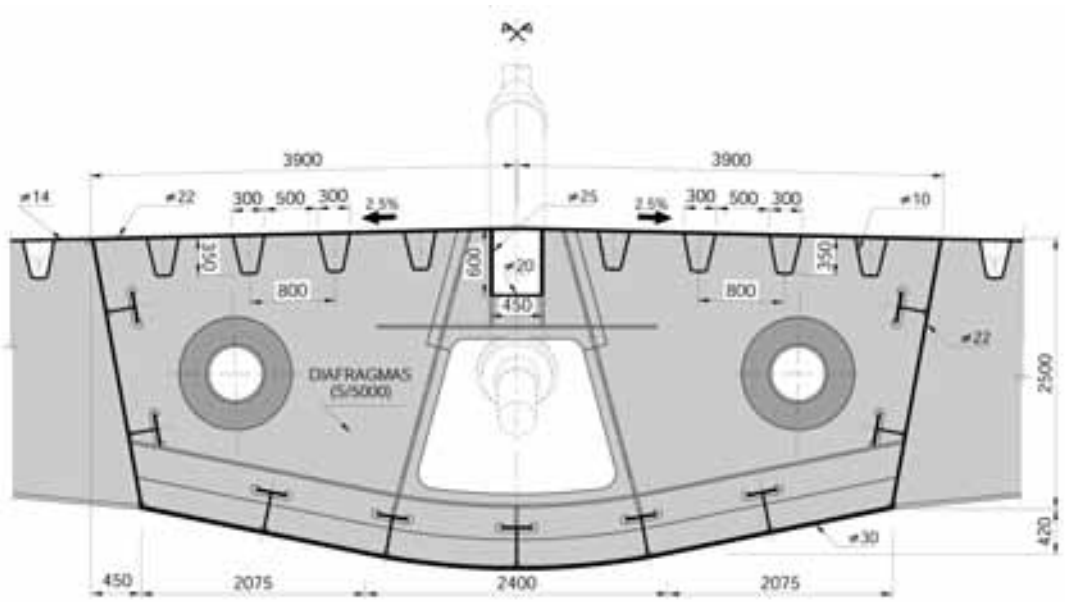


Figura 11. Sección tipo del cajón central unicelular.
Figure 11. Typical cross section of box girder.

el pilono. También llevan rigidización en T, que atraviesan los diafragmas.

El ala superior del cajón, forma parte del tablero ortótropo, aunque con mayor espesor de chapa por su trabajo como ala superior del cajón, y por estar sometida a los esfuerzos concentrados de los tirantes. Su espesor habitual es de 22 mm. Esta ala está rigidizada por bulbos de chapa plegada de canto 350 y espesor 10 mm separados a distancias variables por el cambio de ancho de ala, y en la sección media a unos 800 mm entre ejes. Sobre el ala superior, con un recrecido de hormigón, se sitúa el paso peatonal: por ello, esta zona del cajón no tiene posibles problemas de fatiga en su chapa ortótropa. Este aspecto y sobre todo las fuertes cargas concentradas que introducen los cables en los diafragmas, llevó a diseñar los bulbos de esta zona, no continuos sino interrumpidos en los diafragmas para que estos no tuviesen aligeramientos, soldados a tope contra la chapa de diafragma, inspeccionando las soldaduras bulbos-diafragmas al 100% para evitar fisuración en la soldadura por el embridamiento que se produce, que dificulta la retracción de la soldadura.

En esta misma ala superior, en su zona central, se sitúa un pequeño cajón de 600x450 mm, que es el que recibe, a través de un tubo donde se ancla el tirante, la carga concentrada de los tirantes (Figuras 12 y 13: en esta última se ha eliminado la chapa ortótropa de piso). La componente horizontal la transmitirá este cajón a la chapa superior del tablero o chapa ortótropa de piso, y la componente vertical, al diafragma correspondiente.

Los diafragmas (Figuras 12 y 13), se sitúan cada 5 metros que es la separación de los tirantes. Están situados en la vertical del punto de intersección del eje del tirante con el ala superior del cajón. Es una chapa de 20 mm, con un paso central para paso de hombres y equi-

son of why no fatigue problems can happen in this part of the box girder. What has been previously mentioned together with the need of taking the high forces from stays by the diaphragms, made us design closed stiffeners fitted between the diaphragms and not passing through them, so they didn't have openings. The welds of the stiffener against the diaphragms were 100% inspected to avoid any cracking in the weld due to the restrained condition in which it takes place, that doesn't allow the free shrinkage of the weld metal as it cools.

In this top flange, in the middle, we have a small box section of 600x 450mm, which takes by means of a tube where the stays are anchored, the forces from the stays (Figure 12 and 13: in this last one the plate of the orthotropic deck is omitted).

The horizontal component of this force is taken by the box section to the top plate of the deck, orthotropic deck plate, and the vertical component by the diaphragm there positioned.

The diaphragms (Figure 12 and 13), have a spacing of 5 meters in correspondence with the spacing of stays. They are placed in the vertical of the crossing of the axis of the stay with the top flange of the box girder. They are made of a 20 mm plate with a central opening for access for maintenance and for the equipment required for stressing, and two circular openings for equipment; the central opening is stiffened and the circular ones are reinforced by adding some plates

From the pylon towards the south abutment the central box becomes, as already mentioned (see figures 4 and 5), two smaller box sections with similar typology to that of the single box girder (Figure 14). The spacing of closed stiffeners is also big, because its flange supports only the pedestrian walkway.

On both sides of the central box girder we have a great constant cantilever of 14.2 m (Figure 15). It has a depth of 2.5 m

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

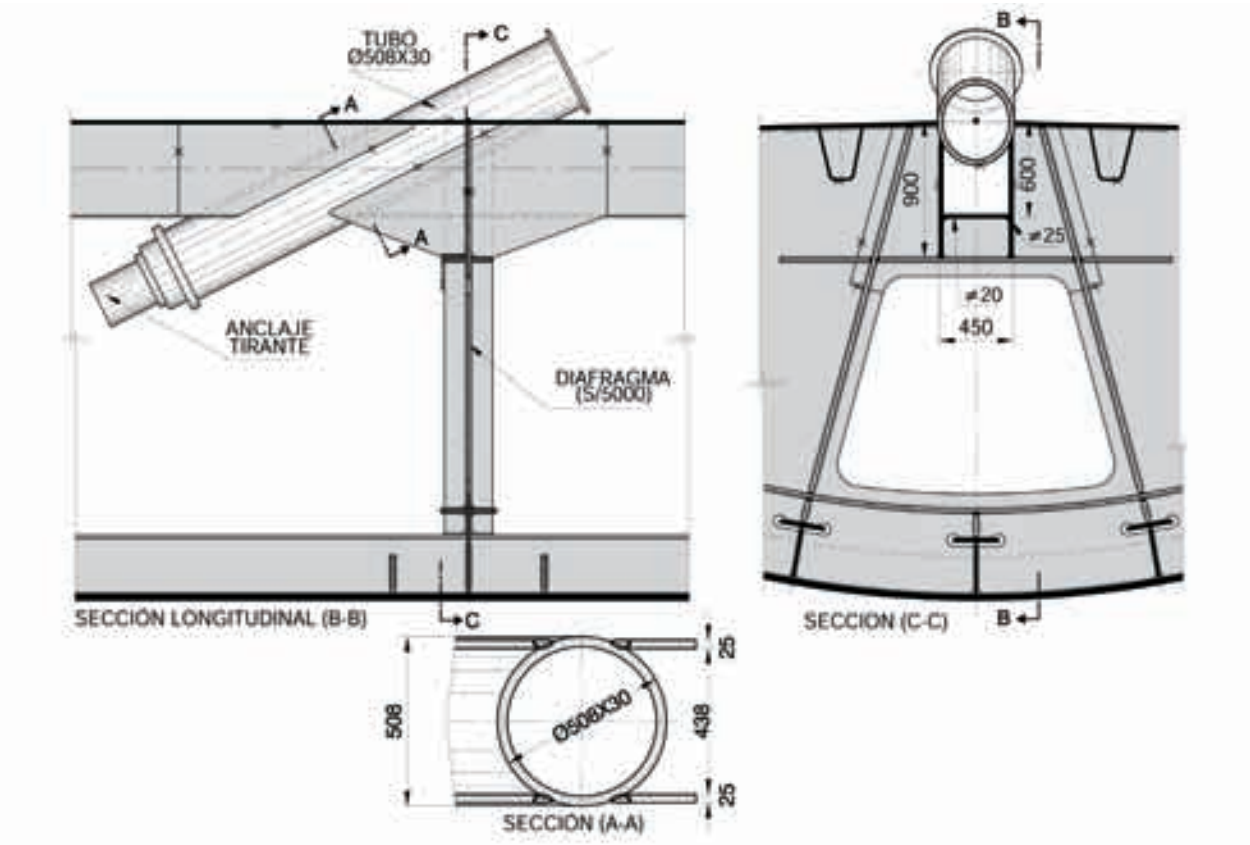


Figura 12. Anclaje de tirantes en el cajón central.
Figure 12. Anchorage of stays in the central box section.

pos de inspección y tesado, y dos pasos circulares para instalaciones; se rigidiza el paso central y se refuerzan con chapas adosadas, los circulares.

Desde el pilono hasta el estribo Sur, el tablero se convierte, como ya se ha señalado (Ver Figuras 4 y 5), en dos pequeños cajones de tipología similar al cajón único (Figura 14). La separación de bulbos es también grande, por pertenecer su ala superior a la zona peatonal.

De ambos lados del cajón central, salen unas grandes ménsulas de longitud de voladizo constante de 14.2 m (Figura 15). Tienen un canto, en su unión con el cajón central, de 2.5 m, que va variando hasta 0.7 m en el extremo de la ménsula, con un alma de espesor 15 mm en la zona más exterior y 20 mm, en la cercana al cajón. Su ala inferior, de espesor 30 mm, tiene un ancho variable de 400 a 800 mm. El ala superior es la chapa ortótropa, y dado que esta zona soportará el tráfico, se cuidaron al máximo los detalles que minimicen los riesgos de futuras fisuras de fatiga (ver [1]). La chapa de piso tiene un espesor de 14 mm, y los bulbos trapeciales que la rigidizan, formados con chapa de espesor 10 mm (excepto en la zona bajo el tranvía, que tienen espesor superior) tienen un canto de 350 mm, un ancho en su unión con la chapa de piso, de 300 mm, y una separación entre ejes de los mismos, de 630 mm. Quedan pues en la chapa de piso, unas luces de 300 y 330 mm.

Respecto a los espesores de la chapa ortótropa necesarios para evitar fisuras por fatiga, se han endurecido

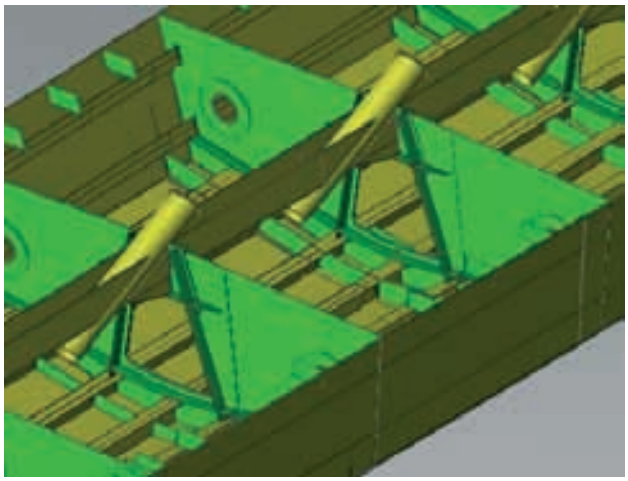


Figura 13. Infografía de detalle de anclaje de tirantes (Horta).
Figure 13. Computer drawing. Anchorage of stays detail (Horta)

in its connection to the box girder and 0.7m at its tip, with a web of 15 mm in the outer part and 20 mm near the box girder. Its bottom flange has a thickness of 30 mm, with a width that changes between 400 and 800mm. The top flange is the orthotropic deck, and as in this part it will have to support traffic, load detailing has to be cared for to minimize the risk of future fatigue cracks (see [1]). The deck plate thickness is 14 mm, and the closed section stiffeners that stiffen it have a thickness of 10 mm (except in the part below the tramway where they have a bigger thickness) with a depth of 350 mm, their top width in connection with the deck plate is 300mm,

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

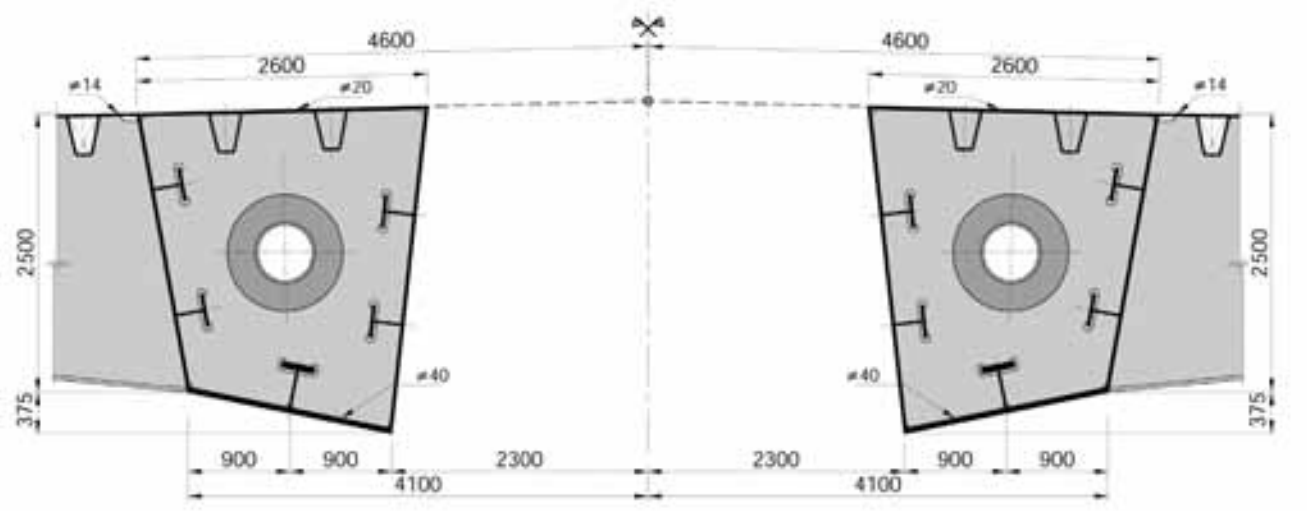


Figura 14. Sección entre pilono y estribo sur.
Figure 14. Cross section between the pylon and the South abutment

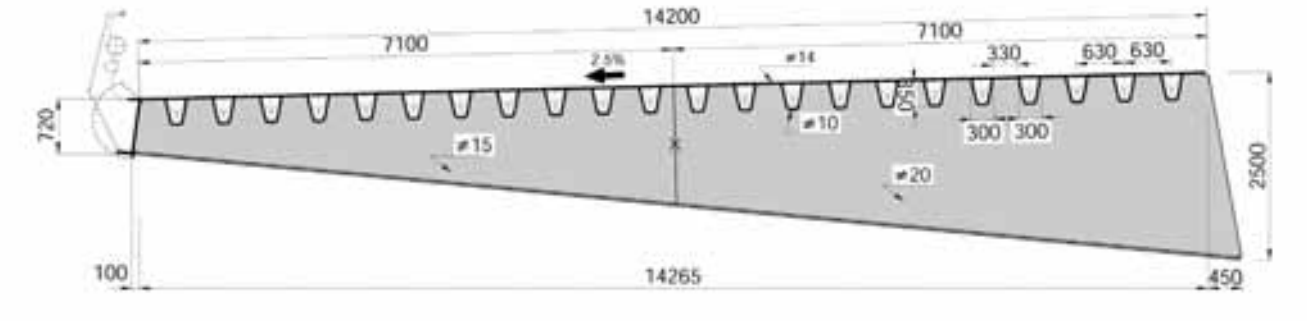


Figura 15. Alzado de ménsula lateral.
Figure 15. Front view of lateral cantilever.

los requisitos de las recomendaciones de la parte de puentes metálicos del Eurocódigo 3: tradicionalmente, antes de los Eurocódigos, se pedían 12 mm para evitar las fisuras por fatiga, en la versión experimental (prenorma europea) del Eurocódigo [2], que se aplicó a este puente, se pedía un espesor mínimo de 14 mm, para espesores de pavimento entre 40 y 70 mm, y en la norma definitiva editada muy recientemente y aún no traducida por Aenor, EN 1993-2 :2006 [3], que anula la anterior, aumentan la recomendación de espesor de la chapa de piso a 16 mm, para el mismo caso de espesor de pavimento. En el caso que nos ocupa el pavimento tiene un espesor considerado en proyecto, entre 40 y 60 mm.

Los bulbos son continuos al paso por el alma de la ménsula, y el detalle de paso se efectúa con soldadura "todo alrededor" del bulbo (Figura 16), detalle admitido por el Eurocódigo. En [1], se explican más detalladamente los motivos por los que se considera preferible este tipo de paso frente a otros quizá más habituales en otros países: al no ser necesario rebordear la soldadura a través de huecos en las chapas, permite una mayor facilidad de construcción y mejor tolerancia a los defectos.

and they have a spacing between axis of 630 mm. So we have spacing of supports for the deck plate of 300 and 330mm.

About the minimum thickness of the deck plate of an orthotropic deck, needed to avoid fatigue cracking, the requirements of the recommendations of the part of Eurocode 3 devoted to steel bridges have got tougher: the common practice, before Eurocodes, a 12 mm plate was used to avoid fatigue cracking. In the experimental version (European prestandard) of the Eurocode [2], that was used in this bridge, 14 mm were required when the asphalt layer was between 40 and 70mm, and in the final version, just published and not yet translated by Aenor, EN 1993-2 :2006 [3], that supersedes previous ones the recommendation increases the thickness of the deck plate to 16mm, for that thickness of asphalt. In our case the thickness of asphalt considered in the project was between 40 and 60mm.

The closed sections stiffeners pass through the web of the cantilevers, and the detail is without cope holes and welded all around (Figure 16), as allowed by Eurocode. In reference [1], we can find a more detailed reasoning of why we prefer this type of solution instead of others that are perhaps more frequent in other countries: as no returns of the welds through the cope holes are needed, there are less possible origins for notches and the fabrication is less sensible.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

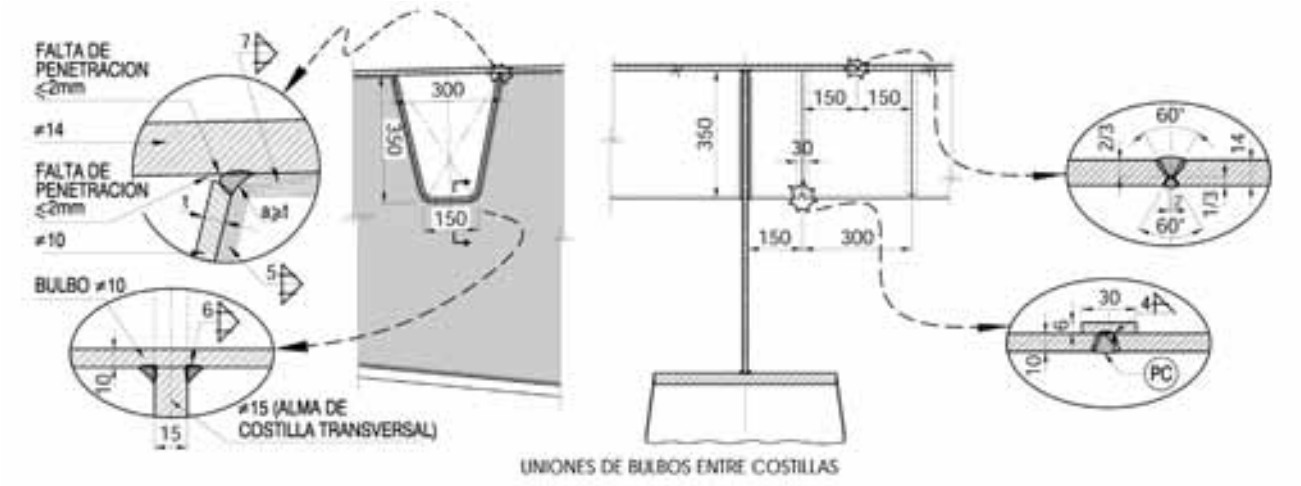


Figura 16. Detalles tipo de chapa ortótropa.
Figure 16. Typical details of orthotropic deck.

También se siguió el Eurocódigo en lo referente a los detalles de la unión de bulbos y a la soldadura de empalme de chapa de piso (Figura 16), disponiendo estos empalmes, cercanos al alma de las costillas.

4.3. Pilono

Está formado por una sección cajón metálica poligonal, de directriz curva, y de canto y ancho variable, según Figura 17, fuertemente inclinado, comenzando con un ángulo de 40º en su intersección con el tablero y llegando vertical en su coronación, donde le atacan los cables de la retenida. A medida que se sube en altura, van disminuyendo las dimensiones de la sección. Como ya se ha comentado, su directriz se adapta al antifunicular de las cargas de los tirantes y los cables de retenida en su coronación, de forma que ante las cargas permanentes, todo el pilono está trabajando fundamentalmente a compresión, con momentos muy reducidos.

Los espesores de sus chapas, varían entre 40 y 80 mm, y la calidad del acero es S460 N, para espesores inferiores a 60 mm, y S460 NL para espesores superiores: dado que el acero de estas calidades no es de inmediato suministro, sino que se requiere su fabricación bajo pedido, se utilizó muy pequeña gama de espesores y se completó el área necesaria con los rigidizadores longitudinales en T, a base de chapas armadas: en este caso, por tanto, los rigidizadores muchas veces tienen como misión principal aportar área a la sección, más que colocarlos por necesidad de evitar la abolladura de las chapas exteriores, que tienen espesores muy fuertes y/o recoger las tensiones de curvatura. Las soldaduras longitudinales de la sección, que tiene numerosos quiebros, son de penetración parcial, ya que estructuralmente no es necesaria la penetración completa como suele suceder en casi todos los cajones, con lo que se produce una notable disminución de soldadura.

Debido a la curvatura de sus alas (chapas por donde entran los cables, y las opuestas) es necesaria una fuer-

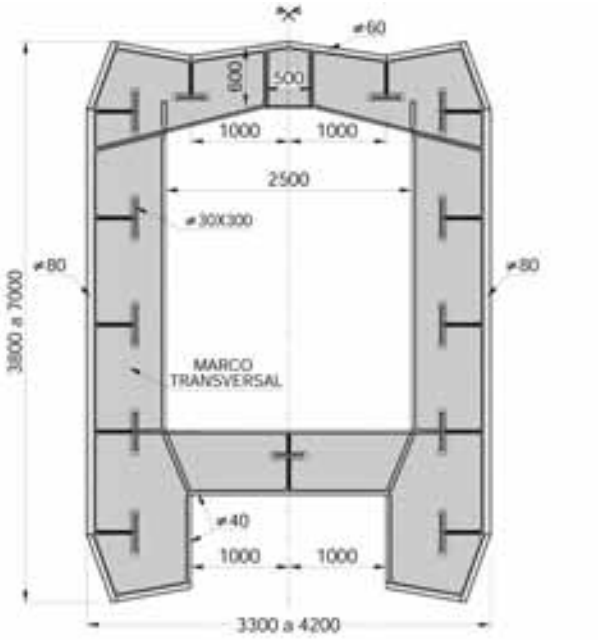


Figura 17. Sección tipo de pilono.
Figure 17. Cross section of pylon.

Details of connection of the stiffeners and splices of deck plate (Figure 16) were also done in accordance with recommendations of Eurocode, and these connections were located near the web of the cantilevers.

4.3. Pylon

Its cross section is a polygonal box of curved axis, with variable height and width, in accordance with Figure 17, with an important inclination, that it starts with 40º at the intersection with the deck and gets to be vertical at the top, where the back stays are anchored. As we get up the dimensions of the cross section are reduced. As already mentioned, the axis is the funicular curve of the forces introduced by the main stays and the back stays, so under the permanent loading condition the whole pylon is under axial compression with only minimal bending moments.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

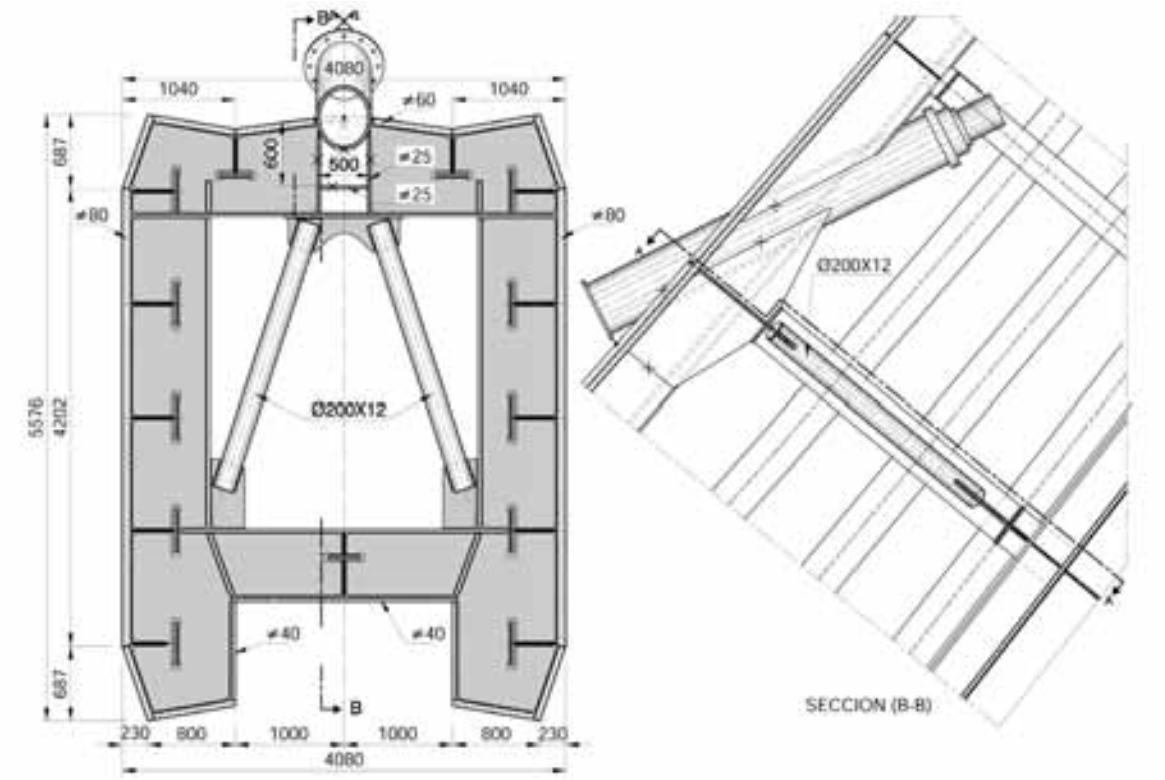


Figura 18. Anclaje de tirante en pilono.
Figure 18. Anchorage of cable in the pylon.



Figura 19. Unión retenida-pilono.
Figure 19. Connection between back stays and pylon.

te rigidización transversal que recoja las cargas de desvío de las tensiones longitudinales, también formados por T de chapa armada, separados del orden de 3 metros. En una de sus caras entran los cables de atirantamiento (Figura 18), con separación entre ellos variable

The thickness of plates are between 40 and 80 mm, and the quality of steel is S460 N, for thickness under 60 mm, and S460 NL for higher thickness: as material with this quality isn't of immediate delivery, we only used a small range of plate thicknesses, and the required area was completed with longitudinal welded T stiffeners: in this case the stiffeners have as main task that of providing area, besides stiffening the surface plate, that are quite thick and also to take account of radial forces due to curvature of them. The longitudinal welds of the cross section, that has quite a lot of corners, are partial penetration as complete penetration isn't needed from a structural point of view as it usually happens in compressed box sections, and in this way the volume of welding is clearly reduced.

Due to the significant curvature of the flanges (plate through which the stays get in and the facing one) a strong transversal stiffening is needed to take the deviation forces. This stiffening with a spacing of about 3 m is also made of welded T sections. The stay cables (figure 18) get in through on of the faces, with a variable spacing as cables are parallel and the pylon has a changing slope, the transference of the forces of the cables to the cross section of the pylon is managed in a similar way as done in the deck (Figure 12 and 13): a tube is used for anchoring the cable. The component perpendicular to the axis is transmitted trough the transverse frame and the tangential component to the axis by means of a small welded box section connected to the surface plate of the pylon.

On the top of the pylon the back stays are anchored (Figure 19). This detail can't be seen, as an architectural piece is placed over it.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

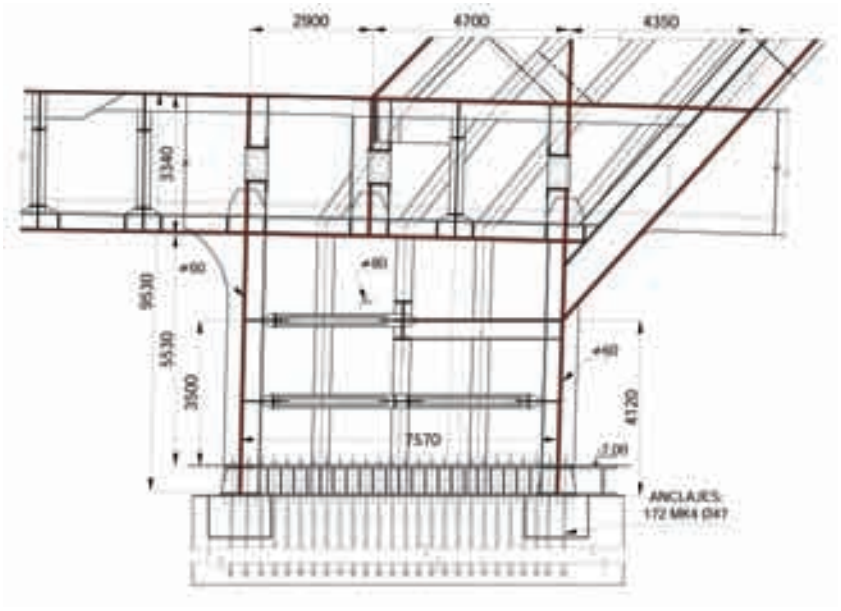


Figura 20. Sección longitudinal del nudo Tablero-Pilono-Base.
Figure 20. Longitudinal section of Deck-Pylon-Pier connection.



Figura 21. Base.
Figure 21. Pier.

debido a que los cables son paralelos entre sí, y la torre es de directriz curva e inclinada: la transmisión de la tensión de los cables al pilono, se efectúa con un detalle igual al del tablero (Figuras 12 y 13): un tubo metálico recoge toda la tracción del tirante y transmite su componente perpendicular a la directriz del pilono, al marco transversal y su componente según la directriz, a un pequeño cajón de chapa armada, soldado al ala del pilono.

En su extremo superior se anclan los cables de la retenida (Figura 19). Este detalle no queda visto, ya que se colocan unas chapas en coronación de carácter arquitectónico.

Para el cálculo en segundo orden del pilono, se consideraron las imperfecciones fuera del plano de los tirantes, y en el plano de los tirantes. En el plano de los tirantes, se consideraron los dos primeros modos de pandeo: al ser de sección variable y curva su directriz, si se considerase solamente un modo de pandeo, existirían secciones en las que no se amplificarían los momentos. En el caso del pilono al tener con las cargas permanentes momentos muy pequeños en un cálculo en primer orden, es importante la influencia de las imperfecciones en segundo orden que producirán flexiones procedentes del axil, y considerar las tensiones de esas flexiones.

4.4. Base

Es la gran pieza metálica (Figuras 20 y 21) que integrada con el nudo pilono-tablero (Figuras 4 y 5), lleva los esfuerzos a cimentación. La dificultad de esta pieza proviene de las secciones con formas complejas, que acometen a ella: el cajón del tablero, con su ala inferior curva, y el pilono con sección muy poligonal. Las chapas que lo forman son chapas de 60 y 80 mm, rigidiza-

In the second order calculations of the pylon, imperfections in the plane of the cables and out of the cables were allowed for. In the plane of the stays the two first modes were considered: as it's a variable section if we only considered one mode there would be sections with small or even no additional moments. As the pylon under the permanent loading condition has very small bending moments, it's quite important that the imperfections induce moments that can be then increased by second order effects.

4.4. Base /Pier

It is a great steel element (figures 20 and 21) that together with the connection between deck and pylon (Figures 4 and 5), transfers the forces to the foundation. The main difficulty of this piece comes from the geometry of the cross sections of the elements that join in it, the box girder of the deck, with a curved bottom flange, and the pylon with a polygonal cross section. Its plates have thickness of 60 and 80 mm, heavily stiffened, all in steel S460NL. This great element is fixed to the foundation by means of 172 bars of 47mm and 950 N/mm2 yield stress covered with Densoplast to avoid adherence with the surrounding concrete during stressing. The force is anchored by an end plate. They prestressing force is 1050 kN. A final architectural shape is given with additional non structural plates.

The total weight of the steel structure of the elements described, deck, pylon and pier is about 5600 T.

4.5. Deck Stays

The bridge has 29 stays with the harp system, and angle to the horizontal of 26º. The cable system is BBR HiAm Cona from BBR-PTE (Spain), that was delivered and erected them. Each strand of 0.6" has its wires galvanized and wax protec-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

das, en calidad S460NL. Esta gran pieza, se ancla a la cimentación, con 172 barras MK4 de 47 mm de diámetro, de límite elástico 950 N/mm2, recubiertas de Densoplast para evitar la adherencia con el hormigón, y con una chapa en su extremo, para poderlas tesar a 1050 kN. La forma arquitectónica final se le dio con unas chapas adicionales.

El peso total de los tres elementos metálicos descritos, tablero, pilono y base, es de 5600 ton, aproximadamente

4.5. Atirantado

El puente tiene 29 tirantes, situados en arpa, con una inclinación de 26º respecto a la horizontal. El sistema es BBR HiAm Cona de la empresa BBR-PTE (España), que también los instaló. Cada cordón de 0.6" tiene sus alambres galvanizados, y está protegido con cera en una vaina coextruida de HDPE (polietileno alta densidad). Los anclajes de los tirantes, son aptos para un rango de tensiones de 300 MPa, y han sido homologados según [8]. Los anclajes activos se diseñaron para un ajuste entre 30 mm (tesado) y -70 mm (destesado).

Los 6 tirantes más cortos (tirantes 1 a 6) están compuestos por 31 unidades de 0.6", los tirantes 7 a 20, 61Ø0.6", el 21, 55Ø0.6", el 22, 49Ø0.6", el 23, 43Ø0.6", y los tirantes 24 a 29, los más largos, 31Ø0.6". La vaina exterior es de HDPE de color de acabado blanco, con doble hélice exterior para el fenómeno de vibraciones "rain-wind". En cuanto al diámetro exterior la idea inicial era, por motivos estéticos, que todas tuviesen el mismo diámetro. No obstante, por causas aerodinámicas que más adelante se explican no fue así, aunque son sensiblemente iguales: Los tirantes 1 a 6 tienen una vaina interior de HDPE negro de Ø180 mm y una vaina exterior de Ø225 mm; Los tirantes 7 a 23 una vaina Ø225 mm, y los más largos y alejados del campo visual, tirantes 24 a 29, su vaina es Ø180 mm.

El anclaje activo se sitúa en el tablero. En los anclajes de los tirantes sensibles a vibraciones, 7 a 29, se colocan amortiguadores en el anclaje del tablero, que hacen también la función de centrador que reduce las tensiones en el anclaje por las variaciones en las curvaturas de los cables, colocando centrador de neopreno en el anclaje del pilono. En los tirantes 1 a 6, los más cortos, se coloca únicamente centrador de neopreno tanto en el anclaje del tablero como en el del pilono.

4.6. Retenida de pilono

La retenida, o atirantamiento del extremo del pilono, lo forman 4 grandes elementos tubulares, paralelos en la vista en alzado del puente, separados 1.9 metros, y que, por motivos aerodinámicos, se abren ligeramente en la vista longitudinal, partiendo de 2 m en coronación, a 6 m en cimentación (ver Figura 3).

ted in a coextruded sheath of high density polyethylene. The anchorages of the cables have an effective category of 300MPa and have been tested / accepted in accordance with [8].The active anchorage provides and adjustment of 30mm for stressing increase and -70 mm for stressing decrease.

The 6 shorter stays (stays 1 to 6) have 31 strands of 0.6", stays from 7 to 20 have 61 strands, number 21 has 55Ø0.6", number 22 has 49Ø0.6", number 23 has 43Ø0.6", and stays 24 to 29, the longest have 31Ø0.6". The common pipe is HDPE of white colour with double helical ribs against rain-induced vibrations. For aesthetic reasons the idea was to have only single size on pipe for all stays. But due to aerodynamic reasons that will be later detailed it was not possible, though they are quite similar: stays 1 to 6 have and inside pipe of Ø180 mm and an outside one of Ø225 mm; stays 7 to 23 have a pipe of Ø225 mm, and the longest and furthest from sight, stays 24 t0 29 have a pipe of Ø180 mm.

The active anchorage is at deck level. In the anchorage of stays sensible to vibrations, 7 to 29, dampers are provided in the deck anchorage, they also are used as guide deviators for reducing the bending stresses in the anchorage position due to angle changes of the stay. In the shortest stays 1 to 6, the damper isn't needed and only guide deviators are provided in both deck and pylon anchorages.

4.6. Back stays of the pylon

The back stays of the top of the pylon is provided by 4 big tubular elements, parallel in a side view, with a spacing of 1.9 m, and that due to aerodynamic reasons are slightly sloped in a front view, with a spacing that starts in 2 m at the top and ends in 6 m at the foundation level (see Figure 3).

The length of these back stays between the pylon anchorage and the foundation one is 115 m, and the active anchorage is at the top of the pylon.

Each of the four stays has a prestressing tendon of 85Ø0.6", individually sheathed strands, the same as those of the stays, with the BBR HiAm Cona system from BBR-PTE, and a structural tube of 508 mm and a thickness of 36mm in S460 NL. The reason for this combination isn't only resistance, but mainly the need to provide them with axial stiffness, the elastic elongation of the stay should be as small as possible: in this way the bending moments that could be induced on the deck and the pylon by this elongation are reduced.

Due to their erection sequence and as no windows could be provided on the tubular section, to avoid fatigue sensible welding details in a high strength material, it was very difficult to place elements that could assure a separation between the prestressing strands and the tubular section so they would move as a single body against vibrations. Another condition was that strands should be replaceable, so finally each stand was placed in an individual smooth HDPE sheath, and the space between them and the steel tube was filled with cement grout.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

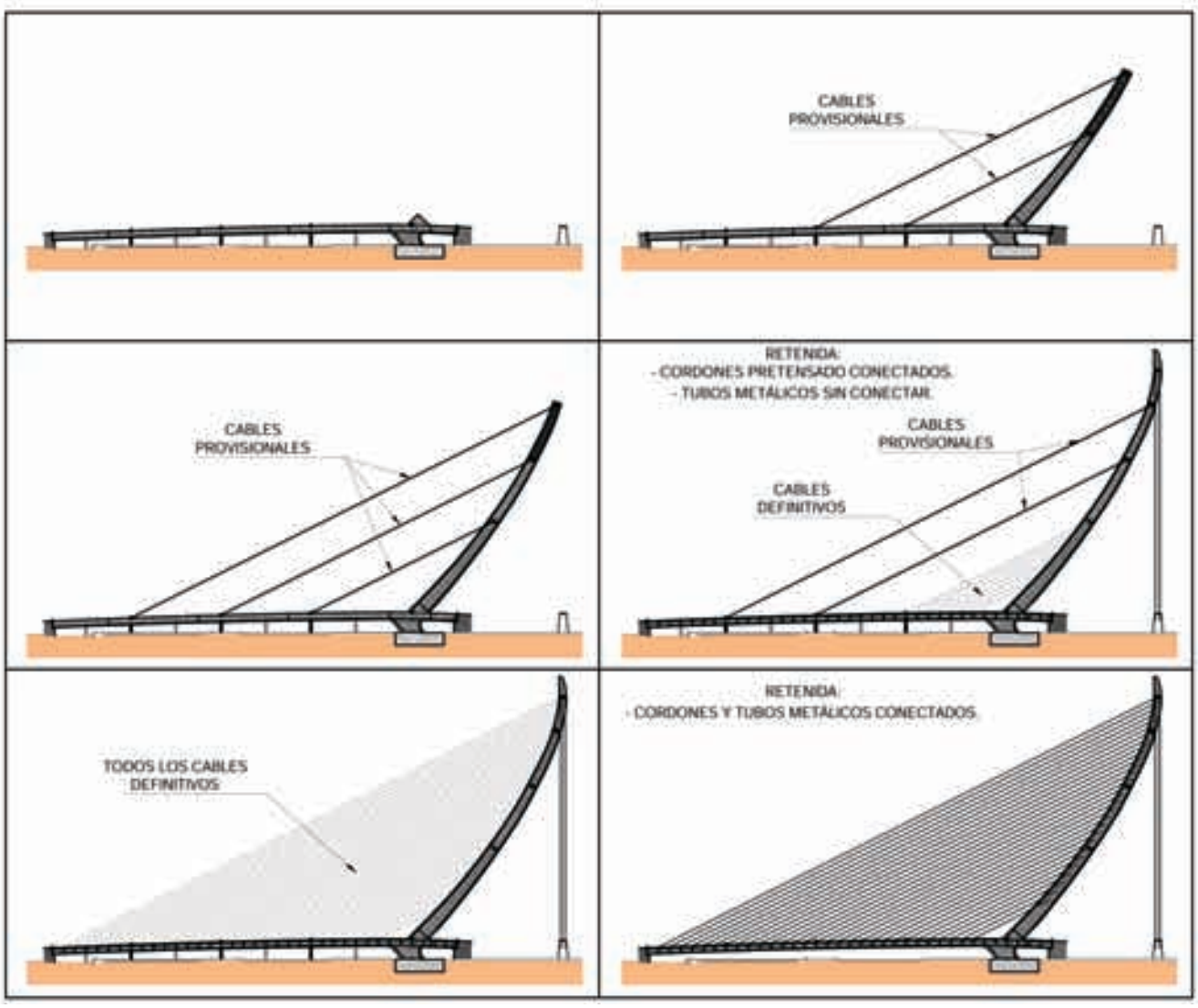


Figura 22. Esquemas del sistema constructivo.
Figure 22. Erection procedure plan.

La longitud entre el anclaje en el extremo del pilono y el anclaje en el contrapeso de hormigón es de 115 metros. El anclaje activo se sitúa en el extremo del pilono.

Cada uno de estos cuatro tirantes está compuesto por unos cordones de pretensado, 85 unidades de 0.6" autoprotegidos, igual que los de los tirantes, con el sistema BBR HiAm Cona de la empresa BBR-PTE, y un tubo exterior de 508 mm de diámetro y 36 mm de espesor de acero S460 NL. El motivo de esta composición, no es solo por la resistencia de estos tirantes, sino por dotarles de rigidez de modo que el alargamiento elástico de los mismos sea lo más pequeño posible: así se consigue reducir los momentos que podrían aparecer en el pilono y en el tablero, debido al alargamiento elástico de este sistema.

Debido al sistema constructivo y por motivos resistentes, dado que no se podían dejar ventanas en los tubos metálicos para evitar detalles sensibles a la fatiga en los mismos, por su elevado límite elástico, era muy complicado colocar separadores entre los cordones de pretensado y el tubo exterior, para que formasen un único ele-

The steel tube was provided with a helical steel rib as a measure against rain-induced vibrations, and near the bottom anchorage, the passive one, a friction damper was installed in each stay. Guide deviators, are provided at the top and bottom anchorages.

5. ERECTION PROCEDURE

The erection procedure is illustrated in Figure 22.

The construction works start with the erection of the pier, then proceeds with the deck, and when the erection of the deck is well on its way erection the pylon starts. The deck hasn't any camber but the pylon does.

The pier, due to the thickness of its plates that would result in too heavy units was taken to site in several parts and then welded in situ. In Figure 23 we can see the connection joint between the pier and the pylon with the two box girders of the deck near the south abutment.

In the deck itself, first the central box girder is erected, it was taken to site due to transport reasons in two segments, when

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

mento estructural frente a las vibraciones. Como, por otra parte, se buscaba la posibilidad de sustitución de cada cordón, se enfundó cada uno de ellos en una vaina de HDPE lisa, y se inyectó el espacio entre estas vainas y el tubo metálico, con mortero de cemento.

Al tubo exterior metálico se le adosó una hélice metálica para evitar vibraciones por el fenómeno "wind-rain". Cercano al anclaje inferior, pasivo, se coloca un amortiguador de fricción a cada tirante, y se dispone también de centrador de neopreno. En el anclaje superior en el pilono, solo se dispone de centrador.

5. SISTEMA CONSTRUCTIVO

El esquema general es el señalado en la Figura 22.

La construcción comienza por el montaje de la gran base metálica, se sigue con el tablero y, cuando está sensiblemente avanzado el tablero, se comienza la construcción del pilono. El tablero no tiene contraflechas de ejecución, pero sí las tiene el pilono.

La base, por el fuerte espesor de sus chapas que producían elementos muy pesados, se transportó en piezas a obra, para soldarlas in situ. En la Figura 23 se observa el nudo de unión de esta base con el pilono y los dos cajones del tablero de la zona cercana al estribo Sur.

En cuanto al tablero, se monta en primer lugar el cajón central, que va partido longitudinalmente para su transporte, y una vez terminado este cajón, se montan las partes laterales en ménsula: en la Figura 24, se observa las fases de formación del cajón central y de las ménsulas. Todas las uniones son soldadas. Se posiciona de forma convencional sobre apeos, separados 20 metros; en este caso por su poca altura sobre el terreno, parece el montaje más adecuado. Solo se apea de forma permanente hasta el tesado de tirantes, la sección central en cajón, mientras que los apeos de las ménsulas son provisionales.

Una vez sensiblemente avanzado el montaje del tablero, se comienza el montaje del pilono. El montaje se efectúa por dovelas (Figura 25 y 26), montadas con grúa sobre orugas Liebherr LR 1750 de capacidad máxima de 750 toneladas. Esta grúa es capaz de montar las últimas dovelas, de peso 100 toneladas, hasta el extremo del pilono, situado a 125 metros sobre el suelo. Las dovelas se atornillan con el tramo ya montado, mediante una unión frontal con tornillos (ver Figura 25). Una vez comprobada la geometría, se suelda a tope la chapa exterior de la sección con su correspondiente de la dovela inferior, mientras que la continuidad de los rigidizadores se consigue con las mismas uniones frontales atornilladas, sin soldar.

El pilono no era capaz de soportar su peso propio sin atirantamiento al tablero, por aparecer flexiones no admisibles. Por ello se colocan tres cables provisionales



Figura 23. Unión de pilono, tablero y base.
Figure 23. Connection of deck, pier and pylon.



Figura 24. Montaje de tablero y comienzo de pilono.
Figure 24. Erection of deck and first stage of pylon.

completed the erection proceeds with the cantilevers: on Figure 24, we can see the stages of erection of the central box girder and the cantilevers. All connections are welded. Segments are positioned with conventional shores spaced about 20 m; in this case as the height over the ground is small it seems the easiest procedure. Only the central box will be shored until stays are stressed, the shores of the cantilevers are only provisional.

Once a significant part of the deck has been erected, the erection of the pylon begins. The erection procedure made by segments used a Liebherr LR 1750 crane with a maximum lift

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026



Figura 25. Dovela de pilono.
Figure 25. Pylon erection unit.



Figura 26. Montaje de dovela de pilono.
Figure 26. Erection of pylon unit

de atirantamiento a medida que avanza su construcción en altura, cables que en su momento se sustituirán por los definitivos. Esta situación se observa en la Figura 27.

Una vez finalizada la construcción del pilono, se procede a colocar los tirantes definitivos que atirantan el tablero y a montar los tubos metálicos del atirantamiento de retenida. Estos últimos, se montan de arriba abajo con grúa (Figura 28) y, dado que no son paralelos, es necesario arriostrarlos provisionalmente, y posicionarlos correctamente para efectuar la soldadura a tope entre tramos, en altura, como se muestra en la Figura 29.

Los tubos metálicos, no se anclan al contrapeso, en esta fase. Una vez terminado su montaje, se colocan los cordones interiores de 0.6", enfilándolos por el extremo superior de los tubos, en la coronación del pilono. A medida que se va avanzando en el montaje y tesado de los cables de atirantamiento del tablero, se van tesando, en cuatro fases, los cordones de los tirantes de los cables de la retenida, con 4 gatos multifilares actuando simultáneamente en los cuatro anclajes. Hasta este momento el tubo metálico exterior de esos tirantes, no ejerce ninguna función estructural: toda la función de retenida la efectúan los cables de pretensado.

Una vez montados todos los cables de atirantamiento, se realiza el último tesado a los cordones de la retenida, hasta 10700 kN por retenida y se conecta el tubo metálico al contrapeso. Se suelta, entonces, desde el anclaje activo situado en la coronación del pilono, parte de la carga que tenían los cordones, carga que se transfiere como tracción a los tubos metálicos, y se anclan definitivamente los cordones y los tubos. De esta forma el estado final resistente de los componentes de la retenida, cordones y tubos, es el mismo que si



Figura 27. Situación de montaje
con los tres tirantes provisionales.
Figure 27. Erection stage with three provisional stays.

capacity of 750 t. This crane could put into place the last erection units, with a weight of 110 t, at the tip of the pylon, about 125 m over the ground. The units were bolt connected with the already erected pylon by means of end plates (see Figure 25). Once the geometry was adjusted and checked, the outer surface plate was welded, full penetration, while the continuity of the stiffeners was achieved with the frontal bolted connections without welding.

The pylon couldn't take its selfweight without been stayed against the deck, the resulting bending moments weren't allowable. That's why three provisional stays were arranged

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026



Figura 28. Montaje de tubos de retenida.
Figure 28. Erection of back stay steel tubes.



Figura 29. Unión para posicionado y soldadura de tubos de retenida.
Figure 29. Connection for geometrical reference prior to welding of back stay tubes.

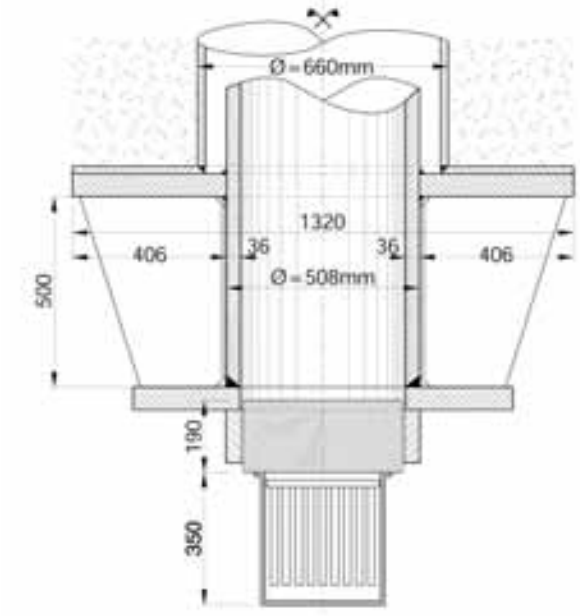


Figura 30. Anclaje retenida.
Figure 30. Back stay anchorage.

hubiesen estado trabajando juntos frente a las cargas de tracción: 8600 kN al tubo estructural y 2100 kN que quedan en los cables, para cada tirante. Por último, se inyecta de lechada de cemento el espacio entre los tubos en los que alojan los cordones, de forma individual, y el tubo metálico.

as the erection proceeded with increased height. These cables will be replaced by the final ones during their sequence. This stage can be observed in Figure 27.

When the construction of the pylon is completed, the erection procedure continues with the cables of the deck and with the erection of the steel tubes of the back stays. The erection of these tubes proceeds from the top to the bottom (Figure 28), and as they aren't vertical, they need to be provided with provisional bracing, and they also have to be well aligned for welding between them took place in situ at considerable height, as can be seen in Figure 29.

The steel tubes aren't connected to the counterweight at this stage. Once their erection is completed, the prestressing tendons are placed inside them from the top of the pylon. As the erection sequence of the deck stays is finished the tendons of these back stay cables will be stressed in four stages by means of a strand by strand stressing. During all this time the steel tubes of these back stays have no structural role: the prestressing cables take the whole force.

When the erection and stressing of all the deck stays has taken place, a last prestressing of the cables is done, up to 10700 kN per each of them, and the steel tube is connected to the counterweight. Then by means of four jacks, from the top of the pylon where active anchor heads are, some of the force of the cables is released, this force is transferred to the steel tubes. This way the final distribution of forces between the compo-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026



Figura 31. Anclaje retenida en cámara de contrapeso.
Figure 31. Back stay anchorage in the counterweight chamber.



Figura 32. Tirantes y retenida ya tesados.
Figure 32. Deck stays and back stays already stressed.

Con estas actuaciones se da por finalizado el proceso de puesta en carga de tirantes y retenida (Figura 32)

6. ASPECTOS AERODINÁMICOS EN TIRANTES

En este puente había dos aspectos que estudiar al respecto de la estabilidad aerodinámica de los tirantes y de la retenida: por una parte el debido a vibraciones por viento y lluvia que, aunque habitual en todos los tirantes de puentes, aquí se complicaba ya que se prefería, por motivos estéticos, que todas las vainas de los tirantes tuviesen el mismo diámetro, y por otra, se tenía el problema de la proximidad entre sí, de los tubos de la retenida (cilindros) que quedaban alineados frente al viento, situación que puede producir inestabilidad aerodinámica. Mientras la primera no es divergente, es decir que puede producir mucha amplitud de vibración que causará fatiga en el anclaje, pero no rotura en su primeras vibraciones, la segunda puede llegar a ser divergente, por autoalimentarse la vibración, y es por tanto más peligrosa.

El análisis teórico del fenómeno más condicionante en las vibraciones de tirantes por viento y lluvia, conocido como "rain-wind induced vibrations" aún continúa. Los dos métodos prácticos para controlarlo están claramente establecidos: la textura superficial y un número de Scruton adecuado: en este puente, los tirantes del tablero tienen una doble hélice en su vaina, mientras que en la retenida, en el tubo exterior metálico, se dispone una hélice soldada al mismo, con lo que se les dota de la textura superficial.

En el caso de vaina lisa se considera preciso, siguiendo el criterio de Irwin [4], un número de Scruton de 125, mientras que dotando de textura superficial a la vaina, como la doble hélice, es suficiente con la mitad ≈ 62 (el

nents of the back stays, steel tubes and prestressing tendons is the same as the would have had if they had been in placed together from the beginning: 8600 kN in the steel tube and 2100 kN in the prestressing steel of each back stay. Finally, the gap between the tube and the individual sheaths of each strand of the tendon is injected with cement grout.

With these operations the sequence of stressing of stays and back stays can be considered complete. (Figure 32)

6. SOME REMARKS ON AERODYNAMIC BEHAVIOUR OF STAYS

In this bridge there were two subjects related to the aerodynamic behaviour of the stays, deck and back stays, that had to be studied in detail: rain–induced vibrations though frequent in stays of bridges here had the additional restrain of the aesthetical objective of having all the pipes of the same diameter, and also the potential problem of the small spacing of the back stay tubes, that is prone to aerodynamic instability. The first on the problems isn't divergent, that means that the amplitude of displacements is self limiting and though it will cause accumulation of fatigue, won't break the cable immediately, on the other side galloping can be divergent, it's a self excited vibration that can be unstable, and for that reason very dangerous.

The theoretical analysis of the most important mechanism of vibrations for cable stays, the rain-induced vibrations, is still under research. But the two practical ways of controlling it are quiet well established: surface texture and a suitable Scruton number: in this bridge the deck stays are provided with a double helical rib on the pipe, and the back stay has also on its outside tube a welded helical rib to provide this surface texture.

With smooth pipes in accordance with Irwin [4] criteria, a Scruton number of 125 is required, and when we have a cable

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

número de Scruton, es un parámetro adimensional particularmente útil en el análisis de la susceptibilidad frente a las vibraciones inducidas por flujos). Haciendo uso de la definición utilizada por el Eurocódigo (en ocasiones se utiliza una definición diferente, que equivale a dividir la formulación aquí indicada por 4π) este número es:

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m}{\rho_a \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot \pi \cdot \zeta \cdot m}{\rho_a \cdot \phi^2}$$

donde: δ_s decremento logarítmico.

ζ relativo, respecto del crítico

ρ_a densidad del aire: 1.25 kg/m^3

m masa por unidad de longitud

ϕ es el diámetro de la vaina

Como ejemplo, se considera uno de los cables largos, el nº 24 de 31Ø0.6":

l= 220 metros m=44 kg/m.

El amortiguamiento intrínseco de un tirante de cables paralelos puede considerarse, como mínimo y del lado de la seguridad, $\delta_s \approx 0.6\%$, aunque un valor más realista sería 0.9% (ver [5] y [6]). Por otra parte el máximo amortiguamiento que se puede conseguir disponiendo un amortiguador, depende de la distancia del mismo al anclaje del tirante, y viene dado por:

$$\delta_{s,\,max} = \pi\,(l_d / l)$$

donde:

l_d distancia del amortiguador al anclaje

l longitud del cable

Aún con el amortiguador más eficaz unido al cable, y suponiendo que está conectado a una estructura rígida (lo que no es el caso, porque se sitúa en el interior de un tubo metálico con cierta flexibilidad), no se puede superar este valor del amortiguamiento. En el caso señalado, l_d estaba limitado a 3.1 m por condicionantes arquitectónicos, dado que se pretendía que el tubo que aloja el amortiguador y sobresale del tablero, no tuviese mucha longitud: por consiguiente para este cable se puede conseguir un amortiguamiento máximo, $\delta_{s,\,max}$=4.4%.

Con la vaina de ϕ=180mm, y sin amortiguador adicional se obtendría Sc=13<62. Es por tanto necesario colocar un amortiguador externo con el que suplementar el intrínseco del tirante, hasta alcanzar como mínimo δ_s=2.9% para que se cumpla Sc=62, con vaina con textura superficial, como es el caso.

pipe with surface texture, as double helical ribs, half that value would be enough ≈ 62, (Scruton number is a nondimensional parameter quite useful when studying the susceptibility to flow induced vibrations). If we use the definition of Eurocode (sometimes a different one is used, that gives a value 4π times smaller)

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m}{\rho_a \cdot \phi^2} = \frac{4 \cdot \pi \cdot \zeta \cdot m}{\rho_a \cdot \phi^2}$$

Where: δ_s *logarithmic decrement*

ζ *damping ratio, to critical damping*

ρ_a *air density: 1.25 kg/m^3*

m *mass per unit of length*

ϕ *diameter of cable pipe*

As an example, we will consider one of the long stays, number 24 with 31Ø0.6":

l= *220 metros* m=*44 kg/m.*

The inherent damping of a cable of parallel strands can be assumed to be, as a minimum and on the safe side $\delta_s \approx 0.6\%$, though a more real value would be 0.9% (see [5] y [6]). The maximum obtainable damping we can get placing a damper, depend of the distance to the anchorage and is given by:

$$\delta_{s,\,max} = \pi\,(l_d / l)$$

Where:

l_d *distance of damper to anchorage*

l *length of stay*

Even with the most effective damper connected to the cable by a completely stiff connecting structure (which isn't our case, as the damper is placed inside a steel tube with certain flexibility) this value is a maximum. In our case, l_d is limited by architectural reasons to 3.1 m, as it was wanted to have the tube, where the damper is placed and that goes out of the deck, not too long: so we can get an additional damping of no more than , $\delta_{s,\,max}$=4.4%.

With the pipe of ϕ=180mm, and without damper the Scruton number would be Sc=13<62. So an external damper is needed to provide additional damping to the inherent damping of the stay, and so get to a minimum total value of δ_s=2.9% reaching a Scruton number Sc=62, as required with a pipe that has surface texture as ours.

The great influence of the diameter is worth a remark: if we want to have the same diameter as the other stays ϕ=225mm, the Scruton number is only 55 even with the highest attainable damping, this figure isn't acceptable not even with surface texture. This is the reason why the cable pipes of the long stays of 31Ø0.6" haven't the same diameter as those of the others.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

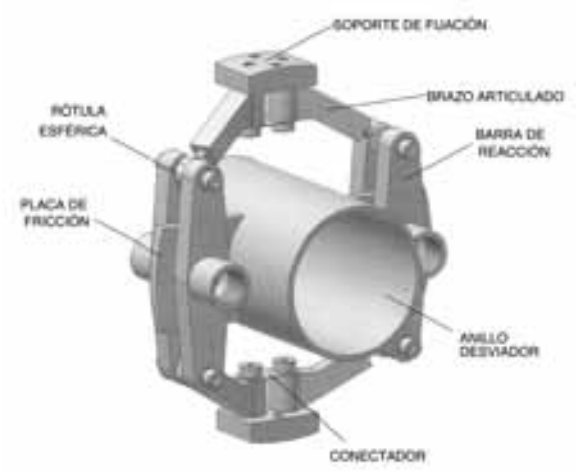


Figura 33. Croquis de amortiguador.
Figure 33. Sketch of damper.



Figura 34. Amortiguador ya montado.
Figura 34. Dumper on site.

Conviene destacar la gran incidencia del diámetro de la vaina: si se quiere hacerla del mismo diámetro que la de los otros tirantes tipo, ϕ=225mm , el número de Scruton se reduce a 55 aún con el máximo amortiguamiento posible, que no es admisible ni con textura superficial. Esta es la razón por lo que las vainas de los cables largos de 31Ø0.6" no tienen el mismo diámetro del resto.

El amortiguamiento que suplemente el intrínseco del tirante, se consigue situando un amortiguador de fricción (BBR Square Damper, Figuras 33 y 34), con el que se consigue un amortiguamiento adicional al intrínseco del 3.8%, mayor del necesario, lo que aporta un adicional coeficiente de seguridad. Finalmente, se pudo aumentar algo más la distancia entre la cabeza de anclaje del tirante y el eje del amortiguador, a 3.6 metros, lo que mejora la solución. En el caso de los tirantes de retenida, se sitúan los amortiguadores a 6.5 metros del anclaje de los cordones en el contrapeso.

Disponiendo amortiguadores en el anclaje en el pilono, además del colocado en el anclaje inferior, podría duplicarse la capacidad de amortiguamiento que se puede lograr, pero es conveniente que estos amortiguadores sean lo más accesibles posible para su mantenimiento.

En el caso de los "tirantes" de retenida, con tubo exterior metálico de diámetro 508 mm, se plantean sin duda estos mismos problemas, y se han dado las mismas soluciones: centradores, textura superficial, y amortiguadores en el anclaje inferior. Hay, sin embargo, otro problema adicional, dado que la separación entre los cuatro tubos que configuran la retenida es pequeña en relación a su diámetro: el fenómeno de vibración de un cilindro "tapado" frente al viento por otro próximo, no conectados, a causa de los torbellinos que se desprenden del que está en primera posición frente al flujo de viento, se conoce como galope de estela o galope de interferencia ("wake galloping" o "interference galloping").

Se trata de un fenómeno frecuente por ejemplo en los intercambiadores de calor, o en los tirantes dobles y próximos en puentes y, una vez que aparece, el fenóme-

The additional damping to supplement the inherent damping of the cable is provided with a friction damper (BBR Square Damper, Figures 33 y 34), with it we can get an additional damping of 3.8%, more than needed, so we have a safety margin. Finally, the distance for placing the damper could be increased to 3.6 m, with a clear improvement of the solution. In the back stays, the dampers are placed at 6.5 m from the counterweight anchorage.

Of course, if we place dampers on the other end of the cable, on the pylon, besides those of the deck we can get the double of additional damping, but a good access is needed for maintenance.

In the back stays, with an outside diameter of 508 mm, we have without doubt the same problems, and the same solutions have been provided: guide deviators, surface texture and dampers in bottom anchorage. Anyhow it has one additional problem, as the spacing between the tubes of the back stay is small relative to their diameter: interference galloping, a self excited oscillation which may occur when two cylinders are arranged together, the flow pattern altered by the leading cylinder induces alternating forces in the downstream cylinder.

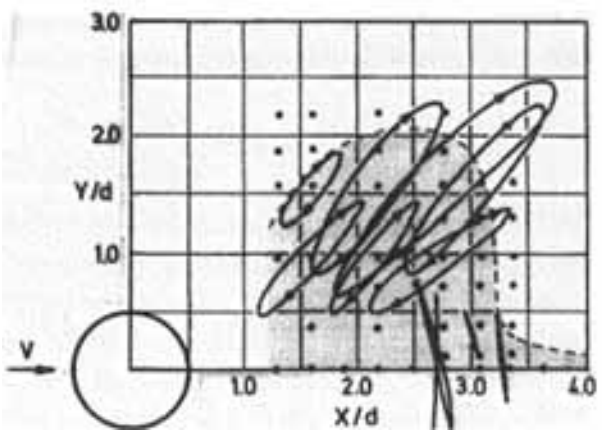


Figura 35. Galope de interferencia (Figura de Ref. [7]).
Figure 35. Interference galloping (Figure from reference [7]).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

no puede ser sensiblemente divergente, por lo que debe evitarse alcanzar las velocidades criticas correspondientes al mismo. En cualquier caso, esta velocidad crítica se incrementa con la raiz cuadrada del número de Scruton. En la figura adjunta, Figura 35, procedente de [7], se visualiza cuando se produce este fenómeno en un tubo separado X/d e Y/d de otro, siendo d, el diámetro de los tubos: las líneas continuas son las trayectorias del tubo excitado, al que hace sombra el situado en el origen del diagrama. Se observa la máxima excitación para una separación entre centros de tubos entre 1.5d y 3.5d. (aunque en [5] se señala entre 3d y 4d).

Para evitar este problema la separación mínima de los tubos de retenida es de $3.8\,\phi \approx 4.0\,\phi$. Adicionalmente se efectuaron ensayos en túnel de viento, para confirmar estos valores.

It's a quite common phenomenon in heat exchangers, transmission lines and groups of cables in bridges, and once it starts the amplitude increase very quickly and can be divergent, that's the reason why the critical wind velocity associated with it shouldn't be exceeded. In any case the critical wind speed is also related to the Scruton number, it increases with the square root of it. In the following figure, Figure 35, taken from [7], we can see the loops described by a downstream cylinder as function of the relative position, X/d and Y/d, to the upstream one that placed in the origin. As can be seen the maximum excitation can be expected for a spacing of tubes in the range of 1.5 to 3.5 diameters (though in [5] the range is between 3 and 4 d).

To avoid this problem the final minimum spacing of the back stay cables is $3.8\phi \approx 4.0\phi$. To confirm the solution wind tunnel test were done.

REFERENCIAS

[1] VIÑUELA, L., MARTÍNEZ SALCEDO, J., *Proyecto y construcción de puentes metálicos y mixtos*. Madrid: APTA, 2009.

[2] ENV 1993-2 :1997, *European Prestandard Eurocode 3 - Part 2: Steel bridges*.

[3] EN 1993-2 :2006, *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel bridges*.

[4] *"Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study"*, Report No. FHWA-HRT-05-083. 2007.

[5] *"Cable stays – Recommandations of French interministerial commission on prestressing"*. SETRA. 2002.

[6] EN 1991-1-4: 2005. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions*.

[7] NAUDASCHER, E., Rockwell, D., *Flow Induced vibrations*. Mineola, NY: Dover Pubns. 1994.

[8] *"Acceptance of stay cable systems using prestressing steels"*. FIB Recommendation, Bulletin 30.

[9] CASTAÑO, G., MARCHESI, I. "El puente del Azud del oro, en Valencia". *Cauce 2000*. 2009, nº 146.

REFERENCES

[1] LUIS VIÑUELA y JOSÉ MARTÍNEZ SALCEDO. Proyecto y construcción de puentes metálicos y mixtos. APTA. 2009.

[2] ENV 1993-2 :1997. European Prestandard Eurocode 3 - Part 2: Steel bridges.

[3] EN 1993-2 :2006. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel bridges.

[4] "Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study". Report No. FHWA-HRT-05-083. 2007.

[5] "Cable stays – Recommendations of French interministerial commission on prestressing". SETRA. 2002.

[6] EN 1991-1-4: 2005. Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions.

[7] NAUDASCHER. Flow Induced vibrations. Dover Pubns. 1994.

[8] "Acceptance of stay cable systems using prestressing steels". FIB Recommendation, Bulletin 30.

[9] GUILLERMO CASTAÑO, IGNACIO MARCHESI. "El puente del Azud del oro, en Valencia". Cauce 2000. 2009, nº 146.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / *LIST OF PARTICIPANTS*

- Promotor / *Owner*: C.A.C., S.A. - Generalitat Valenciana
- Autor del proyecto y Director de la Obra / *Architectural and structural design*: Santiago Calatrava
- Dirección de obra / *Work's Direction*: Manuel Alcaide, Santiago Calatrava, S.A.
- Dirección de obra (Dirección Técnica) / *Technical Direction*: Mario Rando, Santiago Calatrava, S.A.
- Empresas constructoras / *General contractor*: UTE FCC Construcción S.A. – Pavasal
- Gerente UTE / *Civil engineer, Manager UTE*: Guillermo Castaño, FCC Construcción, S.A.
- Jefe de Obra/Jefe de Producción / *Site managers:* Ignacio Marchesi, Pavasal / Javier Ruipérez, FCC Construcción
- Servicio Obras Especiales de FCC Construcción / *Technical assistence Servicio Obras Especiales de FCC Construcción*: José Martínez Salcedo; Ignacio Pita; Santiago del Río; José Enrique Muñoz.
- Servicios Técnicos y Delegación Valencia / *Technical assistence:* FCC Construcción
- Estructura metálica, fabricación y montaje / *Steel workshop*: HORTA-COSLADA S.A.
- Sistema de atirantado y montaje del mismo / *Staying and prestressing system*: BBR-PTE S.A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/10/2026