

Puente atirantado de Talavera de la Reina*

Talavera de la Reina cable-stayed bridge

Ramón Sánchez de León⁽¹⁾, Cristian Bernal Pérez⁽²⁾ y Francisco Sánchez de León⁽³⁾

Recibido | Received: 06-10-2011
Aceptado | Accepted: 31-01-2012

Resumen

La nueva Ronda Sur de Talavera de la Reina cruza el brazo principal del río Tajo mediante un singular puente atirantado de 318 m de luz de vano principal, que sirve de referente a la ciudad.

La estructura tiene un pilono inclinado único de 192 m, ejecutado en hormigón blanco de alta resistencia, arriostado por un doble plano de tirantes de retenida y que dispone de un mirador panorámico en su coronación al que se accede por medio de un ascensor.

El tablero, de 36 metros de anchura, acoge dos calzadas, una mediana de separación y dos aceras exteriores en voladizo de 3,5 m de anchura para peatones y bicicletas. Su sección transversal es un cajón de hormigón de alta resistencia de 2,75 m de canto, solución que ha permitido la utilización de los materiales propios de la zona.

El puente termina de cruzar el resto del cauce del río con un viaducto curvo de hormigón postesado de 408 m de longitud, con siete vanos centrales de 48 m de luz y dos vanos extremos de 36 m.

Palabras clave: puente atirantado, tirante, hormigón de alta resistencia, pilono, célula metálica, retenida.

Abstract*

The new expressway that by-passes Talavera de la Reina on the south crosses the River Tagus over a cable-stayed bridge. With a 318-m span over the main channel of the river, it has become one of the city's most distinctive features.

Its white high-strength concrete pylon towers 192 m over the river on a slant offset by two planes of back stays. A lift running along its entire length affords access to the lookout at the top.

Measuring 36 m wide and 2.75 m deep, the deck comprises two carriageways separated by a central reserve and two walkways / bicycle lanes. Structurally, it is a white, high-strength, semi-hollow concrete slab, built using local materials.

The bridge approach, a nine-span, 408-m long curved viaduct, crosses the flood plain of the river. Its seven centre spans measure 48 m each and the two end spans 36 m.

Keywords: cable-stayed bridge, stay, high strength concrete, pylon, steel-box, back-span stays.

* Page 107 of this issue contains an extensive English language summary of this article for inclusion in databases.

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ESTUDIO AIA, S.A. (Toledo, España).

(2) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ESTUDIO AIA, S.A. (Toledo, España).

(3) Arquitecto. ESTUDIO AIA, S.A. (Toledo, España).

Persona de contacto / Corresponding author: rsanchezdeleon@estudioaia.com

1. INTRODUCCIÓN

El planeamiento urbanístico de Talavera de la Reina (Toledo) contempla la creación de un vial conocido como Ronda del Tajo, que genera una circunvalación sur de la ciudad. La Junta de Comunidades de Castilla La Mancha, a través de la Dirección General de Carreteras, licitó el proyecto de dicha vía en el que se incluía el proyecto de un puente sobre el río Tajo.

Para cruzar el Tajo en esta nueva circunvalación se diseñó un puente que responde tanto a la necesidad de salvar el río como a las exigentes imposiciones de la Declaración de Impacto Ambiental, que prescribe un vano único sin pilas intermedias en el curso principal del río.

Con estas premisas se proyecta un puente atirantado de 318 m de luz de un solo vano sobre el cauce principal y pilono único, con un tablero de 36,00 m de anchura y 2,75 m de canto, ejecutado con hormigón de alta resistencia [1] y doble plano de atirantamiento (Figura 1).

El pilono está constituido por un mástil inclinado de hormigón de alta resistencia, con una altura de 192 m (Figura 2). Este pilono está arriostrado por un doble plano de tirantes de retenida que equilibran el vano mediante unos muertos de anclaje o retenida que trabajan por peso propio (Figura 3). Al estar todo el

vano sustentado de un único pilono, la estructura es equivalente a un puente con un vano principal de 600 m y sustentado por dos pilonos.

Como continuación del puente atirantado se proyecta un viaducto de acceso curvo en hormigón postesado, resuelto con dos puentes paralelos de sección cajón, con un ancho total de 16,50 m cada uno, separados por una mediana de 3,00 metros. La longitud del viaducto es de 408 metros repartida en nueve vanos, los siete centrales con luz de 48,00 m y los extremos de 36,00 m; abarcando todo el cauce de avenidas del río.

Toda la estructura se sitúa sobre la terraza aluvial del río Tajo, con un estrato de gravas-arenosas cuaternarias de espesor en torno a 8 m, bajo las cuales aparecen arenas-arcillosas terciarias más resistentes, haciendo necesaria la cimentación profunda de la estructura mediante pilotes.

Todo el diseño y cálculo del puente atirantado, tanto en su fase de proyecto como en el seguimiento y control en obra del proceso constructivo y tesado del puente, ha sido realizado íntegramente por ESTUDIO AIA, ARQUITECTOS E INGENIEROS ASOCIADOS, SA, siendo la empresa proyectista y posteriormente la encargada de la Asistencia Técnica a la Dirección de las Obras. La construcción se ha realizado por UTE RONDA SUR, formada por las empresas constructoras SACYR – AGLOMANCHA – JESÚS BÁRCENAS.



Figura 1. Alzado general del puente terminado
Figure 1. Elevation view of the finished bridge

ALZADO LATERAL DEL PUENTE / SIDE ELEVATION VIEW OF BRIDGE

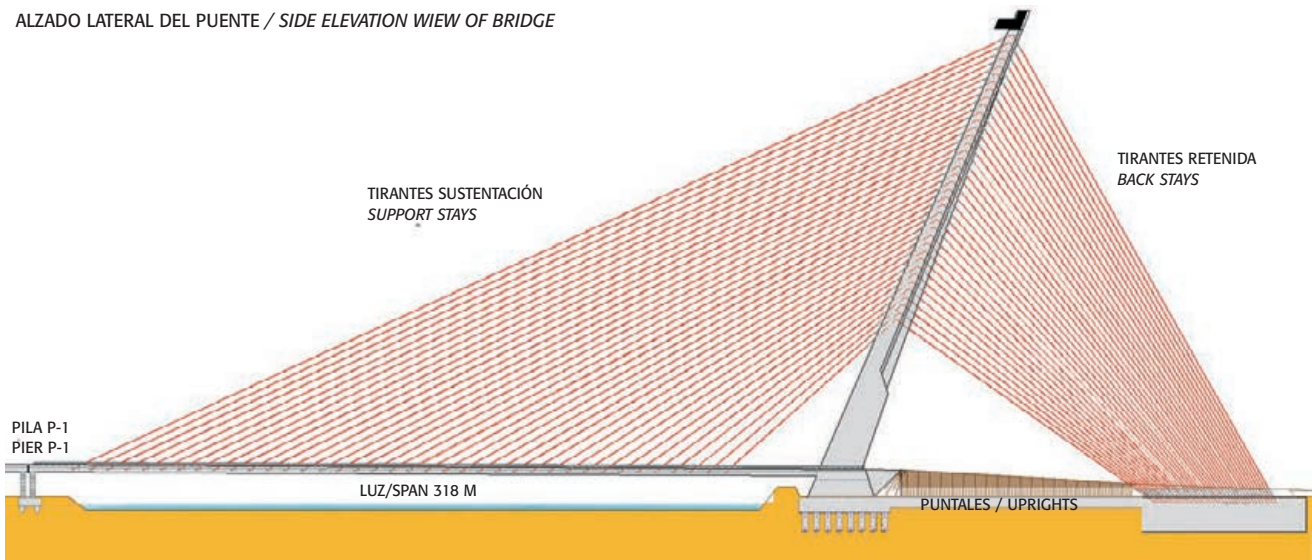


Figura 2. Plano de alzado lateral del puente atirantado
 Figure 2. Side elevation view of the cable-stayed bridge

1. INTRODUCTION

The town planning for Talavera de la Reina, a city in the Spanish province of Toledo, envisaged construction of an expressway known as the Tagus Ring Road to bypass the city on the south. The tender for that road called by the regional Roads Division of Castile-La Mancha included a bridge over the River Tagus.

Pursuant to the demanding requirements laid down in the environmental impact statement, the by-pass was to cross the river with no intermediate piers in the main riverbed.

To meet these requirements, the design chosen proposed a cable-stayed bridge with a single 318-m span over the main channel, a single pylon, a high-strength concrete [1] 36.00-m wide, 2.75-m deep deck and two planes of stay cables (Figure 1).

The pylon, a slanted, high-strength concrete mast, is 192 m (Figure 2) tall and back-stayed by cables anchored in blocks whose self weight does the balancing (Figure 3). Since the entire span is supported by a single pylon, the structure is equivalent to a two-ylon bridge with a 600-m span.

The approach to the cable-stayed bridge is a curved post-tensioned concrete viaduct consisting of two parallel box-girder bridges 16.50 m wide each, spaced at a constant 3.00 m. It has seven 48.00-m centre spans and two 36.00-m end spans for a total length of 408 m, sufficient to cross the entire flood plain.

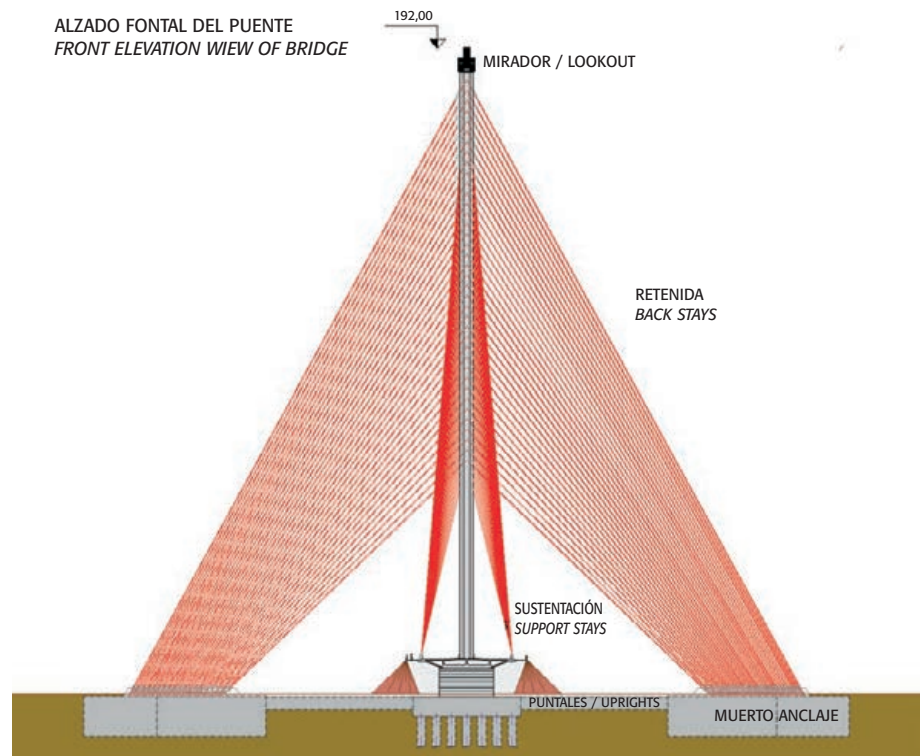
ALZADO FONAL DEL PUENTE
FRONT ELEVATION VIEW OF BRIDGE

Figura 3. Plano de alzado frontal
 Figure 3. Front elevation view

The entire structure is built on first bottom land, characterised by a layer of Quaternary gravel-sand around 8 m deep that rests on stronger Tertiary clay-sand. These conditions necessitated the construction of deep foundations.

The cable-stayed bridge was entirely designed and engineered by ESTUDIO AIA, ARQUITECTOS E INGENIEROS ASOCIADOS, SA, the company also subsequently commissioned to monitor and control bridge construction and stressing as well as to provide technical support for the site supervisors. The bridge was built by

Las cifras generales del puente atirantado son las siguientes [2]:

- Volumen de hormigón: 72.108 m³
- Acero pasivo B 500 SD: 7.800 t
- Acero en tirantes Y-1860-S7: 1.785 t.
- Acero estructural S-355 J2G1W: 753 t.
- Presupuesto de ejecución material (sólo del puente atirantado): 33.585.972,06 euros.

El puente de Talavera es un importante hito estructural, como lo corroboran algunos de estos datos:

- Puente más alto de España.
- Pilono inclinado más alto de Europa.
- Longitud de tirante de 410 m, sólo superada en Europa por el puente de Normandía.
- Puente atirantado con un solo pilono de mayor luz de España.
- Puente atirantado con un solo pilono y con tablero de hormigón de mayor luz del mundo.

En mayo de 2007 dieron comienzo las obras, que se desarrollaron durante un periodo de 40 meses, poniéndose finalmente la estructura en servicio en octubre de 2011.

2. DESCRIPCIÓN Y CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.1. Tablero

El tablero tiene una anchura de 36,00 m alojando una mediana de 3,00 m, dos calzadas de 11,00 m, una zona de anclaje de tirantes y separación del tráfico rodado de 1,50 m a cada lado y una acera para tráfico peatonal y bicicletas de 3,50 m. La calzada está compuesta por cuatro carriles (dos por sentido) ampliables a seis carriles.

Para el diseño del tablero se ha elegido una sección de hormigón de alta resistencia (HAR). El diseño del puente en hormigón ha sido impuesto por la Administración para utilizar así los recursos próximos en la zona, tales como graveras de áridos del río Tajo y cemento en varias plantas de la propia provincia de Toledo. Se hicieron exhaustivos estudios del coste global del puente con tablero de HAR, tablero metálico y solución mixta, sin que existiesen diferencias significativas en coste. En la construcción del puente se empleó la más avanzada tecnología en hormigones.

La sección transversal es una sección cajón de hormigón de 2,75 m de canto, con cuatro células huecas, unos núcleos de rigidez longitudinales donde se anclan los tirantes y unos voladizos para la aceras. Las células centrales son rectangulares y las laterales son triangulares (Figura 4).

La separación de los tirantes que sustentan el tablero es de 7,00 m en dirección longitudinal y de 28,00 m en dirección transversal. Esto implica que la luz transversal del tablero haya sido muy condicionante en el diseño de la propia sección transversal.

El diseño de la sección ha venido establecido por los siguientes criterios:

- Excelente comportamiento aeroelástico basado en la forma aerodinámica de la sección, el peso, la elevada rigidez a torsión, el doble plano de cables y la capacidad intrínseca de amortiguamiento del hormigón.
- Pretensado transversal de la losa inferior para recoger la flexión transversal entre tirantes y mejora del cortante de las almas al estar éstas comprimidas verticalmente en el esquema de la celosía transversal.
- Pretensado longitudinal centrado en el último tercio del tablero.
- Hormigón de alta resistencia (HAR-70 y HAR-80), tanto en la zona de máxima flexión positiva

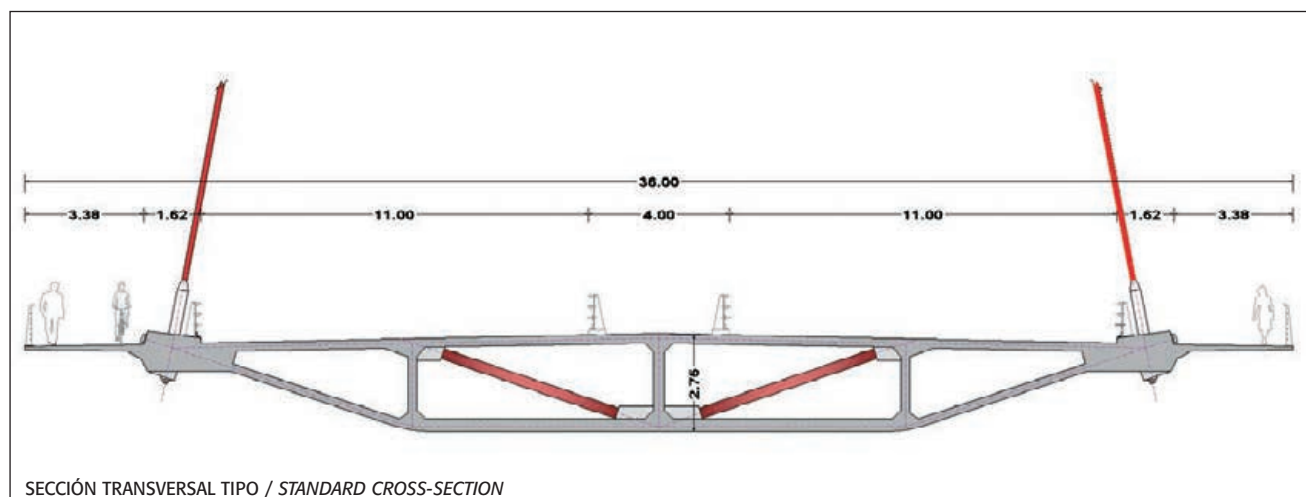


Figura 4. Plano de sección transversal
Figure 4. Cross-section

UTE RONDA SUR., a joint venture formed by three construction companies, SACYR, AGLOMANCHA and JESÚS BÁRCENAS.

The bridge statistics are listed below [2]:

- concrete: 72 108 m³
- B 500 passive steel: 7 800 t
- Y-1860-S7 steel in stays: 1 785 t
- S-355 J2G1W structural steel: 753 t
- construction budget (for the cable-stayed bridge only): 33 585 972.06 euros.

The Talavera bridge is a structural milestone, because it is:

- the tallest bridge in Spain
- the tallest slanted pylon in Europe
- the bridge with the second longest stays in Europe (410 m) after the Normandy Bridge
- the single pylon cable-stayed bridge with the longest span in Spain
- the single pylon, cable-stayed, concrete deck bridge with the longest span in the world.

Works began in May 2007 and were concluded 40 months later, in October 2011, when the bridge was commissioned.

2. STRUCTURAL MEMBERS: DESCRIPTION AND ENGINEERING

2.1. Deck

The 36.00-m wide deck carries a 3.00-m central reserve, two 11.00-m carriageways (one for each direction) and two outer 3.50-m pedestrian walkways / bike lanes separated from vehicle traffic by a 1.50-m strip that houses the stay anchors. The two lanes of traffic on each carriageway are expandable to three.

The deck was designed as a high-strength concrete (HSC) member to comply with the regional authorities' requirement to build the bridge with local resources, such as River Tagus gravel for the aggregate and cement from plants in the province of Toledo. Exhaustive cost studies of HSC, steel and composite decks revealed no significant differences between the three solutions. Moreover, the most advanced concrete technology was used to build the bridge.

The cross-section is a 2.75-m deep box girder with four hollow cells, a series of longitudinal stiffness cores for anchoring the stays and cantilevers to carry the walkways. The two centre cells are rectangular and the side cells triangular (Figure 4).

The stays that support the deck are spaced at 7.00 m in the longitudinal and 28.00 m in the transverse direction; i.e., the transverse width of the deck conditioned the design of the cross-section.

The criteria governing the choice of the cross-section design are set out below:

- excellent aeroelastic performance based on section aerodynamics, weight, high torque resistance, the twin plane of cables and intrinsic concrete damping capacity
- transverse prestressing on the lower slab to accommodate the transverse bending between stays and enhance the shear strength of the vertically compressed webs
- longitudinal prestressing in the final third of the deck
- high-strength concrete (HSC-70 and HSC-80) both in the area of maximum positive bending in the final third of the span and in the area where negative bending rises, which concurs with the area of maximum axial stress on the deck, i.e., at the abutment with the pylon
- lesser sensitivity of concrete than steel to international price fluctuations and availability of local materials for its manufacture, including aggregate and cement plants in the province of Toledo
- the latest advances in concrete manufacture
- less severe fatigue problems than in steel or composite bridges.

From the standpoint of strength, the deck is subjected to longitudinal bending stress that concurs with the axial stress deriving from the horizontal component of the stays. Axial stress peaks around the pylon (350 000 kN in service) due to the concentration of the axial components of all the stays, and declines gradually outward of that point. Local negative bending stress also appears near the pylon as a result of deck restraint. Bending stress is substantially lower at mid-span, while positive bending is greatest in the section farthest from the pylon, where the stays are longest and most slanted, reducing stay system stiffness with respect to the deck.

To offset the significant positive bending stress, the last section of deck is post-tensioned. The axial stress transferred from the cables to the deck is greater in the central part of the bridge. This, together with the much lower longitudinal bending in that area, precludes the need for prestressing, and indeed, standard reinforcement suffices. The substantial increase in negative bending due to deck restraint and concurrent high axial loads at the pylon likewise preclude the need for prestressing. Here, the dimensioning of the simply reinforced cross-section is defined by the axial loads.

– Deck concrete

The concrete type varies with the area of the bridge to adapt to the loads without increasing slab thickness. The use of high-strength concretes is instrumental to main-

en el último tercio del vano, como en la zona de incremento de flexión negativa concomitante con el máximo axil en el empotramiento del tablero en el pilono.

- El hormigón es menos sensible a fluctuaciones del mercado internacional que el acero; además, se dispone de materiales próximos para su fabricación, tales como numerosas graveras para áridos en Talavera y fábricas de cemento en la provincia de Toledo.
- Los últimos avances en la técnica de fabricación de hormigones.
- Menores problemas de fatiga frente a puentes metálicos o mixtos.

Desde el punto de vista resistente, el tablero está solicitado por una flexión longitudinal concomitante con un axil procedente de la componente horizontal de los tirantes. En la zona próxima al pilono, el axil es muy elevado (350.000 kN en servicio) debido a la suma de las componentes axiales de todos los tirantes, y va decreciendo según nos alejamos de él. Aparece una flexión localizada negativa en las proximidades del pilono debido al empotramiento del tablero en este punto, una zona central del vano muy amortiguada de flexiones, y una zona de flexión positiva elevada en el tramo más alejado del pilono, donde los tirantes tienen mayor longitud e inclinación, y por lo tanto el sistema de atirantamiento pierde rigidez frente al tablero.

Los significativos esfuerzos de flexión positiva del último tramo del tablero obligan a diseñar un postestado interior en este tramo. En la zona central del tablero los axiles transferidos por los cables son más importantes, y junto con una flexión longitudinal muy amortiguada, provoca que no se requiera pretensado sino simplemente armado. En el empotramiento del tablero en la base del pilono aparece un incremento de flexión negativa importante, que coincide con un axil muy elevado que evita la necesidad de disponer pretensado, siendo el axil el esfuerzo que

marca el dimensionamiento de la sección simplemente armada.

– Hormigones utilizados en el tablero

El tipo de hormigón cambia en función de la zona del puente, adaptándose a los esfuerzos sin incrementar los espesores de las losas. Ha sido fundamental el empleo de hormigones de alta resistencia para mantener el peso del tablero en valores reducidos. Todos los hormigones empleados en el tablero son blancos y se han distribuido según se recoge en la Tabla 1. En los hormigones de alta resistencia se han seguido las prescripciones establecidas en la Instrucción EHE-08 para este tipo de hormigones

– Secciones transversales tipo

Se han dispuesto 7 secciones transversales diferentes en función de los espesores de las alas y de las almas. Básicamente hay dos secciones tipo, la sección TAB-1 que corresponde a la sección armada del tablero con espesores de losa superior e inferior muy estrictos de 25 cm, y la sección TAB-2, correspondiente a la zona pretensada del tablero, y que requiere espesores de losas más importantes por la necesidad de alojar las vainas de pretensado: losa superior de 30 cm e inferior de 40 cm (condicionada la losa inferior por el cruce de vainas longitudinales y transversales de pretensado). Las almas centrales varían su espesor desde 25 cm en prácticamente todo el tablero a 75 cm en los extremos, mientras que las almas inclinadas mantienen su espesor constante de 24 cm en todo el tablero, excepto en el empotramiento con el pilono donde alcanza el valor de 40 cm.

– Diafragmas intermedios

En las secciones del tablero coincidentes con los anclajes de los tirantes, se proyectan diafragmas transversales muy ligeros compuestos por un arriostramiento transversal materializado por dos diagonales metálicas (Figura 5), de tal forma que el tablero trans-

Tabla 1. Tipos de hormigón empleados a lo largo del tablero

Table 1. Concretes used to build the deck

Tipo de hormigón proyectado / <i>Design concrete</i>	Tramo del vano / <i>Section</i>
Hormigón de alta resistencia HAR-80 <i>HSC-80 high-strength concrete</i>	Desde el pilono a 60,50 m <i>From pylon outward to 60.50 m</i>
Hormigón de alta resistencia HAR-70 <i>HSC-70 high-strength concrete</i>	Desde 60,50 m a 81,50 m. <i>From 60.50 to 81.50 m</i>
Hormigón HA-50 <i>RC-50 concrete</i>	Desde 81,50 m a 137,50 m <i>From 81.50 to 137.50 m</i>
Hormigón HA-45 <i>RC-45 concrete</i>	Desde 137,50 m a 214,50 m <i>From 137.50 to 214.50 m</i>
Hormigón de alta resistencia HAR-70 <i>HSC-70 high-strength concrete</i>	Desde 214,50 m a 318,00 m. <i>From 214.50 to 318 m</i>



Figura 5. Diagonales del diafragma colocadas en hueco rectangular de la sección
Figure 5. Diaphragm diagonals in the rectangular space in the cross-section

taining deck weight within a manageable range. The concretes used on the deck, all white and all used as stipulated in Spanish structural concrete code EHE-08, are listed in Table 1.

– Cross-section types

Seven cross-sections with varying flange and web thicknesses were designed. Essentially, all seven are variations on one of two standard cross-sections: TAB-1, for the reinforced area of the deck in which top and bottom slabs are a strict 25 cm thick, and TAB-2, for the prestressed area of the deck which calls for thicker slabs to house the prestressing sheaths. Here the top slab is 30 cm and the bottom 40 cm thick (the latter to accommodate the meshed longitudinal and transverse prestressing sheaths). Centre web width ranges from 25 cm across nearly the whole deck to 75 cm at the ends, while the slanted webs measure 24 cm throughout, except at the abutment with the pylon, where they are 40 cm thick.

– Intermediate diaphragms

The deck cross-sections that bear stay anchors house very lightweight transverse diaphragms consisting of two diagonal steel bars forming transverse braces, forming a truss in the transverse direction (Figure 5). These diagonals, which are subject to tensile stress due to their position in the transverse lattice, are prestressed to ensure that they remain compressed both in service and when subject to fatigue. This prevents loss of system stiffness at the ULS.

D219.16 steel tube diagonals house the prestressed tendons, which consist of six to eight 0.62" strands. Each diagonal contains only one prestressed cable. This trans-

verse stiffening system eliminates the heavy concrete diaphragms conventionally used to anchor stays in this type of bridges.

The effectiveness of the diaphragms is conditioned by the bending stiffness in the deck slabs and the axial stiffness of the diagonals themselves. Finite element analysis was performed to study these questions on a 7.00-m section of deck (Figure 6). Finite element models define what percentage of the load is actually transferred across the lattice and what part by slab bending.

– Longitudinal prestressing

The deck is prestressed along the 124.50 m (39 % of its length) running from abscissa 193.50 to the end of the bridge at 318.00 m. This prestressing is centred because if it had been designed off-centre, it would be shifted to the centre by the static indeterminate forces generated in the stays by the elastic deck bearings. Ten prestressing families were designed, five on the top and five on the bottom slab for a total of 128 tendons, each with nineteen 0.62" strands.

– Transverse prestressing

Transversely, the bridge behaves like a 28.00-m span girder supported by the stays, inducing substantial transverse bending in the cables. This positive transverse bending force generates transverse compression stress in the top flange and tensile stress in the bottom flange, the latter absorbed by the transverse prestressing (Figure 8).

This prestressing consists of five tendons in each diaphragm, whose composition ranges from eight 0.62" strands in the stay T2 diaphragm to twelve in the stay T38 member.

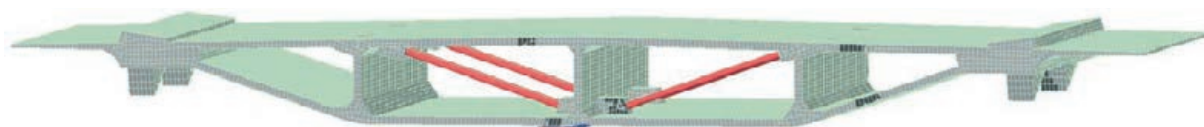


Figura 6. Modelo seccional del tablero en elementos finitos tipo sólido, para el estudio del comportamiento de la sección transversal
 Figure 6. Deck model used in solid finite element analysis to study cross-section behaviour

versalmente se comporta como una cercha. Estas diagonales, que están traccionadas por su ubicación en la celosía transversal, se pretensan para que se mantengan comprimidas tanto en servicio como en agotamiento, evitando de este modo pérdidas de rigidez del sistema en E.L.U.

Las diagonales se han materializado mediante tubos de acero D219.16. Los tendones de pretensado de estas diagonales se encuentran inscritos dentro de los tubos y son tendones compuestos por un número entre 6 y 8 cordones de 0,62". Cada diagonal lleva inscrito un único cable de pretensado. Este sistema de rigidización transversal elimina las pesadas rios tras de hormigón, tradicionales en el anclaje de los tirantes en este tipo de puentes.

El funcionamiento de los diafragmas viene condicionado por las rigideces a flexión de las losas del tablero y la rigidez axial de las propias diagonales. Para su estudio se han realizado unos modelos de elementos finitos, aislando un tramo de 7,00 m de tablero (Figura 6). Estos modelos nos definen qué porcentaje de carga se transmite realmente por un mecanismo transversal de celosía y qué parte se transmite por flexión de las losas de la sección.

– Pretensado Longitudinal

El tablero tiene una longitud postesada de 124,50 m (39% de la longitud del tablero) comprendida entre la abscisa 193,50 m del tablero y la abscisa 318,00 m, coincidente con el final del puente. El pretensado proyectado es centrado, debido a que el hiperestatismo del sistema de atirantamiento hace que, aunque se disponga de un pretensado excéntrico, éste acabe centrado por los hiperestáticos que genera el apoyo elástico del tablero en los tirantes. Se han proyectado diez familias de pretensado, cinco en la losa superior y cinco en la losa inferior, en total 128 tendones de 19 cordones de 0,62" cada uno (Figura 7).

– Pretensado transversal

Transversalmente, el puente funciona como una viga de 28,00 m de luz apoyada en los tirantes, por lo que se produce una importante flexión transversal entre éstos. Esta flexión transversal positiva comprime transversal-

mente el ala superior y tracciona el ala inferior. Para absorber esa tracción en el ala inferior del tablero, se ha dispuesto un pretensado transversal en cada uno de los diafragmas (Figura 8).

El pretensado transversal está compuesto por 5 tendones en cada diafragma, variando desde 8 cordones de 0,62" en el diafragma del tirante T2 hasta 12 cordones en el del tirante T38. El pretensado transversal en el diafragma del tirante T1 lo componen 7 tendones de 22 cordones de 0,62".

Los 5 tendones transversales de postesado se reparan en la longitud que ocupa el mogote de anclaje lateral de los tirantes en su unión con el tablero, posicionándolos de tal forma que no intersecten con la vaina del cable del tirante (Figuras 9 y 10), para lo que ha sido necesario un riguroso estudio en 3D del puente. La resultante del tesado de los tendones que forman el pretensado transversal pasa por el punto de introducción del axil del tirante en el tablero.

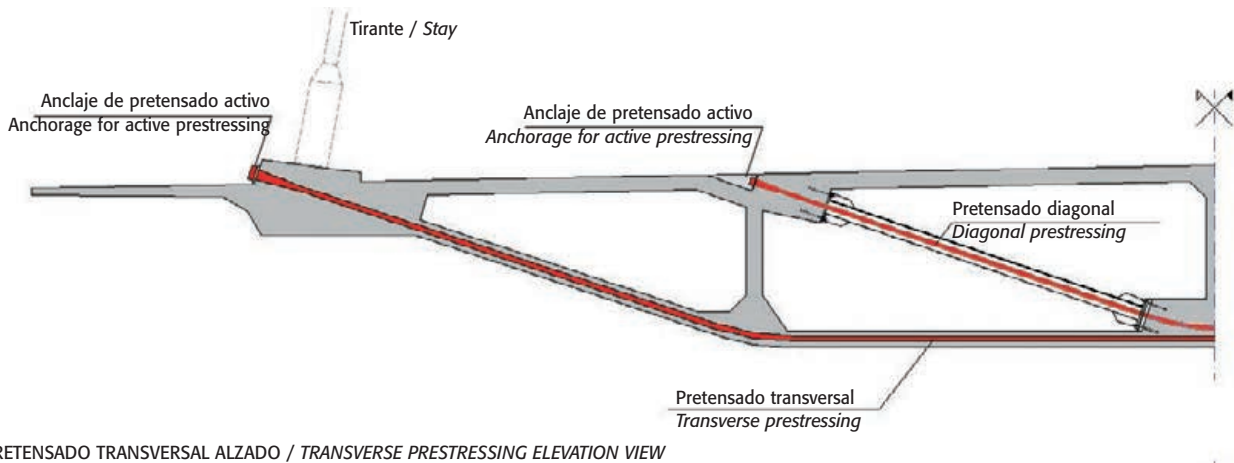
– Diafragma extremo pila P1

En el apoyo extremo del puente atirantado, pila P1 (ver figura 11), se disponen dos apoyos que se han separado transversalmente 20,00 m, de tal forma que, bajo la concomitancia de una reacción vertical junto con torsión, no se produzca levantamiento de

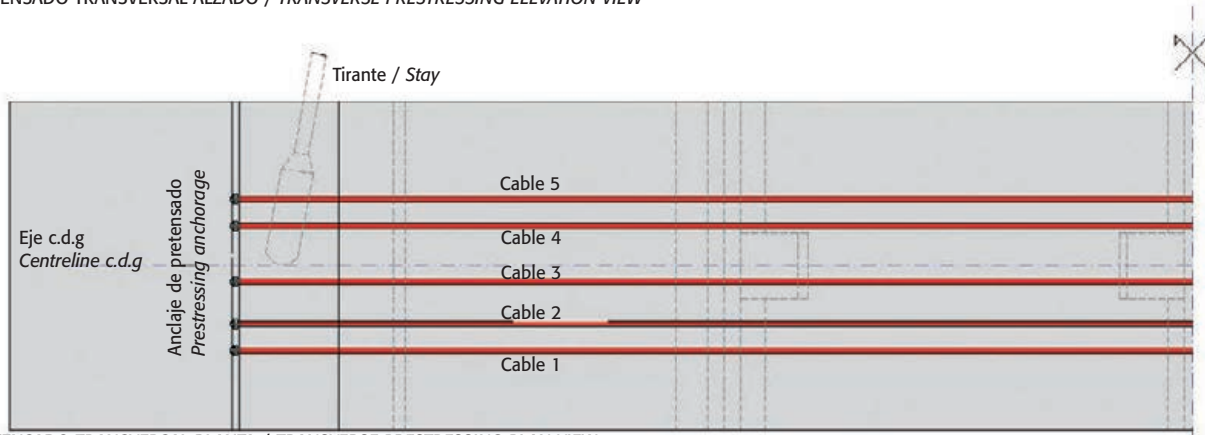


Figura 7. Colocación de vainas de pretensado longitudinal en el último tercio del tablero

Figure 7. Positioning longitudinal prestressed sheaths in the last third of the deck



PRETENSADO TRANSVERSAL ALZADO / TRANSVERSE PRESTRESSING ELEVATION VIEW



PRETENSADO TRANSVERSAL PLANTA / TRANSVERSE PRESTRESSING PLAN VIEW

Figura 8. Disposición del pretensado transversal. Sección y planta
 Figure 8. Transverse prestressing, cross-sectional and plan views



Figura 9. Vainas de pretensado transversal en la salida del tirante
 Figure 9. Transverse prestressing sheaths around the base of the stay

Exceptionally, the transverse prestressing in the stay T1 diaphragm comprises seven tendons with 22 0.62" strands.

The five transverse post-tensioned tendons are distributed along the stay anchorage blister secured to the deck without intersecting with the stay cable sheath. The exhaustive three-dimensional study of the bridge this arrangement required showed that the force resulting from prestressing the transverse tendons passes through the point where the

axial load is transferred from the stay to the deck (Figures 9 and 10).

- Diaphragm in edge pier P-1

Two bearings 20.00 m apart in the transverse direction are positioned at the end of the bridge, at pier P-1 (see Figure 11), to prevent either bearing from rising in the event of a vertical reaction in conjunction with torque; consequently, the reactions in pier P-1 are always positive. In any event, since the deck is supported by the stays, the vertical



Figura 10. Vista inferior del tablero terminado. Al fondo, la pila P1 y el viaducto de acceso
 Figure 10. Finished bridge soffit with pier P-1 and the approach viaduct in the background

ninguno de los apoyos; de esta forma las reacciones en la pila P1 son siempre positivas. Hay que tener en cuenta que la reacción vertical en esta pila, al estar sustentado el tablero por los tirantes, es relativamente pequeña frente a torsores concomitantes.

Para materializar esta separación entre apoyos, es necesario disponer un diafragma transversal en el tablero, que transmita el cortante vertical, torsor y cortante horizontal a los apoyos (Figura 12). Para ello, se ha dispuesto un diafragma de 3,00 m de anchura, que está pretensado transversalmente en la parte superior con 3 tendones de 25 cordones de 0,62" y en la parte inferior con 5 tendones de 25 cordones de 0,62".

La reacción horizontal de viento en el tablero es recogida mediante una viga metálica empotrada en la parte inferior del tablero, que transmite la carga horizontal a las pilas P-1. La viga apoya lateralmente sobre un neopreno teflón de 450 x 600 mm que está anclado en la pila. Esta viga metálica recoge toda la carga transversal del tablero (2.730 kN), ya que los apoyos verticales del tablero en la P1 son apoyos libres tipo POT, que apenas recogen una carga horizontal igual al 3% de la carga vertical transmitida por el apoyo.

2.2. Atirantamiento

Se proyectan 4 planos de tirantes con un total de 152 cables (Figura 13). El tablero del puente está recogido por dos planos de tirantes, que están separados transversalmente 28,00 m y longitudinalmente 7,00 metros (Figura 16), completando 38 parejas de tirantes para la sustentación del tablero y otras tantas para la retenida (Figura 14).

Al estar dispuestos los tirantes en ambos extremos laterales del tablero, éstos no sólo reducen las flexiones longitudinales del tablero sino también las torsiones. En realidad es un juego de rigideces, ya que el tablero asume una mayor o menor flexión o torsión en función de su rigidez respecto del plano de cables. Lógicamente, el tablero es muy flexible a efectos de



Figura 11. Pila P-1, P-2 y diafragma extremo. Unión del puente atirantado con el viaducto de acceso

Figure 11. Piers P-1 and P-2 and end diaphragm. Abutment between cable-stayed bridge and approach viaduct

flexión dada la importante luz del puente, por lo que el atirantamiento es muy activo; sin embargo, frente a torsión, el doble plano de cables no es tan eficaz, por la importante rigidez torsional de la sección cajón del tablero.

El doble plano de tirantes del tablero separa físicamente el tráfico rodado del tráfico peatonal, ya que los tirantes no están en el borde del tablero, sino en una franja de separación entre el tráfico rodado y los peatones

Los tirantes de retenida equilibran los tirantes de sustentación en el pilono y transmiten la carga hasta los muertos de anclaje. En el pilono, las fuerzas proce-

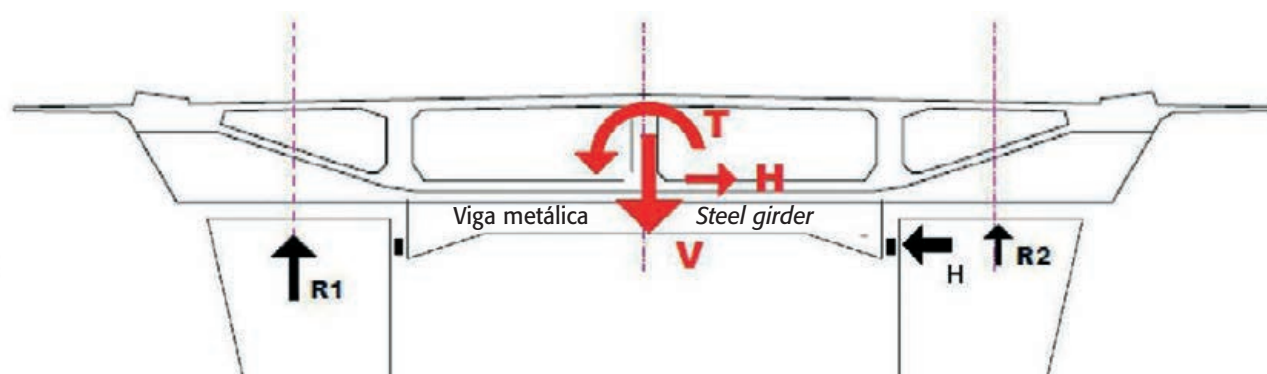


Figura 12. Esquema del diafragma extremo sobre pila P1

Figure 12. End diaphragm on pier P-1 Load diagram



Figura 13. Tirantes de sustentación del tablero en dos planos de 38 cables cada uno

Figure 13. Deck stays on two planes containing 38 cables each

reaction in this pier is relatively small compared to the concurrent torque.

For the separation between bearings to be effective, the deck had to be fitted with a transverse diaphragm to transfer the vertical and horizontal shear, as well as the torque, to the bearings. The 3.00-m wide diaphragm used for this purpose was prestressed transversely at the top with three and at the bottom with five tendons consisting in both cases of 25 0.62" strands.

The horizontal reaction to wind is absorbed by a steel girder embedded underneath the deck, which transfers the horizontal load to pier P-1. The girder rests laterally on a 450 x 600-mm neoprene pad anchored on the pier. This steel girder absorbs the entire transverse load on the deck (2 730 kN), since the vertical bearings on P-1 are POT-type bearings able to absorb horizontal loads barely equal to 3 % of the vertical load transferred by these same bearings.

2.2. Cable stays

The design envisages a total of 152 cables on four planes (Figure 13). The bridge deck is borne by two planes of stays, spaced transversely at 28.00 m and longitudinally

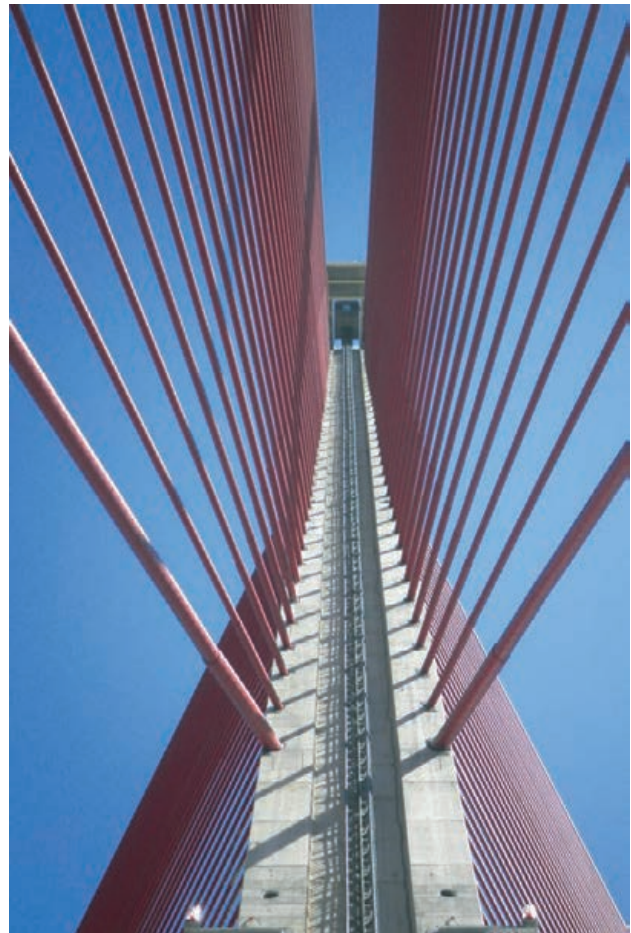


Figura 14. Confluencia de los 4 planos de tirantes en el pylon

Figure 14. Convergence of the four planes of stays at the pylon

at 7.00 m (Figure 16), with 38 pairs of stays supporting the deck and a further 38 constituting back stay cables (Figure 14).

Since the stays are positioned near the two longitudinal edges of the deck, they reduce not only longitudinal bending but also torque. The system can actually be reduced to a question of stiffness, for the deck can bend or twist more or less depending on its stiffness with respect to the plane of cables. Given the long span of the bridge, the deck bends very flexibly, making the stay system highly active. The twin plane of cables is not as effective with respect to torque, however, due to the substantial torsional stiffness of the box girder that forms the deck.

The two planes of deck stays are located not at the edge of the deck, but along a strip that physically separates vehicle from pedestrian traffic.

The back stays offset the support stays on the pylon and transfer the load to the anchor blocks. At the pylon, one of the components of the forces generated by the support stays runs along the pylon centroid and the other along the back stays.

The 38 pairs of back stays, forming two divergent planes, stabilise the pylon longitudinally and transversely against



Figura 15. Cesta desde la que se realiza el tesado de los cables de sustentación
 Figure 15. Man lift for stressing the support cables

dente de los tirantes de sustentación se descomponen en la directriz del pilono y en los tirantes de retenida.

Los tirantes de retenida se constituyen en un doble plano de 38 tirantes por plano, abiertos transversalmente, estabilizando el pilono longitudinalmente y transversalmente frente a cargas e inestabilidades del pilono como elemento comprimido. Este doble plano garantiza un elevado arriostamiento del pilono, permitiendo que pueda mantenerse en límites importantes de esbeltez, a pesar de ser un elemento fuertemente comprimido.

Los tirantes están formados por cordones monoprottegidos de 7 alambres con un diámetro de 150 mm². En el vano de sustentación, los tirantes varían desde 25 a 97 cordones, según la posición dentro del puente. En la retenida los tirantes varían desde 11 a 84 cordones. Los tirantes de sustentación tienen una longitud que varía desde 91,57 m a 410,67 m y de 145,71 m a 235,86 m para los de retenida.

El tesado de los tirantes de sustentación se ha realizado desde los mogotes de anclaje del tablero (Figura 15). Los tirantes de retenida se tesan desde la galería interior de los muertos de anclaje. El cálculo de los tirantes viene condicionado por la tensión media del tirante bajo combinación característica en servicio, que debe estar por debajo de $0,45.f_u$, y la tensión máxima, que debe ser inferior a $0,50.f_u$. En el cálculo de la tensión máxima se incluye la tensión de

flexión por viento, que en los tirantes más largos es importante. La limitación por fatiga no ha sido condicionante en el dimensionamiento de ningún cable, por tener el puente un ratio reducido de sobrecarga/cargas permanentes.

En los anclajes de los tirantes se ha dejado siempre la posibilidad de añadir algún cordón más en el tirante, para el caso de un sobrepeso de la estructura o labores de mantenimiento.

– Procedimiento de cálculo de tirantes.

El procedimiento para el cálculo de los tirantes de sustentación del tablero considera un estado de cargas fijado en el proyecto para cargas permanentes, tal que la componente vertical del tirante coincida con la reacción de viga continua a tiempo infinito. Para conseguir esto, se incrementa inicialmente el tesado en los tirantes para minimizar los efectos reológicos de fluencia y retracción a tiempo infinito, debido a que el desarrollo de la reología reducirá la carga de los cables a largo plazo. De esta manera, se genera lo que hemos llamado ESTADO 0, suma del estado de cargas permanentes y del tesado de los cables para tiempo inicial.

Posteriormente, se calcula el puente para sobrecargas, obteniéndose el axil de los tirantes según un modelo no lineal de cálculo (no linealidad de cables, efectos de 2º orden en tablero y pilono, etc.)

loads and instabilities induced by compressive forces. This twin plane ensures that the pylon is braced firmly enough to accommodate a high slenderness ratio despite those forces.

The coated strands comprising the stays consist of seven 150-mm² diameter wires. The support stays comprise from 25 to 97 strands depending on their position on the bridge. The back stays contain from 11 to 84 strands. The length of the support stays ranges from 91.57 to 410.67 m while the back stays measure from 145.71 to 235.68 m.

The support stays were stressed from the anchor blisters on the deck. The back stays were stressed from the gallery inside the anchor blocks. Stays were designed to comply with the mean and maximum stress requirements in typical service circumstances, i.e., $<0.45 \cdot f_u$ and $<0.50 \cdot f_{u'}$, respectively. The maximum stress calculation included wind action, which is substantial on the longer stays. Cable engineering was not conditioned by fatigue limitations because the bridge has a low live load/permanent load ratio.

The stay anchorages were designed to be able to house additional strands to respond to structural overloads or maintenance work.

– Procedure for calculating stays

The procedure for engineering the deck stays assumed a design load state for permanent loads such that the vertical component of the stay concurs with the reaction in a continuous girder at time = infinity. This was achieved by

initially intensifying stay stressing to minimise the rheological effects of creep and shrinkage at time = infinity because rheological development reduces the load on the cables in the long run. This generates what is referred to here as STATE 0, the sum of the permanent loads and the loads induced by initial cable stressing.

The bridge was subsequently engineered for live loads to find the axial force on the stays with a non-linear numerical model (cable non-linearity, second order effects in the deck and pylon and so on).

Since the stays are over 100 m long, non-linear calculations were based on the Ernst modulus, using Equation (1).

$$E_T = \frac{E}{1 + \frac{q^2 d^2 EA}{12T^3}} \quad (1)$$

where E is the elastic modulus of the material, q the linear weight of the stay, d the horizontal projection of the stay, A the cross-section area and T the stress on the cable.

The back stays were calculated to practically cancel pylon bending in the initial permanent load state, assuming that given the slant on the pylon, its self weight would contribute effectively to countering the weight of the deck.

The staying system was engineered and designed to the specifications laid down in the Manual de Tirantes [3] and the part of Eurocode 2 [ENV 1992-2:1996, informative annex 107] [4] on cable-stayed bridges relating to bridge engineering in the event of failure of any of the cables.



Figura 16. Tirantes separados longitudinalmente cada 7,00 metros en el tablero
Figure 16. Stays spaced at 7.00 m longitudinally along the deck

Por ser tirantes de más de 100 m de longitud, se ha tenido en cuenta en el cálculo no lineal el módulo de Ernst, mediante la Ecuación (1).

$$E_r = \frac{E}{1 + \frac{q^2 d^2 EA}{12T^3}} \quad (1)$$

donde E es el módulo elástico del material, q el peso lineal del tirante, d es la proyección horizontal del tirante, A es la sección y T es la tensión del cable.

Los tirantes de retenida se han calculado para anular prácticamente las flexiones en el pilono para el estado de cargas permanentes inicial, considerando que el peso propio del pilono, por la inclinación que éste tiene, colabora eficazmente como contrapeso del tablero.

Para el cálculo y diseño del sistema de atirantamiento se siguen las prescripciones del Manual de Tirantes [3] y la parte dedicada a puentes atirantados en el Eurocódigo 2 [ENV 1992-2:1996, anexo informativo 107] [4] en lo concerniente al cálculo del puente considerando la rotura de algún cable.

2.3. Pilonos

El pilono se constituye como un elemento singular dentro de la concepción y el diseño global del puen-

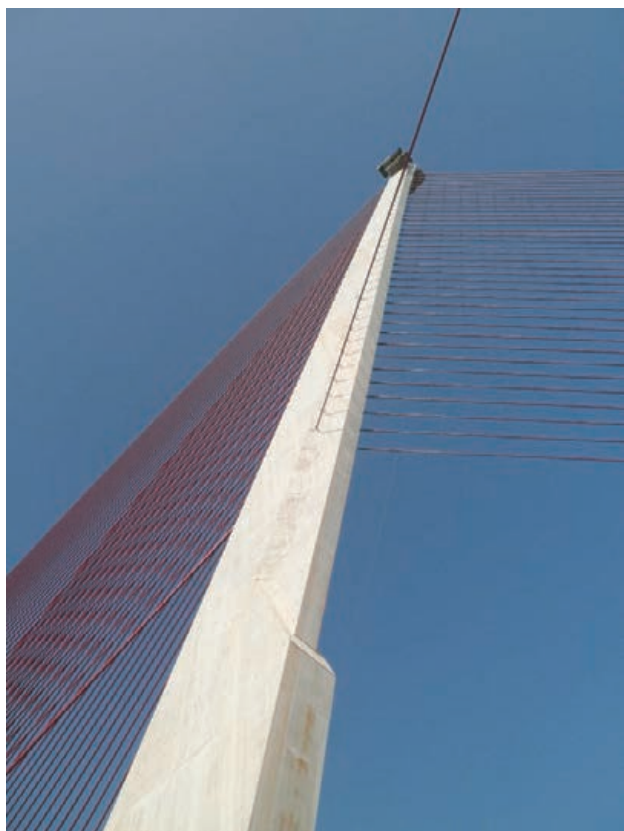


Figura 18. Vista lateral del pilono según un plano de retenida
Figure 18. Side view of the pylon and one back stay plane



Figura 17. Vista del puente atirantado desde el viaducto curvo de acceso

Figure 17. View of the cable-stayed bridge from the approach viaduct

te (Figura 17). Es un mástil esbelto de hormigón armado de 4,00 m de anchura, situado en la mediana del puente, con una longitud de 189,76 m y una altura sobre tablero de 174,31 m. El pilono está inclinado un ángulo de 22,195° sobre la vertical, equilibrando con su peso parte del peso del tablero (Figura 18).

Longitudinalmente el canto del pilono varía entre 15,30 m en el empotramiento con el tablero hasta 4,00 metros en su parte superior (Figura 19). Sobre el pilono se dispone un mirador panorámico, alcanzando una altura total de 192,00 metros sobre el terreno natural, lo que lo convierte actualmente en el puente más alto de España y el pilono inclinado más alto de Europa [5] (Figura 20).

El pilono está sometido a importantes compresiones; asimismo, para diferentes estados de sobrecarga, aparece una elevada flexión longitudinal por la propia rigidez del mismo. Los cables de retenida juegan un importante papel en la disminución de la flexión en el empotramiento del pilono, al equilibrar gran parte del tiro de los cables de sustentación.

Transversalmente, el pilono posee una sección muy esbelta en relación a su gran altura, al tener tan sólo 4,00 m de anchura para una longitud de casi 190 m. Evidentemente, para poder mantener estas dimensiones en el pilono, se hace necesario un importante arriostramiento transversal, que se consigue abrien-

SECCIONES DE PILONOS SEGÚN LA ALTURA / PYLON CROSS-SECTIONS AT SEVERAL ELEVATIONS

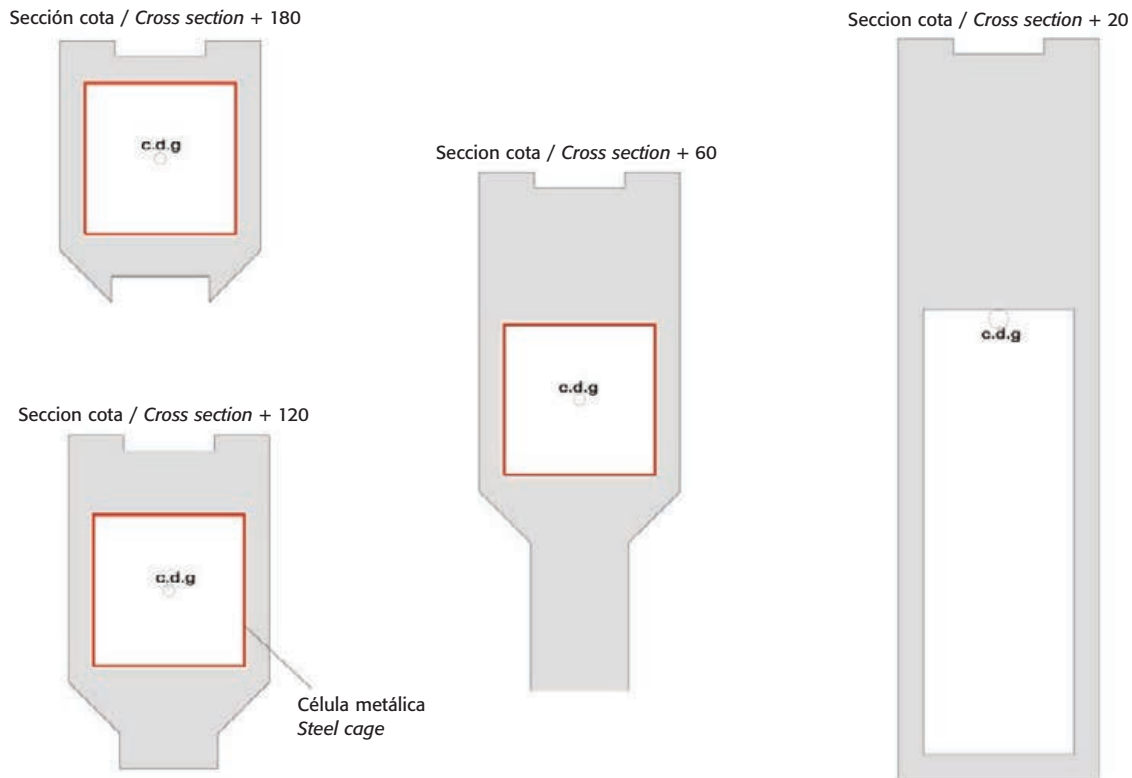


Figura 19. Secciones transversales del pylono según la altura
 Figura 19. Pylon cross-section at several elevations

2.3. Pylon

The pylon is a distinctive element in the overall design of this bridge (Figure 17). A slender mast just 4.00 m wide, it towers 174.31 m over the deck at mid-span and covers a total length of 189.76 m. It is slanted at a 22.195° angle from the vertical, offsetting part of the weight of the deck with its own weight (Figure 18).

The depth of the pylon varies along its length from 15.30 m at the abutment with the deck to 4.00 metres at the top (Figure 19). The pinnacle, which houses a lookout, stands 192.00 m over the natural grade level, making it the tallest bridge at this time in Spain and the tallest slanted pylon in Europe [5] (Figure 20).

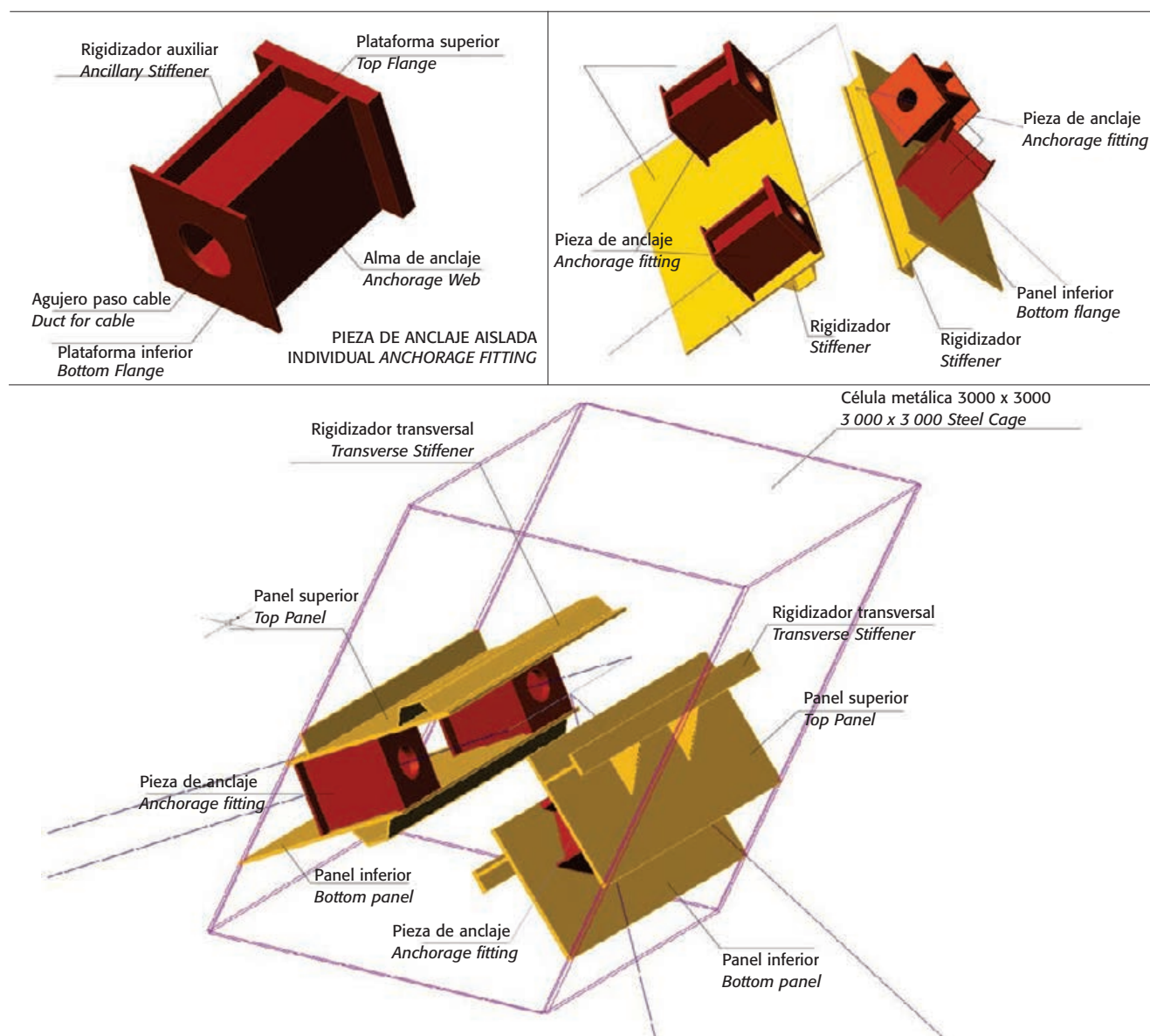
The pylon is under considerable compressive stress, while under certain live loads its very stiffness favours high longitudinal bending. The back stays play an important role in reducing bending at the pylon-bulkhead-deck node by largely offsetting the pull generated by the support cables.

The pylon has a very slender cross-section compared to its enormous height, being just 4.00 m wide and nearly 190 m long. These dimensions obviously call for significant transverse bracing, achieved by fanning the two back stay planes outward and thereby bracing the pylon spatially in the two planes of buckling. Transversely, the pylon is exposed to loads such as wind action (wind speeds upward of 220 km/h at the head), equivalent geometric imperfections and transverse sloping.

The loads obtained revealed the need for high-strength concrete HSC-70 (made with silica fume-free white cement) in the entire pylon. Self-compacting concrete was



Figura 20. Encofrado autotrepante
 Figure 20. Self-climbing formwork



ANCLAJE DE TIRANTES EN CÉLULA METÁLICA DE PILONO / STAY ANCHORAGE IN STEEL CAGE INSIDE PYLON

Figura 21. Anclaje de tirantes en la célula metálica del pylon
Figure 21. Stay anchorage in the steel cage inside the pylon

do el plano de tirantes de retenida. De esta manera, el pylon queda arriostrado espacialmente en los dos planos de pandeo. Transversalmente, el pylon se ve sometido a cargas de viento (vientos superiores a 220 km/h en cabeza), cargas equivalentes por imperfecciones geométricas, gradiente transversal, etc.

Los esfuerzos obtenidos han hecho necesaria la utilización de hormigones de alta resistencia HAR-70 en todo el pylon, con la utilización de cemento blanco sin adiciones de humo de sílice. Estos hormigones eran autocompactantes por la importante cuantía de armado, especialmente en la zona de solape de armaduras en las diferentes puestas. La sección de hormigón está fuertemente armada en toda su altura.

En el pylon se distinguen básicamente dos tramos: un primer tramo exento de anclaje de tirantes, hasta la cota 62,00 m aproximadamente, y un segundo tramo

correspondiente a la zona de anclaje de los tirantes, que aloja en su interior una célula de acero de 3.000 x 3.000 mm, en la que se anclan los tirantes. Esta célula metálica colabora, además, en la resistencia global del pylon como elemento mixto.

Las secciones del pylon en la zona de anclaje de tirantes varían tanto en cabeza como en cola, pero mantienen el centro de gravedad de la sección en el centro del cuadrado de la célula metálica, de tal forma que el centro de gravedad de la sección mixta se corresponde con un eje rectilíneo inclinado 67,80° respecto de la horizontal.

– Anclaje de los tirantes en el pylon.

En la célula metálica se realiza el anclaje pasivo de los tirantes (Figuras 21 y 22). Lógicamente, esta célula-

used due to the high reinforcement ratio throughout the structure, particularly where the reinforcement overlaps at inter-jump areas.

The pylon can be divided into essentially two sections: the first 62.00 m with no stay anchorages, and the remainder, which houses a 3 000 x 3 000-mm steel cage to anchor the stays. This steel cage also contributes to the overall strength of the pylon as a composite member.

Both the head and tail of the pylon cross-sections vary in the stay anchorage area, although the centre of gravity of the cross-section remains in the centre of the square steel cage. Hence, the centre of gravity of the composite cross-section is a straight line slanted at 67.80° from the horizontal.

– Anchoring the stays on the pylon

The stays are anchored passively in the steel cage (Figures 21 and 22). This steel cage logically balances the longitudinal tensile stresses in the bridge, which need not be transferred to the concrete, as well as transverse tensile loads, especially as generated by the back stays. It also participates in the bending-compressive strength of the pylon as a composite member. Due to the deformation induced on the side panels in the steel cage when the stays are stressed, some of the tensile stress is transferred to the surrounding concrete. These tensile stresses are greater on the side of the concrete in contact with the steel cage and very small on the outer surface (due to the eccentric transfer of the load from the panel to the slab). The low stress on the steel in the panel and reinforcement prevent vertical cracking on the sides of the pylon, as verified during actual construction, when no longitudinal cracking was observed in this tower.

On the one hand, the steel cage transfers the axial load (N) received from the stays to the concrete, while on the other, the imbalance of horizontal forces (ΔH) between the front and back stays is transferred to the pylon as shear. The steel cage is bolted flexibly to the concrete with studs.

The steel cage consists of two front and two side panels. The latter directly absorb the load transferred by the stay anchorages. The front panels are no more than 30 mm thick and the side panels no more than 40 mm. The cage is 131.50 m long and contains 754 t of steel. The front panels house oval-shaped handholes to remove the cable draw wires.

The ancillary elements needed to anchor the stays inside the steel cage are described below.

- Anchorage fittings: these fittings are the sockets that anchor the stays passively. They transfer the load to parallel or anchorage panels. The fittings are positioned inside the panels at the angle required for each stay.
- Anchorage panels: these panels transfer the load received from the anchorage fittings to the side panels



Figura 22. Izado de tramo de célula entre tirantes de retenida
Figure 22. Hoisting section of cage between back stays

on the steel cage. Two anchorage panels are used, top and bottom, of the same size, although the point where the load is applied differs in the vertical direction.

The cage contains a 0.80 x 3.00-m manhole for workers anchoring the stays.

The steel cage was engineered and designed to Eurocode 3 [6] specifications.

– Pylon analysis

Analysing the pylon was a complex task, inasmuch as the bridge layout and the dimensions of the pylon itself called for non-linear analysis of both the geometry and the material. Linear analysis was useful only as a reference to find the positions of the least favourable loads (from lines of influence) and to pre-dimension the reinforcement in the pylon cross-sections (Figure 23).

The non-linear calculation was performed using the general (theoretically) second order analytical method, in which the pylon was suitably modelled, account taken of the geometrical imperfections of the structural members (equivalent geometrical imperfections or set of self-balancing forces). In this exercise, cable non-linearity was based on stress-strain diagrams. "Tension stiffness" was not addressed in the pylon stiffness calculations.

The non-linear calculation was performed further to the following principles.

la metálica equilibra las tracciones en dirección longitudinal del puente –que no resulta necesario transmitir al hormigón– y las tracciones transversales, especialmente de los tirantes de retenida. Además, esta célula participa en la resistencia a flexo-compresión de la sección del pylon como sección mixta. Por la deformación, al tensarse los tirantes, de los paneles laterales de la célula metálica, se transmiten unas tracciones al hormigón que rodea el panel metálico. Estas tracciones son más importantes en la cara de hormigón adosada al panel metálico, siendo muy reducidas en la cara exterior (por la excentricidad de la inyección de carga del panel en la losa). La baja tensión del panel de acero y la armadura dispuesta en el hormigón evitan la fisuración vertical de las caras laterales del pylon, como se fue comprobando durante la ejecución de la obra, en la que no se observó fisuración longitudinal en el pylon.

Por un lado, la célula metálica transfiere al hormigón la carga axil (N) que los tirantes le transmiten, y por otro lado, la descompensación de fuerzas horizontales (ΔH) entre los tirantes delanteros y traseros se transmitirá al pylon en forma de cortante. La célula metálica se conecta mediante conexión flexible con pernos tipo “stud”.

La célula metálica se compone de dos paneles frontales y dos paneles laterales; estos últimos, recogen directamente la carga que les transmiten las piezas interiores de anclaje de los tirantes. La célula tiene un espesor máximo de 30 mm para los paneles frontales y de 40 mm para los paneles laterales. La longitud de la célula metálica es de 131,50 m con un peso de acero de 754 t. En los paneles frontales se realizan unos agujeros en forma de elipse para permitir la salida de los tubos guía de los cables.

Para materializar el anclaje de los tirantes dentro de la célula metálica se necesitan unas piezas auxiliares que se describen a continuación:

- Piezas de anclaje. Estas piezas son los casquillos donde descansa el anclaje pasivo de los tirantes y transfieren la carga hasta unos paneles paralelos o paneles de anclaje. Estos casquillos se posicionan dentro de estos paneles consiguiendo la orientación apropiada para cada tirante.
- Paneles de anclaje. Estos paneles reciben la carga de las piezas de anclaje y la transmiten hasta los paneles laterales de la célula metálica. Existen dos paneles de anclaje: superior e inferior, de iguales dimensiones, aunque el punto de aplicación de la carga es diferente en su dirección vertical.

En el diseño de la célula se reserva un espacio libre de 0,80 x 3,00 m para el paso de operarios durante la colocación de los anclajes pasivos.

El cálculo y diseño de la célula metálica se realiza según las prescripciones del Eurocódigo 3 [6].

– Análisis del Pylon

El análisis del pylon es complejo ya que, por la configuración del puente y las dimensiones del propio pylon, debe realizarse un análisis no lineal, considerando tanto la no linealidad geométrica como la no linealidad del material. El análisis lineal nos sirve, únicamente, como referencia para encontrar (por líneas de influencia) las posiciones de la carga que pueden ser pésimas en el cálculo y realizar un predimensionamiento de armadura de las secciones del pylon (Figura 23).

En definitiva, se realiza un cálculo no lineal por el método general de análisis en teoría de segundo orden, en el que se ha modelizado adecuadamente el pylon mediante unas imperfecciones geométricas constructivas de los elementos estructurales (imperfecciones geométricas equivalentes o conjunto de fuerzas auto-equilibradas), se ha considerado la no linealidad del material mediante los diagramas tensión-deformación y se ha evaluado la no linealidad de los cables. No se ha considerado “tension stiffness” para el cálculo de la rigidez del pylon.

El cálculo no lineal del pylon se ha realizado según los siguientes principios:

– a) Invalidez del Principio de Superposición

En el cálculo no lineal no es aplicable el principio de superposición. Es necesario introducir en el modelo una única carga mayorada, que sea combinación de los diferentes estados de carga, a los que previamente se les han aplicado los coeficientes de mayoración correspondientes.

Así, el procedimiento a seguir es el siguiente:

- Definición de diversas combinaciones de carga, como sumas de estados de carga mayorados.
- Realización de un análisis lineal con estas hipótesis de cálculo y obtención de los máximos esfuerzos con sus concomitantes para cada una de las barras del modelo.
- Elección de las barras que se consideren críticas en el cálculo del pylon según los esfuerzos obtenidos y qué hipótesis de cargas los producen.
- Elegida la hipótesis de carga que interese estudiar, ésta se convierte en un estado de carga único mayorado.
- Con el anterior estado de carga, se realiza un análisis no lineal, tanto en geometría como en comportamiento del material.

– b) Imperfecciones geométricas equivalentes.

Los efectos de la no linealidad del comportamiento del pylon, de las imperfecciones constructivas y de las imperfecciones del material se tienen en

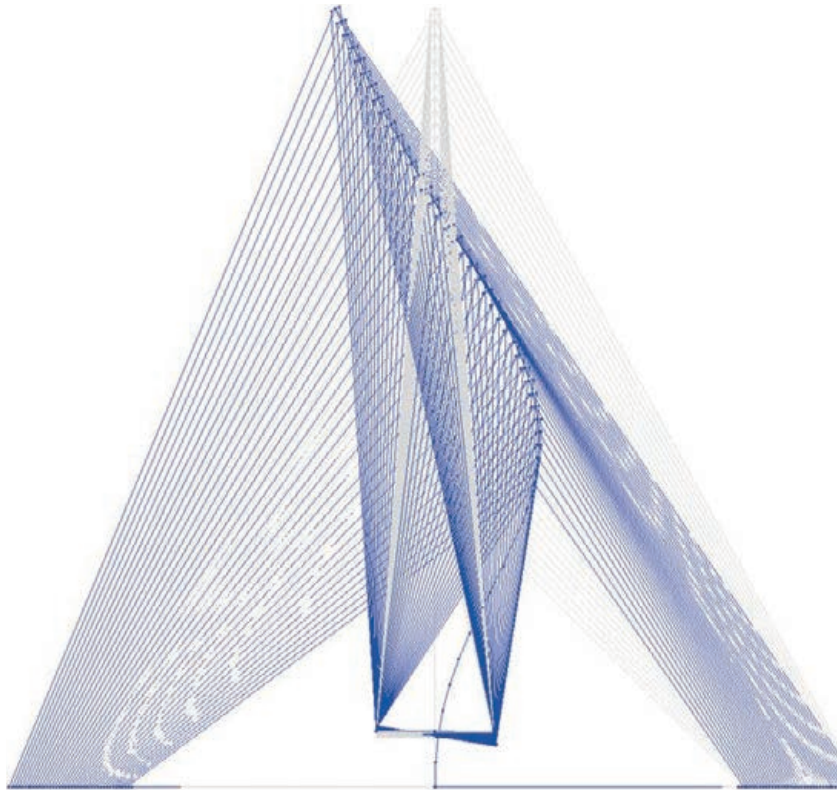


Figura 23. Primer modo de pandeo del pylon
Figure 23. First coupling mode in the pylon

– a) *Non-application of the superposition principle*

This principle is not applicable to non-linear calculation. A single factored load must be entered in the model, which must be a combination of the various load states after applying the respective load factors.

The procedure to be followed is:

- *definition of several load combinations as the sums of factored load states*
- *performance of linear analysis with these assumptions and calculation of the maximum and any concurrent forces for each reinforcement bar in the model*
- *choice of bars regarded as critical to engineer the pylon on the grounds of the forces calculated and the underlying load hypotheses*
- *determination of the load hypothesis to be studied, which then becomes the single factored load*
- *application of the aforementioned load state to perform non-linear analysis for both geometry and material behaviour.*

– b) *Equivalent geometric imperfections*

The effects of non-linearity in pylon behaviour, construction imperfections and material imperfections are taken into consideration by modifying the initial

pylon geometry, i.e., by including certain equivalent geometric deformations in the calculations. These deformations do not take second order effects into consideration.

The imperfections were assessed in accordance with Eurocode 2 [4], assuming that the pylon is slanted at an angle of $h/200$ radians from the vertical, where “h” is the total height of the pylon in metres (Figure 24). Since the minimum, $1/200$, was the value applicable here, the slant on the pylon would generate transverse deformation of 0.90 m at the top. For calculation purposes, it is more practical to use an equivalent geometrical load on the plane perpendicular to the pylon centreline, applied at each bar node in the least favourable direction:

$$H_{\text{equivalent}} = \Delta N / 200$$

where ΔN is the increment in axial force on the node. These forces are applied to the structure: some are absorbed by the back stays that brace and stabilise the pylon and others by pylon bending, which depends on the stiffness of the structure.

Since the equivalent geometric loads depend on the axial load on the pylon, they vary with the load hypothesis chosen.

– c) *Non-linearity of the material*

Strain is determined from the stress-strain diagrams for concrete and steel, which correctly characterise material behaviour and simulate its actual behaviour

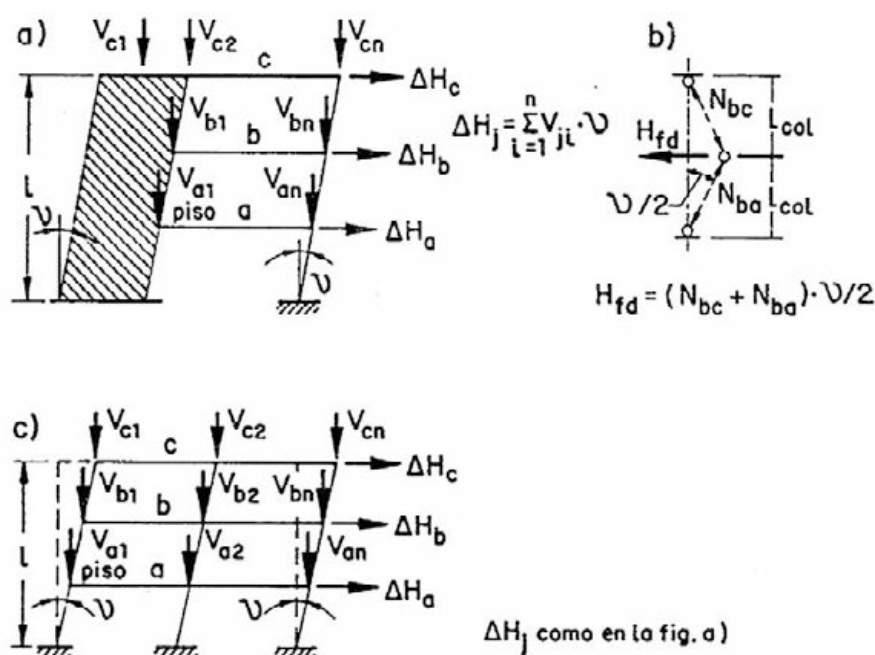


Figura 24. Cargas geométricas equivalente según el EC2

Figure 24. Equivalent geometric loads as per EC2

cuenta mediante la modificación de la geometría inicial del pilono, es decir, mediante la introducción de unas deformaciones geométricas equivalentes en el cálculo. Dichas deformaciones no consideran los efectos de segundo orden.

Las imperfecciones se han evaluado siguiendo el Eurocódigo 2 [4], suponiendo que el pilono está inclinado un ángulo con respecto de la vertical $h/200$ radianes, siendo "h" la altura total en metros del pilono (Figura 24). En este caso, rige el mínimo de $1/200$, por lo que la inclinación del pilono producirá una deformada transversal de 0,90 m en su extremo superior. Desde el punto de vista del cálculo es más práctico, considerar una carga geométrica equivalente en el plano perpendicular al eje del pilono, aplicada en el nudo de cada barra y según la dirección más desfavorable:

$$H_{\text{equivalente}} = \Delta N / 200.$$

siendo ΔN el incremento de axil experimentado en el nudo. Estas fuerzas se aplican sobre la estructura; parte son recogidas por los tirantes de retenida, que actúan como elementos estabilizadores arriostando el pilono, y parte por flexión del pilono, según las rigideces de la estructura.

Las cargas geométricas equivalentes, al depender del axil del pilono, serán diferentes en función de la hipótesis de cálculo que se esté desarrollando.

c) No linealidad del material.

Las deformaciones se determinan usando los diagramas tensión-deformación del hormigón y del acero, que caracterizan correctamente el comporta-

miento del material y que para unos esfuerzos dados simulan su comportamiento real. Se ha elegido el diagrama tensión-deformación establecido por el Eurocódigo 2 [4] donde se ha tomado:

$$f_c = f_{ck} / \gamma_c$$

$\epsilon_{c1} = 0,22 \%$ (deformación del hormigón para la tensión máxima)

$$\epsilon_{cu} = 0,25\%$$

Para el coeficiente de seguridad del hormigón, γ_c , se ha adoptado un valor de 1,20 recomendado por el Código Modelo [7] para el cálculo en segundo orden.

La deformación última del hormigón $\epsilon_{cu} = 0,25\%$ se ha tomado inferior al 0,35%; para considerar la fragilidad del pilono de hormigón de alta resistencia HAR-70 en relación a hormigones convencionales, ya que según la EHE-08:

$$\epsilon_{cu} = 0,0035 (50 / f_{ck}) f_{ck} \text{ en N/mm}^2$$

Para el acero de armar se ha tomado el modelo bilineal, con una deformación máxima en tracción del 1% y del 0,25% en compresión, y considerándose $f_{yd} = f_{yk}$. La rama superior se toma horizontal.

En el acero estructural del pilono se adopta un diagrama bilineal, pero con una limitación para la máxima deformación de $4 \epsilon_y$. La célula metálica, al estar conectada convenientemente al hormigón, se considera compacta.

Con los diagramas de comportamiento del material y con los esfuerzos obtenidos en la sección

for a given set of forces. The stress-strain diagram set out in Eurocode 2 [4] was chosen, from which:

$$f_c = f_{ck} / \gamma_c$$

$$\epsilon_{c1} = 0.22 \% \text{ (strain on concrete at peak stress)}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.25 \%.$$

The safety factor, γ_c , adopted for the concrete was 1.20, as recommended by the Model Code [7] for second order calculations.

The ultimate strain adopted for the concrete, $\epsilon_{cu} = 0.25 \%$, was lower than the usual 0.35 % to take into consideration the brittleness of the high-strength concrete (HSC-70) used in the pylon compared to conventional concrete, for according to EHE-08:

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 (50 / f_{ck}) f_{ck} \text{ en N/mm}^2.$$

A bilinear model was used for the reinforcing steel, with a peak tensile strain of 1 % and compressive strain of 0.25 % and taking $f_{yd} = f_{yk}$. The upper arm was regarded as horizontal.

A bilinear diagram was adopted for the structural steel in the pylon, but limiting maximum strain to $4 \epsilon_y$. Since the steel cage is suitably secured to the concrete, it was assumed to be compact.

The diagrams on material behaviour and the cross-sectional (axial and longitudinal and transverse bending) forces calculated were then used to find the equilibrium curvatures and consequently stiffness from the moment-curvature relationship:

$$\{ N, M_{yy}, M_{zz} \} \rightarrow \{ N / \chi_x ; M_{yy} / \chi_{yy} ; M_{zz} / \chi_{zz} \}.$$

These new stiffness values were entered in the program for the next iteration and those results entered in the following iteration and so on successively until convergence was reached between the forces and internal strain on the pylon.

– d) P-delta analysis:

P- δ analysis was used to calculate second order effects.

Static equilibrium for P- δ analysis is found from Equation (2):

$$[K] \{u\} + [Kg] \{u\} = \{P\} \quad (2)$$

where:

[K] - stiffness matrix for the structure

[Kg] - geometric stiffness matrix resulting from the axial forces for each model iteration

{u} - displacement vector

{P} - static load vector

When a pylon cracks, its stiffness declines, while the cables retain theirs: loads are consequently transferred from the former to the latter. For that reason, paradoxically, the forces on the pylon obtained in the non-linear calculation would be less unfavourable for the reinforcement than estimated with linear calculations. The stays, by contrast, would receive greater loads as the pylon becomes more flexible.

2.4. Deck-pylon bulkhead

The abutment between the deck and the pylon was a sensitive element in the design of this bridge, for it involved intersecting two very different members: the 36.00-m wide deck and the 4.00-m wide pylon (Figure 26). It was clearly identified as a Spanish concrete code "D" region, given the obvious geometrical discontinuity. The strut and tie method was used for this area, applying the lowest strain energy mechanism, which translates into minimising tensile stress. In addition, a number of finite element models were run with very complex, "solid" three-dimensional elements to ascertain the actual behaviour of the member.

Equilibrium was reached in the bulkhead as follows: the horizontal component of the slanted axial force transferred by the pylon is partially offset by the deck, while the rest generates an axial force underneath the bulkhead that slants in the opposite direction.

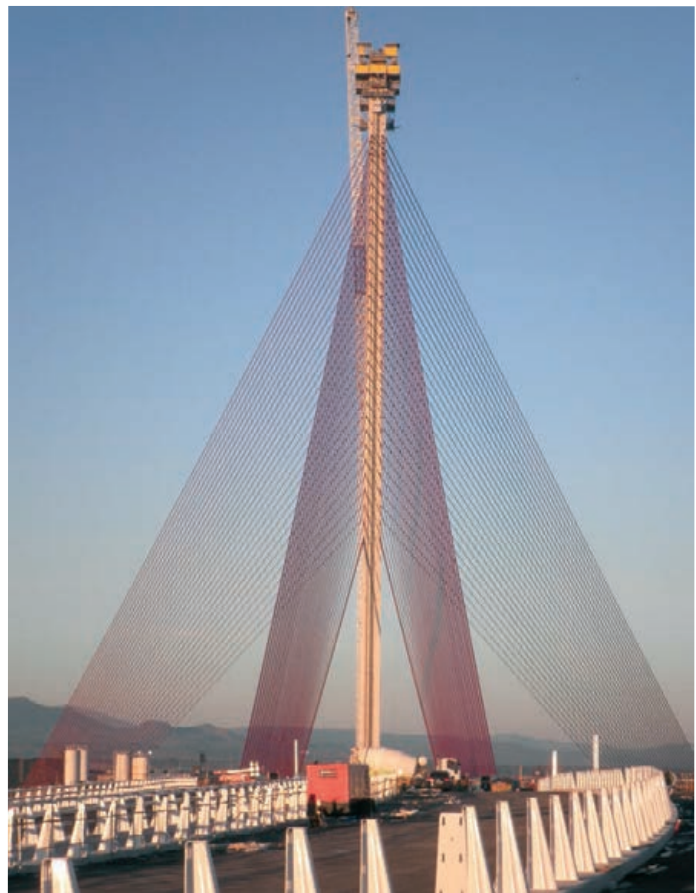


Figura 25. Pilon arriostrado por los planos de atirantamiento
Figure 25. Pylon braced by the stay planes



Figura 26. Mamparo en hormigón gris. Arranque de armado de pilono y pretensado transversal del mamparo
 Figure 26. Grey concrete bulkhead: pylon reinforcement springing and transverse prestressing in bulkhead

(axil, flector longitudinal y flector transversal) se calculan las curvaturas de equilibrio y por consiguiente la rigidez, según el diagrama momento - curvatura:

$$\{N, M_{yy}, M_{zz}\} \rightarrow \{N/\chi_x; M_{yy}/\chi_{yy}; M_{zz}/\chi_{zz}\}$$

Estas nuevas rigideces se introducen en el programa de cálculo para la siguiente iteración y así sucesivamente, hasta conseguir la convergencia entre los resultados de los esfuerzos y las deformaciones internas del pilono.

– d) Análisis P-delta.

El análisis en segundo orden se ha realizado en base a un análisis P- δ .

El equilibrio estático para un análisis P- δ queda reflejado en la Ecuación (2):

$$[K] \{u\} + [Kg] \{u\} = \{P\} \quad (2)$$

donde:

[K] - Matriz de rigidez de la estructura.

[Kg] - Matriz de rigidez geométrica resultado de los axiles en el modelo en cada iteración.

{u} - Vector desplazamiento.

{P} - Vector de cargas estáticas.

Hay que resaltar que al fisurarse las secciones del pilono comienzan a perder rigidez, mientras que los

cables mantienen la suya, produciéndose una clara transferencia de cargas desde el pilono hasta los tirantes; por esta razón y paradójicamente, los esfuerzos obtenidos en este cálculo no lineal en el pilono serán menos desfavorables para el armado que los obtenidos con un cálculo lineal. Sin embargo, los tirantes reciben más carga según se va flexibilizando el pilono (Figura 25).

2.4. Mamparo de unión tablero-pilono

El encuentro del tablero con el pilono es un elemento delicado en el diseño del puente, al maclarse dos elementos muy diferentes, como son el tablero, con una anchura de 36,00 m, y el pilono con una anchura de 4,00 m (Figura 26). Claramente, es una región D de la EHE, al existir una discontinuidad geométrica muy marcada. El método de cálculo utilizado para esta zona ha sido el método de bielas y tirantes, utilizando el mecanismo de menor energía de deformación, lo que se traduce en minimizar el trabajo a tracción. Además, se han realizado varios modelos de elementos finitos con elementos “sólidos” tridimensionales, muy complejos, para verificar el comportamiento real del elemento.

El esquema básico de equilibrio que se produce en el mamparo es el siguiente: la componente horizontal del axil inclinado transmitido por el pilono se equilibra en parte con el axil del tablero y la parte no equilibrada genera un axil bajo el mamparo con inclinación contraria al axil del pilono (Figura 27).

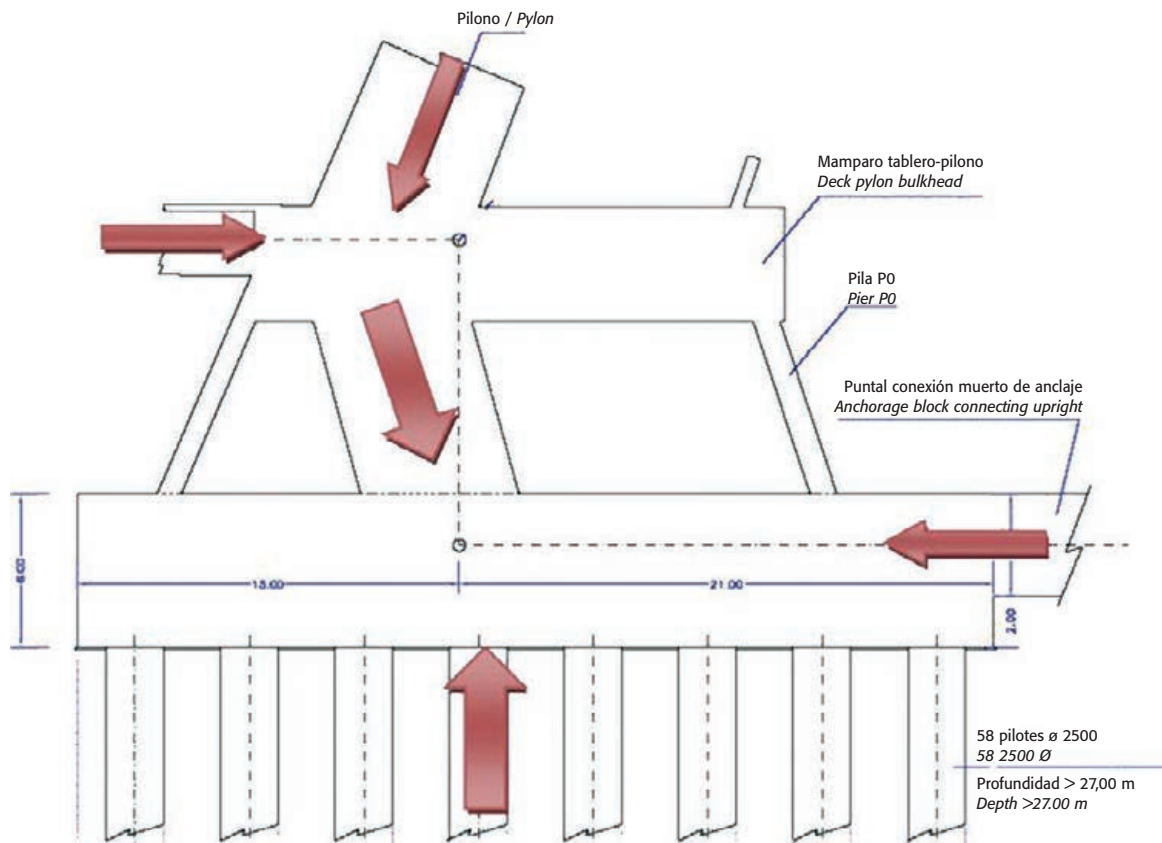


Figura 27. Esquema de fuerzas en arranque de pilono, tablero, cimentación y puntales
Figure 27. Force diagram for pylon springing, deck, foundations and uprights

While this arrangement is highly intuitive on the vertical plane, it is extraordinarily complex horizontally because the axial force in the pylon runs along a 4.00-m wide member while the deck force runs along a 36.00-m wide member, obviously calling for a three-dimensional strut and tie approach.

A bulkhead 4.50 m deep, 16.50 m wide and 19.00 m long was designed as the site for the aforementioned equilibrium. Strut and tie models involve substantial tensile stresses that must be accommodated with prestressing. This bulkhead is consequently prestressed transversely and longitudinally with four families of cables, consisting of up to 37 0.62" strands. The pylon-deck bulkhead was built with HSC-70 high-strength concrete.

2.5. Pylon foundations

The pylon has deep foundations. The 6 912 m³ of concrete in its stiff, 32.00-m wide, 36.00-m long, 6.00-m deep pile cap were cast continuously with no cold joints.

A total of 56 2.50-m diameter piles (seven 8-column rows) were driven well into the Tertiary level under the riverbed. The piles were spaced at 4.50 m, centres, or 1.8 diameters. Inasmuch as this is less than the standard 2.50 diameters, the group effect was factored into the calculations. The vertical loads transferred by the deck-pylon bulkhead fan out on a short transversely prestressed pier (P-0) positioned between the bulkhead and the pile cap, behaving like a pre-pile cap.

A finite elements model was implemented, with the pile cap, pier P-0 and bulkhead as solid members, to ascertain the load distribution among piles, simulated as bars with the respective stiffness, as shown in Figure 28.

2.6. Anchorage blocks and balancing uprights

The underground reinforced concrete anchorage blocks measure 65.00 m long by 19.40 m wide and 9.50 m deep (outer measurements). They have three inner galleries. The two on the sides, measuring 7.25 x 9.60 x 62.00 m, are filled with lean concrete and are designed to minimise the volume of concrete. The third central gallery, measuring 2.22 x 2.50 m and running across the entire length of the block, houses the back stay anchorages and tensioning systems.

The anchorage blocks are heavy enough to guarantee that the stays will remain anchored under whatsoever combination of actions. With the proximity of the river and rise in the groundwater level, the blocks were subject to upward thrust from the terrain. As a result, rather than their total weight, 278 923 kN, only the submerged portion was entered in the calculations.

Longitudinally, the block behaves like a beam on elastic foundation. The vertical pull from the stay, which varies with each one, is absorbed by vertical prestressed cables that carry the loads to the bottom of the block.

Slurry walls were built around the perimeter of the blocks before excavation was undertaken to guarantee the stability of the terrain and reduce water seepage. These walls are

Este esquema, que es muy intuitivo en el plano vertical, se complica extraordinariamente en el plano horizontal al discurrir el axil del pilono en una anchura de 4,00 m y el axil del tablero en una anchura de 36,00 m, convirtiendo el modelo de bielas y tirantes en un esquema claramente tridimensional.

Se proyecta un mamparo macizo de 4,50 m de canto, 16,50 m de ancho y 19,00 m de longitud donde se produce el equilibrio anterior. En los modelos de bielas y tirantes aparecen tracciones muy importantes que es necesario coger con pretensado, por lo que este mamparo está pretensado transversal y longitudinalmente con 4 familias de cables, dimensionando tendones de hasta 37 cordones de 0,62". El mamparo de unión pilono-tablero está realizado con hormigón de alta resistencia HAR-70.

2.5. Cimentación del pilono

La cimentación del pilono es profunda, con un encepado rígido de 32,00 m de anchura por 36,00 m de longitud y un canto de 6,00 m, con un volumen total de hormigón de 6.912 m³ hormigonado en continuo sin juntas frías.

Se proyectan 56 pilotes (7 filas por 8 columnas) de 2,50 m de diámetro empotrados en el terciario tras atravesar el aluvial del río. La separación entre ejes de pilotes es de 4,50 m, equivalente a una separación de 1,8 diámetros, inferior al mínimo habitual de 2,50 diámetros; por ello, se ha considerado el efecto grupo en el cálculo. Las cargas verticales que llegan desde el mamparo de unión tablero-pilono se van abriendo en una pila corta (P0) entre mamparo y encepado, que actúa como pre-encepado y que está pretensada transversalmente.

Para un conocimiento del reparto de cargas entre pilotes se realizó un modelo de elementos finitos (MEF) con elementos sólidos del encepado, pila P-0 y mamparo, simulando los pilotes mediante barras con su correspondiente rigidez según la figura 28.

2.6. Muertos de anclaje y puntales de equilibrio

Los muertos de anclaje son de hormigón armado, con unas dimensiones exteriores de 65,00 m de largo, 19,40 m de anchura y 9,50 m de profundidad, enterados íntegramente en el terreno. Internamente, disponen de tres galerías: dos laterales con dimensiones de 7,25 x 9,60 y 62,00 m, que se rellenan con hormigón pobre y cuya misión es minimizar el volumen de hormigón, y una tercera galería central donde se realiza todo el anclaje y tesado de los tirantes de retenida; esta galería de 2,22 m x 2,50 m recorre longitudinalmente el muerto (Figura 29).

Los muertos de anclaje disponen de un peso suficiente para garantizar el anclaje de los tirantes ante

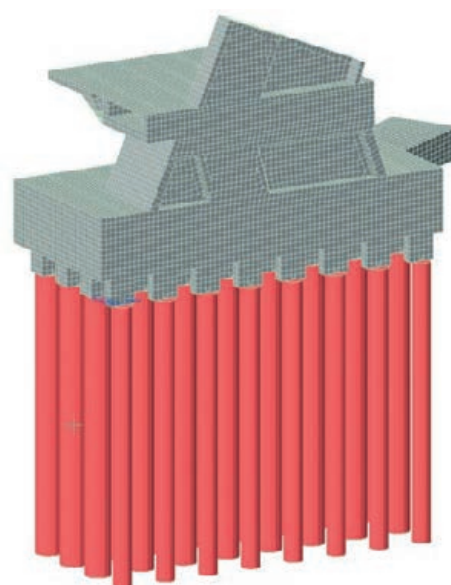


Figura 28. MEF del encepado, pila y mamparo
Figure 28. Finite elements for pile cap, pier and bulkhead

cualquier combinación de acciones, considerando en el cálculo sólo el peso sumergido por elevación del nivel freático debido a su proximidad al río. El peso total de cada uno de los muertos de anclaje es de 278.923 kN, reduciéndose este peso por el empuje sumergido.

Longitudinalmente, el muerto se comporta como una viga sobre fundación elástica apoyada en el terreno. La carga de tiro vertical del tirante es recogida por un pretensado vertical que lleva las cargas hasta el fondo del muerto y que varía según el tirante.

Perimetralmente a los muertos se construyen unas pantallas empotradas en el terreno, ejecutadas previamente a la excavación, para garantizar la estabilidad del terreno y reducir las filtraciones de agua. Estas pantallas se solidarizan mediante armado de rasante con el propio muerto, colaborando en la estabilidad de la estructura por medio de la resistencia al fuste que ofrecen contra el terreno.

La geometría de los tirantes de retenida, contenidos en un plano inclinado para eliminar distorsiones visuales, provoca que los tirantes transfieran cargas verticales y horizontales a los muertos de anclaje (Figura 30). Las fuerzas horizontales tienen una componente según la directriz del muerto y otra perpendicular al mismo. Las fuerzas en la directriz del muerto se transmiten por este elemento hasta unos puntales de hormigón armado de 7,50 m de ancho x 3,00 m de canto que unen los muertos con el encepado del pilono y que permiten el equilibrio de axiles horizontales.

Las fuerzas ortogonales a los muertos son sensiblemente menores, siendo asumidas mediante la movilización del empuje pasivo del terreno en la altura suficiente para equilibrarlas, disponiéndose, además, de unas riostras transversales de hormigón armado

MUERTO DE ANCLAJE / ANCHORAGE BLOCKS

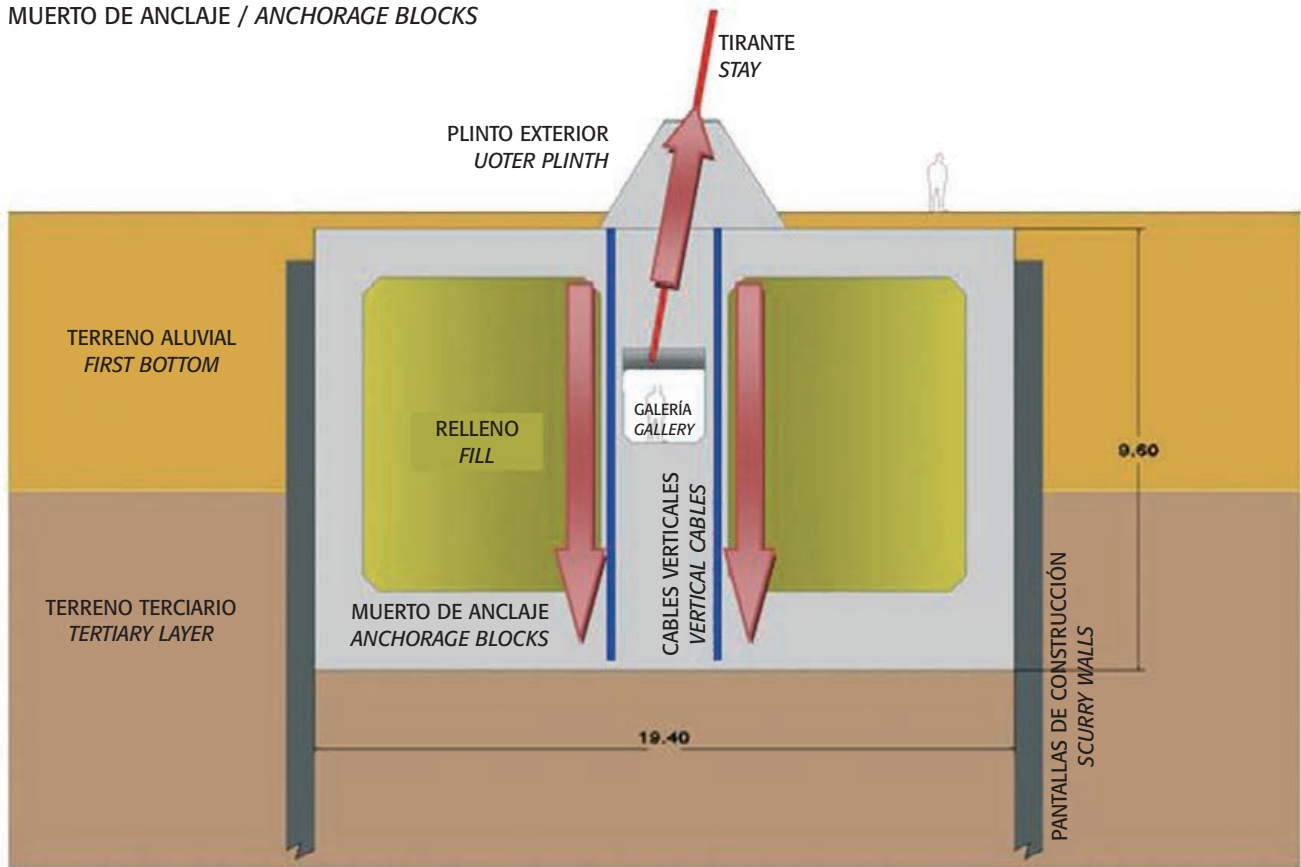


Figura 29. Sección transversal de muerto de anclaje
 Figure 29. Anchorage block cross-section



Figura 30. Salida de tubos guía de los muertos de anclaje
 Figure 30. Guide tubes protruding from anchorage blocks

de 5,00 m de ancho x 3,00 m de canto que conectan ambos muertos.

2.7. Pila P-1

La pila P-1 es una pareja de pilas de forma trapezoidal de hormigón armado blanco HA-30, donde apoya el puente en el extremo opuesto al pylon, siendo una pila compartida con el viaducto de acceso.

Tiene una altura de 10,00 m con una anchura de 4,35 m en la base superior del encepado y de 5,70 m en la parte superior de apoyo del tablero y un espesor constante de 1,95 m en toda su altura. La pila P-2 del viaducto de acceso apoya sobre el mismo encepado que la pila P-1.

Las pilas P-1 y P-2 se han dispuesto sobre el encepado con unas excentricidades respecto de su centro de gravedad, de tal forma que para carga permanente los pilotes estén sometidos a carga centrada. Se proyecta un doble encepado, con unas dimensiones de 9,00 x 13,50 m y 3,00 m de canto, unidos por una viga riostra transversal. Se disponen 6 pilotes de 1,50 m de diámetro por cada encepado, separados entre sí 5,25 m y empotrados en el terciario.

2.8. Juntas y apoyos

Los apoyos proyectados en la pila P-1 son POT libres en las dos direcciones horizontales, dimensionados para una reacción máxima de 13.520 kN. Puesto que la reacción horizontal puede ser muy importante por viento, no se confía a estos apoyos dicha reacción, máxime cuando puede ser concomitante con una carga vertical muy pequeña; por ello se proyectan apoyos libres en las direcciones longitudinal y transversal. La reacción horizontal es transmitida –como ya se comentó– por una viga metálica transversal empotrada en el tablero.

La unión entre el puente atirantado y el viaducto se resuelve mediante una junta tipo tándem, con un movimiento de contracción de 292 mm y de 71 mm de extensión.

2.9. Estudio de vibraciones en la estructura

Los efectos dinámicos de las cargas de tráfico en los puentes de carretera comunes pueden considerarse cubiertos por un coeficiente dinámico para los estados límites últimos y de servicio. Este coeficiente ya está incluido en las cargas características de diseño. Sin embargo, en los puentes atirantados de esta envergadura es necesario realizar un estudio particularizado. En general, todos los estudios están relacionados con la frecuencia propia principal del puente (f_0), incluyendo la carga permanente superpuesta y excluyendo la sobrecarga de tráfico y peatones.

Puede considerarse que no se producirá incomodidad para el usuario si la aceleración vertical máxima, en cualquier parte del tablero, no sobrepasa el valor:

$$0,5 \sqrt{f_0} \text{ (m/s}^2\text{)}$$

La frecuencia principal de vibración se corresponde con el primer modo de flexión vertical del tablero y tiene un valor de $f_0 = 0,2973$ Hz, por lo que la aceleración máxima deberá ser inferior a $0,272$ m/s².

Se ha realizado un estudio de vibraciones del tablero al ser recorrido por un camión de 250 kN circulando a una velocidad de 80 km/h por el puente, simulado por una carga periódica senoidal, siguiendo el criterio de René Walther en su libro *Cable Stayed Bridges* [8]. La aceleración obtenida es $a_{\text{máxima}} = 0,00456$ m/s², valor muy alejado de la aceleración máxima tolerada. Por lo tanto, no son de esperar vibraciones susceptibles de causar incomodidades a los usuarios, como ha podido ser comprobado en su puesta en servicio.

2.10. Estudio aeroelástico del puente

El puente atirantado de Talavera de la Reina, con un vano principal de 318 m de luz, se comporta bien frente a fenómenos aeroelásticos del tablero, por su anchura (36,00 m), por ser un puente de hormigón y por la propia forma aerodinámica de la sección (Figura 31).

En fase de proyecto se realizó un riguroso estudio de estos fenómenos: divergencia torsional, flameo/flutter y desprendimiento de remolinos o vortex shedding.

Los dos primeros corresponden a inestabilidades aeroelásticas del tablero y pueden derivar en la rotura del tablero, al tener el carácter de oscilaciones divergentes (amortiguamiento negativo). La divergencia torsional se produce por torsión pura, mientras que el flameo lo hace por acoplamiento de flexión y torsión.

El desprendimiento de remolinos no pone en riesgo la estabilidad de la estructura, pero puede generar oscilaciones apreciables del tablero para bajas velocidades de viento y son consecuencia de estados de resonancia, cuya amplitud queda limitada por el amortiguamiento estructural.

Los modos propios de vibración del puente obtenidos se recogen en la Tabla 2.

La relación de frecuencias del primer modo de flexión vertical del tablero y del primer modo de torsión es

$$\begin{aligned} \text{Relación de frecuencias} &\rightarrow f_T/f_B = 0,8548/0,2973 = \\ &= 2,875 > 2,50 \end{aligned}$$

La relación de frecuencias es superior a 2,50, lo que evita el acoplamiento de ambas frecuencias y nos

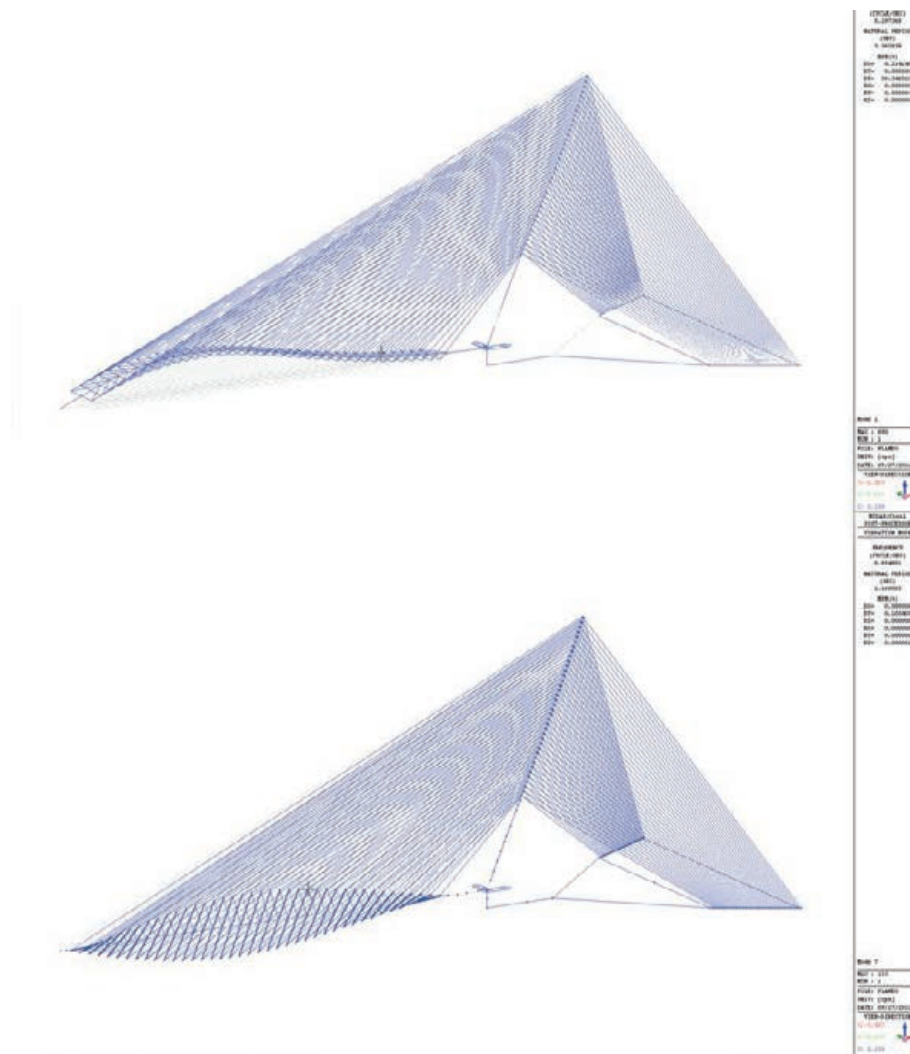


Figura 31. Frecuencias de flexión y torsión
Figure 31. Bending and torque frequencies

secured to the block itself by means of grade level reinforcement. The shaft resistance generated in the soil contributes to the stability of the structure.

Because of their slanted plane geometry that eliminates visual distortion, the back stays transfer vertical and horizontal loads to the anchorage blocks (Figure 30). One of the components of the horizontal forces is parallel and the other perpendicular to the block centroid. The forces on the centroid are transferred by the block to reinforced concrete uprights measuring 7.50 m wide and 3.00 m deep that connect the blocks to the pylon pile cap, thereby balancing the horizontal axial forces.

The forces normal to the blocks, which are perceptibly smaller, are neutralised by mobilising the passive thrust of the soil at the required height to balance them. In addition, 5.0-m wide by 3.00-m deep reinforced concrete transverse braces connect the two blocks.

2.7. Pier P-1

Pier P-1, actually two trapezoid RC-30 white reinforced concrete piers on which the bridge rests on the end opposite the pylon, is shared by the approach viaduct.

It is 10.00 m high and 4.35 m wide at the top of the pile cap and 5.70 m wide at the top that supports the deck, while its depth is a constant 1.95 m along the entire height. Approach viaduct pier P-2 rests on the same pile cap as pier P-1.

Piers P-1 and P-2 lie on the pile cap eccentrically with respect to its centre of gravity so that the permanent loads are centred on the piles. The twin pile caps for these piers, measuring 9.00 x 13.50 m, with a depth of 3.00 m, are joined by a transverse tie beam. The six 1.50-m diameter piles per cap are spaced at 5.25 m, centres, and embedded in the Tertiary level.

2.8. Joints and bearings

P Pier P-1 has POT-type bearings, sliding in both horizontal directions and sized for a maximum reaction of 13 250 kN. Given the magnitude of the horizontal reaction to wind, these bearings are not relied upon for this purpose, particularly since wind action may concur with a very small vertical load. As mentioned earlier, a transverse steel girder was embedded in the deck to offset the horizontal reaction.

Tabla 2. Modos propios de vibración de la estructura
Table 2. Natural modes of vibration in the structure

Modos propios de vibración / Natural Modes Of Vibration			
Modo / Mode	Tipo de vibración / Type Of Vibration	Frecuencia / Frequency f (hz)	Frecuencia / Frequency w (rad/s)
1	Flexión vertical del tablero. 1 ^{er} modo <i>Deck bending, vertical. 1st mode</i>	0,2973	1,867
2	Flexión vertical del tablero. 2 ^o modo <i>Deck bending, vertical. 2nd mode</i>	0,4879	3,065
3	Flexión transversal del pilono. 1 ^{er} modo <i>Pylon bending, transverse. 1st mode</i>	0,5789	3,637
4	Flexión transversal del tablero. 1 ^{er} modo <i>Deck bending, transverse. 1st mode</i>	0,585	3,678
5	Flexión vertical del tablero. 3 ^{er} modo <i>Deck bending, vertical. 3rd mode</i>	0,7442	4,676
6	Flexión transversal del pilono. 2 ^o modo <i>Pylon bending, transverse. 2nd mode</i>	0,7610	4,782
7	Torsión del tablero. 1 ^{er} modo <i>Deck torque. 1st mode</i>	0,8548	5,3708
8	Flexión vertical del tablero. 4 ^o modo <i>Deck bending, vertical. 4th mode</i>	1,1119	6,986
9	Flexión longitudinal del pilono. <i>Pylon bending, longitudinal</i>	1,2733	8,000
10	Flexión transversal del pilono. 3 ^{er} modo <i>Pylon bending, transverse. 3rd mode</i>	1,3000	8,168
11	Torsión del tablero. 2 ^o modo <i>Deck torque. 2nd mode</i>	1,3915	8,743
12	Flexión vertical del tablero. 5 ^o modo <i>Deck bending, vertical. 5th mode</i>	1,5888	9,978

deja en una buena posición de partida para el estudio del flameo. Esto se debe a la importante rigidez a torsión del tablero, junto con el doble plano de atirantamiento.

El flameo ha sido estudiado por dos métodos diferentes (Klöpel y Selberg), resultando por ambos métodos velocidades de viento crítica muy similares, en el entorno de 265 km/h a nivel del tablero.

Debido a la importante rigidez torsional no aparecieron especiales problemas por el fenómeno de divergencia torsional, de hecho, este problema es preocupante en puentes de gran luz, con poca rigidez torsional (puentes bijácenas), o en aquéllos en los que la anchura del uso del puente sea muy inferior a la anchura total.

La frecuencia de desprendimiento de remolinos, viene dada por el número de Strouhal, que es constante para cada sección y según el tipo de sección. En este caso, la sección es muy aerodinámica y minimiza las turbulencias detrás del obstáculo, que son las causantes del desprendimiento de remolinos. Se ha obtenido una baja velocidad para la cual se produce el desprendimiento de remolinos; sin embargo, se comprobó que la aceleración producida por este

fenómeno, de 0,067 m/s², no provocaba incomodidades ni al tráfico peatonal ni al rodado.

Durante la ejecución de las obras se realizó un ensayo de túnel de viento a nivel seccional en la Universidad de La Coruña y un ensayo de túnel de viento del puente completo en el Politécnico de Milán (Figura 32), con valores de velocidad crítica muy similares a los obtenidos teóricamente en el proyecto. En estos ensayos se estudiaron fases intermedias de construcción del pilono que podían ser más expuestas que la estructura una vez finalizada.

Para el control de vibraciones en los tirantes se dispuso en la vaina de los cables una doble hélice para eliminar las vibraciones inducidas por "rain-wind". En todos los tirantes se dispusieron amortiguadores externos, debido a la longitud de los cables y su escasa capacidad de amortiguamiento intrínseco. Todos los cables de retenida y los de sustentación del T01 al T20 fueron equipados con amortiguadores tipo HDR GENSUI, en los cuales la energía de vibración es disipada por la deformación plástica de unas pastillas de neopreno. En los tirantes T21 a T38 (los más largos) se dispusieron amortiguadores de fricción VSL FRICTION DAMPER, con mayor capacidad de amortiguamiento.



Figura 32. Maqueta para el modelo de túnel de viento en el Politécnico de Milán
 Figure 32. Polytechnic University of Milan wind tunnel model

The elastomeric joint between the cable-stayed bridge and the viaduct is designed to contract by up to 292 mm and expand by up to 71 mm.

2.9. Effect of vibrations on the structure

The dynamic effects of vehicle traffic on normal bridges are taken into consideration by applying a dynamic factor to the ultimate and serviceability limit states. This factor is included in the characteristic design loads. Cable-stayed bridges with long spans call for a specific study, however. As a rule, the main natural frequency of the bridge (f_0), including the superposed permanent load but excluding traffic and pedestrian service loads, is used in all these studies.

The discomfort level is defined as vertical acceleration at any point on the deck greater than:

$$0,5 \sqrt{f_0} \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Since the natural vibration frequency, which refers to the first mode of vertical bending in the deck, is $f_0 = 0.2973$ Hz, the maximum acceleration must be lower than 0.272 m/s².

A vibration study of the deck was conducted, using a periodic sigmoid load to simulate a 250-kN lorry travelling over the bridge at 80 km/h, as described by René Walther in his book *Cable Stayed Bridges* [8]. The acceleration obtained was $a_{\text{maximum}} = 0.00456$ m/s², comfortably below the maximum tolerable value. Consequently, no vibrations liable to cause user discomfort were expected to appear and in fact have not appeared since the bridge was commissioned.

2.10. Aeroelastic study of the bridge

The Talavera de la Reina cable-stayed bridge, with a 318-m main span, performs well with respect to aeroelas-

tic events in the deck because of its width (36.00 m), its nature as a concrete structure and the aerodynamic shape of its cross-section.

The events thoroughly studied in the design stage included: torsional divergence, flutter and vortex shedding.

The first two describe aeroelastic instability in the deck and may induce its failure, inasmuch as they are divergent oscillations (negative damping). Torsional divergence is induced by pure torque, while flutter is the result of the combined effect of bending and torque.

Vortex shedding poses no risk to structural stability, but it may cause perceptible oscillation at low wind speeds that are the result of resonance whose amplitude is limited by structural damping.

The natural modes of vibration obtained for the bridge are given in Table 2.

The ratio between the vertical bending first mode frequencies and the torque first mode frequencies for the deck is:

$$f_T/f_B \text{ ratio} = 0.8548/0.2973 = 2.875 > 2.50$$

This frequency ratio, being greater than 2.50, avoided interference between the two frequencies, which is a good starting position for studying flutter. These results were attributable to the high torque resistance in the deck, along with the double plane of stays.

Flutter was studied with the Klöpel and Selberg methods; critical wind speeds of around 265 km/h at deck level were found with both.

High torque resistance precluded torsional divergence-related problems, which is only an issue in bridges with long spans and low torque resistance (two-girder bridges) or where the service width is much narrower than the total width.



Figura 33. Muerto de anclaje. Armado de losa inferior y pretensados verticales
 Figure 33. Anchorage block: bottom slab reinforcement and vertical prestressing

La proximidad de los cables de retenida en su salida de los muertos fue objeto de estudio por la interferencia entre cables, al generarse remolinos que se desprenden de los cables que están delante frente al flujo de viento e interfieren en los cables traseros (wake galloping). La separación de estos cables se estableció que fuera mayor de $5 D$, alejado de los valores críticos de esta separación, que se sitúan entre $1,5 D$ y $3,5 D$ [9].

Entre otras publicaciones se utilizaron las recomendaciones para prevenir vibraciones importantes en los cables de la publicación *Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study* [10] y el libro *Flow Induced Vibrations* [11].

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

3.1. Cimentaciones y muertos

Los pilotes se ejecutaron encamisados en los primeros metros hasta atravesar el cuaternario y con lodos bentoníticos en toda su longitud. Todos los pilotes fueron inspeccionados mediante ultrasonidos e inyectados en punta previa limpieza de la misma.

El hormigonado del encepado se realizó en continuo para no generar juntas frías en la transmisión de bielas. Para ello, se desarrolló un sistema de hormigonado con una velocidad constante de extensión

del hormigón por tongadas y se hormigonó ininterrumpidamente durante 70 horas, hasta completar los aproximadamente 7.000 m^3 de hormigón. Se estudió por modelos de elementos finitos la disipación de calor, para no sobrepasar los 75°C de temperatura máxima en el interior de la masa, ni los 20°C de gradiente que pudieran fisurar el hormigón. Para el control de la temperatura se dispusieron termopares en diferentes puntos del encepado, con un registro continuo de la temperatura.

Para ejecutar el vaciado de los muertos de anclaje se construyeron pantallas de hormigón armado perimetrales apuntaladas mediante vigas transversales, que luego quedaron embebidas. Los muertos fueron ejecutados en diferentes fases de hormigonado. Se dispuso un pretensado vertical coincidente con el anclaje de cada uno de los tirantes; en el fondo del muerto se dejaba un anclaje ciego y una vez hormigonado el muerto se procedía al tesado de estos tendones (Figura 33).

La ejecución de los muertos se solapó con la construcción del tablero y pilono, debiendo estar terminados antes de la colocación del primer tirante.

3.2. Tablero

El tablero se ejecutó sobre una península artificial apoyado sobre pilas provisionales, independizando

The vortex shedding frequency is described by the Strouhal number, which is constant for each cross-section but varies with each type of section. Here, the highly aerodynamic cross-section minimised the turbulence behind the obstacle that induces vortex shedding. Although the vortex shedding speed obtained was low, the acceleration induced, at 0.067 m/s^2 was insufficient to cause discomfort for vehicle or pedestrian traffic.

During construction, a wind tunnel test of a cross-section was conducted at the University of La Corunna and another of the entire bridge at the Polytechnic University of Milan (Figure 32). The two trials yielded critical speeds very similar to the theoretical design values. Trials were also conducted for the intermediate stages of pylon construction that might be more vulnerable than the finished structure.

A twin helix was placed in the stay sheaths to eliminate rain-wind-induced vibrations. All the stays were fitted with outer dampers due to the length of the cables and their scant intrinsic damping capacity. HDR GENSUI neoprene pads, which dissipate vibration energy through plastic deformation, were installed on all the back stays and on support stays T01 to T20. Stays T21 to T38 (the longest cables) were fitted with VSL friction dampers, which have a higher damping capacity.

Possible inter-cable interference due to back-stay proximity at the spring line on the anchorage blocks was studied by simulating vortices shed by the windward cables that would affect the leeward stays (wake galloping). Spacing for these cables was set at over five diameters, which is much larger than the critical values that range from 1.5 to $3.5 D$ [9].

The references consulted to prevent substantial vibrations in cables included the books *Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study* [10] and *Flow Induced Vibrations* [11].

3. CONSTRUCTION PROCESS

3.1. Foundations and anchorage blocks

The piles, which were wrapped in the first few metres (within the Quaternary layer), consisted of bentonite slurry throughout. All the piles were inspected with ultrasound and cleaned before the slurry was injected.

The pile cap concrete was poured continuously to prevent the formation of cold joints cutting through the struts. This was achieved by pouring the concrete and extending the lifts at a constant rate, uninterruptedly for 70 hours, until all $7\,000 \text{ m}^3$ of concrete were cast. Finite element models were used to study heat release and prevent cracking by ensuring that the temperature inside the core did not exceed $75 \text{ }^\circ\text{C}$ and the gradient was no greater than $20 \text{ }^\circ\text{C}$. Continuous record thermocouples were placed at different points in the pile cap to monitor the temperature.

Perimetric reinforced concrete slurry walls braced by transverse beams were built before excavating for the anchorage blocks. These walls were subsequently embedded in the blocks, which were cast by stages. Vertical prestressing was positioned to concur with the anchorage for each stay. A blind anchor was left at the bottom of the block and after concreting the tendons were stressed.

While anchorage block and deck / pylon construction overlapped, the former had to be completed before the first stay cable could be laid.

3.2. Deck

The deck was built on an artificial peninsula that rested on provisional piers, protecting construction from the risk of high water (Figure 34). The peninsula was fitted with several banks of box culverts through which the river could flow without forming backwater, so as not to interfere with the operation of an upstream hydroelectric plant.

The deck was built in successive 14-m spans, that included up to $1/5$ of the following span, using formwork platforms that rested on the pile caps under the provisional piers. A total of 21 pairs of provisional deep foundation piers were built (Figure 35).

Deck concrete was cast in two stages. The bottom slab and webs were poured in the first, and the top slab in the second (Figure 36). The concrete used varied from RC-45 to HSC-80. Self-compacting materials were used throughout due to the density of the reinforcement. A geotextile kept moist for 24 hours was spread over the large area of exposed top slab concrete to prevent drying shrinkage-induced surface cracking.

After the deck was cast, the interior diagonals and transverse prestressing had to be stressed before stripping the forms to ensure that the deck loads would be duly transferred to the provisional piers located underneath the outer webs. These diagonals and the transverse prestressing constitute the interior trusses in the deck that serve as intermediate diaphragms.

One section of deck was joined to the next with shear keys, which enhance joint friction capacity perpendicular to the prevailing tangential stress. During construction, the deck had no axial force. As a result, only the through reinforcement and shear keys ensured satisfactory shear strength.

The deck was built ahead and independently of the pylon, which was the critical point in bridge construction. The deck was built very swiftly, for thanks to the system of diagonals, no transverse braces were present at any point along its length that would have retarded construction.

3.3. Pylon

The slanted pylon was built using self-climbing formwork 3 m high, although smaller dimensions were used in some



Figura 34. Tablero apoyado sobre pilas provisionales. Al fondo el viaducto de acceso
 Figure 34. Deck resting on provisional piers with approach viaduct in the background

la construcción de los riesgos de crecidas del río (Figura 34). En la península artificial se plantearon varias baterías de marcos que permiten holgadamente el paso del río, sin formar curva de remanso, ya que aguas arriba existía una central hidroeléctrica que no debía perder salto hidráulico.

La ejecución del tablero se realizó por vanos sucesivos de 14 m de longitud hasta 1/5 del vano siguiente, mediante barcos de encofrado apoyados en los en-

cepados de las pilas provisionales. En total se dispusieron 21 parejas de pilas provisionales pilotadas (Figura 35).

El hormigonado del tablero se realizó en dos fases. En la primera se hormigonaba la losa inferior y almas, y en la segunda, la losa superior (Figura 36). El hormigón utilizado varía desde HA-45 hasta HAR-80, siendo autocompactante debido a la gran densidad de armadura. Para el curado del hormigón en la losa



Figura 35. Tablero apoyado sobre pilas provisionales y pilono antes de colocar los cables
 Figure 35. Deck resting on provisional piers and pylon before cables were strung



Figura 36. Avance del tablero del puente atirantado. Al fondo, los tableros del viaducto de acceso
Figure 36. Cable-stayed bridge deck construction with the approach viaduct decks in the background

of the adjustment jumps Figures 38 and 39). A total of 62 jumps were needed in all. Because pylon depth varies, the forms had to be modified at each jump.

The lower 62.00 m of the pylon had no cables. Due to its slant, the bending moment at the base of the pylon generated by its self weight was substantial (725 830 kN m) and concurred with a smaller axial force of 53 760 kN. That raised the tensile stress on the pylon to 4.37 MPa, a value

very close to the 4.85 MPa cracking stress (Figures 38 y 39). The pylon was therefore fitted with anchorages for provisional stay cables to prevent cracking, although since no cracks appeared, these cables were not ultimately needed.

After the first 62.00 m of pylon were erected, the stays had to be stressed as construction advanced. That in turn called for an additional accessory on the self-climbing formwork to install the cables in each jump as the form-



Figura 37. Frente de avance de los tableros gemelos del viaducto. Construcción por vanos sucesivos
Figure 37. Construction front for the twin decks on the viaduct: span-by-span construction



Figura 38. Frente de avance de tablero con ejecución simultánea de pylon
 Figure 38. Deck construction front and simultaneous erection of pylon

superior, con una gran superficie expuesta, se utilizó un geotextil, que se mantenía húmedo durante 24 horas para evitar una fisuración superficial por retracción térmica.

Una vez hormigonado el tablero era necesario tesar tanto las diagonales interiores como el pretensado transversal antes de retirar el encofrado, para garantizar que las cargas del tablero llegaran correctamente a las pilas provisionales, situadas bajo las almas laterales. Estas diagonales y el pretensado transversal constituyen las cerchas interiores en el tablero, que actúan como diafragmas intermedios.

En la unión de un tramo de tablero con otro se dispusieron llaves de cortante, que incrementan la capacidad de rozamiento de las juntas en perpendicular a la dirección predominante de las tensiones tangenciales. En el momento de la construcción, el tablero no tiene ningún axil y por tanto sólo la armadura pasante y las llaves de cortante garantizan el correcto comportamiento de la junta a cortante.

El tablero se iba ejecutando siempre por delante del pylon y con total independencia de éste, siendo el pylon el punto crítico en la construcción del puente (Figuras 37 y 38). La ejecución del tablero era muy rápida ya que no existían riostras transversales en toda la longitud que supusieran un impedimento a su construcción, gracias al sistema de diagonales.

3.3. Pylon

El pylon inclinado se ejecutó con encofrado autotrepante en tramos de 3 m de altura, si bien, algunas

puestas de ajuste eran de menor altura (Figuras 38 y 39). En total fue necesario realizar 62 puestas. Por la geometría del pylon, con canto variable, era necesario modificar los encofrados en cada una de las puestas.

Hasta los 62,00 m de altura el pylon estaba exento de cables, por lo que debido a su inclinación el peso propio generaba un importante momento flector en la base (725.830 kN m) concomitante con un axil reducido de 53.760 kN, por lo que se llegaba a tensiones de tracción en el pylon de 4,37 MPa, muy próximas a la tensión de fisuración de 4,85 MPa. Para evitar la fisuración, se dispusieron anclajes en el pylon para un atirantamiento provisional que finalmente no fueron necesarios por la ausencia de fisuras.

Una vez alcanzada la cota de 62,00 m de pylon construido, era necesario ir colocando y tesando los tirantes según se avanzaba en altura, lo que hizo necesario disponer en el encofrado autotrepante un nivel adicional para instalar los cables, al mismo tiempo que se realizaban los trabajos de encofrado, ferrallado y hormigonado de cada puesta.

La célula metálica donde se anclan los tirantes, con dimensiones interiores constantes de 3,00 x 3,00 m, sirve de encofrado interior y de núcleo de rigidez de la ferralla del pylon, que se montaba prefabricada a nivel de suelo (Figura 40). Posteriormente, el conjunto célula + ferralla era izado mediante grúa hasta su posición exacta en el pylon, donde se daba continuidad a la célula metálica mediante soldadura a tope y a la armadura mediante solape. La célula metálica se transportaba a obra en tramos de 3, 6 y 9 metros de altura desde el taller metálico. Según se iba adquiriendo altura en la construcción del pylon, los tramos



Figura 39. Construcción del pilono, tesado de cables y eliminación de pilas según avance del tesado
Figure 39. Pylon construction, cable stressing and pier removal

work was fitted, the reinforcement hoisted into position and the concrete poured in the following jump.

The 3.00 x 3.00-m steel cage where the stays are anchored serves as inner support and a stiffness core for the pylon reinforcement, which was assembled at ground level (Figure 40). The cage + reinforcement were subsequently hoisted into their exact position in the pylon with a crane. Each new section of steel cage was butt-welded to the

existing structure, while the successive sections of reinforcement were lapped. The steel cage was carried to the worksite from the shop in sections 3, 6 or 9 metres high. As pylon construction progressed, crane capacity determined the use of the smaller dimensions.

The LIEBHERR LR 1650 crane used successfully positioned even the final components of the lookout at the top of the pylon, located 192.00 m off the ground.



Figura 40. Célula metálica y ejecución de ferrallado a nivel de suelo para su posterior izado
Figure 40. Steel cage and ground level assembly of reinforcement for subsequent hoisting

de célula se iban reduciendo por la capacidad de la grúa.

La grúa utilizada fue del tipo LIEBHERR LR 1650 y con ella se alcanzó la cota de 192,00 m de altura en la colocación de las últimas piezas del mirador panorámico del pilono.

El hormigón utilizado fue un HAR-70 autocompactante blanco, para el que se realizaron numerosas pruebas hasta la aprobación definitiva de la fórmula de trabajo. El hormigón autocompactante era necesario por la densidad de armadura y las dificultades para su correcta vibración. El hormigón se colocó inicialmente mediante bombeo, pero posteriormente, la empresa constructora diseñó un cubilote que era izado por la grúa, eliminando los problemas inherentes al bombeo y garantizando así la calidad del hormigón en altura.

En las sucesivas puestas del pilono se generan juntas horizontales que no son perpendiculares al eje de la pieza por estar inclinado respecto a la vertical 22° , lo que, por descomposición del axil (N) en la junta, se genera en ésta un rasante de 0,374 N concomitante con un axil en la junta de 0,927 N. Esto supone garantizar un coeficiente de rozamiento mínimo en la junta de 0,40, que en ELU debe aumentar hasta 0,60. Estas juntas se han estudiado detenidamente, ya que el hormigón autocompactante generaba juntas con una textura superficial lisa – prácticamente pulida-. Hay que considerar que los axiles en ELU en el arranque del pilono son de 870.000 kN y era impensable soportar 325.380 kN de rasante con armadura, que además no es eficaz por su propia inclinación.

Para valorar la rugosidad del hormigón autocompactante en las juntas se ensayaron probetas hormigonadas en dos etapas, generando juntas de diferentes ángulos para establecer la inclinación límite donde la probeta rompe por deslizamiento de la junta en lugar de romper por compresión. Estos ensayos establecían el coeficiente de rozamiento de las juntas sin tratar en torno a 0,45. Este coeficiente supone un ángulo de aproximadamente 24° , lo que era del todo insuficiente para asegurar la transmisión de rasante por rozamiento en la junta.

Para minimizar el riesgo de fallo en la junta se estableció la necesidad de rayar todas las juntas, incrementando así la rugosidad, al tiempo que se diseñaron unos dientes de cortante con superficies perpendiculares al eje de la pieza. Estos dientes de cortante se materializaban mediante el plegado de unas chapas perforadas que se colocaban en la superficie de la junta. La chapa era perforada para evitar que se quedaran bolsas de aire sin hormigonar bajo las chapas y saliese el aire ocluido por las perforaciones. Estas chapas quedaban en la siguiente puesta embebidas dentro del hormigón.

El pilono dispone de un montacargas interior que discurre por toda su altura y desde el que se realiza-

ron los anclajes de los tirantes, y de un ascensor exterior en la cara posterior, que servía de acceso al personal hasta la autotropa y que ha quedado como definitivo para el acceso al mirador panorámico, situado en la coronación del pilono.

3.4. Tesado

Se redactó un protocolo de tesado por parte de ESTUDIO AIA siguiendo el esquema de montaje previsto por la empresa constructora; para ello, se determinaron las edades de puesta en obra y puesta en carga de los diferentes elementos, así como los datos de pesos y rigideces actualizados. Con esta información, se elaboró un modelo de cálculo evolutivo en el que se representan cada una de las fases de montaje, lo que permitía estudiar el proceso en su conjunto y comprobar el proceso fase a fase (Figura 41).

En primer lugar se definió el ESTADO 0 ó estado objetivo, que es la situación de cargas en tirantes al final del proceso. El ESTADO 0 en el proyecto se definió según los pesos de las diferentes secciones tipo, calculando las cargas en tirantes que compensan las cargas permanentes del tablero para alcanzar unas leyes de esfuerzos próximos a una viga continua con apoyos fijos en los tirantes.

La reología del hormigón provoca que las fuerzas de los tirantes se modifiquen a lo largo del tiempo respecto al ESTADO 0 inicial, por lo que el objetivo del proceso de tesado del puente era más bien lograr un estado de esfuerzos similar a una viga continua a largo plazo. La situación de viga continua define las cargas en los tirantes del vano principal, y la minimización de flexiones en el pilono define el criterio para establecer las fuerzas en los tirantes de retenida.

Todo el proceso de tesado se ajustó lo máximo posible al programa y plan de obra previamente consensuado con la empresa constructora. Conocer la fecha de puesta en obra de cada elemento resultaba especialmente importante para evaluar la retracción y fluencia de cada parte independientemente. También se realizó una importante labor de adaptación del modelo de cálculo a la realidad de la obra, ajustando, fundamentalmente, pesos, espesores, y módulos elásticos.

Con el nuevo estado objetivo, se estudia la manera óptima de colocación y puesta en carga de cada tirante, coordinando esta tarea con la empresa constructora para que el proceso no tenga incompatibilidades con el resto de tareas de la obra.

Definido el proceso de colocación y puesta en carga de los cables se procede a implementar un modelo de cálculo evolutivo que contemple todas las fases, asegurando que en ningún momento se producen esfuerzos incompatibles con la estructura. El modelo parte de la situación final objetivo, desmontando la estructura hasta la fase de colocación y tesado inicial del primer tirante.

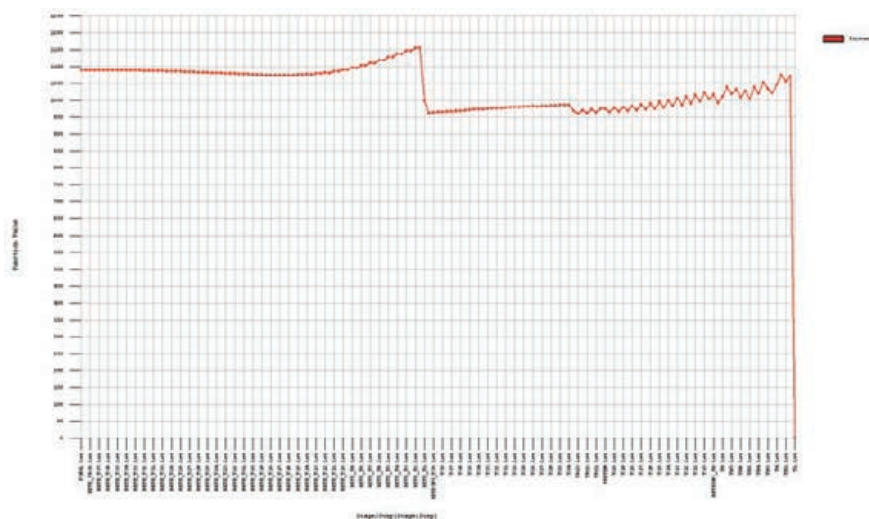


Figura 41. Evolución de carga en el tirante T1. Los saltos en la gráfica corresponden al tesado y retesado
Figure 41. Loading stay T1: the steep drops in the curve reflect the stressing and re-stressing stages

A significant number of trials were conducted before the working formula for the white self-compacting HSC-70 concrete used throughout was adopted. Self-compacting concrete was required because of the density of the reinforcement and impracticability of vibrating. Although the concrete was initially pumped into place, the construction company subsequently designed a bucket that was hoisted by the crane to obviate the problems inherent in pumping, while ensuring the quality of the concrete cast at very tall heights.

The successive jumps along the pylon generated horizontal joints that are not perpendicular to the member, due to its 22° slant from the vertical. As a result, the breakdown of the axial force (N) at the joint induced a 0.374-kN shear force, which concurred with an axial force of 0.927 kN. This guaranteed a minimum coefficient of friction of 0.40 at the joint, which would rise to 0.60 at the ULS. These joints were studied in detail, since the self-compacting concrete joints delivered a smooth, nearly polished surface. In ULS conditions, the axial forces at the pylon springing were calculated to be 870 000 kN. Supporting 325 380 kN of shear with the reinforcement was unthinkable and would, moreover, have been ineffective due to the slant on the pylon.

To address these issues, specimens cast in two stages were used to assess self-consolidating concrete roughness at the joints. Different joint angles were generated to determine the maximum slant at which the specimen failed due to compressive stress rather than joint slippage. These trials established that the coefficient of friction in the untreated joints was around 0.45, corresponding to an angle of approximately 24°, i.e., wholly insufficient to ensure shear transfer via joint friction.

All the joints were furrowed to increase roughness and minimise the risk of joint failure. V-shaped shear teeth consisting of bent and perforated steel were placed at the joint with the vertex against the surface of the concrete. The steel was perforated to prevent the formation of air pockets underneath the plates when the concrete was cast and ensure that any entrained air would be released through

the holes. These plates were embedded in the concrete laid in the following jump.

The stay anchorages were positioned from the interior freight lift that ran along the entire height of the pylon. The self-climbing formwork, in turn, was accessed by an outer lift installed at the rear of the pylon, which now serves as the access to the lookout sited at its tip.

3.4. Stay stressing

ESTUDIO AIA drafted a stressing protocol in keeping with the assembly scheme proposed by the general contractor, which entailed determining the placement and loading ages of the various members, as well as updated weight and stiffness data. This information was used to develop an iterative numerical model representing each assembly stage. The process could thus be studied as a whole at the same time as the calculations were performed for each stage (Figure 41).

The first step was to define STATE 0 or the target state: the loads to be supported by the stays at the end of the process. In the design, STATE 0 was defined on the grounds of the weight of each standard cross-section and calculated as the load on the stay that would offset the permanent loads on the deck. This yielded forces similar to the forces on a continuous beam with fixed ends at the stays.

Concrete rheology induces changes in the forces on the stays over time with respect to initial STATE 0. The aim of bridge stressing, then, was to attain a target force state similar to the state in a continuous beam in the long term. This continuous beam model defined the loads on the stays in the main span, while the criterion for establishing the forces on the back stays was determined by minimising the bending stress on the pylon.

The entire stressing process followed the programme and works planning previously agreed to with the contractor as closely as possible. Knowing the placement date for each member was particularly important to separately assess shrinkage and creep in each. A considerable effort was also

Para introducir en el modelo de cálculo la reología real de cada parte de la estructura se ejecuta inicialmente el modelo sin reología, obteniendo tensiones en cada parte de la estructura para cada fase, lo que permite estimar la reología desarrollada en una primera iteración. Se introduce esta reología como incrementos térmicos en el modelo evolutivo, obteniendo nuevamente tensiones y calculando de nuevo la reología de cada parte en cada fase. Cuando las diferencias entre estas iteraciones son insignificantes, se da por válido el modelo evolutivo.

El proceso de colocación y tesado que finalmente se llevó a cabo consistió en la disposición de parejas de tirantes a medida que el pilono ascendía, manteniendo el tablero apoyado sobre pilas provisionales. El primer tesado se efectuaba a una carga en torno al 85 % de la carga final. A medida que se iban colocando parejas de tirantes se iban suprimiendo apoyos provisionales del tablero. Algunos de los desapeos se realizaron mediante gatos hidráulicos, lo que permitía valorar las reacciones y deformaciones con objeto de comprobar y ajustar la rigidez y pesos reales de la estructura.

En el momento de la colocación y tesado de los cables se controlaba la temperatura existente, tanto en cables como en diferentes puntos del tablero y del pilono, mediante termómetros instalados en la estructura, con objeto de tener en cuenta las desviaciones con relación a la temperatura de referencia utilizada en el cálculo del proceso y poder así efectuar las oportunas correcciones de fuerza en tirantes en cada fase de tesado.

El puente contaba con un sistema de instrumentación que incluía células de carga en cables, bandas extensométricas en armaduras, clinómetros y termómetros. En determinados momentos clave del proceso se realizaron unos pesajes de tirantes para contrastar y calibrar la instrumentación y el modelo de cálculo.

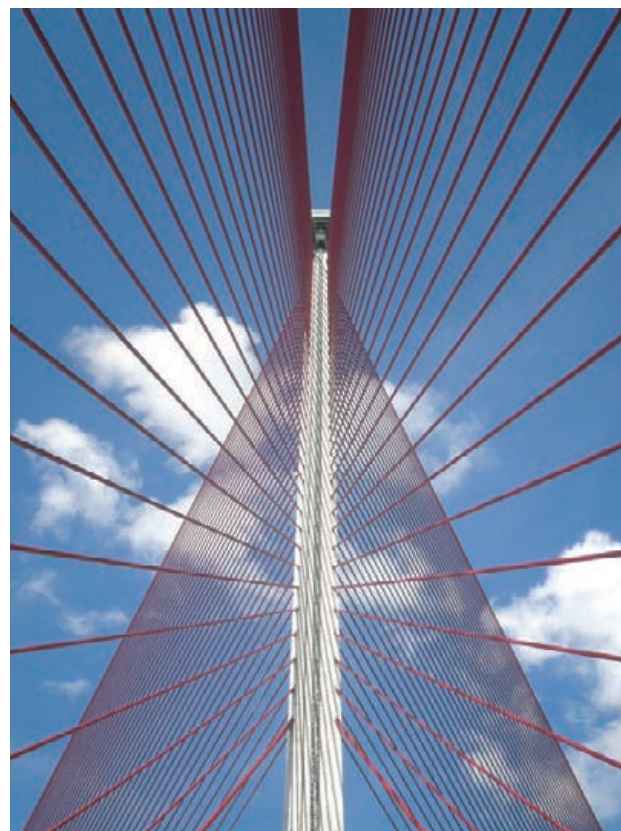


Figura 42. Alzado frontal del pilono con los 152 tirantes
Figure 42. Front elevation view of the pylon with its 152 stays

Finalizado el primer tesado al 85% de la carga final, con el tablero desapeado totalmente, se colocó la carga muerta, se efectuó un nuevo pesaje de los cables y se comprobó mediante gatos de levantamiento la reacción del tablero en la pila P-1. Posteriormente, se realizó un retesado de todos los tirantes para llevarlos al 100% de su carga.

El modelo de cálculo realizado por ESTUDIO AIA reflejó con mucha fidelidad el comportamiento del puente, tanto a nivel de cargas en los tirantes (las dife-



Figura 43. Vista del puente terminado con Talavera al fondo
Figure 43. View of the finished bridge with Talavera in the background

made to adapt the numerical model to worksite realities, essentially by adjusting weights, thicknesses and elastic moduli.

Based on this new target state, optimal assembly and loading for each stay was studied in conjunction with the contractor to prevent incompatibilities with the rest of the works.

Once cable placement and loading were defined, an iterative numerical model was implemented that addressed all stages, ensuring that no forces incompatible with the structure would arise at any time. The final target is the starting point for the model, which back-calculates the structure to placement and initial stressing of the first stay.

The model, initially run without entering rheological data, yielded the stresses on each part of the structure stage by stage. This sufficed to estimate rheological development in a first iteration. When that rheology was entered as thermal increments in the iterative model, the output was further stress and new rheological data for each part of the pylon considered in each stage. When the differences between these iterations declined to insignificant levels, the model was accepted as valid.

The placement and stressing procedure ultimately implemented consisted of installing the stays by pairs as the pylon was erected and before removing the provisional piers. The stays were initially stressed to around 85 % of the final load. The provisional supports under the deck were gradually removed as the pairs of stays were installed. In some cases de-shoring was performed with hydraulic jacks to assess the reactions and deformation and adjust the system to the actual stiffness and weight of the structure.

Thermometers positioned both on the cables themselves and at a number of points on the deck and pylon monitored the temperature during cable laying and stressing to ascertain the force on the stays at each stressing stage and adjust for any deviations from the reference temperature used in procedure design.

The bridge was instrumented with load cells on cables, strain gauges on the reinforcement, clinometers and thermometers. At certain key steps in the procedure, the stays were weighed to calibrate the instruments and the numerical model.

After the stays were stressed at 85 % of the final load, with the deck fully de-shored, the dead weight was applied and the cables were re-weighed, using jacks to measure the deck reaction on pier P-1. All the stays were then re-stressed to 100 % of the load.

The numerical model developed by ESTUDIO AIA reflected bridge behaviour very closely, both as regards the load on the stays (the maximum model-worksite difference was ± 2.5 %) and deck and pylon deformation. In such a flexible 318-m span bridge with so many stressing stages (over 300), one of the primary aims was to obtain satisfactory shear on the deck. The deviation from the value envisaged was minimal and necessitated re-stressing on only the last 10 deck cables to raise the final section slightly.



Figura 44. Prueba de carga
Figure 44. Load trial

The entire procedure was monitored topographically and the readings taken at a number of control points on the deck and pylon concurred with the design predictions.

A single strand jack was used for the stressing operations, applying the load to each strand as required to attain the structural stiffness at each stage, although ultimately the same stress was applied to all the strands in the stay. Weighing and re-stressing were also performed with a single strand jack.

Another important restraint that conditioned stay re-stressing was that the minimum elongation required in each operation had to be greater than 50 mm to prevent possible damage to the strands as a result of wedge nicks too closely spaced.

In this type of works, agreement on the stressing protocol between the site technical support team, as the author of the stressing design, and the contractor's team, conditioned by worksite requirements, is imperative.

3.5. Load trial

After bridge construction was concluded, a load trial was conducted to test the bending strength of the deck by parking 56 38-tonne lorries on its 318-m span. A second, torque trial was run in which 28 lorries were parked on the two left lanes. The maximum estimated sag on the deck was 390 mm, compared to the 375 mm measured during the trial. The longitudinal deformation at the top of the pylon, estimated to be 79 mm, was tested to be 78 mm. The proximity of these results stands as proof that the numerical model simulated actual conditions very accurately, confirming the observations made throughout the stressing procedure (Figures 44 and 45).

rencias máximas modelo-obra estaban en $\pm 2,5\%$) como a nivel de deformaciones del tablero y del pilono. En un puente de 318 m de luz, tan flexible y con tantas fases de tesado –más de 300–, uno de los principales objetivos era obtener una rasante del tablero correcta. La desviación fue mínima respecto de lo previsto, procediendo a retesar los últimos 10 cables de tablero para levantarlo ligeramente en su tramo final.

Durante todo el proceso se implementó un sistema de seguimiento topográfico, con varios puntos de control en tablero y pilono, cuyos resultados fueron coincidiendo con lo esperado.

El tesado se hizo con gato monocordón, aplicando cargas diferentes a cada cordón según los cálculos previstos con la rigidez de la estructura correspondiente a cada fase, llegando finalmente a la misma carga en todos los cordones del tirante. Tanto los pesajes como los retesados se hicieron igualmente mediante gato monocordón.

Otra restricción importante que condicionaba el retesado de los tirantes consistía en los alargamientos necesarios mínimos durante cada tesado, que debían ser mayores de 50 mm para no dañar los cordones con sucesivos enclavamientos en puntos próximos.

En este tipo de obras se considera imprescindible consensuar las fases del protocolo de tesado entre la Asistencia Técnica –como calculista del protocolo de tesado– y la empresa constructora, condicionada por numerosos requisitos de construcción.

3.5. Prueba de carga

Una vez concluida la estructura se realizó una prueba de carga, repartiendo 56 camiones de 38 toneladas en el vano de 318 m para ver el comportamiento a flexión del puente. Posteriormente se dejaron 28 camiones en los dos carriles izquierdos para su comprobación a torsión. La flecha máxima estimada en el tablero era de 390 mm mientras que la medida en obra fue de 375 mm. En el pilono, la deformación longitudinal estimada en cabeza era de 79 mm y la medida en obra fue de 78 mm. Por la coincidencia de estos resultados, puede evidenciarse que el modelo de cálculo estaba muy ajustado a la realidad de la propia obra, como se había ido comprobando en todo el proceso previo de tesado (Figuras 44 y 45).

REFERENCIAS / REFERENCES

[1] SÁNCHEZ DE LEÓN, Ramón. “Aplicación del Hormigón de Alta Resistencia en Puentes Atirantados”. II Jornadas sobre la Vida de los Puentes. San Sebastián, 2010.

[2] SÁNCHEZ DE LEÓN, Ramón. “Puente Atirantado de Talavera de la Reina”. V Congreso Internacional de



Figura 45. Fase de máxima carga en la prueba de carga
Figure 45. Maximum load stage during load trial

Estructuras. Barcelona, 25 al 27 de octubre de 2011. Madrid: Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), 2011. 1088 p. + 1 DVD. ISBN: 978-84-89670-73-0.

[3] ACHE. *Manual de Tirantes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), 2007. 219 p. ISBN:978-84-38003-53-4.

[4] AENOR. *Eurocódigo 2. Proyecto de Estructuras de Hormigón*. UNE-ENV 1992-2:1996. Madrid : AENOR, 1997.

[5] SÁNCHEZ DE LEÓN, Ramón. “Tall Story”. *Bridge*. 2011, nº 63, p. 39-40.

[6] AENOR. *Eurocódigo 3. Proyecto de Estructuras de Acero*. UNE-ENV 1993-1-1. Reglas generales para edificación. Madrid: AENOR, 1996.

[7] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Lausanne: Comité Euro-International du Béton, 1991.

[8] WALTHER, René [et al.]. *Cable Stayed Bridges*. 2nd ed., reprinted. London: Thomas Telford, 2007. 225 p. ISBN: 978-0-7277-2773-2.

[9] KUMARASENA, Sena; JONES, Nicholas P.; IRWIN, Peter; TAYLOR, Peter. *Wind-Induced Vibration of Stay Cables: Summary of FHWA Study*. Report FHWA-RD-05-083. 281 p. 2007.

[10] NAUDASCHER, Eduard; ROCKWELL, Donald. *Flow Induced Vibrations: An Engineering Guide*. New York: Dover Publications, 1994. 432 p. ISBN: 90 5410 131 8.

[11] VIÑUELA, Luis; MARTÍNEZ SALCEDO, José. “Pont de l’Assut de l’Or (Puente de Serrería), Valencia”. *Hormigón y Acero*. 2009, nº 254, p. 7-28.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / LIST OF PARTICIPANTS

Puente atirantado de Talavera de la Reina / Talavera de la Reina cable-stayed bridge

Propiedad / <i>Owner:</i>	Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha <i>Regional Government of Castile-La Mancha</i>
Proyecto de Construcción / <i>Construction design:</i>	ESTUDIO AIA D. Ramón Sánchez de León. Autor del proyecto / <i>Author of the design</i>
Dirección de Obra / <i>Site supervision:</i>	D. Luis Flores Díaz Dirección General de Carreteras. JCCM <i>Regional Roads Division of Castile-La Mancha</i>
Asistencia Técnica a la Dirección de Obra: <i>Site supervision technical support</i>	ESTUDIO AIA D. Ramón Sánchez de León D. Cristian Bernal Pérez D. Aurelio López Morales D. Francisco Sánchez de León
Contratista Principal / <i>General contractor:</i>	UTE RONDA SUR TALAVERA (SACYR-AGLOMANCHA-JESÚS BÁRCENAS) D. Rafael Guillén Carmona. Gerente de la UTE / <i>UTE Manager</i> D. Gonzalo Polonio Lunar. Jefe de Obra / <i>chief resident engineer</i>
Subcontratistas / <i>Subcontractors:</i>	VSL CTT-STRONGHOLD (Tirantes y pretensado / <i>stays and prestressing</i>) DOKA (Encofrado autotrepante / <i>self-climbing formwork</i>) RMD Kwikform (Encofrado del tablero / <i>Kwikform deck formwork</i>) ELTE (Taller metálico / <i>steel works</i>) LAFARGE (Planta de hormigones / <i>concrete plant</i>) TERRATEST (Cimentaciones / <i>foundations</i>)
Fotografía / <i>Photographs:</i>	Carlos Hormigos