El puente atirantado sobre el río Suir en Waterford

Cable-stayed bridge across the River Suir at Waterford

Miguel A. Astiz[(1)], Javier Manterola[(1)], Felipe Tarquis[(2)], Javier Muñoz-Rojas[(3)], Antonio Santos[(4)], Lucía Blanco[(3)] y Sara Fernández[(3)]

Recibido | *Received:* 15-07-2011
Aceptado | *Accepted:* 23-10-2011

Resumen

El puente sobre el río Suir en Waterford (Irlanda) es un puente atirantado de 465 m de longitud con un vano principal de 230 m y una única torre. Este puente cuenta con una serie de características que lo hacen singular, entre las que cabe destacar su cimentación a base de micropilotes de gran capacidad de carga, su pilono con forma de Y invertida y sin riostra intermedia a la altura del tablero, el anclaje de los cables en el pilono a través de una estructura metálica interna, su tablero mixto consistente en un emparrillado metálico con dos o cuatro vigas de borde y vigas transversales y en losas nervadas de hormigón prefabricadas, la anchura variable del tablero o el hecho de que tenga una única junta de dilatación en uno de los estribos, siendo el otro estribo integral con el puente.

Palabras clave: puente atirantado, Waterford, tablero mixto, losas prefabricadas, micropilotes, ancho variable.

*Abstract**

The bridge across the river Suir at Waterford (Ireland) is a cable-stayed bridge with 465 m total length, a 230 m long main span and a single pylon. This bridge has a number of characteristics which make it singular: the use of high capacity micropiles in the foundations, an inverted Y-shaped pylon without any transverse beam at deck's level, the anchorage of the cables at the pylon by means of an internal steel structure, its composite deck which consists of a steel ladder shaped structure with two or four edge beams and cross beams and of precast ribbed concrete slabs, the variable width of the deck or the fact that there is only one expansion joint at one of the abutments, since the bridge is integral with the other abutment.

Keywords: *cable-stayed bridge, Waterford, composite deck, precast slabs, micropiles, variable width.*

* *Page 92 of this issue contains an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.*

(1) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. y UPM. (Madrid, España).
(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Dragados. (Madrid, España).
(3) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado, S.L. (Madrid, España).
(4) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Cedex. (Madrid, España).

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

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

1. INTRODUCCIÓN

El puente sobre el río Suir forma parte de la concesión para el proyecto, construcción y explotación de la variante de la autovía N25 a su paso por Waterford en Irlanda. El concurso se covocó en 2001 y finalmente fue ganado por Dragados junto con la empresa irlandesa Ascon (actualmente Bam), firmándose el contrato en 2006. Este retraso fue debido, en gran medida, al hallazgo en la traza de la autovía de unos restos arqueológicos que hubo que investigar y que obligaron a modificar ligeramente el trazado.

El proyectista general de la autovía fue ARUP, que lideró un conjunto de empresas, de entre las cuales el proyecto del puente atirantado le correspondió a Carlos Fernández Casado S.L. La supervisión del proyecto se realizó en dos escalones: el primero, más relacionado con la seguridad estructural, le correspondió a Flint & Neill y el segundo, más focalizado en el proyecto conceptual, a Mott MacDonald Pettit, que fue la empresa consultora de la Administración (la NRA o Dirección General de Carreteras de Irlanda) que proyectó la solución base. Esta solución base era más bien un esquema de puente atirantado con torre única en forma de A, pero en el que no se definían ni las dimensiones ni las secciones de la torre, ni el tipo de tablero (las reglas del concurso permitían que fuera de hormigón, metálico o mixto), ni la distribución de tirantes, y sólo se planteaba la distribución de luces de forma aproximada.

El objeto del presente artículo es la descripción del puente atirantado y de su construcción, ya que cuenta con un buen número de aspectos novedosos cuya introducción no siempre fue sencilla, a causa de la rigidez de las normas aplicables a esta obra.

2. PLANTEAMIENTO

El cruce del río Suir, de más de 200 m de anchura y con un cierto tráfico de barcos, se planteó desde el principio con un único vano sobre el río, como condición impuesta por la Administración, para minimizar la interferencia del puente con el régimen hidráulico del río y con el tráfico de barcos. Entre los condicionantes del proyecto hay que destacar una topografía muy disimétrica ya que una de las orillas es muy plana y la otra es escarpada con un desnivel de 18 m. También es importante el hecho de que el puente soporte dos calzadas de dos carriles más arcén, con un ancho útil total de 22,80 m a lo largo de la mayor parte de su longitud; sin embargo, esta anchura se incrementa en 6 m más (total 28,80 m) al introducir dos carriles de incorporación/salida cerca de uno de los extremos del puente, a causa de la proximidad de una intersección compleja a su salida. La complejidad de esta intersección impidió desplazarla lo suficiente como para que no se viera afectado el puente y ello condujo a plantear el tablero de anchura variable, circunstancia muy poco habitual en puentes atirantados.

Como consecuencia de la topografía, el puente atirantado resultante tiene una única torre, colocada en la orilla plana, y precedida por tres vanos atirantados (Figura 1), mientras que en la orilla opuesta existe un único vano de aproximación. La longitud total del puente es de 465 m y el vano principal tiene una luz de 230 m. La distribución de vanos es la siguiente: 42,0 + 66,5 + 91,5 + 230,0 + 35,0 m.

La variación de anchura llega a afectar a la parte del puente que está atirantada (Figura 2), lo que obligó a realizar una serie de estudios sobre la base de imágenes fotorrealistas tri-dimensionales del puente, para minimizar el impacto estético que esta inusual configuración de anchura variable pudiera tener. Es de destacar el importante papel que han jugado dichas imágenes en la definición de muchos aspectos formales del puente, ya que han representado la principal base de argumentación en las dicusiones con la Administración. Así, por ejemplo, el proyecto base del puente mostraba una concentración de

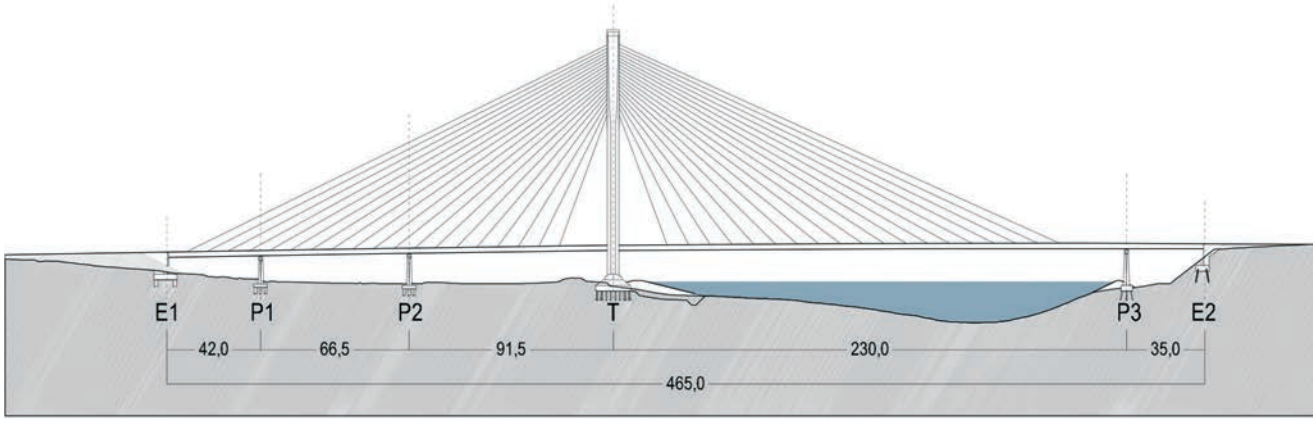

Figura 1. Alzado general del puente
Figure 1. General elevation of the bridge

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

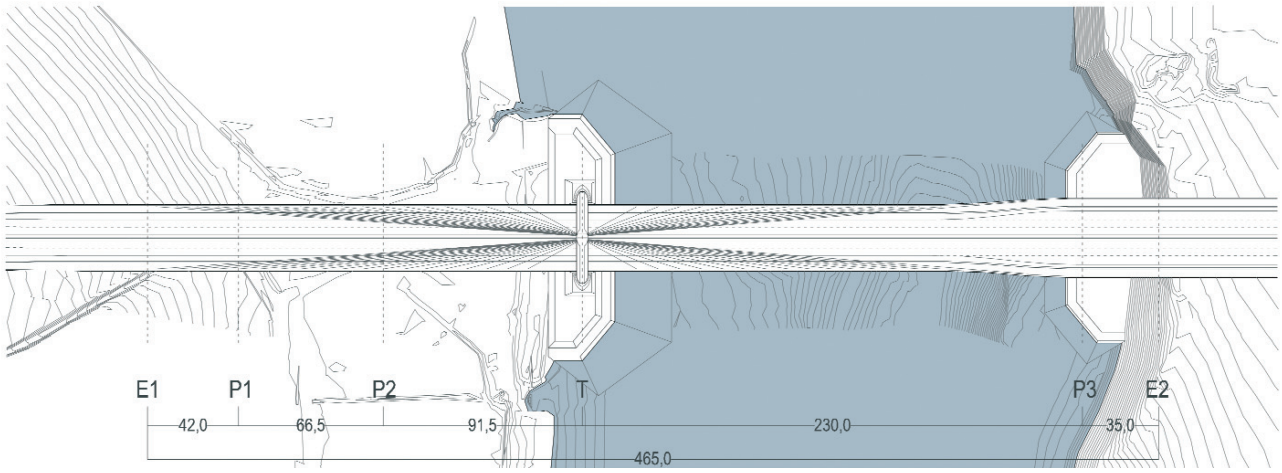

Figura 2. Planta general del puente
Figure 2. Plan view of the bridge

1. INTRODUCTION

The bridge across the river Suir is a part of a concession for the design, construction and exploitation of the N25 motorway bypass around Waterford in Ireland. The competition was established in 2001 and the contract was finally awarded in 2006 to a joint venture formed by Dragados with the Irish contractor Ascon (presently called Bam). This delay was mainly due to the fact that some archeological rests were found along the alignment of the motorway and they had to be analyzed to finally slightly deviate the motorway alignment.

ARUP, who was the main designer for the bypass, led a group of consulting companies and the design of the river Suir bridge was entrusted to Carlos Fernández Casado S.L. Project supervision was performed in two levels: category III check was performed by Flint & Neill and the general design supervision was made by Mott Mac Donald Petit, which was also consultant for the Administration (the National Roads Authority, NRA) when the baseline solution was designed. This solution was a cable stayed scheme with an A-shaped pylon with no precise definition for the pylon cross sections or the deck cross section (the competition specifications allowed for a concrete, steel or composite deck), or the cable stays or the span lengths distributions.

The purpose of this paper is to describe the cable stayed bridge and its construction since it presents several new developments which were difficult to introduce because of the rigidities of the codes which were applicable to this work.

2. GENERAL DESCRIPTION

The crossing over the river Suir, which is more than 200 meters wide and carries some ship traffic, was designed since the beginning as a single span over the river, as a condition which was set by the Administration to minimize the interference of the bridge with the hydraulics of the river and with ship traffic. Among the specific circumstances which condition the project one has to refer to a very disymmetric topography since one of the river banks is flat and the other one is steep with a level difference of 18 m. Another important circumstance is the fact that the bridge supports two carriageways with two lanes and one shoulder totalling a width of 22.80 m along most of its length; nevertheless this width is increased by 6 m (total width 28.80 m) by adding two entrance/exit lanes close to one of the bridge ends because a complex junction is located very close to the North end of the bridge. The complexity of this junction made it impossible to move it away from the bridge to avoid an interference with its design; this fact led to the design of a variable width deck which is very unusual among cable stayed bridges.

As a consequence of the topographic conditions, the resulting bridge has a single pylon, which is located on the flat river bank and three cable stayed spans have been designed on this side (Figure 1) while on the opposite bank the bridge has a single approach span. Total length of the bridge is 465 m and the main span is 230 m long. The span length distribution is: 42.0 + 66.5 + 91.5 + 230.0 + 35.0 m.

The width variation affects the cable stayed area of the bridge (Figure 2), and it led to analyse the aesthetic consequences of this unusual configuration on the basis of three-dimensional photorealistic images of the bridge. The role of such kind of images in the definition of many formal concepts of the bridge has to be emphasized; in many cases such images have been the sole basis for discussion with the Administration. As an example, the baseline solution proposed a concentration of backspan cables near the abutment (E1), because this is an efficient way of staying the pylon and the first proposal in the bidding process adopted this solution although slightly smoothed as it may be observed on Figure 3. In the finally built solution, the distribution on cable anchorages along the deck has been made uniform as shown on Figure 1. This is a first example of the aesthetic enhancements that may be obtained by purely structural modifications.

In the already mentioned problem of the widening of the deck, the computer images were essential to move that

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



Figura 3. Imagen fotorrealista de la propuesta de concurso.
Figure 3. Photorealistic image of the bidding proposal.

cables cercanos al estribo trasero (E1), porque es una forma eficaz de sujetar la torre y así se planteó, aunque algo suavizada, la propuesta que se presentó en el concurso tal como se aprecia en la Figura 3. En la solución finalmente construida, la distribución de anclajes de cables en el tablero se ha hecho uniforme como se aprecia en la Figura 1. Éste es un primer ejemplo de las mejoras estéticas que se pueden conseguir a través de actuaciones sobre la estructura.

En el ya mencionado problema de la posición del ensanchamiento del tablero, también las infografías fueron esenciales para alejar dicho ensanchamiento lo más posible de la torre y así afectar de forma mínima a la zona atirantada. La Figura 4 muestra dos imágenes muy ilustrativas de los efectos que tendría sobre la estética de los planos de tirantes el hecho de atirantar un tablero de anchura generalmente constante salvo en un tramo relativamente corto. Otros aspectos menores, como la intersección del tablero con el estribo y con los taludes de tierras adyacentes o la posición excéntrica de los anclajes de los cables en el tablero o el sistema de iluminación, también fueron estudiados con técnicas de infografía, lo que permite adelantar la percepción de problemas de tipo formal o geométrico y también explicar esos problemas al cliente.

3. CIMENTACIONES

Las cimentaciones han representado uno de los mayores caballos de batalla de este proyecto. El terreno consiste en una serie de depósitos aluviales blandos o muy blandos, de hasta 10 m de espesor, compuestos de fangos, limos, arcillas muy poco consistentes y turbas con intercalaciones de arenas y presencia de bolos. Por debajo se encuentran depósitos de origen glaciar de consistencia creciente con la profundidad y con presencia de bolos y bloques y estratos de areniscas, generalmente bastante fracturadas, y de filitas.

En un principio, durante la fase de concurso y sobre la base de los datos de sondeos disponibles, se pensó en soluciones a base de pilotes de hormigón in-situ o de pilotes metálicos hincados, solución ésta favorecida por la experiencia local. Sin embargo, una vez que se estudiaron los datos existentes con mayor detalle



Figura 4. Imágenes de los tirantes en su versión primitiva.
Figure 4. Images of the cable stays in their primitive version

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

widening as far as possible with respect to the pylon to reduce its influence on the cable stayed area. Figure 4 shows what are the consequences on the aesthetics of the cable planes of staying a deck which width is constant except in a relatively short length. Other minor aspects such as the intersection of the deck with the abutments and with the adjacent earth slopes, or the position of the deck cable anchorages (eccentric with respect to the edge beams) or the lighting system were sudied by means of computer images. This technique allows a first impression on shaping or geometric problems and represents a valuable tool to explain these problems to the Client.

3. FOUNDATONS

The foundations have been one of the most important problems which were encountered during the design and construction of the bridge. The ground consists of soft or very soft alluvial layers up to about 10 m depth including mud, silt, clay and peat with some sand inserts and boulders. Below that depth glacial layers are found with a stiffness which is increasing with depth; these layers consist of highly weathered siltstone, highly fractured sandstone and mudstone with boulders.

At the beginning, during the bidding phase and on the basis of the available data, the proposed solutions were in-situ cast concrete piles or steel driven piles (this solution was favoured by local experience). But once a more detailed analysis was made and more borings data were available, the steel driven piles had to be rejected not only because of the presence of boulders and stone blocks (they could affect the driving process) but, mainly, because underlying rock layers had very irregular levels of alteration and stiffness; in these conditions tip transmission would be very unsafe. In-situ cast concrete piles were also rejected because of the uncertainty about the depth were stiff and thick rock layers could be found to support the tip of such piles.

Because of all these reasons, it seemed more adequate to use a shaft resisting pile. The solution which was proposed for all the foundations except for abutment 1 (flat river bank) and piers 1 and 2, consists in the use of large diameter micropiles, designed to transmit the reaction through the shaft to the rock layers. These micropiles may equally work under tension although this capability was not necessary except for some construction phases of the pylon. Some of the piles are inclined to absorb horizontal reactions.

The piles have a diameter of 400 mm and two interior concentric reinforcement tubes with 340 and 178 mm diameters. These tubes, coming from the oil industry, are made from a material with high strength (800 MPa) and ductility (ultimate deformation of up to 17% and resilience values larger than 170 J/cm^2). All the interior and exterior spaces are filled with mortar. The piles are encased along their upper part by a steel tube to support the very soft upper layers during pile execution as well as to protect the pile against corrosion in the area which may be affected by tidal movements (the bridge is located at a distance of 16 km from the mouth of the river Suir). The casing increases and maintains the diameter of the pile across the softer layers thus increasing its buckling strength.

Previous experience on piles of such diameter and with comparable working loads was scarce. In this field, as in many others, the codes go behind the construction experience. There is an European standard, EN14199 [1], which was already published as a British standard at the time of construction and which could be applicable to this bridge. Nevertheless, this standard limits its field of application to micropiles with diameters smaller than 300 mm although it is the result of the construction experience at year 2001. American information is more extense and there even exist some Recommendations from the Federal Highways Administration [2]. Since one of the main points of discussion was the diameter of the piles, references on the load transmission through the shaft were searched and found in piles with larger diameters [3] where the keypoint in the mechanism of load transmission is the friction with the rock socket; a larger diameter may increase the value of the load being transmitted without changing the shear stress being transmitted to the rock. In this case, the use of larger diameters allows a significant increase of the working load of the micropiles although it is also very interesting to note that the corresponding increase in the buckling load is also necessary since the piles are very lightly constrained by the soft upper ground layers (the working load is proportional to the diameter while the buckling strength is proportional to the fourth power of the diameter).

The working load of the micropiles was estimated as 5 000 kN and their ultimate load was estimated to be larger than 12 500 kN. To validate the proposed micropile concept and as a specified requisite, three piles were tested in compression up to the assumed ultimate load. To reduce the testing load, the piles were built with a rock socket a little longer than half its designed length; consequently, the assumed ultimate load was reduced to a little more than half the assumed ultimate load of actual piles. This reduction in the testing load also reduces the reaction load (tension) to be applied on the adjacent piles, which are actual foundation piles. In the tip of the testing piles a cushion was installed to avoid any tip transmission of loads. The compression load was applied against a steel structure which was anchored against 4 final piles, which were loaded in tension with one fourth of the applied compression load; consequently these four piles were subjected to a load which was very similar to the usual working load of these piles. The maximum applied compression load was 8 300 kN (significantly larger than the design working load) and the behaviour of the pile was almost linear along the whole test. Strain gauges were installed at different depths along the tested piles; it could be shown that the behaviour of the piles was very similar to the assumed behaviour which consists in an almost null transmission along the upper soft layers and an almost linear load transmission along the rock socket.

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

y se realizaron nuevos sondeos, hubo que descartar los pilotes hincados no sólo por la presencia de bolos y bloques, que pudieran afectar a la hinca en función de su tamaño, sino, y muy fundamentalmente, por las condiciones del substrato rocoso, de alteración y rigidez variables, que desaconsejaban la transmisión por punta, a nivel de rechazo en la hinca. Tampoco resultaba aconsejable la solución de pilotes in-situ por la incierta profundidad a la que se encontraban las capas de roca más sana y de cierto espesor, sobre las que se podrían apoyar las puntas de estos pilotes.

Por ello parecía más adecuado recurrir a un tipo de pilote que resistiera principalmente por fuste. La solución propuesta para todas las cimentaciones, excepto para el estribo 1 (orilla plana) y pilas 1 y 2, consistió en la utilización de micropilotes de gran diámetro, pensados para trabajar por fuste a partir del techo de roca. Estos micropilotes podrían trabajar igualmente a tracción, aunque en este caso no era necesario salvo en alguna fase inicial de construcción de la torre. Algunos de los pilotes van inclinados para absorber las reacciones horizontales.

Los pilotes tienen un diámetro de 400 mm y dos armaduras interiores que son dos tubos concéntricos de 340 y de 178 mm de diámetro, respectivamente. Estos tubos, procedentes de la industria petrolera, eran de un material de gran resistencia (800 MPa) y ductilidad (alargamientos en rotura superiores al 17% y valores de la resiliencia superiores a 170 J/cm^2). Todos los espacios interiores y exteriores a los tubos se inyectan con mortero. El pilote va encamisado en su parte superior, correspondiente a los estratos más blandos, tanto para contener al suelo durante la ejecución del pilote, como para actuar de barrera contra la corrosión en la zona más sensible, por estar sujeta a las carreras de marea, ya que el puente se encuentra a unos 16 km de la desembocadura del río Suir. Asimismo, el encamisado perdido incrementa y asegura el diámetro del pilote a través del suelo blando, proporcionándole una mayor resistencia al pandeo.

La experiencia previa en pilotes de este diámetro y con cargas de trabajo semejantes era muy escasa. Éste es un campo, como muchos otros, en el que la normativa ha ido por detrás de la experiencia de construcción. La normativa europea referente a micropilotes se concreta en la norma EN14199 [1], que estaba ya publicada como norma británica y por lo tanto sería de aplicación a este proyecto. Sin embargo, esta norma limita su propio campo de aplicación a micropilotes de diámetro inferior a 300 mm, aunque se elaboró sobre la base de la experiencia recogida hasta el año 2001. La documentación americana es algo más abundante, hasta el punto de existir unas recomendaciones de la Administración Federal de Carreteras [2]. Dado que uno de los puntos más conflictivos resultó ser el del diámetro, se buscaron y se encontraron referencias sobre el estudio de la transmisión de cargas por fuste en pilotes de diámetros superiores [3], siendo el punto básico del mecanismo de transmisión de cargas el rozamiento con la roca en la que se empotra el micropilote; un mayor diámetro aumenta las cargas totales transmitidas sin variar la tensión tangencial transmitida a la roca. En este caso el recurso a mayores diámetros es debido, básicamente, a incrementar la carga de trabajo del micropilote, aunque también es interesante el aumento de su resistencia al pandeo, ya que el tramo superior de estos micropilotes está muy débilmente contenido (la carga de trabajo es proporcional al diámetro mientras que la resistencia al pandeo es proporcional a la cuarta potencia de este diámetro).

La carga de proyecto de los micropilotes se estimó en 5.000 kN y la de agotamiento en unos 12.500 kN. Como forma de validación del concepto de micropilote propuesto y por un requisito previo del pliego de condiciones, se llevaron a cabo tres ensayos in situ a compresión, hasta la supuesta carga de rotura, sobre tres pilotes de prueba, cuya longitud de empotramiento en roca era algo más de la mitad de la proyectada y que, por lo tanto, deberían tener una carga de agotamiento superior a la mitad de la proyectada. Esta limitación de la longitud de los micropilotes ensayados permite limitar el valor de la fuerza a aplicar, pero también reduce la influencia del ensayo sobre los pilotes circundantes, que son definitivos y se utilizan también en el ensayo. En la punta de estos micropilotes se instaló una almohadilla para anular la carga de transmisión por punta. La carga del ensayo de compresión se aplicó contra una estructura metálica que se equilibraba tirando de 4 pilotes definitivos, con una carga de tracción igual a la cuarta parte de la carga de ensayo, lo cual también representaba un ensayo fiable de los cuatro pilotes a una carga similar a la carga de trabajo de estos pilotes. La carga última del ensayo fue de 8.300 kN (netamente superior por lo tanto a la carga de proyecto) y el comportamiento del pilote fue prácticamente lineal durante todo el ensayo. En estos ensayos se dispusie-

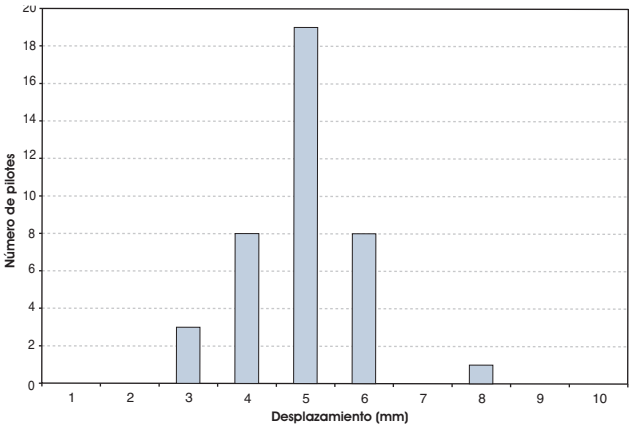

Figura 5. Distribución de desplazamientos en cabeza de pilotes para una carga de 2.000 kN
Figure 5. Distribution of pile head displacements for a load of 2 000 kN.

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

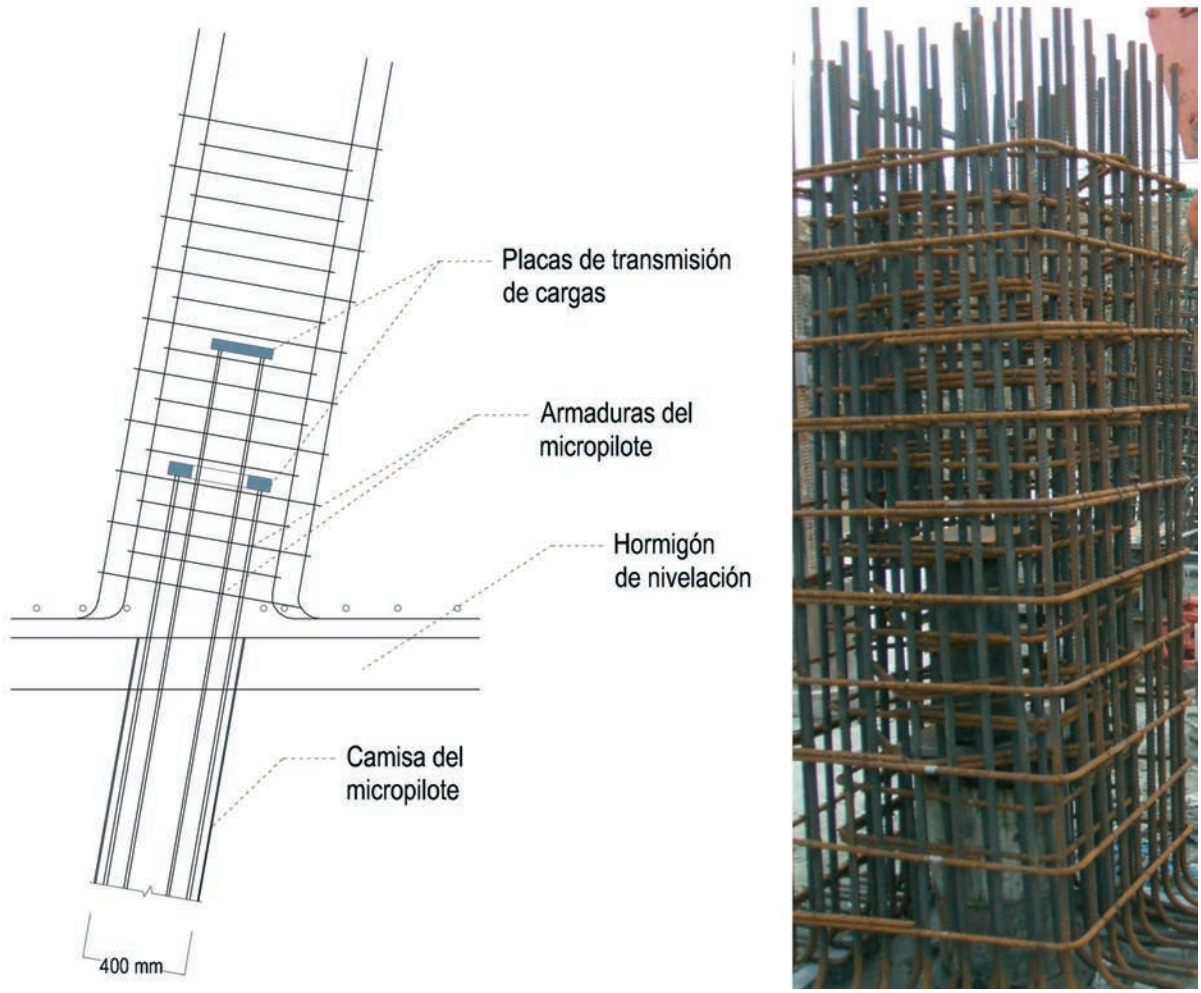

Figura 6. Armadura de refuerzo alrededor de las cabezas de los micropilotes
Figura 6. Reinforcing cage around the micropile head.

During one of these tests, one of the tension piles failed; this event was finally fortunate since it lead to the detection of a problem in the procedure of mortar injection. Once revised, all the micropiles were tested up to an intermediate load of 2 000 kN, as a way to validate the grouting in each one of them. The measured displacements corresponded, to a great extent, to the computed values, which were obtained after supposing that no load was transferred to the soft layers and a gradual transmission was taking place at the rock socket. As an example, figure 5 shows the histogram of displacement values at the pile head when the above mentioned 2 000 kN load was applied for all the piles of one of the pilecaps of the pylon. In this case, the computed displacement would be 5.3 mm; then the only pile giving a much larger value was rejected and it was substituted by another pile.

The load transmission between the pile and the pile cap represents an interesting problem since the load is important, the pile diameter is small (the mean stress which is applied on concrete would be 40 MPa without taking into account that most of the load is being transmitted by both internal tubes); moreover, the pile cannot be cut and its head is about 1 m above the base of the pile cap. Load transmission is organized in two stages by making the internal tube about half a meter longer than the external tube; it is perfomed through two concentric thick steel plates (40 and 50 mm thickness) which are welded respectively to the reinforcing tubes and a cage of reinforcing bars (Figure 6). This reinforcing cage consists of a confining reinforcement very similar to what is usually designed around prestressing anchorages (the problem is the same) and a set of bars which are parallel to the pile and bring the load to the base of the pile cap. Both finite element models and strut and tie models were used in the design of this reinforcement.

The specific circumstances of southern abutment (E1) led to the use of cast in place concrete piles with 1.50 m diameter and 45 m length: this abutment is integral with the deck and it has to resist very large horizontal reactions from the deck and from earth pressure (this abutment is 9 m high); besides, the constuction sequence made it necessary to execute the foundation before proceeding to earth filling and, consequently, the piles would be subjected to large transverse forces and to negative friction.

In piers 1 and 2, where the depth of the underlying rock was even larger, bored and cast in place concrete piles were adopted with a diameter of 0.95 m. As for abutment E1, it was necessary to perform new boreholes to adequately define the rock socket, according to the most pessimistic data in each case.

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

ron extensómetros a varias alturas, que permitieron comprobar que el comportamiento real de los micropilotes se ajustaba a lo proyectado, consistente en una transmisión de carga prácticamente nula a los estratos superiores blandos y una transmisión aproximadamente lineal a la roca de empotramiento de los micropilotes.

En el primero de estos ensayos uno de los micropilotes de tracción falló; esta circunstancia fue a la postre afortunada, ya que permitió detectar un problema en el procedimiento de inyección de los micropilotes. Una vez corregido el procedimiento de inyección, se ensayaron a tracción todos los micropilotes hasta una carga intermedia de 2.000 kN, como forma de validar la inyección de mortero en cada uno de ellos. Los desplazamientos medidos se correspondieron, muy aproximadamente, con los calculados sobre la hipótesis de una transmisión de carga nula a los estratos blandos superiores y una transmisión gradual al sustrato rocoso. Así, por ejemplo, la Figura 5 muestra el histograma de valores del desplazamiento en cabeza de pilotes al aplicar la mencionada carga de 2.000 kN para todos los pilotes de uno de los dos encepados de la torre. En este caso el valor teórico sería 5,3 mm, por lo que el único pilote que dio un valor notablemente superior se descartó, teniendo que ser sustituido por otro.

La transmisión de la carga entre el encepado y el micropilote representa un problema interesante, ya que la carga es importante, el diámetro del pilote es pequeño (la tensión media aplicada sobre el hormigón sería de 40 MPa y ello sin tener en cuenta que la mayor parte de la carga se transmite por los dos tubos interiores) y el pilote no se puede descabezar y sobresale alrededor de 1 m por encima de la cota inferior del encepado. La transmisión se realiza en dos etapas, haciendo que el tubo interior sea medio metro más largo que el exterior y se lleva a cabo mediante dos placas de acero de gran espesor (40 y 50 mm), soldadas respectivamente a los dos tubos de refuerzo y una jaula de armadura perimetral (Figura 6). La jaula de armadura consta de una armadura de zunchado, semejante a la que se coloca alrededor de los anclajes de pretensado (el problema es similar) y de unas armaduras paralelas al micropilote que permiten arrastrar la carga hasta la base del encepado. En el proyecto de este sistema de armaduras se utilizaron tanto modelos de elementos finitos como modelos de bielas y tirantes.

En el caso del estribo Sur hay algunas circunstancias diferentes que aconsejaron recurrir a pilotes de hormigón verticales de 1,50 m de diámetro y de 45 m de longitud: el estribo es integral con el puente y debe absorber reacciones horizontales muy importantes, tanto las procedentes del puente como las resultantes del empuje de las tierras (el estribo tiene una altura de 9 m) y, por otra parte, la secuencia de construcción obligaba a ejecutar la cimentación antes de proceder al relleno de tierras, por lo que los pilotes iban a verse sometidos a acciones importantes de flexión y rozamiento negativo.

En las pilas 1 y 2, donde la profundidad del sustrato rocoso era asimismo más acusada, se adoptaron también pilotes perforados y hormigonados in-situ, con diámetro de 0,95 m. Hubo, al igual que en el estribo 1, que realizar en obra sondeos específicos de reconocimiento en cada emplazamiento (dos en estribo, dos en pila 1 y tres en pila 2), para dimensionar adecuadamente el empotramiento en roca, de acuerdo con los datos pésimos obtenidos en cada caso.

4. TORRE Y PILAS

La torre es el elemento más destacado del puente, como ocurre en la mayor parte de los puentes atirantados. En su diseño hay varios aspectos que merecen ser resaltados. En primer lugar su esquema es el de una Y invertida (Figura 7), que tiene ventajas importantes, tanto en términos de rigidez como de economía, al agrupar todos los anclajes de los tirantes en el mástil vertical. Este esquema suele completarse con una riostra horizontal por debajo del tablero, que sirve tanto para soportar el tablero como para rigidizar las patas inclinadas como se ha hecho en puentes con torres similares tan significativos como el de Normandía o el de Sutong. En este caso, la luz moderada del puente y el hecho de que el tablero no se encuentre a gran altura, han hecho posible prescindir de este elemento, lo cual concede al conjunto una mayor transparencia. El tablero se apoya sobre la torre mediante dos ménsulas de hormigón que van pretensadas contra las patas mediante barras.

Sin embargo, sí que resulta necesario disponer una viga de atado entre las cimentaciones de las dos patas, para eliminar las reacciones horizontales de carga permanente sobre ambas cimentaciones. Esta viga de atado, que soporta fundamentalmente tracciones, va pretensada longitudinalmente (Figura 8) y se apoya en su centro sobre dos micropilotes, ya que su esbeltez no le permitiría resistir los esfuerzos de peso propio que se generarían en caso de producirse algún asiento por deformación de los estratos superiores del terreno, cosa bastante probable. El pretensado se proyectó de forma que la sección completa de la viga de atado se mantenga siempre en compresión.

Dada la prevención existente en el mundo anglosajón contra el pretensado interior, se dispuso un pretensado no adherente con vainas de polietileno e inyección de cera. Los cables de pretensado se aislaron eléctricamente de las placas de anclaje y se dejó prevista la posibilidad de sustitución de cualquier cordón durante una inspección posterior, en caso de que se llegara a detectar algún movimiento en los encepados de la torre. Además se dejaron instaladas cuatro vainas adicionales (vacías y selladas), para tener la posibili-

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

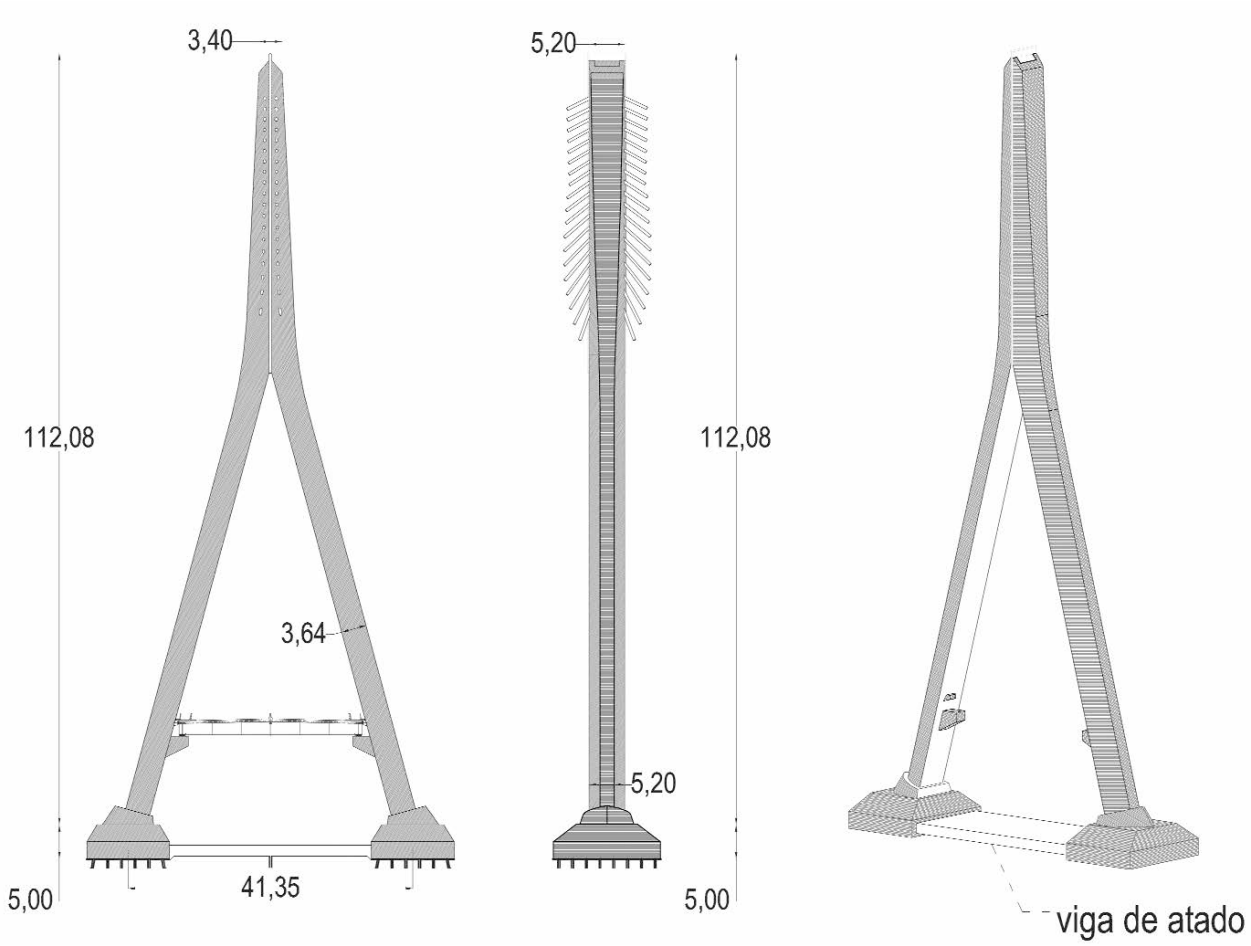

Figura 7. Alzados de la torre
Figure 7. Elevations of the pylon

4. PYLON AND PIERS

The pylon is the most outstanding element of the bridge, as it happens on most cable stayed bridges. Several aspects of its design have to be emphasized. Firstly, its general shape is similar to an inverted Y (Figure 7), which has some important advantages in terms of stiffness as well as for economy, since all the cable anchorages are grouped in the vertical mast. This scheme is usually completed with a horizontal cross beam under the deck; this beam is useful to support the deck as well as to increase the stiffness of the inclined legs as it has been done for other significant bridges with similar pylons such as the Normandy or the Sutong bridges. In this case, because of the moderate span length of the bridge and the reduced height of the deck, it has been possible to avoid this cross beam to get a more transparent pylon. The deck is supported on two concrete corbels which are prestressed by means of bars against the inclined pylon legs.

Nevertheless it is still necessary to connect both legs foundations by means of a tie beam to reduce the horizontal reactions on these foundations. This tie beam, which is basically supporting tension forces, is longitudinally prestressed (Figure 8) and it is being supported at midspan on two micropiles since it is so slender that it could not resist the dead weight bending moments which would be generated if the underlying soft ground would settle in the future, as it may likely happen. Prestressing was designed so as to keep the whole cross section of the tie beam fully compressed in any case.

Because of the caution existing in British engieering community against interior prestressing, prestressing was designed as non adherent with wax filled polyethilene sheaths. The cables were electrically isolated from the anchorage plates and the possibility was left for the substitution of any strand in the future if, during an inspection, some movement of the foundations is detected. In addition, four more sheaths were installed (empty and sealed) to let the possibility of adding four more prestressing cables to the tie beam. The inspection of the tie beam is performed by means of 16 vibrating wire extensometers whose data are recorded in a continuous manner. If the foreseen values were surpassed at any time, an alarm would be generated to inform the bridge operator who would ask for correcting steps.

The design of the pylon legs cross section combines its efficiency against wind forces (force reduction and large bending stiffness) with aesthetical aspects, since it has been made as slender as possible. The connection between the legs and the vertical mast is performed by means of a circular transition which has been designed as short as

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

dad de añadir cuatro cables más al pretensado de la viga de atado. La auscultación del comportamiento de la viga de atado se lleva a cabo mediante 16 extensómetros de cuerda vibrante, cuyos datos se recogen de forma continua. Si se sobrepasaran los valores de deformación previstos, se generaría una señal de aviso al gestor del puente, para que se emprendieran las medidas oportunas.

La sección transversal de las patas de la torre se ha proyectado de forma que se combine su eficacia contra las acciones del viento (reducción de las acciones y rigidez a flexión), con los aspectos estéticos, tratando de hacerla lo más esbelta posible. Consiste en la intersección de dos cilindros circulares y dos planos. La unión de las patas y su prolongación en el mástil se lleva a cabo mediante una transición circular que se ha hecho tan corta como ha sido posible, para facilitar la construcción sin perjudicar a la estética (en las trepas correspondientes a esta transición, resultaba necesario bajar los encofrados para ajustarlos, cosa que no era necesaria en el mástil). El mástil es de sección variable, ya que se va reduciendo su anchura en el sentido transversal al eje del puente conforme aumenta la altura. Las dimensiones más características son la altura total, 112 m sobre el encepado, y la anchura de las patas en la dirección del puente, 5,2 m (Figura 9). Por el hueco de una de las patas y del mástil se llevan sendos ascensores para facilitar las labores de inspección y mantenimiento. El tramo de patas situado por debajo del tablero se proyectó inicialmente hueco, pero acabó macizándose por varias razones: mayor rigidez y resistencia frente al posible choque de barcos, mayor robustez en la sección de apoyo del tablero y menores problemas de inspección y mantenimiento.



Figura 8. Anclajes del pretensado de la viga de atado
Figure 8. Anchorages for the tie beam prestressing

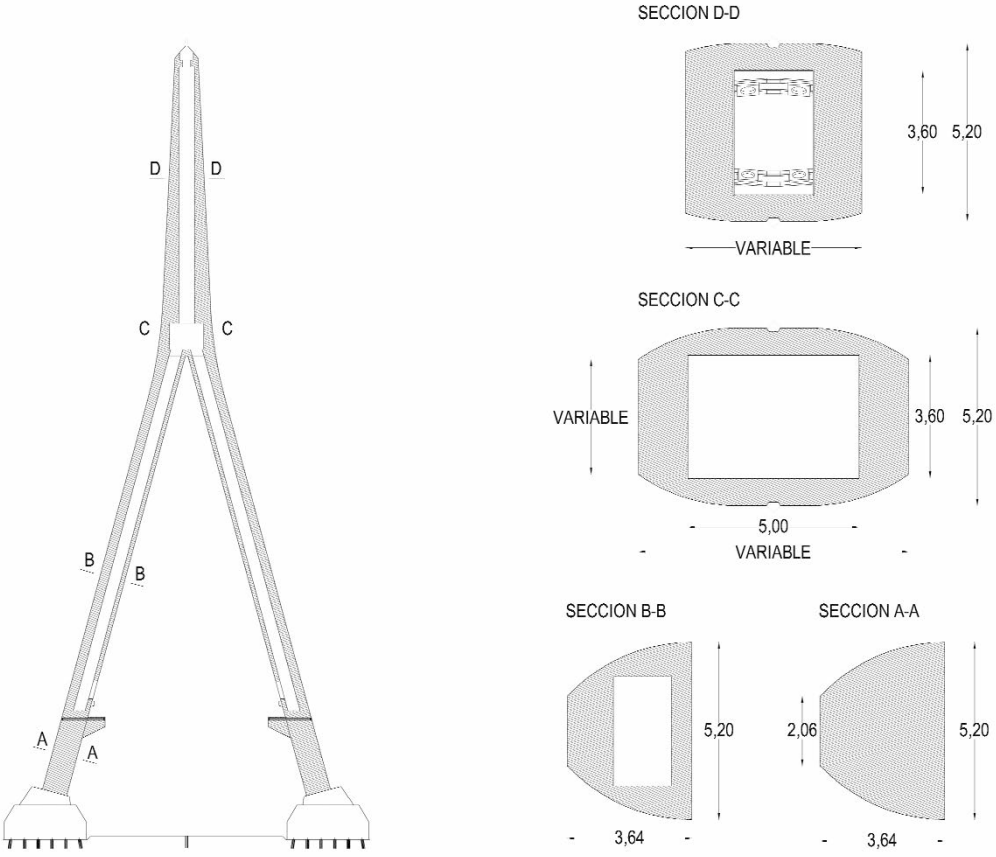

Figura 9. Secciones de la torre.
Figure 9. Cross sections of the pylon

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

possible to make construction easier without damaging aesthetics (in the trips corresponding to this transition it was necessary to ground the forms for adjustments and this operation was not necessary anymore for the mast, which shows a linear transition). The mast has a variable cross section, since its transverse width is reduced as height increases. The most characteristic dimensions are the total height, 112 m above the pile cap, and the width in the longitudinal direction, 5.2 m (Figure 9). Two lifts have been istalled, one in one leg and the other in the mast, to make the inspection and maintenance tasks easier. The segment of the legs under the deck was initially designed as a voided section but it was finally designed as solid to increase the strength and stiffness of the legs against a possible ship impact, to increase the robustness of the section which supports the deck and to reduce the inspection and maintenance problems in this area.

The connection of the cable anchorages to the pylon mast is made through a steel closed box with transverse beams, which are the elements that transmit the cable forces to the walls of the box which are parallel to bridge axis (Figure 10). The steel box is connected to the concrete mast by means of shear studs. This closed box is built in separate segments and it is also working as the inside form of the mast. Using this system, which is already quite usual for cable stayed bridges, avoids the need for transverse prestressing to transmit the cable forces from the main span to the back spans and vicecersa. In addition, the prefabricated boxes make the installation of cable anchorages and tubes much easier since most of these tasks may be performed in the workshop. Before transporting the segments to the site, a trial assembly is performed at the workshop to check the dimensions and the position and alignment of the anchorages. These segments are equipped with centering and fastening devices to make their installation on site easier.

The steel boxes incorporate the tubes for the cables; these tubes have actually not a structural function, they are only a form for concrete. At their end, they are welded to an elliptical plate in such a way that the whole assembly stays in the inside of the pylon form. In this way, it is not necessary to make any holes in the form and the casting operations become simpler. Once the pylon has been finished, the tubes are extended by other tubes which are connected to the pylon through another elliptical plate which is bolted to its pylon twin plate (Figure 12). The length of the external tubes is the necessary to contain the cable centering device. The external tubes are equipped with radial stiffeners to reduce fatigue problems caused by wind forces on the cables. The concrete corbels to support the deck were also cast after the corresponding leg segment to avoid any complex modification on the pylon forms; for so doing, the necessary starter bars were left in the pylon and the connection was performed by means of bar connectors.

The pylon was erected by means of a climbing formwork with 4 m high trips. Besides the external surface is curved, as the curved profile stays constant, it was only necessary



Figura 10. Cajón de anclaje de tirantes en torre
Figure 10. Anchorage box for the pylon



Figura 11. Montaje en blanco de cajones en taller
Figure 11. Trial assembly of the boxes at workshop

to dismantle the formwork in the transition zone between the legs and the mast. Because of the legs inclination, it was necessary to install two temporary horizontal struts to limit bending in the legs (Figure 13). One of the struts was located at mid height and the other at the intersection between both legs. Both struts were equipped with jacks to

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

La inserción de los anclajes en el mástil de la torre se lleva a cabo mediante una estructura metálica que es un cajón rectangular con vigas transversales interiores, que son los elementos que transmiten la carga de los tirantes a las chapas paralelas al eje del puente (Figura 10). El cajón metálico se conecta al hormigón del mástil mediante pernos conectadores. Esta estructura se construye por tramos y sirve además como encofrado interior del hueco del mástil. La utilización de este sistema, que ya es bastante habitual en puentes atirantados, evita recurrir al pretensado para transmitir las cargas de los tirantes del vano delantero a los de los vanos traseros y, sobre todo, facilita enormemente las labores de posicionamiento de anclajes y tubos de los tirantes, al poder realizarse la mayor parte de estas operaciones en taller. Antes de proceder al traslado de los segmentos a la obra, se procede a un montaje en blanco en el taller (Figura 11), en donde se comprueban todas las dimensiones del cajón y la correcta posición y alineación de los anclajes de tirantes. Estos segmentos llevan dispositivos de centrado y sujeción que facilitan su colocación en obra.

Los cajones llevan incorporado el tubo por el que se introduce el tirante, que no tiene misión estructural, sino sólo de encofrado. Estos tubos se rematan mediante una chapa elíptica, de tal forma que el conjunto quede en el interior del encofrado de la torre. De esta manera no es necesario perforar el encofrado y las operaciones de hormigonado de la torre se facilitan notablemente. Una vez construida la torre, los tubos se prolongan mediante otros tubos también rematados con una chapa elíptica gemela de la anterior, que se atornilla a ésta (Figura 12). La longitud de los tubos exteriores es la necesaria para contener el centrador del tirante. Estos tubos llevan unos rigidizadores radiales para reducir los problemas de fatiga producidos por las acciones de viento sobre los tirantes. Con el mismo fin de no alterar los encofrados, las ménsulas de apoyo del tablero se



Figura 12. Tubos de tirantes en el exterior de la torre
Figure 12. Cable tubes outside the pylon

ejecutaron después que el tramo de pata correspondiente, dejando las esperas adecuadas.

La construcción de la torre se realizó mediante encofrado trepador en trepas de 4 m. Aunque la superficie exterior es curva, dado que el perfil curvo de la sección transversal se mantiene constante, sólo resultó necesario desmontar los encofrados en la zona de transición de patas a mástil, de directriz también curva, como se ha indicado anteriormente. La inclinación de las patas obligó a apuntalar una contra la otra mediante dos puntales horizontales, para limitar las flexiones en dichas patas (Figura 13). Uno de los puntales se situó a media altura y el otro en la intersección entre las patas.



Figura 13. Distintas fases de construcción de la torre
Figure 13. Different stages in the construction of the pylon

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

allow the fine adjustment of the deformed shape of the pylon and bending moments laws to the optimal distributions which were defined in the design. Once both legs were finally connected, casting of the mast was straightforward and it was not necessary to use any other auxiliary staying system. A tower crane was installed and it was stayed against the pylon.

The piers (three pairs named P1, P2 and P3, as in Figure 1, and located under the edge girders) have been designed with an octogonal cross section of variable dimensions (Figure 14) to get maximum slenderness since the horizontal reactions are very small and to enhance the aesthetic role of the pylon above all the other supporting elements of the bridge. This has led to a very careful design of the pier head reinforcement; a steel plate connected to concrete through stud connectors has been installed under the bearing to absorb the transverse tension forces generated by the applied vertical reaction and to support the jacks to be used whenever the bearing will have to be substituted (Figure 15). Piers P3 were the most critical since they have to transmit vertical reactions of up to 20 400 kN for SLS and the resulting concrete stress under the bearing may be very large. The bearings are elastomeric for piers P1 and P2 they are unguided pots for piers P3.

5. DECK

Although the bidding specifications allowed any type of deck, the consideration of the span length, the costs, the construction circumstances and the maintenance requirements naturally led to a steel-concrete composite solution. This alternative is a good compromise which makes the deck lighter and, consequently, reduces the cost of the cable stays and, finally, simplifies construction by allowing a higher degree of prefabrication. Since the deck is stayed along its edges, the deck structure is a steel grillage with two edge girders separated 25.60 m along most of the bridge and 31.60 m in the wider part, and cross beams at 5 m distance in the main span and at 4.75 m in the back spans. This difference is due to the fact that the main span (230 m) is longer than the sum of all the back spans (200 m). Because of this difference in the cross beams separation, the two sets of cables (main and back spans) have an appearance of symmetry and the bridge is more balanced from an aesthetical point of view. The depth of the edge girders is 1.60 m and the depth of the cross beams is variable (1.90 m maximum depth) because of the cross fall (Figure 16).

The steel structure was entirely fabricated in the workshop, in segments of no more than 20 m length for the edge girders. Cross beams were fabricated complete. All the steel structures which have been fabricated in the workshop are welded while almost all the connections which are executed on site are bolted, with HSFG bolts (Figure 17). Only some of the connections above piers P3 (at the end of main span) were welded on site because the corresponding bolted connections would be too large and they would interfere with other elements of the bridge. On site welding created many difficulties because of the very strict conditions which have to be met; welding took place over the embankment close to abutment E2 (Figure 18) and

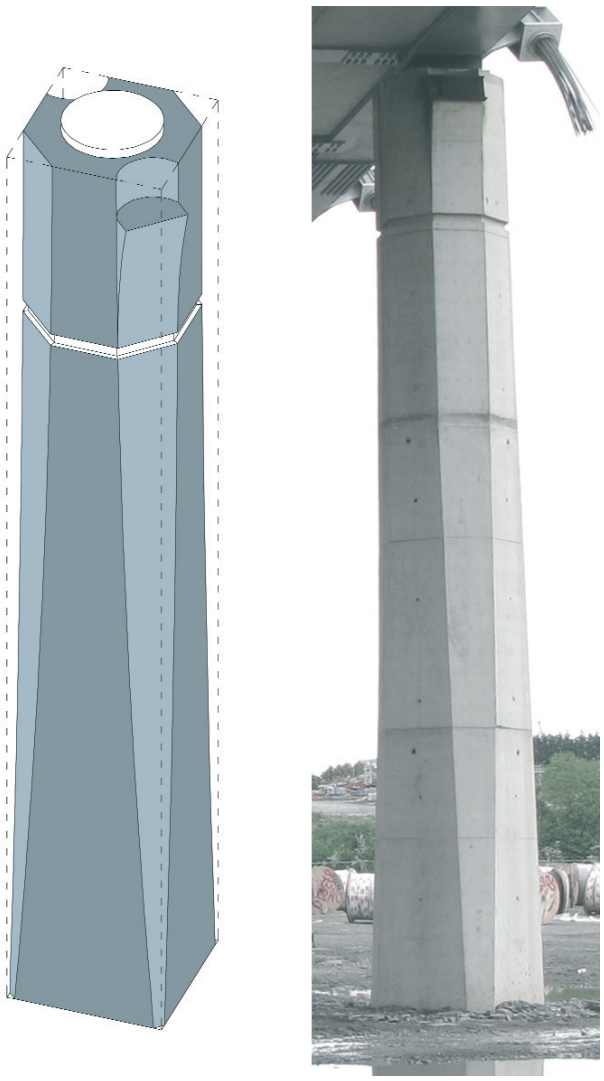

Figura 14. Perspectiva y foto de una pila
Figure 14. Perspective view and photo of one pier



Figura 15. Armado de la cabeza de una pila
Figure 15. Reinforcement of one pier

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

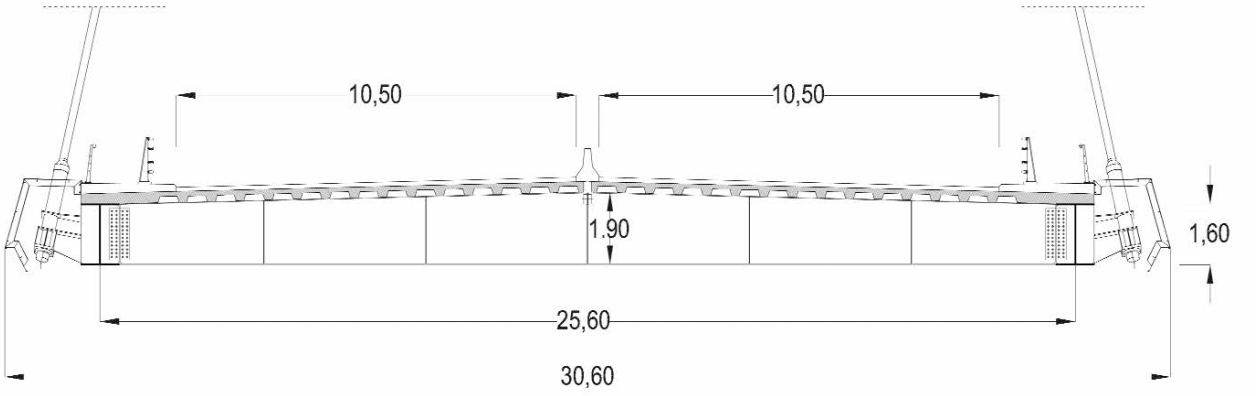

Figura 16. Sección transversal del tablero
Figure 16. Deck cross section

Ambos puntales iban equipados con gatos que permitían ajustar la deformada y la ley de esfuerzos a los óptimos definidos en proyecto. Una vez que se produjo la unión de las patas, la construcción del mástil vertical se realizó sin recurrir a ningún sistema de sujeción adicional. Se dispuso una grúa torre que se arriostró contra la propia torre del puente.

Las pilas (tres parejas denominadas P1 a P3 en la Figura 1 y situadas bajo las vigas de borde) se han proyectado con una sección octogonal variable (Figura 14) y de forma que tengan la máxima esbeltez, dado que las reacciones horizontales son muy reducidas y que se pretende realzar, desde el punto de vista formal, el papel de la torre por encima de los demás elementos de sustentación del puente. Ello ha exigido un diseño muy cuidado del armado de la cabeza de estas pilas hasta el punto de resultar necesario recurrir a una chapa de acero, conectada al hormigón, para absorber las tracciones transversales generadas bajo el apoyo y las acciones directas de los gatos, necesarios en caso de una eventual sustitución de apoyos (Figura 15). Las pilas P3 eran las más críticas, ya que deben transmitir reacciones de hasta 20.400 kN en ELS, por lo que la tensión bajo los aparatos de apoyo llega a ser muy importante. Los aparatos de apoyo sobre pilas son elastoméricos para las pilas P1 y P2 y de tipo pot no guiados para las pilas P3.

5. TABLERO

Aunque las bases del concurso permitían cualquier tipo de tablero, la consideración de la luz del puente, los costes y circunstancias de la construcción y las exigencias de mantenimiento, llevaron de forma natural hacia la solución mixta acero-hormigón. Esta solución supone un buen compromiso que aligera el tablero y, consecuentemente, disminuye el coste de los tirantes y que, además, simplifica la construcción al admitir un grado de prefabricación mayor. Dado que el puente está atirantado en los bordes del tablero, la estructura de éste consiste en un emparrillado formado por dos vigas de borde, con una separación entre ejes de 25,60 m en la mayor parte del puente, y 31,60 m en la zona más ancha, y vigas transversales situadas a 5 m de distancia en el vano principal y a 4,75 m en los vanos traseros. La razón de esta diferencia estriba, únicamente, en la diferencia de longitudes totales entre el vano principal (230 m) y la suma de vanos traseros (200 m). Gracias a esta diferencia de separaciones, los dos haces de cables, el trasero y el delantero, tienen una apariencia de simetría que le confiere un mayor equilibrio formal al puente. El canto de las vigas longitudinales de borde es de 1,60 m y el de las vigas transversales es variable con un valor máximo de 1,90 m, a causa del bombeo (Figura 16).

Esta estructura metálica se construyó íntegramente en taller, en tramos no mayores de 20 m para las vigas longitudinales. Las vigas transversales se construyeron completas. Todas las estructuras montadas en taller van soldadas, mientras que casi todas las uniones realizadas en obra son atornilladas, mediante tornillos de alta resistencia (Figura 17). Sólo algu-



Figura 17. Unión atornillada en viga de borde longitudinal
Figure 17. Bolted connection in an edge girder

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

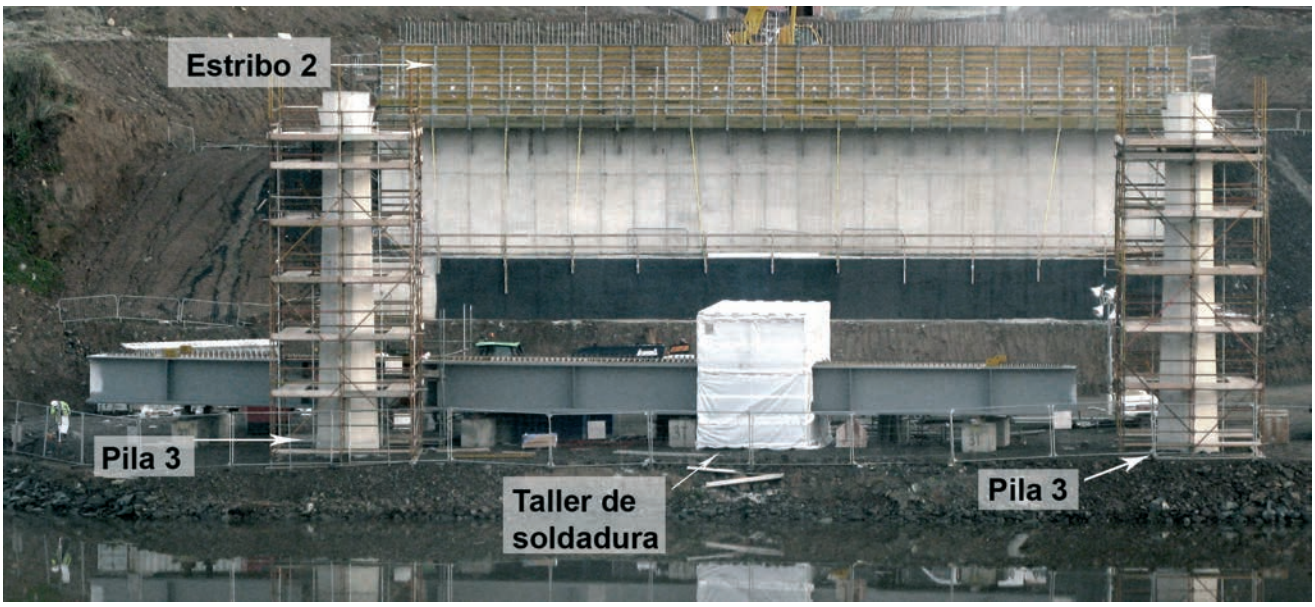

Figura 18. Soldadura en obra de tramos de vigas longitudinales
Figure 18. On site edge girder segments welding

afterwards the welded segment had to me moved to its final position as it will be explained later.

Steel grade was S355 over most of the deck. In the areas with the highest stress concentrations (close to the pylon and over the piers where the largest hogging bending moments may be found) steel S460 was used instead. Plate thicknesses are large and plates had to doubled to avoid increasing too much the thickness of the plates. The maximum plate thickness installed was 140 mm, obtained by superposing an 80 mm plate and a 60 mm plate.

The most complicated problem to be solved on the deck has been the connection to the cable anchorages. For a steel or composite deck with edge girders, the simplest solution would consist in locating the anchorages above the deck and connecting them to an extension of the web of each girder. But in this case, two preliminary conditions, which were set by the Administration, made this alternative impossible: the anchorages had to be hidden for aesthetical reasons and the minimum clearance between the cables and the traffic envelope had to be 1.25 m (Figure 19). This traffic envelope is defined from the position of the traffic barriers. Although the need to hide the anchorages may be questionable since it is a matter of aesthetics, the clearance condition is very reasonable to keep the cables far enough from traffic thus avoiding the impact of a vehicle against the cables.

To anchor the cables on an extension of the edge girder web it would have been necessary to increase the width of the bridge along its whole length. Then it was decided to anchor the cables on steel structures cantilevering from the edge girders and to hide these structures and the anchorages with the fascia beam. Each of these structures supporting a cable anchorage consist of an anchorage plate which transmits the cable force to a structural tube and then to a plate which is welded to one of the generatrices

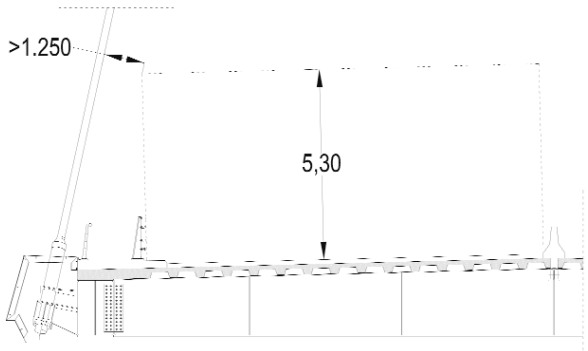

Figura 19. Condición de separación de tirantes respecto al tráfico
Figure 19. Clearance condition for the cables with respect to traffic

of the tube and to the edge girder web and flanges (Figure 20). This plate is stiffened by two transverse plates which are also welded to the tube to transmit transverse loads (essentially coming from wind) to the deck. The fabrication of these anchoring structures required a very precise surveying work (they define the exit angle of the cables from the deck) and an exhaustive control of welds; finite element models like the one which is shown on Figure 21 had to be used for the design. This figure shows the path of force transmission from the anchorage plate through the tube and the longitudinal plate up to the edge girder as the areas with lighter colours.

Above piers P3 a great concentration of forces and moments is generated (hogging bending moments) and in this area the deck has an extended width; both reasons have made it necessary to double the number of longitudinal girders to keep the plate thicknesses at reasonable values (Figure 22). This solution has also permitted a reduction of the distance between both piers P3, which are located between both longitudinal girders, thus reducing transverse bending in the deck; this reduction is interest-

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

nas uniones de vigas longitudinales sobre la pila 3 (la que cierra el vano principal) se soldaron en obra, debido a que el tamaño de las uniones atornilladas las haría prácticamente irrealizables por su interferencia con otros elementos del puente. Esto supuso una importante complicación, ya que las exigentes condiciones de soldadura en obra obligaron a montar un taller provisional en el terraplén cercano al estribo 2 (Figura 18) y posteriormente hubo que trasladar el tramo soldado a su posición definitiva, como se explicará más adelante.

El acero utilizado es S355 en la mayor parte del tablero. En los puntos de mayor concentración de esfuerzos (a la altura del pilono y sobre las pilas, donde se producen fuertes picos de momentos flectores negativos) se utilizó acero S460 para las vigas longitudinales. Los espesores de chapa que se manejan son importantes, hasta el punto de tener que utilizar doble chapa para las alas de las vigas longitudinales en algunos puntos. El espesor máximo alcanzado es de 140 mm, conseguido con una chapa de 80 y otra de 60 mm.

El punto más complejo de la estructura metálica del tablero ha resultado ser la materialización del anclaje de los cables. En efecto, en una solución de tablero con vigas de borde longitudinales y anclajes en estos bordes, la solución más sencilla suele consistir en sacar los anclajes por encima del tablero y conectarlos a una prolongación del alma de las vigas longitudinales. Pero en este caso había dos condiciones previas, impuestas por la Administración, que hacían inviable esta solución: los anclajes debían quedar ocultos por razones estéticas y los cables debían mantenerse a una distancia mínima de 1,25 m respecto al prisma definido por el gálibo horizontal y vertical de las dos calzadas (Figura 19). Hay que destacar que este prisma no se define a partir del borde de la calzada, sino a partir de las defensas. Aunque la exigencia de tapar los anclajes es opinable, la de alejar los tirantes es muy razonable, para mantener los cables suficientemente lejos del tráfico y evitar así el impacto de un vehículo contra dichos cables.

Para anclar los cables contra una prolongación de las almas de las vigas longitudinales hubiera sido necesario aumentar inútilmente la anchura del puente en toda su longitud. Por ello se optó por la solución de anclar los cables contra unas estructuras metálicas que vuelan por fuera de las vigas longitudinales de borde y tapar dichos anclajes con la imposta. La



Figura 20. Anclaje de un tirante en el tablero
Figure 20. Deck anchorage of a cable

estructura de soporte del anclaje consiste en un tubo estructural que recibe la carga de la placa de anclaje y la transmite al tablero mediante una chapa soldada a una de las generatrices del tubo y al alma y alas de la viga longitudinal de borde (Figura 20). Esta chapa se rigidiza con dos placas transversales que se sueldan también al tubo para transmitir al tablero las cargas transversales (fundamentalmente de viento) impuestas por el cable. La fabricación de estos anclajes exigió un trabajo muy fino de replanteo (esta estructura define el ángulo de salida del tirante) y control de soldaduras y en el proyecto hubo que recurrir a modelos de elementos finitos como el que se muestra en la Figura 21. En esta figura se puede

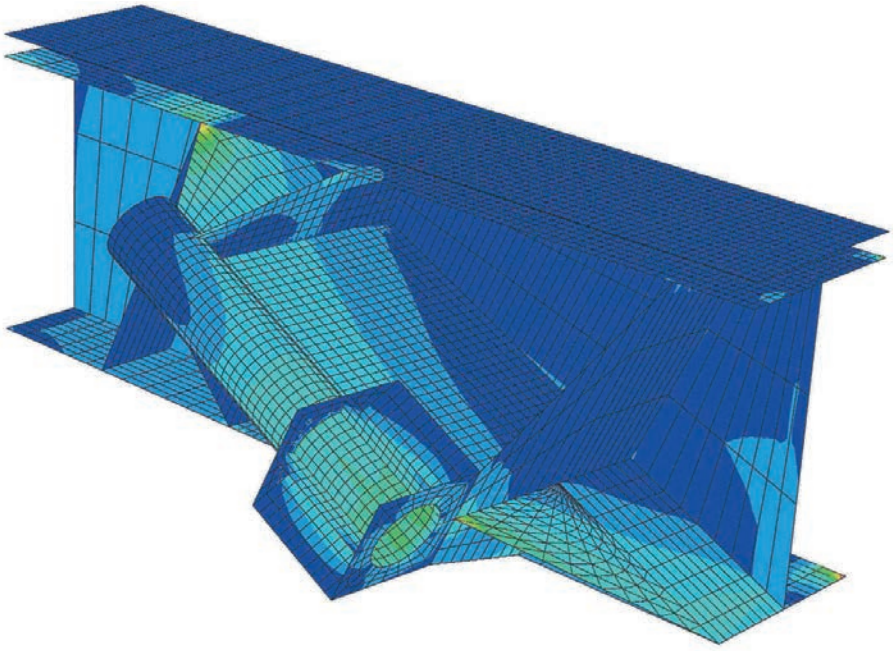

Figura 21. Distribución de tensiones de von Mises en anclaje de tirante al tablero
Figure 21. von Mises stress distribution in a deck anchorage

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

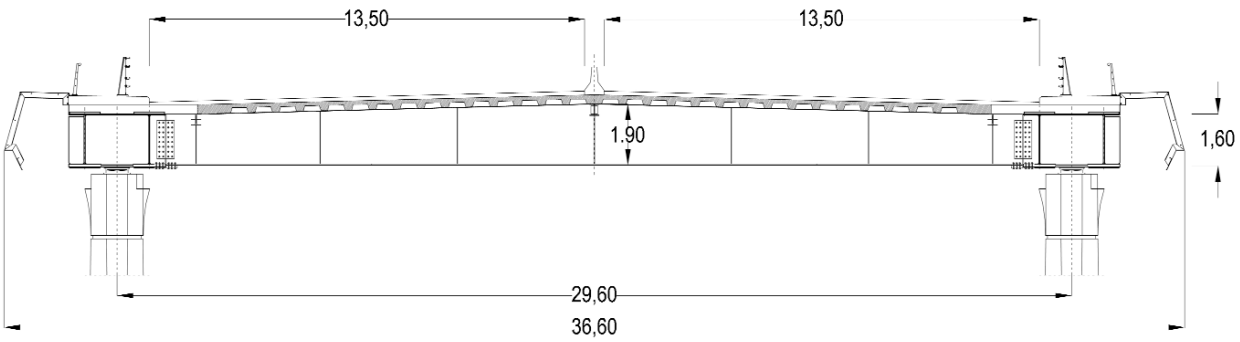

Figura 22. Sección transversal del tablero sobre las pilas P3
Figure 22. Deck cross section over piers P3.

ing since the depth to width ratio of the deck in transverse direction is 1/15.

The concrete deck is conditioned by several factors. The most obvious one is its weight, which has an inmediate consequence on the stays. Another one is the value of local loads. These loads are especially large in British Standards: for a distance between the cross beams of 5 m, the loads to be considered would be a uniform pressure of 32.7 kN/m² and a knife edge load of 34.3 kN/m or, alternatively, a truck with 4 axles of 450 kN per axle (the load of each axle is distributed among 4 wheels located at 1 m distance from each other and the distance between the first two axles is 1.80 m). Then, in a rectangle 3.50 m wide (one lane) and 5 m long (distance between cross beams), the Spanish standard (IAP 97) would apply 670 kN by combining the distributed load and the heavy vehicle and the British Standard would apply 692 kN by combining the distributed load and the knife edge load or 900 kN for the heavy vehicle. In the case of the Eurocode and the new Spanish Standard (IAP 11), the load to be applied in a rectangle 3 m wide (a notional lane) and 5 m long would be 735 kN. In addition British Standards require that under such loads crack widths have to be limited to 0.25 mm in the top surface of the deck and to 0.15 mm in the bottom surface; then the cracking limits are applied to the characteristic value of the load instead of the frequent or the quasi-permanent values as it happens for the european practice. Finally construction aspects have to be considered in relation to the costs and to the construction periods since a precast deck and a cast in place deck have very different consequences in terms of the organization of the tasks on site, the quantities, the costs and the execution times.

The consideration of all these factors led to choosing a solution based on a precast ribbed reinforced concrete slab with a total depth of 0.28 m and a mean equivalent thickness of 0.20 m. The width of the bridge is covered with two 12.20 m wide slabs while the area above the edge girders is solid and it is cast in place (Figure 23). Precast slabs are supported on cross beams, one of the edge girders and a longitudinal beam which is located along the bridge axis and whose sole function consists in supporting the weight of the slabs before casting the joints.

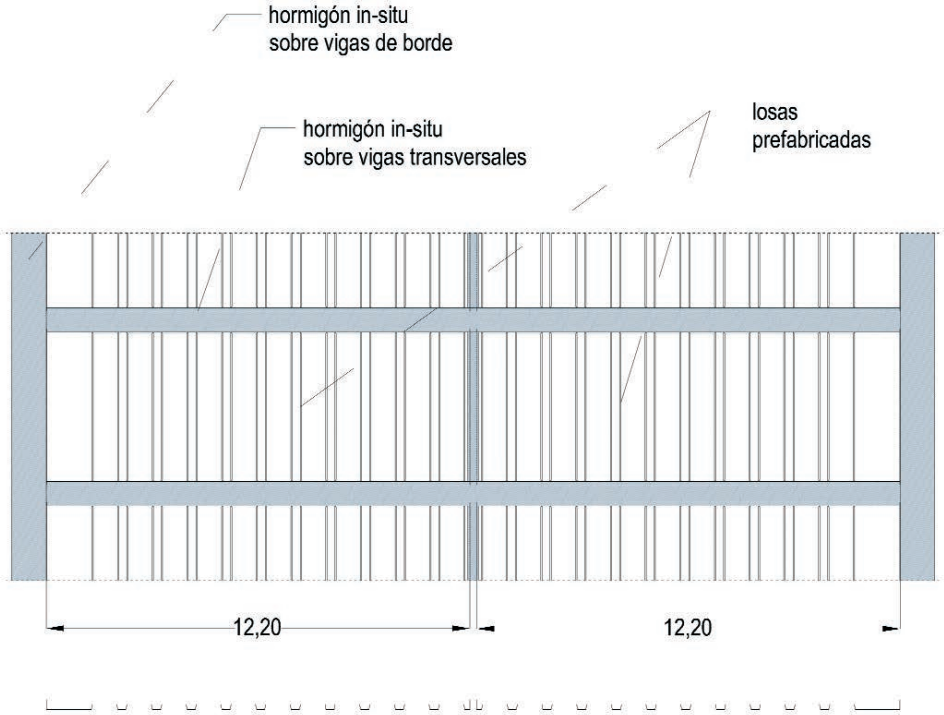

Figura 23. Losas prefabricadas (planta y sección)
Figure 23. Precast slabs (plan view and cross section)

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

apreciar el camino de transmisión de fuerzas desde la placa de anclaje, a través del tubo estructural y la chapa longitudinal, hasta la viga de borde, tal como se refleja en las zonas de colores claros.

La gran concentración de esfuerzos que se produce sobre la pila P3 (momentos flectores negativos), junto con el aumento de anchura del tablero, han hecho que a esa altura se desdoblen las vigas de borde longitudinales, como forma de mantener los espesores de chapa en valores razonables (Figura 22). Este dispositivo también permite reducir la distancia entre las dos pilas P3, que se colocan entre las dos vigas de borde longitudinales, reduciendo por lo tanto la flexión transversal del tablero, lo cual es interesante teniendo en cuenta que la esbeltez del tablero en dirección transversal alcanza un valor de 1/15.

El tablero de hormigón está condicionado por varios factores. El más obvio es el peso, que tiene una repercusión inmediata en la sección de los tirantes. Por otra parte, las cargas que definen los esfuerzos locales son especialmente importantes en la normativa británica: para una distancia entre vigas transversales de 5 m, habría que considerar una sobrecarga uniforme de 32,7 kN/m^2 combinada con una sobrecarga concentrada de tipo cuchillo de 34,3 kN/m o, de forma alternativa, un camión de 4 ejes de 450 kN por eje (la carga de cada eje se reparte entre 4 ruedas separadas 1 m entre sí y la distancia entre los dos primeros ejes es de 1,80 m). Por lo tanto, en un espacio de 3,50 m de anchura (un carril) por 5,00 m de longitud (distancia entre vigas transversales), la norma española (IAP97) colocaría, combinando sobrecarga uniforme y vehículo pesado, un total de 670 kN y la norma británica colocaría 692 kN en la hipótesis de sobrecarga uniforme más sobrecarga tipo cuchillo o 900 kN en la hipótesis del vehículo pesado. En el caso del Eurocódigo y de la nueva norma española (IAP11) la carga aplicada en un área de 3,00 m de anchura (anchura de un carril virtual) por 5,00 m, correspondiente a un vehículo pesado y a la sobrecarga uniforme, sería de 735 kN. Además la norma británica exige que con estas cargas la anchura de fisura no supere 0,25 mm en la cara superior y 0,15 mm en la cara inferior del tablero de hormigón, es decir, que aplica los límites de anchura de fisura a la carga característica y no a la frecuente o a la casi permanente, como ocurre en la normativa europea. Finalmente hay que considerar los aspectos constructivos en relación con los costes y, sobre todo, con los plazos de construcción, ya que una solución de tablero prefabricado o una de tablero in-situ, tienen consecuencias muy diferentes en cuanto a la organización de la obra, mediciones, costes y plazos de ejecución.

Todos estos factores nos llevaron a elegir una solución de losa de hormigón armado nervada y prefabricada de 0,28 m de canto con un espesor medio de hormigón del orden de 0,20 m. La anchura del puente se cubre con 2 losas de 12,20 m cada una, mientras que la parte de losa situada encima de las vigas de borde es maciza y se hormigona in-situ (Figura 23). Las losas prefabricadas se apoyan en las vigas transversales, en una viga de borde y en una viga longitudinal situada en el eje del puente, que no tiene más función que soportar el peso de las losas antes de hormigonar las juntas.

Existían múltiples ejemplos de puentes, algunos de ellos recientes [4-7], que utilizaban esta solución. En el caso de un puente atirantado, la resistencia de la losa de hormigón se ve favorecida por las compresiones que recibe de la flexión general del tablero y de la componente horizontal de la tensión de los cables. Ambas circunstancias desaparecen en las cercanías de la pila P3, ya que es una zona no atirantada y en ella predominan los momentos flectores negativos. Por ello se modificó en esta zona la solución de losa nervada prefabricada, multiplicando la anchura de los nervios por un factor de 2,5.

El detalle más controvertido de esta solución ha resultado ser el de las juntas transversales, que se hormigonan in-situ sobre las vigas transversales. En estas juntas es necesario dar continuidad a las armaduras longitudinales (especialmente a las superiores por la presencia de momentos negativos) y para ello se pensó en una solución muy clásica, consistente en terminar las armaduras de las dos losas enfrentadas mediante patillas en lazo que se solapen entre sí (aunque en una longitud inferior a la necesaria para asegurar la transmisión de cargas de unas a otras), creando así un núcleo comprimido en la junta que asegura esta transmisión de esfuerzos (Figura 24). Éste es un problema que se ha planteado anteriormente en otros puentes de tablero mixto como pueden ser, entre otros, el puente de Ting-Kau en Hong-Kong o el puente sobre el río Cooper en Charleston y se ha resuelto de forma similar.

Dado que esta solución no podía ser comprobada con las cláusulas de la norma británica, ni en servicio ni en rotura, y aunque existen referencias de trabajos de investigación sobre este tipo de juntas [8-10], resultó necesario ensayar dos de estas juntas para validar el diseño. El ensayo se llevó a cabo sobre dos probetas que se sometieron a un estado de flexión en tres puntos (Figura 25), representativo del estado tensional en las juntas transversales del tablero. De estos ensayos se pudieron deducir conclusiones interesantes, tanto para los estados límite últimos como de servicio. En rotura, se comprobó que la capacidad de carga de esta junta no es inferior a la de una sección de hormigón equivalente con armaduras continuas, con lo que se demostró que el anclaje y el solape de las barras en forma de lazo era suficiente. El valor límite de la carga medido en los ensayos (Figura 26, en la que se han destacado los puntos de fisuración y de plastificación de las armaduras) coincidió prácti-

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

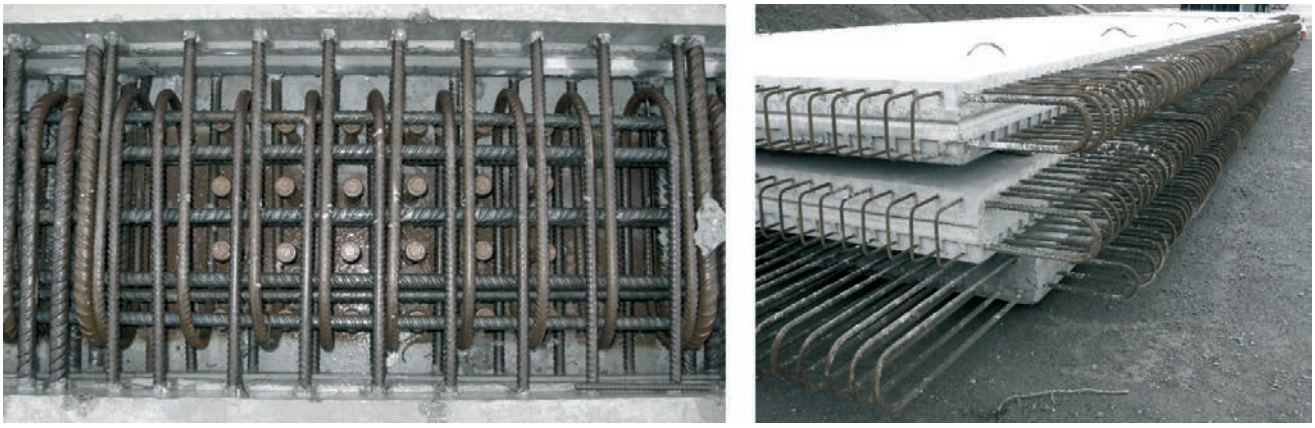

Figura 24. Junta transversal en el tablero y lazos de armadura de conexión
Figure 24. Transverse joint in the deck and connecting rebar loops

There are many examples of bridges, some of them recent [4-7], using this solution. In the case of a cable stayed bridge, the strength of the concrete slab is increased by the compression forces which are carried by the slab and are generated by the general bending of the deck and by the horizontal component of the cable forces. Both circumstances disappear in the neighbourhood of piers P3, since this area is not supported by cables and the hogging bending moments are governing. Because of these reasons, the ribbed slab was modified in this area by increasing the width of the ribs by a factor of 2.5.

The most controversial detail of this solution may be found in the transverse stitches. In these joints it is necessary to provide continuity for the longitudinal rebars (especially for the top layer because of hogging moments over the cross beams). The classical solution consists in providing loop bars, in both slabs being connected, which overlap (although over a length which is less than the minimum to secure the full transmission of forces from one bar to the other); the opposite loops create a central compressed nucleous in the joint where both bars are safely anchored (Figure 24). This is a problem which has appeared in other bridges with a composite deck, such as the Ting-Kau bridge in Hong-Kong or the river Cooper bridge in Charleston, and it has been solved in a similar way.

Since this solution could not be checked by following the clauses of British Standards, neither in service nor in ultimate state, and, although there is some research work available about such kind of joints [8-10], it became necessary to test two of these joints to validate the design. The tests were carried out on two specimens of the slab which were subjected to a three point bending state of stress (Figure 25), which was considered representative of the actual state of stress in the joints. Interesting conclusions could be derived from these tests, for service as well as for ultimate states. At rupture, it was verified that the capacity of the joint is not less than that of a concrete slab with the same amount of reinforcement; then it was shown that the anchorage and overlapping of the loop bars was sufficient. The limit value of the load which was measured in the tests (Figure 26, where the initiation of cracking and rebar yielding have been marked) was almost coincident with the value which could be obtained by applying the



Figura 25. Ensayo de flexión en tres puntos de una junta de tablero
Figure 25. Three point bending test of a deck slab joint

usual methods for checking reinforced concrete sections in bending. In service, it was shown that the most delicate sections are the interphases between the precast slabs and the cast in place stitches; this is due to the fact that this is the cross section with the lesser reinforcement and that the adherence is smaller in the interphase (as it may be seen on Figure 27, which corresponds to the ultimate load). The crack width values which were measured at the service load level were smaller than the allowable limit which is 0.25 mm according to British Standards.

The number of expansion joints of the bridge has been reduced to the minimum to comply with the requirements relative to the maintenance costs. Then the design includes one single expansion joint over abutment E2 (the one corresponding to the steepest bank) while abutment E1 has been made integral with the bridge. Nevertheless, as the cable forces tend to define a centre for axial deformation which is located close to the pylon, the deck was left free to move in the longitudinal direction over abutment E1 during the construction of the bridge; in these phases the deck was secured temporarily against the pylon by means of four steel corbels (one on each side of the pylon and on each side of the deck, Figure 28). At the end of the process of cable stressing, the last phase of abutment E1 was cast, thus establishing

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

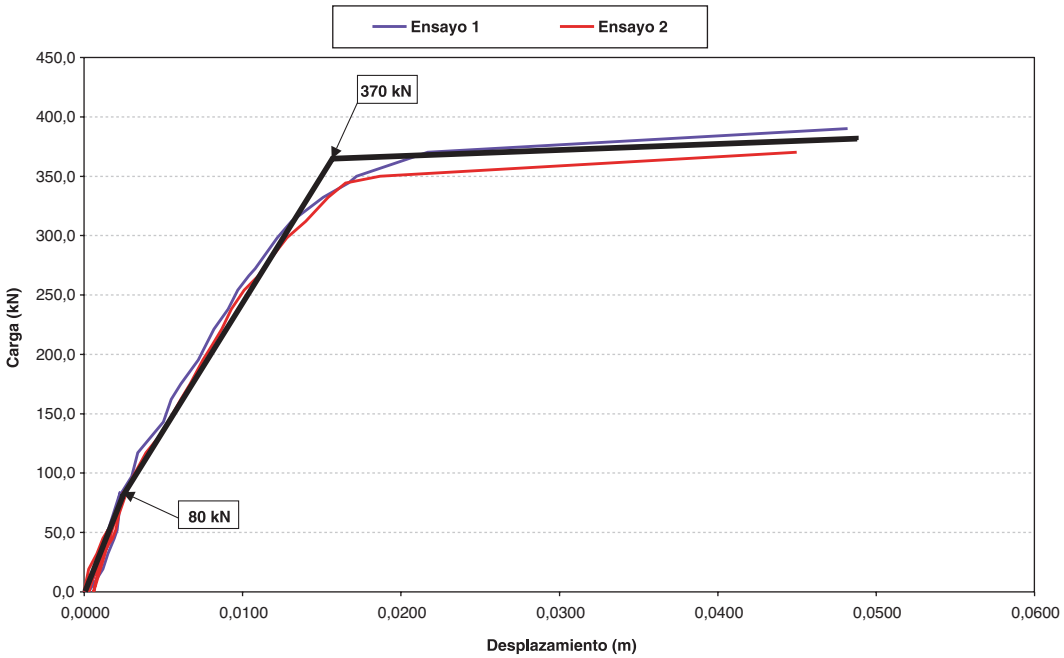

Figura 26. Curvas carga-desplazamiento obtenidas en los ensayos de juntas de losas prefabicadas
Figure 26. Load-displacement diagrams obtained in the tests of the precast slabs joints

camente con el previsto por aplicación de los métodos habituales de comprobación de secciones sometidas a flexión. En servicio, se pudo comprobar que las secciones delicadas son las de interfase entre las losas prefabricadas y el hormigón in-situ, ya que en ellas se concentra toda la deformación de tracción correspondiente a la losa in-situ, por ser la sección menos armada y por tratarse de una junta entre dos hormigones (como se puede ver en la Figura 27, correspondiente en este caso al agotamiento de la probeta). Aún así, los valores de anchura de fisura medidos para un estado de esfuerzos equivalente al estado límite de servicio, son inferiores al valor límite admitido por la norma británica, que es de 0,25 mm.

Las exigencias en cuanto a los costes de mantenimiento del puente nos han llevado a disminuir lo más posible el número de juntas de dilatación. Por ello se ha dispuesto una única junta de dilatación sobre el estribo 2 (el que corresponde a la orilla más escarpada), mientras que el estribo 1 es integral con el puente. Sin embargo, dado que las acciones de los tirantes tienden a definir un centro de la deformación axial cercano a la torre, el tablero se dejó con libertad de movimiento longitudinal sobre el estribo 1 durante toda la construcción del puente, sujetándolo de forma provisional contra la torre mediante cuatro topes (uno a cada lado de la torre y a cada lado del tablero, Figura 28). Al final del proceso de tesado de los tirantes se hormigonó la última fase del estribo 1 solidarizando tablero y estribo a partir de ese momento y se liberó la restricción al movimiento longitudinal del tablero a la altura de la torre.

Los tirantes están formados por cordones galvanizados y recubiertos por una funda de polietileno relle-



Figura 27. Junta entre losas prefabricadas después del ensayo.
Figure 27. Joint between precast slabs after the test.

na con cera. Estos cordones están a su vez protegidos por una segunda vaina de polietileno que engloba a todos los cordones de un mismo tirante sin ningún relleno adicional interior. Esta segunda vaina lleva una doble hélice exterior (Figura 29) para luchar contra los fenómenos de vibraciones producidos por el efecto combinado de viento y lluvia (la probabilidad de que se produzcan de forma simultánea es muy alta en este caso). Además, los tubos antivandálicos (Figura 30) funcionan como una biela conectada en su extremo superior al tirante mediante un espaciador y en la parte inferior, que actúa de rótula, se apoya sobre unos "silent blocks" elastoméricos de tal forma que el giro del tubo antivandálico se traduce en una deformación tangencial de los "silent blocks" que, al ser de un neopreno de alto amortiguamiento, amortiguan la vibración. No se han instalado amortiguadores adicionales en los tirantes a la espera de comprobar si son realmente necesarios. Para ello se han instrumentado 6 tirantes con acelerómetros tridimensionales, registrándose los valores de las tres

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

continuity between the abutment and the deck, and the constraints against the longitudinal movement of the deck at the pylon were removed subsequently.

The cables are made out of galvanized strands which are individually protected by a coextruded polyethilene sheath filled with wax. All the strands of a cable are protected altogether by a second polyethilene tube with no inside filling. This tube has an external double helix (Figure 29) to protect the cable against rain-wind vibration (the probability of the simultaneous action of both is very high in this case). In addition, the anti-vandalism tubes (Figure 30) are designed as a pin-jointed rod which is connected at is upper end to the cable and at its lower end it is supported by high damping elastomeric silent blocks; a rotation of the cable produces a tangential deformation of the silent blocks with some energy dissipation to increase the damping of the cables. No additional dampers have been installed in the cables although 6 of them have been monitored with three-dimensional accelerometers; the acceleration values have been recorded at 20 ms intervals and it has been shown that the vibrations which have been measured during the first fifteen months of service life of the bridge are acceptable.

The number of strands per cable has been kept relatively low because of the lightness of the deck: this number ranges from 26 to 55. The anchorages are fixed at the deck and adjustable at the pylon. Cable stressing was performed strand by strand in three loading steps, beginning from a number of strands (between 2 and 6) which were stressed first to work as guiding cables. Force control was made by means of two jacks fed with the same hydraulic pressure to make sure that all the strands are subjected to the same pressure.

The fascia beam is a very relevant element of the deck. The design conditions were that it had to hide totally the anchorages while leaving access to them for inspection and maintenance. The designed solution consists in a very light steel hull cantilevering from the concrete slab. It allows free access from below without any obstacle. The supporting structure is based on a series of ribs located at variable distances, around 2.30 m, which are anchored against the concrete slab by means of stainless steel bolts; the hull is made out of steel plates with elliptical holes for the cables (Figure 31).

The aerodynamic behaviour of the bridge has been studied in a wind tunnel. The aerodynamic coefficients were measured in several conditions for flow (laminar and turbulent), traffic (with and without traffic) and section configuration (with and without barriers), to cover all possibilities of later analysis of wind effects. From these results it is interesting to note that the drag coefficient was only a bit smaller than the value which is recommended in the codes (around 1.3 with respect to depth) and the same happened with the lift coefficient since its maximum value was 0.73 while Eurocode recommends 0.9. The overturning moment was equivalent to applying the lift force with an excentricity of 1/10 of the deck width while the codes generally recommend 1/4.

The effects of vortex shedding were also carefully studied by looking at comfort of traffic during service life or for the workers during construction; possible fatigue degradation



Figura 28. Tope de bloqueo del tablero en la torre
Figure 28. Corbel to block the deck movement at the pylon



Figura 29. Vaina exterior de los tirantes
Figure 29. External sheath of the cables

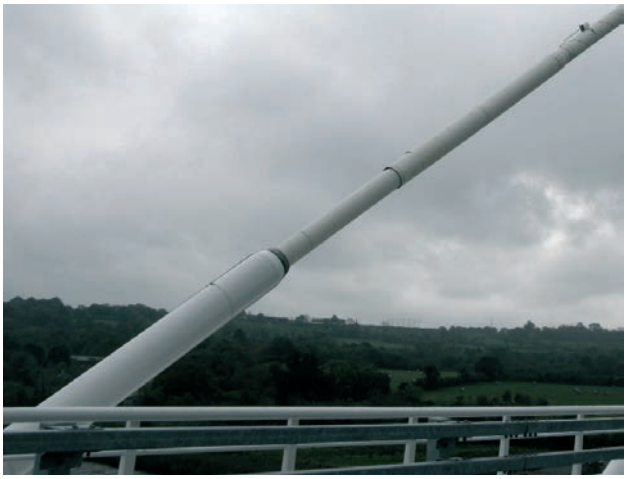

Figura 30. Tubo antivandálico y acelerómetro colocado en un tirante
Figure 30. Anti-vandalism tube and accelerometer installed on a cable

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

aceleraciones a intervalos de 20 ms y se ha comprobado que durante los primeros quince meses de vida del puente no se han producido vibraciones que supongan un riesgo para la durabilidad de los tirantes. El número de cordones por tirante se ha mantenido relativamente bajo gracias a la ligereza del tablero mixto: este número está comprendido entre 26 y 55. Los anclajes del tablero son pasivos y los de la torre son regulables. El tesado de los tirantes se llevó a cabo torón a torón, en tres escalones de carga, a partir de un número de cordones, variable entre 2 y 6, que actúan de cables guía. El control de la fuerza se realizó mediante dos gatos en los que se igualaba la presión hidráulica, lo que permite asegurar que todos los cordones estén sometidos a la misma fuerza.

Un elemento relevante del tablero es la imposta sobre la cual se imponían una serie de condiciones. La más importante es que debía tapar totalmente los anclajes, pero permitir al mismo tiempo su inspección y mantenimiento. La solución adoptada es un carenado metálico soportado en ménsula desde la losa del tablero. Esta solución permite el acceso por debajo sin ningún impedimento. La estructura portante está formada por costillas colocadas a intervalos variables, alrededor de 2,30 m, y ancladas en la losa mediante pernos de acero inoxidable; el cierre se consigue mediante una chapa metálica a la que se le practican unas perforaciones elípticas para dejar paso a los tirantes (Figura 31).

El comportamiento aerodinámico del puente se ha estudiado mediante ensayos en túnel de viento. Los coeficientes aerodinámicos se evaluaron en diversas condiciones de flujo (laminar o turbulento), de tráfico (con y sin tráfico) y de configuración de la sección (con y sin barreras y barandillas), para cubrir todas las posibilidades de análisis posterior de los efectos de viento. De estos resultados cabe destacar que el valor del coeficiente de fuerza (o de arrastre) fue sólo ligeramente inferior al que marcan las normas (alrededor de 1,3 respecto al canto) y lo mismo ocurrió con el coeficiente de sustentación, cuyo valor máximo fue de 0,73 frente al valor de 0,9 que define el Eurocódigo. En cuanto al momento de vuelco, su valor fue el equivalente a aplicar la fuerza de sustentación con una excentricidad de 1/10 de la anchura del tablero, frente al valor de 1/4 que marcan las normas.

Los efectos causados por el desprendimiento de vórtices fueron estudiados con detalle, tanto en lo relativo a la comodidad del tráfico en servicio o de los trabajadores durante la construcción, como en lo referente a la posibilidad de una degradación por fatiga de la estructura. Las aceleraciones obtenidas fueron muy reducidas en servicio (del orden de 1 mm/s^2) y bastante mayores durante la construcción (32 mm/s^2), aunque se consideraron aceptables por producirse solamente a velocidades de viento muy elevadas, para las que habría que parar la obra. Los posibles efectos de fatiga en servicio resultaron despreciables, ya que se encontró que las tensiones provocadas por el desprendimiento de torbellinos eran equivalentes a las resultantes de aplicar el 1% de la sobrecarga uniforme sobre el tablero. Los efectos de fatiga durante la construcción son muy superiores, al igual que para las aceleraciones, pero el correspondiente número de ciclos resultó ser muy bajo, por lo que tampoco en este caso eran de temer resultados adversos.

También se estudió la posibilidad de flameo, determinándose la velocidad crítica en diversas circunstancias, resultando siempre este valor superior al valor admisible definido en la normativa británica de aplicación a este puente. En el estudio de los efectos de las ráfagas, en la situación de servicio, se evaluó su efecto en un incremento de un 27% de la carga vertical estática de viento, que no tiene consecuencias sobre el dimensionamiento del puente, mientras que durante la construcción se llegó a la conclusión de que los efectos más desfavorables se producirían en dirección transversal, aunque eran controlables.

Pero de todos los estudios de viento que se llevaron a cabo, los más interesantes fueron los relativos a la estabilidad del tráfico sobre la calzada, aspecto éste que preocupaba mucho a la Administración. Se obtuvieron perfiles de velocidades de viento en los distintos carriles del puente, se midieron momentos de vuelco sobre modelos de vehículos altos y ligeros, como autobuses, colocados sobre la calzada y se llegó a la conclusión de que las condiciones de seguridad del tráfico eran mejores que en el caso del terraplén más alto de la autovía. Éste es un aspecto del que la comunidad ingenieril no es totalmente consciente: los terraplenes de gran altura pueden generar unas condiciones de viento muy perjudiciales para la seguridad del tráfico en una carretera, peores, en algunos casos, que los que se pueden producir en un puente. También se analizó con especial cuidado el problema de la estabilidad del tráfico al pasar por debajo de la torre, ya que la forma aerodinámica de su sección podría generar una concentración de flujo muy marcada y por ello una concentración brusca de acciones transversales sobre los vehículos que circulen por el puente. Para combatir este fenómeno se diseñó una barandilla de altura y densidad variables alrededor de la torre (Figura 32), en la línea de lo que ya se había hecho hace años en el puente del Severn [11]. La Figura 33 muestra la variación de la acción del viento transversal a lo largo del tablero en tres carriles diferentes y la compara con la que se produciría en el terraplén de mayor altura de la autovía.

La iluminación arquitectónica se ha resuelto sobre la base de hacer visible el puente, pero sin un derroche de energía que llegara a producir una contaminación lumínica o el deslumbramiento de los usuarios. Por

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



Figura 31. Imposta metálica.
Figure 31. Steel fascia beam.

was also analyzed. The acceleration values during service life were very small (around 1 mm/s²) and much larger during construction (32 mm/s²) although they were considered acceptable because they would only occur under high wind velocities and work on site should stop in these conditions. Possible fatigue effects were considered negligible since it was found that stress variations due to vortex shedding would be equivalent to apply 1% of the uniform load on the deck. The possible fatigue effects during construction were found to be much more important, as for the accelerations, but the corresponding number of cycles was very small and no adverse effects were to be expected.

Flutter was also studied and the critical wind velocity was determined in several circumstances. The resulting value was always larger than the admissible value which is defined in the British Standard which had to be applied on this bridge. Buffeting effects in service were evaluated as an increment of 27% in the static vertical wind load, which has no consequences in the design of the bridge; during construction the most unfavourable effects would happen in transverse direction but they were limited.

Among all the wind studies which were performed, the most interesting ones are those related to the traffic stability on the carriageway, which was a very important topic for the Administration. Wind velocity profiles were obtained for all the traffic lanes, overturning moments were measured on models of high and light vehicles, such as buses, and the conclusion was that the safety conditions for traffic were better than for the highest embankment of the motorway. This is an aspect which is still not well understood by the engineering community: high embankments may generate wind conditions which are very dangerous for traffic safety, even worse than the conditions on a bridge. Traffic stability under the pylon was also studied since the aerodynamic shape of the pylon legs may generate a very acute flow concentration and, consequently, a peak in transverse forces on vehicles using the bridge. To fight against this possibility the pedestrian guardrails were designed with a variable height and density in the neighbourhood of the pylon (Figure 32), in the same way as it was done years ago for the Severn bridge [11]. Figure 33 shows the variation of transverse forces along the bridge in three different lanes compared to the force variation in the highest embankment of the motorway.

Architectural lighting has been designed on the basis of making the bridge visible during the night but without an energy waste which might produce light contamination or dazzling in the users. Because of that, the cable stays do not have a specific lighting and only the internal faces of the pylon legs are illuminated, from the deck edges upwards and from under the deck downwards. The mast lighting consists of two lines of leds which are placed in the vertical direction in both faces normal to the bridge axis (Figure 34). Lighting is completed with the carriage-



Figura 32. Barandilla alrededor de la torre (modelo y prototipo)
Figure 32. Pedestrian guardrail in the neighbourhood of the pylon (model and prototype)

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

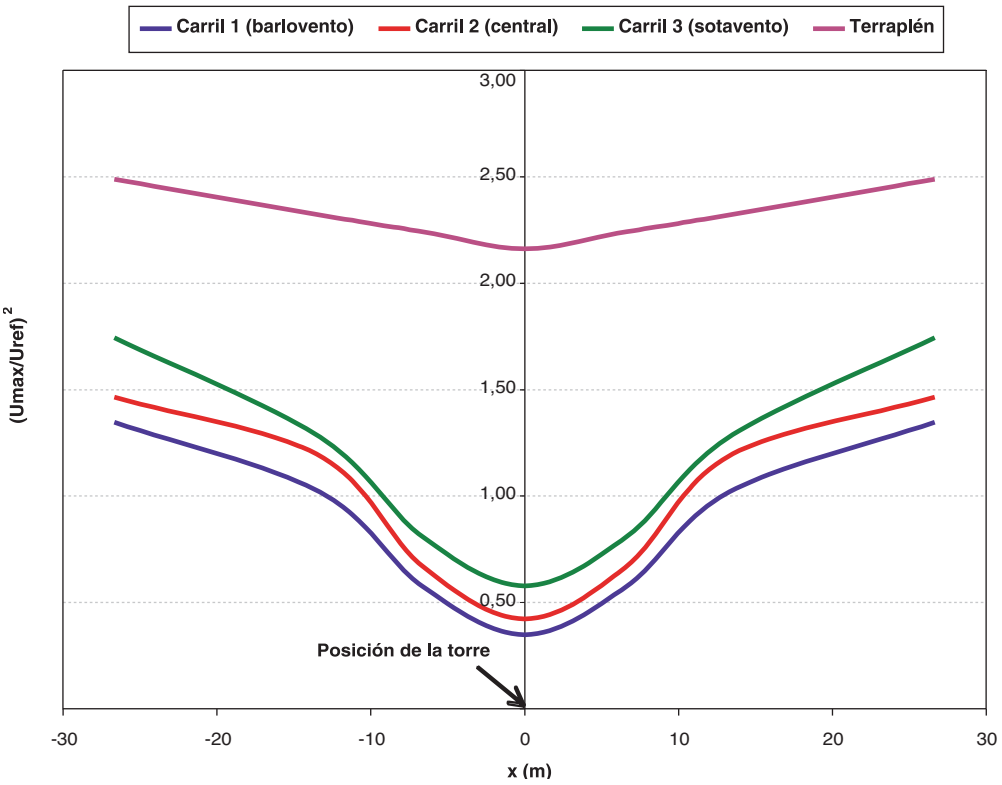

Figura 33. Variación de la acción del viento a lo largo del tablero al paso por la torre
Figure 33. Variation of wind action along the deck in the neighbourhood of the pylon

ello, los tirantes no están dotados de una iluminación específica y sólo se dispone una iluminación directa sobre las caras internas de las patas de la torre, desde los bordes del tablero hacia arriba y desde el intradós del tablero hacia abajo. La iluminación del mástil se remata con dos tiras de diodos ("leds") que se colocan en dirección vertical, a lo largo del eje del mástil y en las dos caras normales al eje del puente (Figura 34). La iluminación se completa con una iluminación de la calzada a base de báculos inclinados y con balizas en tablero y en cabeza de torre, para guiar al tráfico fluvial en el primer caso y al tráfico aéreo en el segundo.

La inspección y mantenimiento del tablero exige tener la posibilidad de acceder al intradós del tablero para estudiar el estado de la losa de hormigón, el de la estructura metálica y el de los anclajes de los cables. Dado que la presencia de los tirantes en el borde del tablero dificultaría mucho el acceso mediante un vehículo con una cesta y un brazo articulado (esto sólo sería posible en los vanos traseros y llevando el vehículo por debajo del tablero, como se hizo durante la construcción), resulta necesario disponer de un carro de mantenimiento que cuelgue del propio tablero y que se pueda desplazar a todo lo largo de éste. Además, como debe permitir el acceso a los anclajes de los tirantes y debe sortear la presencia de pilas y torre en su camino, es necesario que sea extensible en dirección transversal al eje del puente. Este carro se proyectó como una viga triangulada, colgada del tablero mediante unos perfiles en I que están sujetos a todas las vigas transversales, y que puede rodar a lo largo del tablero (Figura 35). Esta viga triangulada contiene a otras dos, simétricas y móviles, que son las que se pueden desplegar para tener acceso a las vigas de borde del tablero y a los anclajes de los tirantes. Este carro ha tenido que pasar por unos estrictos controles de seguridad y se maneja a través de unos circuitos de cierta complejidad para evitar accidentes, que, desafortunadamente, se han producido en el pasado en este tipo de estructuras.

6. CONSTRUCCIÓN DEL TABLERO

Dado que la mayor parte de los aspectos de construcción de la subestructura han quedado ya explicados, sólo queda insistir sobre los puntos más destacados del montaje del tablero. La estructura metálica se construyó en Chepstow (País de Gales) y se transportó primero por barco y luego por carretera hasta la obra. Las vigas de borde (incluyendo los anclajes de tirantes) venían en tramos de alrededor de 10 m y las vigas transversales venían completas. Los vanos traseros se montaron sobre las pilas definitivas, sobre la torre y sobre una serie de pilas provisionales, de tal manera que la distancia entre apoyos no superara los 40 m (Figura 36). El montaje de losas prefabricadas y el hormigonado de juntas se fue realizando con un cierto desfase y en un orden tal que la deformación de la estructura a causa del peso de la losa de hormigón fuera mínima.

En este punto hay que destacar el hecho de que el tablero se maciza a la altura de las pilas P1 y P2, relle-

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

way illumination and it consists of inclined poles. The bridge is also equipped with navigation lighting for ship traffic (in the deck) and for aerial traffic (at top of pylon).

Inspection and maintenance of the deck makes it necessary to have access to the intrados to be able to study the concrete slab, the steel structure and the cable anchorages. As the presence of the cables would obstruct the access by means of a vehicle with an articulated arm (like a "cherry picker") as it can be done in the back spans from the ground, it is necessary to have a maintenance gantry hanging from the deck and which could move along the whole bridge. In addition, this gantry has to provide access to the cable anchorages (located at the lateral edges of the bridge) and it has to be able to move across the piers; consequently it has to be extensible in the transverse direction. The gantry was designed as a truss and it hangs from the deck through two I beams which are connected to all the cross beams; these I are the runway beams of the gantry (Figure 35). The truss contains two other trusses, symmetric and movable, which may be extended to allow access to the edge beams and to the cable anchorages. This gantry has been designed with very strict safety controls and it is guided by means of complex circuits to avoid accidents which, unfortunately, have occurred in the past for this kind of structures.

6. DECK CONSTRUCTION

Since most of the construction details of the substructure have already been explained, the only item to be presented relative to construction is the deck. The steel structure was fabricated in Chepstow (Wales) and it was transported first by ship and then by road to the site. The edge girders (including the cable anchorages) came in 10 m long segments and the cross beams came complete. The back



Figura 34. Foto nocturna del puente
Figure 34. Night view of the bridge



Figura 35. Carro de mantenimiento
Figure 35. Maintenance gantry

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

nando todo el espacio comprendido entre la viga transversal anterior y la posterior a dichas pilas (9,50 m). Esto se hace para evitar que se llegue a producir un tiro en estas pilas bajo la acción de los tirantes traseros. El hormigonado de estos contrapesos hubo de hacerse por fases, para que el hormigón entrara en juego paulatinamente a medida que aumentaba la carga aplicada.

Por lo tanto, al comenzar la construcción del vano principal estaban todos los vanos traseros montados, incluyendo la losa de hormigón. Todas las operaciones de montaje de vanos traseros se llevaron a cabo mediante grúas desde el terreno ya que se encuentran fuera del cauce. El tablero se prolongaba 15 m por delante de la torre donde se encontraba la última pila provisional. A partir de ese punto el montaje del tablero se realizó por avance en voladizos de una forma tradicional. La secuencia de operaciones es la siguiente para cada módulo de 10 m (distancia entre anclajes de tirantes en el vano principal):

– Montaje de las vigas de borde

– Montaje de las vigas transversales

– Colocación de las losas prefabricadas

– Ferrallado de juntas y de bordes laterales

– Hormigonado de juntas y de bordes laterales

– Tesado de los tirantes

Todos los elementos del tablero se transportaban a través del mismo y se montaban mediante una grúa colocada en la punta del voladizo (Figura 37 y Figura 38). Las operaciones de conexión de elementos metálicos mediante tornillos de alta resistencia y de montaje y tesado de tirantes, se llevaron a cabo desde cestas ad-hoc que se apoyaban sobre las vigas de borde. En definitiva, este proceso, basado en la utilización de elementos prefabricados, requiere muy pocos medios y minimiza las cargas que debe soportar el voladizo durante la construcción. A estos efectos, el momento crítico para la estructura metálica es el correspondiente a tener 10 m de tablero completo en voladizo, antes de tesar los tirantes. El ajuste de geometría se realizaba al conectar las vigas de borde, antes de montar las vigas transversales. Para ello, todos los taladros en el vano principal se hicieron circulares con sobremedida, con lo que se conseguía la holgura suficiente para realizar estos ajustes (en teoría, esta holgura permitiría variar la cota de llegada en ± 3,8 m y el ángulo en ± 2°).

El montaje del vano de espera en el extremo Norte del puente (estribo E2) fue especialmente complicado, debido al peso de las vigas de borde, unas 160 t (en esa zona son dobles y tienen una longitud de 36



Figura 36. Montaje de estructura metálica en vanos traseros.
Figure 36. Installation of steel structure in back spans.

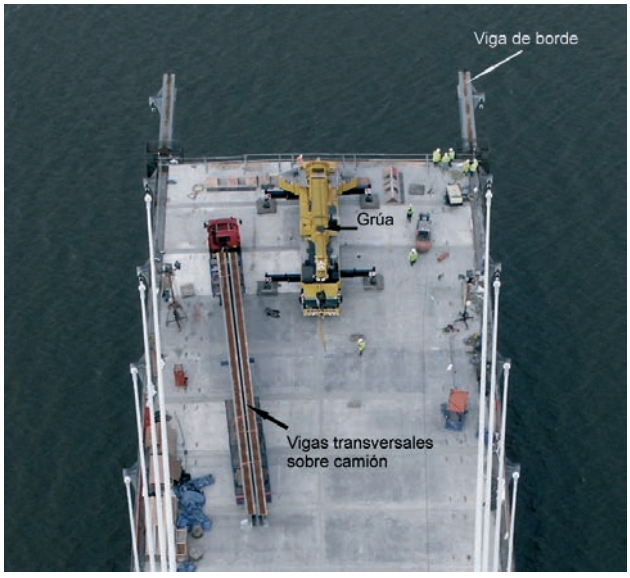

Figura 37. Montaje de estructura metálica en vanos delanteros
Figure 37. Installation of steel structure in main span

m al soldarse tres tramos en obra como se ha explicado anteriormente). Dado que el acceso a la península del estribo E2 de una grúa capaz de levantar esa carga y de colocarla en su posición era poco menos que imposible, hubo que recurrir a una grúa flotante y la operación hubo de realizarse durante la pleamar y siguiendo una planificación muy estudiada, ya que el calado era muy limitado.

El control geométrico y de cargas en los tirantes es fundamental en un puente de este tipo, lo que obliga a referir en cada fase las medidas de coordenadas a las previsiones de los cálculos. Como consecuencia de dicho control, la colocación del tramo de cierre

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



Figura 38. Colocación de losas prefabricadas
Figure 38. Installation of precast slabs

spans were installed over the piers, the pylon and over a series of temporary piers in such a way that the distance between supports would always be less than 40 m (Figure 36). The installation of the precast slabs and casting of the stitches was performed with a certain phase delay and in an order which was devised to minimise the deformation of the structure under the weight of the concrete slab.

The deck is made solid around piers P1 and P2 by filling with concrete the space between the cross beams adjacent to those piers (9.50 m). This is done to avoid any uplift reaction in these piers under the action of the back stays. Casting of these counterweights had to be done in phases to let concrete be active gradually under the growing load.

Then, before the beginning of main span erection, all the back spans were built including the concrete slab. All the operations for the installation of back spans were performed by cranes from the ground since these spans are on the river bank. The deck extended 15 m in advance of the pylon where it was supported by the last temporary pier. From this point the deck installation was done in cantilever. The sequence of operations for each 10 m long module (distance between cable anchorages in the main span) was the following:

- *Installation of edge girders*
- *Installation of cross beams*
- *Installation of concrete slabs*
- *Installation of reinforcement in the stitches*
- *Concrete casting of the stitches and edge bands*
- *Stressing the cables*



Figura 39. Colocación del tramo de espera mediante grúa flotante
Figure 39. Installation of the end span by a floating crane

All the elements were transported along the deck and were installed by means of a crawler crane which was located at the front end of the cantilever (Figure 37 and Figure 38). The conection of steel elements by means of high strength friction bolts and the installation and stressing of cables were performed from ad-hoc cages which were supported on the edge girders. This procedure, which is based on the use of prefabricated elements, requires very few means and it minimizes the loads which are applied on the cantilever during deck erection. In this respect, the most critical moment corresponds to having the 10 m cantilever completed (including the full deck slab) just before stressing the front end cables. The geometrical adjustment was made when connecting the

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



Figura 40. Colocación del tramo de cierre del vano.
Figure 40. Installation of the closing segment of the span.

del vano se llevó a cabo sin mayores problemas (Figura 40).

7. CONCLUSIONES

El proyecto y construcción del puente de Waterford ha obligado a desarrollar una serie de soluciones novedosas, de entre las cuales destacan: la utilización de micropilotes de gran diámetro y alta capacidad de carga, los sistemas de fijación de los tirantes al tablero y, en cierta medida, a la torre, el tablero de hormigón y el diseño de sus juntas de construcción, el sistema de amortiguamiento de los tirantes y el tipo de iluminación. Esto se ha llevado a cabo en el marco de la normativa británica, que es bastante conservadora en ciertos aspectos, pero que tiene la gran virtud de dejar la puerta abierta a desarrollos nuevos a través de la experimentación in-situ.

También hay que destacar la importancia que se le ha concedido a los problemas de durabilidad, inspección y mantenimiento del puente. Se han cuidado especialmente los detalles que pudieran dar lugar a corrosión (utilización de armaduras de acero inoxidable en las zonas más expuestas, protección de la estructura metálica con una pintura garantizada a 20 años, eliminación de detalles que pudieran dar lugar a acumulación de agua, eliminación de posibles pares galvánicos). Además se ha instalado un sistema de auscultación bastante exhaustivo que incorpora la generación de avisos de alarma cuando ciertos parámetros superen los valores de seguridad prefijados [12].

El puente se construyó en algo menos de tres años, acortando en un año el plazo comprometido. El puente se abrió al tráfico en Octubre de 2009 (Figura 41).

Agradecimientos

La realización del proyecto y construcción de un puente de esta magnitud no sería posible sin la colaboración de muchas personas que han aportado lo mejor de sus conocimientos y de su tiempo para hacerlo posible, más allá de sus obligaciones y con una gran implicación personal. Cabe por ello rendir tributo de agradecimiento a John Iliff de la NRA, Emilio Sánchez y Gregorio Carmona de CFC S.L., Ben Sibert, Andrew Armstrong y Paul Baralos de Arup, José Ballesta de Eptisa, Simon Meyrick y Joe Shinkwin de MMP, José Luis Conesa, Sergio Pérez, Raimundo Saiz, Rubén Casanova, Javier Quiñonero y Rafael Torres de Dragados, Tadhg Lucey de Bam, Raimon Rucabado, Andrew Ladysz y Miguel A. Calvo de MK4, Antonio Vázquez, Miguel González, Almudena Hue y Rebeca Pérez de FPS, Alfredo Muelas de Geocisa, Ashley Cooper, Mark Warby, Will Smith y David Dickson de Fairfield Mabey, Colum Power de Power Engineering y Vincent Murphy de Ballinphellic.

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

edge girder segments, before installing the cross beams. To increase the possibilities for such adjustments, the bolting holes of the main span were circular with extended diameter; in this way the clearance was enough to correct the geometry of the deck (in theory, this clearance would allow a ± 3.8 m variation in the height at the end of the span and an angular variation of ± 2°)

The installation of the North end span (abutment E2) was especially complicated because of the weight of the edge girders, around 160 t (in this area the edge girders are doubled and they are 36 m long since three segments had to be welded on site as previously explained). Since the access to the peninsula of a crane which could lift such a weight and put it in its final position was impossible, this operation had to be performed by a floating crane during the high tide and according to a very precise planning since the water depth was very limited.

The control of the geometry and of the cable forces is essential in such a bridge. At every construction phase, the measured coordinates have to be compared to the design values. As a consequence of such control, the installation of the closing segment could be done without major problems (Figure 40).

7. CONCLUSIONS

The design and construction of the Waterford bridge has brought a series of new developments: the use of micropiles with large diameter and large loading capacity, the system of anchorage of the cables at the deck and, to some extent, at the pylon, the concrete deck and the design of its construction joints, the damping system for the cables and the type of architectural lighting. This has been done under British codes, which are quite conservative in many aspects, but they have the great advantage of letting new developments through in-situ experimentation.

The importance of durability, inspection and maintenance problems at the design stage have also to be enhanced. A special care has been taken in the details which may be at the origin of corrosion problems (use of stainless steel reinforcement in the most exposed areas, protection of the steel structure by means of a paint with a 20 year warranty, removal of all the details where water could cumulate, removal of all possible galvanic pairs). In addition a quite exhaustive monitoring system has been installed; this system will generate alarm signals whenever certain parameters may reach the safety pre-defined values [12].

The bridge was built in a little less than three years, one year less than the contract delay. The bridge was opened to traffic in October of 2009 (Figure 41).

Acknowledgements

The design and construction of a bridge of this size would not be possible without the collaboration of many people who have contributed with the best of their knowledge and their time to make it possible, far beyond their nominal duties and with a great personal involvement. Then tribute has to be paid to John Iliff from the NRA, Emilio Sánchez and Gregorio Carmona from CFC S.L., Ben Sibert, Andrew Armstrong and Paul Baralos from Arup, José Ballesta from Eptisa, Simon Meyrick and Joe Shinkwin from MMP, José Luis Conesa, Sergio Pérez, Raimundo Saiz, Rubén Casanova, Javier Quiñonero and Rafael Torres from Dragados, Tadhg Lucey from Bam, Raimon Rucabado, Andrew Ladysz and Miguel A. Calvo from MK4, Antonio Vázquez, Miguel González, Almudena Hue and Rebeca Pérez from FPS, Alfredo Muelas from Geocisa, Ashley Cooper, Mark Warby, Will Smith and David Dickson from Fairfield Mabey, Colum Power from Power Engineering and Vincent Murphy from Ballinphellic.



Figura 41. El puente sobre el río Suir terminado.
Figure 41. The bridge over river Suir completed.

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

REFERENCIAS / *REFERENCES*

[1] BRITISH STANDARDS INSTITUTE. *BS EN 14199: 2005. Execution of special geotechnical works – Micropiles*, 2005. 48 p. ISBN: 0-580-45724-9.

[2] FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Micropile Design and Construction Guidelines – Implementation Manual. Report FHWA-SA-97-070*, 2000, 379 p.

[3] WEBB, D.L.; DAVIS, P. "Ultimate tensile loads of bored piles socketed into sandstone rock". *Structural foundations on rock: proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock*, Sydney, 7-9 May 1980, p. 265-270. ISBN 9061910722.

[4] BUCKLAND, P. "Designing Difference". *Bridge Design & Engineering*, 2006, vol. 12, no. 42, p. 30-34.

[5] BERGERMANN, R.; SCHLAICH, M. "The Ting Kau Bridge in Hong Kong". *IABSE Symposium Report*, Kobe, Japan, 1998, p. 409-414.

[6] AYALA LUNA, J.; GIL, J.A. "Puente Ting Kau. Proyecto y construcción". *Hormigón y Acero*, 1997, nº 203, p. 109-121.

[7] AYALA, J.; BERGERMANN, R.; SCHLAICH, M. "El puente atirantado Ting Kau, Hong Kong". *Hormigón y Acero*, 1999, nº 213, p. 7-31.

[8] DRAGOSAVIC, M.; VAN DEN BEUKEL, A.; GIJSBERS, F.B.J. "Loop connections between precast concrete components loaded in bending". *Heron* (Delft University of Technology), 1975, vol. 20, no. 3, p. 1-36.

[9] ONG K.C.G.; HAO J.B.; PARAMASIVAM P. "Flexural Behavior of Precast Joints with Horizontal Loop Connections". *ACI Structural Journal*, 2006, vol. 103, no. 5, p. 664-671.

[10] VILLALBA, S.; CASAS, J.R.; APARICIO A. "Diseño y validación experimental de uniones mediante superposición con lazos en viaductos de hormigón de sección transversal evolutiva. Optimización del proceso constructivo". *IV Congreso Internacional de Estructuras ACHE*, Valencia, 2008. Madrid: Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, 2008. p. 279-280. ISBN: 978-84-89670-62-4.

[11] WYATT, T.A. "Recent British developments: Windshielding of bridges for traffic". A.Larsen ed. *Aerodynamics of Large Bridges, Proceeding of the First International Symposium on Aerodynamics of Large Bridges*, Copenhagen, Denmark, 19–21 February, *Balkema*, 1992, p. 159-170.

[12] ASTIZ, M.A. "El sistema de auscultación del puente de Waterford en Irlanda". *V Congreso Internacional de Estructuras de ACHE*, Barcelona del 25 al 27 de octubre de 2011.

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

RESUMEN DE MEDICIONES / *SUMMARY OF QUANTITIES*

Acero en tablero / Steel in deck:	2.900 t
Hormigón en tablero / *Concrete in deck*:	3.553 m^3
Acero de armar en tablero / *Reinforcing steel in deck*:	925 t
Acero en tirantes / *Steel in cables*:	436 t
Hormigón en torre / *Concrete in pylon:*	4.379 m^3
Hormigón en pilas / *Concrete in piers*:	545 m^3

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / *LIST OF PARTICIPANTS*

Administración / *Administration*:	National Roads Administration (NRA)
Concesionaria / Concession:	CRG Waterford
Proyecto de la autovía / *Design of the motorway*:	ARUP, Carlos Fernández Casado S.L., Eptisa & PHMcCarthy
Construcción / *Construction*:	Dragados & Bam
Proyecto del puente / *Design of the bridge*:	Carlos Fernández Casado S.L.
Supervisión / *Supervision and check*:	Mott MacDonald Pettit, Flint & Neill, Eric Farrell
Taller metálico para el tablero *Fabrication of steel deck*	Fairfield Mabey
Taller metálico para la torre *Fabrication of steel for the pylon*:	Radley Engineering
Taller metálico para la imposta *Fabrication of steel for the fascia beam*:	Power Engineering
Taller metálico para el carro de mantenimiento *Fabrication of steel for the maintenance gantry*:	Power Engineering
Movilidad y electrónica del carro de mantenimiento *Motion and electronics for the maintenance gantry*:	Ballinphellic Engineering
Tirantes / *Cables*:	DMK (Mekano4 y FPS)
Cimentaciones / *Foundations*:	Geocisa & Soletanche Bachy
Losas prefabricadas / *Precast slabs:*	Banagher Concrete
Pretensado de la viga de atado *Prestresing of the tie beam*:	Freyssinet
Instalaciones eléctricas / *Electrical installations*:	Kevin Cleary
Iluminación arquitectónica / *Architectural lighting*:	Lightwise
Auscultación / *Monitoring*:	VCE & Leica

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