

Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara («Arcos de Alconétar»)

Bridge over the river Tagus at Alcántara Reservoir («Arcos de Alconétar»)

♦
José Antonio Llobart Jaques
Ingeniero de Caminos

♦
Jordi Revoltós Fort
Ingeniero de Caminos

♦
Sergio Couto Wörner
Ingeniero de Caminos

Estudio de Ingeniería y Proyectos, EIPSA

RESUMEN

El puente sobre el río Tajo, en el Embalse de Alcántara, denominado “Arcos de Alconétar”, pertenece a la Autovía de la Plata. Está constituido por dos estructuras gemelas de 400 m de longitud, cuyo vano principal es un arco metálico de tablero superior, de 220 m de luz.

El sistema constructivo desarrollado se ha caracterizado por su rapidez y singularidad, basado en la construcción de piezas de grandes dimensiones fuera de su emplazamiento definitivo, su manipulación y montaje mediante el empleo de elementos auxiliares especiales.

Entre las fases de construcción cabe destacar, por su espectacularidad, el montaje de dos semiarcos en posición vertical y posterior abatimiento hasta su cierre en clave. Hasta el momento se trata del arco de mayor luz construido en el mundo con este procedimiento.

El presente artículo describe las características más importantes de la estructura y las peculiaridades del proceso constructivo.

1. INTRODUCCIÓN. DESCRIPCIÓN GENERAL

La Autovía de La Plata (A-66), en su tramo Cañaveral-Hinojal recientemente

inaugurado, cruza el Embalse de Alcántara mediante dos estructuras gemelas, cada una de las cuales está constituida por un arco metálico de tablero superior con una luz de 220 metros y 42,50 m de flecha (Figura 1). Cada uno de los arcos está formado por dos piezas longitudinales con sección cajón, arriostradas entre sí.

El tablero se apoya en un conjunto de pilares, dispuestos de forma que se mantiene un ritmo uniforme en el conjunto de la obra. La luz de los vanos, de 26 metros, es idéntica tanto en los tramos de acceso con pilares de hormigón, como en el tramo principal, con pilares metálicos apoyados rígidamente sobre el arco (Figura 2).

Las formas de las pilas son sencillas, claras y congruentes con los demás elementos estructurales (piezas principales del arco, arriostramientos y tablero), con objeto de crear una unidad arquitectónica que combina e integra el hormigón armado con el acero estructural.

El tablero está formado por un tramo continuo de estructura mixta acero-hormigón, simplemente apoyada sobre los pilares metálicos que descansan sobre el arco y las pilas de hormigón armado pertenecientes a los tramos de acceso.

El acero que constituye la totalidad de

EXTRACT

Called “Arcos de Alconétar”, the bridge over the river Tagus at Alcántara Reservoir is part of La Plata dual carriageway. Formed by two twin 400 m long structures, its 220 m main span is a metal deck arch bridge.

The construction system used was characterised by its speed and uniqueness, based on building large sized parts outside their final siting, their handling and their erecting using special auxiliary resources.

Amongst the construction phases involved, lifting the two semi-arches into a vertical position and subsequently swivel lowering them for their crown closure is worthy of particular mention for its spectacular nature. This is the arch with the longest span built with this procedure in the world up to now.

This article describes the structure’s major features and the peculiarities involved in the construction process.

1. INTRODUCTION. GENERAL DESCRIPTION

The recently opened Cañaveral-Hinojal stretch of La Plata dual carriageway (A-66) crosses Alcántara



Figura 1. Vista general.
 Figure 1. General view.

reservoir over twin structures, each of which is formed by a metal deck arch bridge with a 220 m span and 42.50 m rise (Figure 1). Each of the arches is formed by two longitudinal, box sectioned parts braced to each other.

The deck is supported on a set of pillars spaced in an even fashion so that the uniform distance between them is kept to over the whole of the construction thus providing a pleasing-to-the-

eye overall appearance. The length of the spans, 26 metres, is the same both in the approach stretches with concrete pillars and in the main stretch, with rigidly arch supported metal pillars (Figure 2).

The shapes of the piers are simple, clear and congruent with the remaining structural elements (main parts of the arch, bracing and deck), with the purpose of creating an architectural unit

la estructura metálica (arcos, vigas del tablero y pilares sobre arcos) es del tipo CORTEN, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.

**2. PROYECTO.
 PLANTEAMIENTO GENERAL**

La consideración conjunta de la morfología del valle del río Tajo por donde

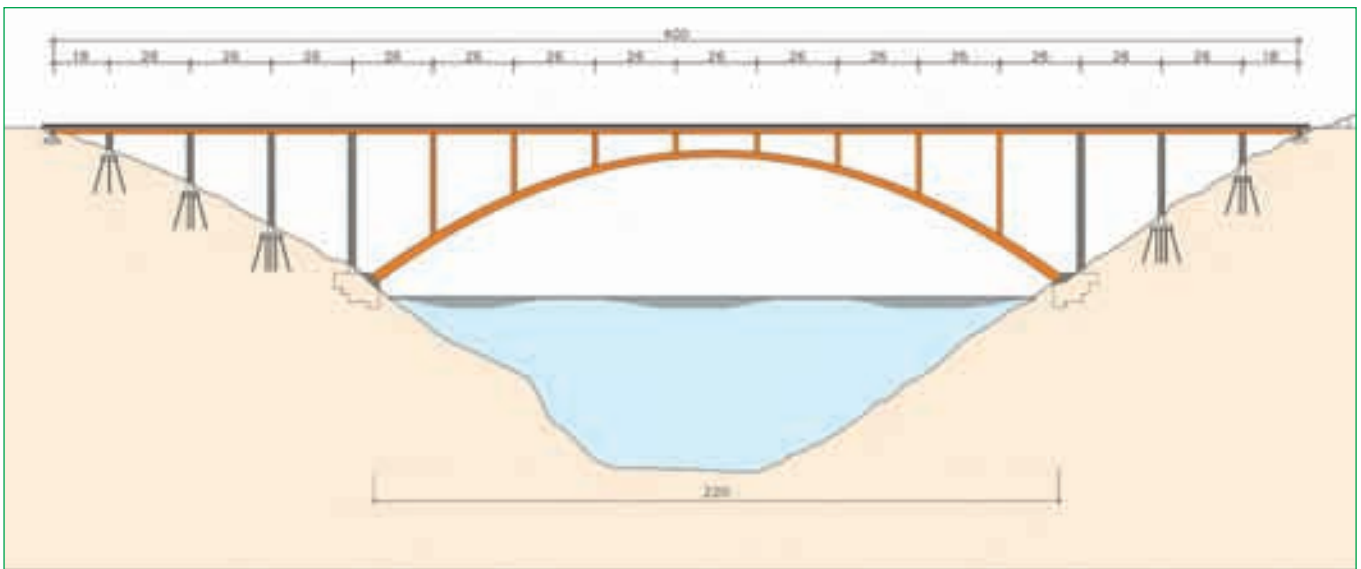


Figura 2. Alzado. Dimensiones generales.
 Figure 2. Elevation. General dimensions.

crucza la Autovía y la gran anchura del Embalse en la situación de máximo nivel determinó la conveniencia de adoptar una tipología estructural mediante un arco de tablero superior de 220 metros de luz. La solución adoptada se consideró idónea para este caso, debido a las favorables condiciones de apoyo de los estribos del arco sobre las laderas, así como por las formas fundamentales adoptadas, capaces de ofrecer un aspecto favorable para su integración en el entorno natural.

Tras el inicio de la obra del tramo Cañaverál-Hinojal de la Autovía de la Plata se suscitó la necesidad de acortar su plazo de ejecución previsto para conseguir la continuidad entre varios tramos adyacentes ya ejecutados con anterioridad. Resultaba especialmente crítica la construcción del puente destinado al cruce sobre el Embalse, por constituir un punto singular de paso obligado. Dadas las características de la estructura y su magnitud, el empleo de cualquier procedimiento clásico de construcción de puentes de arco de gran luz hubiese requerido un considerable espacio de tiempo, incompatible con una solución satisfactoria del problema planteado.

Tras el análisis de la situación, el Constructor tomó la iniciativa de promover el desarrollo de un sistema constructivo no convencional, encaminado a reducir el tiempo necesario para la ejecución de la obra.

La idea general básica consistió en montar la mayor parte de la estructura en tierra firme, para situarla posteriormente en su posición definitiva utilizando procedimientos y medios especiales. Este concepto ofrecía no solamente grandes posibilidades de una rápida ejecución, sino también las ventajas derivadas de la garantía de un control de calidad en condiciones favorables de accesibilidad. La constitución de grandes piezas en tierra firme, su manipulación con medios potentes y la reducción a un mínimo de las operaciones de montaje en el aire ofrecía una expectativa favorable acerca del tiempo necesario para la culminación de la obra.

Los conceptos antedichos motivaron la propuesta del montaje de un semiarco completo en posición vertical en cada una de las dos márgenes del Embalse para abatirlo posteriormente, girándolo sobre su base y proceder a continuación al cierre en clave en una sola operación.

Existen actualmente escasos precedentes de grandes puentes construidos mediante abatimiento de semiarcos. Hasta el momento, el mayor de ellos es el de Argentobel, en Alemania (1), con un arco de hormigón de 143 metros de luz. En cuanto a la magnitud, le sigue el puente Kobaru Keikoku, en Japón (2), con un arco de 135 metros. Cabe destacar, también en Japón, el puente Shimotabaru (3), en que se ha construido por abatimiento un arco metálico de 125 metros de luz, utilizado como auto-cimbra, quedando posteriormente envuelto por un arco de hormigón.

El desarrollo del proyecto de un arco de 220 metros de luz a construir por abatimiento representaba, por tanto, un importante reto habida cuenta de su magnitud, que sobrepasaba ampliamente la de los mayores puentes existentes en que se había utilizado tal procedimiento.

Se abordó la propuesta, sin ánimo de establecer un "record", persiguiendo únicamente la idea de resolver un problema real mediante la aplicación de una solución técnicamente posible, considerada como la más adecuada para construir con la máxima rapidez y seguridad un puente sobre un Embalse, donde la magnitud de la luz estaba determinada previamente por la anchura del cauce existente.

El proyecto se llevó a cabo integrando el diseño estructural del conjunto con el estudio del proceso constructivo y el desarrollo de una serie de detalles especiales, algunos de los cuales considerados de mayor interés, se describen más adelante.

3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE CONSTITUYEN EL PUENTE

3.1. Tablero

El tablero de cada una de las estructuras gemelas está constituido por un tramo continuo de estructura mixta acero-hormigón y tiene una longitud de 400 m. La parte metálica del tablero está formada por dos vigas de 1,60 m de canto con sección en cajón, conectadas superiormente a la losa superior de hormigón, de 13,50 m de ancho, cuyo espesor varía de 0,25 a 0,365 m. No existen

combining and integrating reinforced concrete with structural steel.

The deck is formed by a continuous, composite steel-concrete structure simply supported on metal pillars resting on the arch and the reinforced concrete piers belonging to the approach stretches.

The steel making up the whole of the metal structure (arches, deck beams and pillars on arches) is the Cor-Ten (weathering) type with improved atmospheric corrosion resistance.

2. PROJECT. GENERAL APPROACH

In considering the morphology of the river Tagus valley which the Dual Carriageway crosses, together with the great width of the Reservoir at its maximum level situation, it was deemed advisable to adopt a 220 metre span deck arch bridge structure. This solution was considered to be ideal for this case in particular, due to the favourable arch abutment support conditions on the hill-sides, and also because of the fundamental shapes adopted, the appearance of which blends well with the natural environment.

After commencing work on the Cañaverál – Hinojal stretch of La Plata dual carriageway, it then became necessary to shorten the construction term planned in order to achieve continuity between several adjacent stretches already built beforehand. Building the bridge crossing the Reservoir proved particularly critical as it was a singular, compulsory crossing point. In view of the structure's characteristics and its size, any traditional large span arch bridge building procedure would have called for a considerable length of time which was incompatible with a satisfactory solution to the problem raised.

After analysing the situation, the Contractor took the initiative in promoting the development of an unconventional construction system, directed towards cutting down the time required for performing the work.

The general basic idea consisted in assembling most of the structure on land to then subsequently locate it in its final position using special procedures and resources. This concept not only offered great rapid performance possibil-

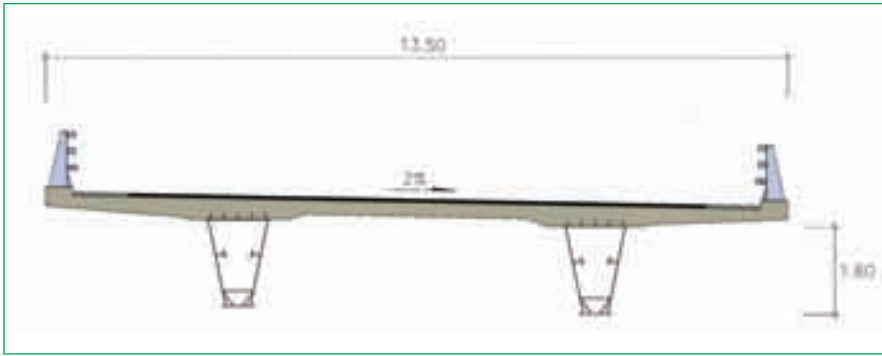


Figura 3. Tablero. Sección.
Figure 3. Deck. Section.

ities but also advantages deriving from a quality control guarantee under favourable accessibility conditions. Building large parts on land and handling them with powerful equipment whilst reducing overhead assembly operations to a minimum led to great expectations as to the time involved in culminating the work.

The foregoing concepts led to proposing the assembly of a complete semi-arch in a vertical position on each bank of the Reservoir to then lower it down whilst turning it on its base and then crown closing in a single operation.

There are currently few precedents of large bridges built by the swivel lowering of semi-arches. Up to the present time, the largest is the Argentobel (1), in Germany, with a 143 metre span concrete arch. As far as size goes, it is followed by

the Kobaru Keikoku bridge (2) in Japan with a 135 metre arch. The Shimotabaru bridge (3) also in Japan is worthy of mention. This bridge was built by swivel lowering a 125 metre span metal arch, used as a scaffolding truss which was then enveloped by a concrete arch.

Drawing up the design of a 220 metre span arch to be built by swivel lowering therefore represented a major challenge bearing in mind its size which far exceeded that of most bridges where this procedure had been used.

The proposal was approached with no mind to set any records, just pursuing the idea of solving an actual problem by applying a technically possible solution considered as the most suitable for building a bridge over a Reservoir with maximum speed and safety, where the size of its span was previously determined by the width of bed existing.



Figura 4. Tablero. Vista por la parte inferior.
Figure 4. Deck. Underneath view.

riostras de unión entre las vigas metálicas, salvo en la zona situada sobre las pilas de los arranques del arco (Figura 3).

El conjunto formado por las vigas metálicas, con sección cerrada, combinadas con la losa de tablero y la ausencia de diafragmas transversales, ofrece un agradable aspecto caracterizado por la limpieza de líneas, que puede apreciarse en la fotografía de la Figura 4.

El esquema de tipo bijácena adoptado se deriva no sólo de las condiciones de servicio propias de un puente de carretera y de los criterios de tipo estético, sino también de la consideración de situaciones relativas al proceso constructivo:

Una vez constituido el tablero y situado sobre las pilas de los tramos de acceso se precisaba llevar a cabo una maniobra especial para el montaje del arco, consistente en el paso de una grúa de gran tonelaje sobre orugas, circulando sobre el tablero con la carga suspendida de la pluma. La suma del peso propio previsto de la grúa, más la carga soportada ascendía a 4500 kN. La posición de las vigas metálicas se estableció de acuerdo con el camino de rodadura de la grúa sobre la losa de tablero y las características de la sección cerrada en forma de cajón con las almas inclinadas, respondían a las exigencias estructurales derivadas de la acción de las orugas sobre el tablero (Figura 5).

El estado tensional del acero de las vigas durante el paso de la grúa sobre el tablero, desprovisto de la capa de rodadura, resultó ser similar al calculado con las acciones previstas propias del puente en servicio, sumando el pavimento y las sobrecargas de tráfico.

En las Figuras 24, 25 y 26 del capítulo dedicado al proceso constructivo se muestran imágenes de la grúa de orugas sobre el tablero.

En la parte interior de las viga-cajón, sobre la chapa de fondo, se dispusieron unas chapas transversales en toda la longitud del tablero, destinadas a limitar las tensiones determinadas por la flexión local debidas a la acción de los apoyos durante el proceso de lanzamiento del tablero (Figura 6). Al mismo tiempo, proporcionan un alto grado de seguridad frente a la inestabilidad de las almas debida a la acción de cargas con-

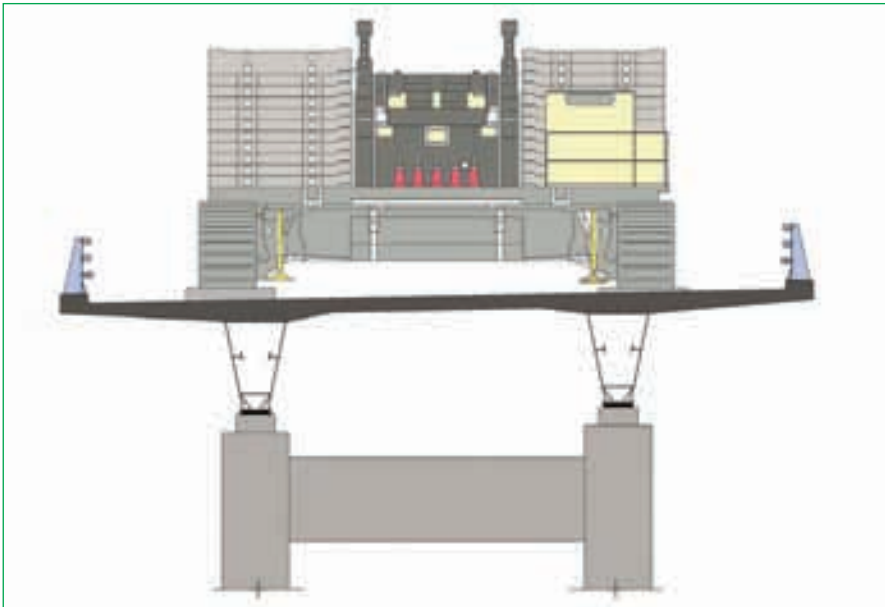


Figura 5. Grúa sobre tablero. Sección.
Figure 5. Crane on deck. Section.

centradas, conocida como “patch-loading”.

3.2. Arco

El arco de cada una de las dos estructuras gemelas que cruzan el Embalse está formado por dos piezas paralelas con sección cerrada en cajón, arriostradas entre sí mediante una sucesión de módulos formados también por piezas ce-

rradas con sección en cajón, con disposición en “X” (Figura 7). Las pilas están vinculadas al arco mediante una unión rígida (Figura 8). Los arcos están empotrados en arranques y el perfil varía de 3,20 m en la base hasta 2,20 m en la clave (Figura 9).

Se ha cuidado especialmente el detalle de unión de los arriostramientos con el arco, habiéndose evitado la disposición de cartelas metálicas vistas en el

The project was undertaken by integrating the overall structural design with the study of the construction process and the development of a number of special details, some of which are described later as they are deemed to be of major interest.

3. STRUCTURAL ELEMENTS FORMING THE BRIDGE

3.1. Deck

The deck of each of the twin structures is formed by continuous composite steel-concrete structure and is 400 m long. The deck's metal part is formed by two 1.60 m deep, box sectioned beams, connected at the top to the upper 13.50 m wide concrete slab varying in thickness from 0.25 to 0.365 m. There are no joining braces between the metal beams, except in the area on the arch springing piers (Figure 3).

Combined with the deck slab and in the absence of transversal diaphragms, the unit formed by the metal beams with a closed cross section, gives a pleasant appearance characterised by its clean lines, as the photograph in Figure 4 shows.

The twin girder type scheme adopted derives not only from the service conditions of a road bridge themselves and from aesthetic type criteria but also from considering construction process related considerations:

Once the deck had been built and positioned on the piers of the approach stretches, a special operation for assembling the arch had to be undertaken, consisting in a large tonnage crawler type crane travelling over the deck with the load hanging from the jib. The sum of the crane's own weight as calculated plus the hanging load came to 4500 kN. The position of the metal beams was established in accordance with the crane's wide lane on the deck's slab, whilst the characteristics of the closed, box shaped cross section with the sloping webs responded to the structural requirements deriving from the crawlers action on the deck (Figure 5).

Whilst the crane was travelling over the deck, freed of the rolling skin, the beam steel's stress status proved to be



Figura 6. Tablero. Vigas – cajón metálicas. Rigidez en la parte inferior, apropiada para la situación de apoyo durante el empuje del tablero
Figure 6. Deck. Metal box - beams.
Stiffening at bottom suited to the support situation during deck pushing



Figura 7. Esquema del conjunto formado por arco, pilas metálicas y tablero.
Figure 7. Diagram of the whole unit formed by arch, metal piers and deck.

similar to that calculated with the forces envisaged, typical of the bridge in service, adding on the pavement and traffic live loads.

The crawler crane on the deck is pictured in figures 23, 24 and 25 of the chapter devoted to the construction process.

Cross plates over the whole length of the deck were fitted on the inside of the box beam on the bottom plate, whose purpose was to limit the tensions produced by local bending due to the action of the supports during the deck launching process (Figure 6). At the

same time, they give a high degree of safety against instability of the webs due to the action of concentrated loads, known as "patch-loading".

3.2. Arch

The arch of each of the twin structures crossing the Reservoir is formed by two parallel parts with a closed box section braced to each other by means of a succession of modules also formed by closed box section parts in a "X" arrangement (Figure 7). The piers are linked to the arch by a rigid joint (Figure 8). The arches are embedded in-

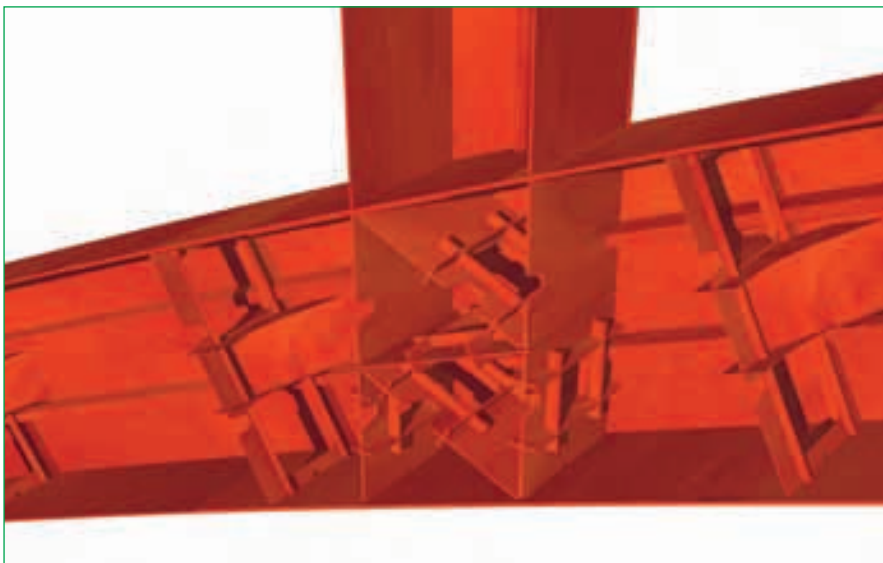


Figura 8. Interior de la pieza de arco con sección en cajón.
Detalle de unión rígida pila metálica - arco.
Figure 8. Inside of arch part with box section.
Detail of rigid metal pier-arch connection.

exterior, con el fin de proporcionar un aspecto limpio y destacar únicamente las líneas fundamentales de las piezas principales.

El diseño de los mamparos y elementos de rigidización del arco se ha realizado de forma que sea posible visitarlo en el interior y recorrerlo en todo su desarrollo, durante las futuras operaciones de mantenimiento. Para ello se han dispuesto 4 orificios de acceso en cada una de las piezas principales en forma de viga-cajón.

Cada arco se apoya en sus extremos en un macizo de hormigón armado de 11 metros de anchura, 14 metros de longitud y 10 metros de altura máxima. En los arranques, cada una de las dos piezas que forman el arco metálico está vinculada rigidamente a los macizos de cimentación, mediante una unión pretensada formada por 28 barras de 50 mm de diámetro y 1820 kN de carga unitaria de rotura (Figura 10).

3.3. Tramos de acceso. Pilas

En las laderas contiguas al embalse, el tablero está soportado por pilas de hormigón, constituidas por dos fustes de sección rectangular unidos por un dintel en su coronación (Figura 11).

Las pilas más altas, situadas en la proximidad del embalse, tienen una altura de 48 metros. En su parte superior disponen de un sistema destinado a coaccionar transversalmente al tablero, constituyéndose un apoyo frente a la acción del viento lateral y al mismo tiempo permitiendo el libre desplazamiento del tablero en dirección longitudinal (Figura 12). Este elemento dispuesto proporciona una gran rigidez transversal al conjunto de la estructura, de tal forma que la acción del viento sobre el arco es transmitida al tablero, de 13,50 m de ancho, que actúa como una gran viga horizontal. La transmisión del esfuerzo transversal a la coronación de la pila se realiza a través de unos diafragmas de unión entre las vigas metálicas, cuya posición coincide con el eje de las citadas pilas.

La cimentación de las pilas se realiza mediante micropilotes, que además de transmitir las cargas verticales al terreno contribuyen a mejorar la estabilidad de las laderas formadas por pizarras.

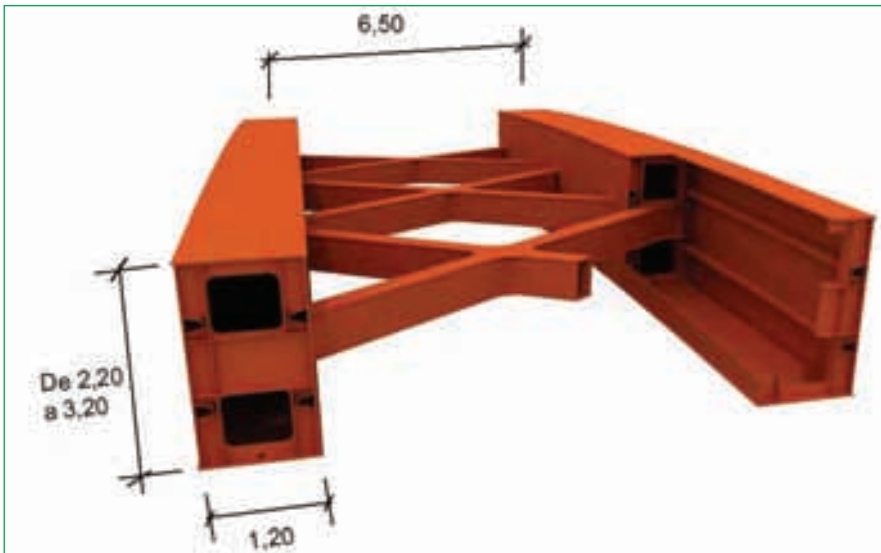


Figura 9. Arco. Esquema.
Figure 9. Arch. Diagram.

to springings and the profile varies from 3.20 m at the base to 2.20 m at the crown (Figure 9).

Special care has been taken with the detail of the braces joining with the arch and metal brackets visible from the outside were avoided with the aim of giving a clean appearance and only stressing the fundamental lines of the main parts.

The arch's inner diaphragms and stiffening elements were designed so it can be man visited inside and travelled around its whole length during future maintenance operations. This is the reason for the 4 access orifices provided in each of the main parts in a box-beam shape.

Each arch is supported at its ends on an 11 metre wide, 14 metre long and 10 metre maximum height reinforced concrete block. Each of the two parts forming the metal arch is rigidly linked at the springings to the foundation blocks by a prestressed joint formed by twenty eight 50 mm diameter, 1820 kN unit ultimate strength bars (Figure 10).

3.3. Approach stretches. Piers

The deck is supported by concrete piers made up of rectangular sectioned shafts joined by a lintel beam at their crown, on the hillsides next to the reservoir (Figure 11).

Located in the proximity of the reservoir, the highest piers rise to 48 metres. They have a system at the top for transversally constraining the deck, becoming a support against lateral wind forces whilst at the same time allowing the deck to freely move in a longitudinal direction (Figure 12). This element gives high transversal rigidity to the overall structure in such a way that wind force on the arch is transmitted to the 13.50 m wide deck which acts as a large horizontal beam. The force transversal to the pier's crown is transmitted through connection diaphragms between the metal beams, the position of which coincides with the centre line of the aforementioned piers.

The piers' foundations are formed with micropiles which, apart from transmitting vertical loads to the ground, contribute towards improving the stability of the shale hillsides.



Figura 10. Empotramiento del arco.
Figure 10. Arch fixing.



Figura 11. Tramo de acceso.
Figure 11. Approach stretch.



Figura 12. Diafragma para fijación transversal del tablero a la pila de arranque del arco
Figure 12. Diaphragm for transversal fixing deck to arch springing pier.

The arch springings are formed by large blocks of rock embedded concrete. The abutments rest on direct foundations and are fitted with anchorages able to support the forces deriving from the arch construction process.

The support devices of the area located on the arch are conventional, hooped neoprene plates arranged on the metal pillars. The supports in the arch approach stretches slide in a longitudinal direction with elastic transversal constraint.

4. STRUCTURAL CHARACTERISTICS. ASPECTS DERIVING FROM CALCULATION RESULTS

Developing the structure's design, integrated with the construction process, called for intense engineering work in which both the special detail design and the calculation process used, which comprised verifying the in-service bridge and checking the different construction process phases, taking into account the typical peculiarities of an evolutionary structure in the assembly process, played a major role.

The structural analysis was undertaken using a 3D calculation model of the complete bridge. Identical criteria were used in analysing each of the different construction phases, and partial models of the structure in the actual situation being found at all times were built.

The Viaduct's structure was analysed in a Limit Service State in a linear regime as per the directives laid down by the current Standards and Recommendations in force (IAP, RPX, RPM, EHE and Eurocodes). All sections of the arch and deck were checked in the Ultimate Limit State as per the criteria of elastoplasticity defined by RPX and RPM recommendations.

Non linear analyses of the structure were also carried out, the results of which do not noticeably differ in relation to those worked out in the linear calculation.

The arch enjoys a high degree of safety against instability. The buckling load is 5 times that worked out for the Limit Service State. An additional safety check to buckling was also made taking into account equivalent geometric imperfections and it was seen that their influence is irrelevant.

Los arranques del arco están formados por unos grandes macizos de hormigón empotrados en la roca. Los estribos tienen cimentación directa y están provistos de unos anclajes capacitados para soportar los esfuerzos derivados del proceso constructivo del arco.

Los aparatos de apoyo de la zona situada sobre el arco son placas convencionales de neopreno zunchado dispuestas sobre los pilares metálicos. En los tramos de acceso al arco, los apoyos son deslizantes en sentido longitudinal con coacción elástica transversal.

4. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES. ASPECTOS DERIVADOS DE LOS RESULTADOS DEL CÁLCULO

El desarrollo del proyecto de la estructura, integrado con el proceso constructivo, ha precisado una intensa labor de ingeniería en la que ha tenido un lugar importante, tanto el diseño de detalles especiales, como el proceso de cálculo seguido que ha comprendido la verificación del puente en servicio y la comprobación de las distintas fases del proceso constructivo, teniendo en cuenta las pe-

cularidades propias de una estructura evolutiva en proceso de montaje.

El análisis estructural se ha realizado mediante un modelo de cálculo en 3D del puente completo. En el análisis de cada una de las distintas fases de construcción se han seguido idénticos criterios, constituyendo modelos parciales de la estructura en la situación real que se ha ido encontrando en cada momento.

La estructura del Viaducto se ha analizado en Estado Límite de Servicio en

régimen lineal de acuerdo con las directrices establecidas por las Normas y Recomendaciones vigentes (IAP, RPX, RPM, EHE y Eurocódigos). Todas las secciones del arco y tablero se han comprobado en Estado Límite Último según los criterios de elastoplasticidad definidos por las Recomendaciones RPX y RPM.

Se han realizado también análisis no lineales de la estructura, cuyos resultados no difieren de forma sensible de los deducidos del cálculo lineal.

Metal sections and plate thicknesses were sized using an optimisation criterion, laying down the condition consisting in making the tension level of all points analysed equal to the maximum possible as well as providing a similar degree of ultimate safety strength.

The remaining structure elements (composite deck, metal piers, concrete piers, abutments, arch springings, diaphragms, stiffeners, etc.) were checked with the usual structural calculation



Figura 13. Fases del proceso constructivo.
Figure 13. Construction process phases.



Figura 14. Construcción de macizos de arranque de arcos, pilas de hormigón y estribos.
Figure 14. Construction of springing blocks of arches, concrete piers and abutments.

methods with no particular aspects arising worthy of mention.

5. GENERAL DESCRIPTION OF THE CONSTRUCTION PHASES

Figure 13 schematically shows the main phases of the construction process, as described below:

1. Construction of the infrastructure: Foundations, piers, abutments and arch springing blocks.

2. On-land construction of complete decks. Pushing until reaching piers close to the reservoir.

3. Dismantling the front 13 m of the metal beams. Fitting the first quarter arch on the deck and moving to the front.

4. Tilting the first quarter arch.

5. Descending in vertical position.

6. Assembly of bottom end to the arch support part.

7. Mounting the second quarter arch on the deck and joining to the first in an area fitted with a hinge.

8. Tilting the second quarter an arch

9. End of tilting until the semi-arch is in the vertical position

10. Semi-arches in vertical position

11. Semi-arch lowering

12. Crown closure

13. Placing metal piers on arch

14. Several phases involving deck pushing and pier placing on arch.

15. Finishing off work

Some of the most significant details and peculiarities of the construction system undertaken are described below with illustrations of actual pictures of the work:

5.1. Infrastructure. Piers and abutments (Figure 14)

The pier foundations of the approach stretches were built with micropiles. Due to the shale, supplementary consolidation work had to be undertaken on one of the hillsides to excavate cappings, using anchorings and passive bolts.

5.2. On-land building of the complete deck

Once the infrastructure had been built, the whole of the deck was assembled on dry land in the preparation yard behind the abutments where small foundation blocks had been previously built provided on their top with suitable support devices to allow for pushing in a later phase.

Half of each deck was built behind each abutment to be later moved to its final position with the pushing method. Once the 2 continuous, V-shaped Cor-Ten steel beams were mounted, the top

Existe un alto grado de seguridad del arco frente a la inestabilidad. La carga de pandeo tiene un valor equivalente a 5 veces la deducida para el Estado Límite de Servicio. Se ha realizado también una verificación adicional de la seguridad frente al pandeo teniendo en cuenta imperfecciones geométricas equivalentes, habiéndose comprobado que su influencia es irrelevante.

El dimensionamiento de secciones metálicas y espesores de chapa se ha realizado siguiendo un criterio de optimización, estableciendo una condición consistente en igualar al máximo posible el nivel tensional de todos los puntos analizados, así como un grado de seguridad a la rotura similar.

El resto de los elementos de la estructura (tablero mixto, pilas metálicas, pilas de hormigón, estribos, arranques del arco, diafragmas, rigidizadores, etc.) se han verificado con los métodos habituales del cálculo estructural, sin que existan aspectos especiales dignos de mención.

5. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS FASES DE CONSTRUCCIÓN

En la Figura 13 se representan esquemáticamente las principales fases del proceso constructivo, que corresponden a la siguiente descripción:

1. Construcción de la infraestructura: Cimentaciones, pilas, estribos y macizos de arranque de arcos.

2. Construcción de tableros completos en tierra firme. Empuje hasta alcanzar pilas cercanas al embalse.

3. Desmontaje de los 13 m frontales de las vigas metálicas. Montaje del primer cuarto de arco sobre el tablero y desplazamiento hasta la parte frontal.

4. Basculamiento del primer cuarto de arco.

5. Descenso en posición vertical.

6. Ensamblaje del extremo inferior con la pieza de soporte del arco.

7. Montaje del segundo cuarto de arco sobre el tablero y unión con el primero en una zona provista de rótula.

8. Basculamiento del segundo cuarto de arco

9. Fin del basculamiento hasta completar la posición vertical del semiarco

10. Semiarcos en posición vertical
11. Abatimiento de semiarcos
12. Cierre en clave
13. Colocación de pilas metálicas sobre el arco
14. Fases varias de empuje de tablero y colocación de pilas sobre el arco.
15. Trabajos de finalización

A continuación se describen, con ilustraciones mediante imágenes reales de la obra, algunos de los detalles y peculiaridades más significativas del sistema constructivo desarrollado:

5.1. Infraestructura. Pilas y estribos (Figura 14)

La cimentación de las pilas de los tramos de acceso se ha realizado con micropilotes. Debido a la existencia de pizarras, en una de las laderas ha sido necesario realizar unos trabajos de consolidación complementarios para llevar a cabo las excavaciones de los encepados, mediante ejecución de anclajes y bulones pasivos.

5.2. Construcción del tablero completo en tierra firme

Una vez ejecutada la infraestructura se procede al montaje de la totalidad del tablero en tierra firme, en la explanada dispuesta detrás de los estribos, donde previamente se han construido unos pequeños macizos de cimentación provistos en su parte superior de unos aparatos



Figura 15. Construcción de tableros en tierra firme.
En primer plano, construcción de losa superior, de uno de los tableros.
Al fondo un tablero totalmente construido, incluida barrera de seguridad. Sobre el tablero, pieza correspondiente al primer cuarto de arco.
Figure 15. On land deck construction.
In the foreground, one of the decks' top slab construction. In the background, a completely built deck, including safety barrier.
On the deck, part of the first quarter arch.

de apoyo adecuados para permitir el empuje en una fase posterior.

Detrás de cada estribo se construye la mitad de cada tablero, que posteriormente será desplazado hasta su posición definitiva mediante el método del empuje. Una vez montadas las 2 vigas continuas en forma de V de acero CORTEN, se procede a la construcción de la losa superior sobre un encofrado de 26 metros de longitud cimbrado sobre el terreno, que se desplaza a un ritmo de un módulo completo por semana hasta completar la longitud total del tablero (Figura 15).

La construcción en tierra firme se ha realizado con sencillez y ha permitido asegurar una buena ejecución del tablero en óptimas condiciones de accesibilidad.

slab was built on 26 metres long formwork centred on the ground, which moved at a rate of one complete module per week until completing the deck's total length (Figure 15).

The on-land construction was undertaken with simplicity and enabled the deck to be well made in optimum accessibility conditions.

5.3. Deck pushing until reaching the piers close to the reservoir

Pushing the deck formed by a complete composite structure (steel and concrete in its entirety) is a singular deed forming part of the construction system developed. The possibility of availing of a top concrete platform of the deck from the beginning did not only provide notable advantages to the overall unit by needing a minimum of overhead operations to be carried out in subsequent phases but also enabled the deck itself to be used as an auxiliary work item for moving and handling large parts of the arch structure, mounting machinery and running large tonnage cranes. Special care was taken in monitoring deck slab concrete cracking in areas where states of tensile stress existed during pushing operations.

A transversal beam was used to push each deck at its back (Figure 16), in which cables for transmitting the horizontal thrust force were applied. The operation was carried out by sliding the



Figura 16. Empuje de un tablero. En la parte trasera, viga metálica transversal de empuje.
Figure 16. Pushing a deck. At the back, metal cross pushing beam.



Figura 17. Gato y cable de tracción
Figure 17. Jack and traction cable.



Figura 18. Zona frontal del tablero en fase de empuje.
Figure 18. Deck's front area in the pushing phase.

deck over Teflon supports on the concrete blocks located 15 metres from each other.

The overall deck traction cables were operated at their opposite end by horizontally, concrete block supported hydraulic jacks (Figure 17).

The pushing operation stopped when the deck exceeded the pier closest to the reservoir.

The first 22 metres of top slab were not concreted so as to reduce stresses in the deck in situations where it was cantilevered or overhanging during the advance operation.. This area of metal beams acted in the fashion of a classical "launching nose", with hydraulic jacks having been fitted at the front end with

a skid underneath for recovering the deck's elastic deflection before reaching each of the piers (Figure 18).

5.4. Dismantling the front 13 m of the metal beams

Once pushing had stopped, a crane was used to dismantle the front 13 metres of metal beams, joined to the rest of the structure with a bolted connection, with the purpose of not hindering the future arch mounting operations.

5.5. Mounting the first quarter arch on the deck and transport

Each arch was divided into 4 parts about 60 metres long weighing 200

5.3. Empuje de tableros hasta alcanzar las pilas cercanas al embalse

El empuje del tablero formado por una estructura mixta completa (acero y hormigón en su totalidad) constituye un hecho singular que forma parte del sistema constructivo desarrollado. La posibilidad de disponer desde un principio de una plataforma superior de hormigón del tablero, no solamente ha aportado notables ventajas para el conjunto por el hecho de precisar en fases posteriores un mínimo de operaciones a realizar en trabajos de altura, sino que ha permitido utilizar el propio tablero como elemento auxiliar de obra para el traslado y manipulación de grandes piezas de la estructura del arco, montaje de maquinaria y paso de grúas de gran tonelaje. Se ha cuidado especialmente el control de la fisuración del hormigón de la losa de tablero en las zonas en que han existido estados de tracción durante las maniobras de empuje.

Para empujar cada tablero se dispone una viga transversal en su parte trasera (Figura 16), en la que se aplican unos cables destinados a transmitir la fuerza horizontal de empuje. La maniobra se realiza deslizando el tablero sobre apoyos de teflón colocados sobre los macizos de hormigón situados a 15 metros entre sí.

Los cables de tracción del conjunto del tablero están accionados en su extremo opuesto por unos gatos hidráulicos apoyados en unos macizos de hormigón (Figura 17).

La maniobra de empuje se detiene cuando el tablero sobrepasa la pila más próxima al embalse.

Se han dejado sin hormigonar los primeros 22 metros de losa superior, para disminuir los esfuerzos del tablero en las situaciones en que se encuentra en voladizo durante el avance. Esta zona de las vigas metálicas ha actuado a la manera de un clásica "nariz de lanzamiento", habiéndose montado en su extremo frontal unos gatos hidráulicos que tienen un patín en su parte inferior para recuperar la flecha elástica del tablero antes de alcanzar cada una de las pilas (Figura 18).

5.4. Desmontaje de los 13 m frontales de las vigas metálicas

Una vez detenido el empuje se procede, mediante la ayuda de una grúa, a

desmontar los 13 metros frontales de las vigas metálicas, unidas al resto de la estructura con una unión atornillada, a fin de no entorpecer las futuras operaciones de montaje del arco.

5.5. Montaje del primer cuarto de arco sobre el tablero y transporte

Cada arco se divide en 4 piezas de unos 60 metros de longitud y 200 toneladas de peso. La primera de las piezas, correspondiente a la parte inferior, se monta sobre el tablero y se desplaza sobre patines deslizantes hasta la parte frontal.

5.6. Montaje, mediante grúas, del extremo inferior sobre las rótulas situadas sobre el macizo de cimentación

La parte inferior del arco está constituida por una pieza dotada de un potente sistema de rigidización. Dispone de unos orificios, preparados para el montaje de las barras de anclaje a la cimentación, una vez se haya concluido el abatimiento. El extremo inferior de la pieza está formado por unas cartelas donde se alojan las rótulas que permiten el giro durante la maniobra de abatimiento.

5.7. Basculamiento y descenso del primer cuarto de arco (Figura 19)

En la zona frontal del tablero se ha montado un pórtico (Figura 20) dotado



Figura 19. Basculamiento del primer cuarto de arco (1).
Figure 19. Tilting the first quarter arch (1).

de unos mecanismos móviles de elevación y retenida, formados por gatos hidráulicos (Figura 21) que accionan unos cables dispuestos verticalmente.

tonnes. The bottom part, the first, was mounted onto the deck and moved on skids to the front.



Figura 20. Basculamiento del primer cuarto de arco (2).
Figure 20. Tilting the first quarter arch (2).

5.6. Crane mounting of the bottom end on hinges located on the foundation block

The bottom of the arch was formed by a part provided with a powerful stiffening system. It had orifices prepared for fitting anchor bars to the foundations, once the swivel lowering operation had finished. The bottom end of the part was formed by brackets where hinges were housed allowing rotation during the lowering manoeuvre.

5.7. Tilting and vertical lowering of the first quarter arch (Figure 19)

A portal frame was set up at the deck's front area (Figure 20) provided with mo-



Figura 21. Pórtico de basculamiento. Detalle de un gato hidráulico.
Figure 21. Tilting truss. Detail of a hydraulic jack.



Figura 22. Descenso de primer cuarto de arco.
Figure 22. Vertical lowering of first quarter arch.

Una vez concluido el descenso (Figura 22), se procede al ensamble y soldadura del extremo inferior con la pieza de soporte del arco, previamente montada en la zona de apoyo sobre el macizo de cimentación.

5.8. Montaje del segundo cuarto de arco sobre el tablero y transporte

Se realiza la maniobra de montaje y transporte de forma similar a la efectuada anteriormente. Se completa el desplazamiento hasta conectarlo con la pieza anterior en una zona provista de rótulas (Figura 23).

5.9. Basculamiento con grúa del segundo cuarto de arco

Seguidamente y mediante la ayuda de una grúa sobre orugas (Figura 24) se procede al izado de la fracción superior del arco pivotando la base en la rótula intermedia (Figura 25). La maniobra se ha realizado manteniendo fija la posición de la pluma y simultaneando el mecanismo de elevación con el desplazamiento de la grúa sobre el tablero. Cabe destacar la magnitud de las cargas verticales que han gravitado sobre el tablero durante la operación: Peso de la grúa en vacío, 3500 kN., soportando una carga bajo gancho de 1000 kN.

La maniobra de izado se detiene cuando la vertical del centro de gravedad de la pieza superior queda a 4 metros del eje de la rótula intermedia (Figura 26). A partir de este momento, el resto de la maniobra debe completarse mediante la acción conjunta de gatos hidráulicos montados sobre unas estructuras auxiliares y unos cables de retención que evitan el movimiento inverso.

5.10. Fase final de basculamiento hasta completar la posición vertical del semiarco

Montaje de una estructura auxiliar sobre el tablero (Figura 27). El apoyo de la parte superior sobre la rótula intermedia está complementado con una ménsula auxiliar, provista de unos gatos hidráulicos.

Accionamiento de los gatos hidráulicos montados sobre la estructura auxiliar, hasta que se completa el bascula-



Figura 23. Segundo cuarto de arco conectado en una zona provista de rótulas.
Figure 23. Second quarter arch connected in an area provided with hinges.



Figura 24. Grúa sobre tablero.
Figure 24. Crane on deck.



Figura 25. Izado de segundo cuarto de arco con grúa.
Figure 25. Crane hoisting a second quarter arch.

bile lifting and retaining mechanisms formed by hydraulic jacks (Figure 21) operating vertically arranged cables.

Once vertical lowering had concluded (Figure 22), the bottom end was assembled and welded to the arch support piece previously fitted in the support area on the foundation block.

5.8. Mounting the second quarter arch on the deck and transport

The mounting and transport operation was carried out in a similar fashion to the previous one. The moving operation was undertaken until connecting to the previous part at a hinge fitted area (Figure 23).

5.9. Crane swivelling of the second quarter arch

With the aid of a crawler crane (Figure 24), the top fraction of the arch was immediately hoisted up, pivoting the base in the intermediate hinge (Figure 25). The manoeuvre was performed whilst keeping the jib position fixed and making the lifting operation simultaneous with the crane's movement on the deck. The size of the vertical loads gravitating on the deck during the operation must be stressed: Crane's dead weight, 3500 kN, carrying a load on its hook of 1000 kN.

The hoisting operation was detained when the vertical of the centre of gravity of the top part was 4 metres from the intermediate hinge's axis (Figure 26). As from that moment, the rest of the manoeuvre was to be completed by the joint action of hydraulic jacks mounted on auxiliary structures and guy cables preventing reverse movement.

5.10. Final swivelling phase until completing the half-arch's vertical position

Erecting an auxiliary structure on the deck (Figure 27). The support of the top part on the intermediate hinge was supplemented with an auxiliary corbel provided with hydraulic jacks.

Operating the hydraulic jacks mounted on the auxiliary structure until the top part of the semi-arch had been completely lowered. This mechanism was



Figura 26. Posición final de izado de tablero con grúa.
 Figure 26. Final crane deck hoisting position.



Figura 27. Estructura auxiliar sobre tablero.
 Figure 27. Auxiliary structure on deck.

used to perform the operation until the second quarter arch was in its final position (Figure 28). The centre of gravity of the second quarter arch passed over the vertical and was located on the opposite side. Metal stops ensured that the unit formed by the two parts mounted was stable.

The arch section was subsequently

completed by welding on plates with which the hinges were locked.

5.11. Semi-arches in the vertical position

Each semi-arch in this situation was composed of a 120 metre high part, in a vertical position and ready for the swiv-

miento de la parte superior del semiarco. Mediante este mecanismo se efectúa la maniobra hasta conseguir la posición definitiva del segundo cuarto de arco (Figura 28). El centro de gravedad del segundo cuarto de arco ha pasado sobre la vertical y se encuentra en el lado opuesto. Dada la existencia de unos toques metálicos, el conjunto de las dos piezas montadas es estable.

Posteriormente, se completa la sección de arco, mediante soldadura de chapas, con lo que las rótulas quedan bloqueadas.

5.11. Semiarcos en posición vertical

En esta situación, cada semiarco está compuesto por una pieza de 120 metros de altura, dispuesta en posición vertical y lista para las operaciones de abatimiento (Figura 29). El centro de gravedad de cada semiarco está situado sobre la vertical de las rótulas existentes en la base de arco. Existen unos elementos provisionales de fijación del semiarco al nivel del tablero, frente a acciones horizontales.

Para realizar las siguientes operaciones se montan sobre el tablero unas estructuras metálicas que están unidas a los semiarcos mediante unos cables de retención.

5.12. Abatimiento de semiarcos y cierre en clave

La maniobra de abatimiento se inicia empujando el semiarco hacia el embalse mediante unos gatos telescópicos montados sobre el tablero (Figura 30). El movimiento del semiarco es controlado mediante la acción conjunta del empuje de los gatos y los cables de retención, actuando en sentido opuesto. La longitud máxima del vástago extendido de los gatos es de 8 metros.

A partir de la situación en que los gatos alcanzan la máxima extensión, el descenso del arco se produce únicamente por gravedad, estando controlado el movimiento por los cables de retención (Figuras 31 y 32).

En la parte inferior de los arcos existe una pieza especial de soporte (Figura 33), cuya base posee un sistema de desli-



Figura 28. Posición final de basculamiento del segundo cuarto de arco.
Figure 28. Final tilting position of the second quarter arch.



Figura 29. Semiarcos en posición vertical. Altura: 120 metros.
Figure 29. Semi-arches in vertical position. Height: 120 metres.

el lowering operations (Figure 29). Each semi-arch's centre of gravity was located over the vertical of the hinges at the arch base. Provisional semi-arch securing elements were fitted at deck level, to oppose horizontal forces.

Metal structures were fitted on the deck to perform the next operations, connected to the semi-arches with guy cables.

5.12. Swivel lowering the semi-arches and crown closure

The swivel lowering operation commenced by pushing the semi-arch towards the reservoir with telescopic jacks fitted on the deck (Figure 30). The semi-arch's movement was controlled by the joint action of the jack push and the guy cables, acting in the opposite direction. The maximum length of the jacks' extended rods is 8 metres.

The arch descended only under gravity from the situation where the jacks reached their maximum extension, and this movement was guy cable controlled (Figures 31 and 32).

There was a special support part at the bottom of the arches (Figure 33), the base of which has a sliding system in a longitudinal direction along the bridge's axis. A battery of jacks was located in a horizontal position so that, by means of a differential drive, it was possible to control the cross movement of the end of the semi-arches in the swivel lowering situation to adjust the closure position in the crown area to the maximum possible.

This special part also had an adjustable retaining system in the longitudinal direction, formed by bars anchored to the concrete and another vertical retaining system to prevent lifting that could occur under exceptional cross wind conditions.

The hinge support structure was connected to a system of horizontal bars and jacks controlling movement towards the reservoir and each semi-arch's guidance with the purpose of facilitating the two semi-arches to be joined coinciding at the front.

There was a guide system at the front of each semi-arch to achieve the two semi-arches' fitting together and aligning (Figure 34).



Figura 30. Inicio de la operación de abatimiento, mediante empuje de semiarco con gatos telescópicos.
Figure 30. Start of swivel lowering operation by telescopic jack semi-arch pushing.



Figura 31. Abatimiento de semiarcos (1).
Figure 31. Swivel lowering semi-arches (1).



Figura 32. Abatimiento de semiarcos (2).
Figure 32. Swivel lowering semi-arches (2).

zamiento en dirección longitudinal según el eje del puente. Se ha dispuesto una batería de gatos en posición horizontal, de tal forma que mediante una accionamiento diferencial es posible controlar el movimiento transversal del extremo de los semiarcos en situación de abatimiento para ajustar al máximo la posición de encuentro en la zona de clave.

Esta pieza especial dispone además de un sistema regulable de retención en dirección longitudinal, formado por barras ancladas al hormigón y otro sistema de retención vertical, para evitar el levantamiento que podría producirse en situaciones excepcionales de viento transversal.

La estructura de soporte de las rótulas está conectada a un sistema de barras y gatos horizontales que controlan el movimiento de traslación hacia el embalse y la orientación de cada semiarco, con el fin de facilitar la coincidencia en la parte frontal de los dos semiarcos a unir.

En la parte frontal de cada semiarco existe un sistema de guiado para conseguir el encaje y la alineación de los dos semiarcos (Figura 34).

En el frente de los semiarcos se dispone un sistema de enclavamiento automático consistente en unos topes provistos de rótula esférica para materializar un arco triarticulado, constituyendo una estructura estable, independiente de los cables de retenida. El detalle del sistema de cierre en clave se muestra en un capítulo aparte.

Cierre en clave. Se constituye un arco triarticulado

Posteriormente se completan las secciones del arco en la zona de clave mediante chapas soldadas, quedando bloqueada la articulación (Figura 35).

5.13. Bloqueo de rótulas en arranques del arco

Una vez finalizado el abatimiento se bloquean las rótulas mediante la colocación de barras de anclaje y armaduras más la posterior ejecución de hormigonado de la zona donde se han alojado los mecanismos de giro (Figura 36).

Posteriormente al hormigonado se procede al tesado de barras. El dimensionamiento de este pretensado se ha realizado estableciendo la condición de inexistencia de estados de decompresión del hormigón frente a las situaciones de flexión compuesta en la base del arco durante las futuras etapas del puente en estado de servicio.

Todos los procesos indicados anteriormente se repiten en la estructura gemela (Figura 37 y 38).

5.14. Colocación de pilas metálicas y empuje del tablero sobre el arco hasta completar el cierre en el centro de la estructura

Con la ayuda de grúas situadas en el frente del tablero se montan las pilas situadas a 26 metros por delante de cada posición (Figura 39). Estas maniobras se alternan con los empujes efectuados con simultaneidad desde ambas márgenes para evitar asimetrías de cargas en el arco debidas al peso propio de los tableros (Figuras 40, 41 y 42).

Cabe destacar el hecho de que este conjunto de maniobras ha resultado ser crítico debido al nivel de tensiones alcanzadas en el arco, por lo que ha sido necesario llevar a cabo un exhaustivo estudio, con el correspondiente análisis detallado de cada fase. Se han estudiado 26 fases en total, teniendo cuenta contraflechas del arco y tablero, peso propio de los elementos y cargas reales de grúas en todas las maniobras. Cada una de las fases se ha estudiado, con la consiguiente verificación de tensiones y deformaciones, cotejándose dichos valores con la realidad mediante topografía, sondas térmicas y extensómetros.

A título de ejemplo se muestran los resultados correspondientes a la evolución de flechas y tensiones en una de las secciones de riñones del arco (Figuras 43 y 44).

En muchas de las fases se han tomado varias lecturas a distintas horas, para estudiar la influencia de la temperatura en la estructura. Debido a que estas maniobras se han realizado en verano, la influencia de la temperatura ha sido notable, registrándose diferencias de cotas altimétricas en algunas zonas del arco



Figura 33. Pieza inferior de semiarco.
Figure 33. Bottom semi-arch piece.



Figura 34. Maniobra de aproximación de semiarcos.
Figure 34. Semi-arch approach manoeuvre.

An automatic locking system was provided at the front of the semi-arches consisting in stops fitted with an axial spherical plain bearing to materialise a three-hinged arch, forming a stable structure independent of the guy cables. The crown closure operation is detailed in a separate chapter.

Crown closure. A three hinged arch is formed

The arch sections in the crown area were subsequently completed by means of welded plates and the hinging was thus locked (Figure 35).

5.13. Hinge locking at arch springings

Once the swivel lowering operation had ended, the hinges were locked by fitting anchor bars and reinforcements plus concreting the area where the rotation mechanisms were housed (Figure 36). The bars were then tightened after concreting. This prestressing was sized by establishing the condition that there were no concrete decompression states as against axial load plus bending situations at the base of the arch during future stages of the in-service bridge.

All the above processes were repeated in the twin structure (Figures 37 and 38).

5.14. Placing metal piers and deck pushing over the arch until completing closure in the centre of the structure

The piers located 26 metres ahead of each position are mounted with the aid of cranes at the front of the deck (Figure 39). These operations alternate with simultaneously pushing from both banks to avoid load asymmetries in the arch due to the deck's own weights (Figures 40, 41 and 42).

The fact must be stressed that these manoeuvres proved critical due to the level of stresses reached in the arch which led to performing a thorough study, with a pertinent detailed analysis of each phase. In all, 26 phases were examined, taking into account arch and deck cambers, dead weight of elements and actual loads of cranes in all operations. Each of the phases was studied



Figura 35. Cierre en clave.
Figure 35. Crown closure.



Figura 36. Empotramiento del arco en su base.
Figure 36. Fixing the arch in its base.



Figura 37. Semiarcos del segundo puente en posición vertical
Figure 37. Semi-arches of the second bridge in a vertical position.



Figura 38. Cierre en clave de arco del segundo puente.
Figure 38. Crown closure of second bridge's arch.



Figura 40. Empuje de tablero sobre arco (1).
Figure 40. Deck pushing over arch (1).



Figura 39. Montaje de pilas metálicas con grúa sobre tablero.
Figure 39. Crane mounting metal piers on deck.



Figura 41. Empuje de tablero sobre arco (2).
Figure 41. Deck pushing over arch (2).



Figura 42. Empuje de tablero sobre arco (3).
Figure 42. Deck pushing over arch (3).

de la mañana a la noche del orden de 10 centímetros. Si bien estos valores no son grandes en comparación con las dimensiones generales de una estructura de 220 de luz, sin embargo debían tenerse en cuenta para efectuar debidamente las correcciones geométricas y conseguir el deseado ajuste de la rasante de la calzada una vez concluida la obra (Figura 45).

6. ELEMENTOS ESPECIALES

6.1. Retención del tablero en sentido longitudinal

Durante las fases de abatimiento del arco, se dispuso un sistema de fijación provisional del tablero al estribo (Figura 46), formado por un conjunto de 8 barras de 1300 kN de carga unitaria de ro-

with the consequent verification of stresses and displacements whilst contrasting such figures with reality using topography, thermal probes and strain gauges.

The results for the evolution of deflections and stresses in one of the arch spandrel sections are given as an example (Figures 43 and 44).

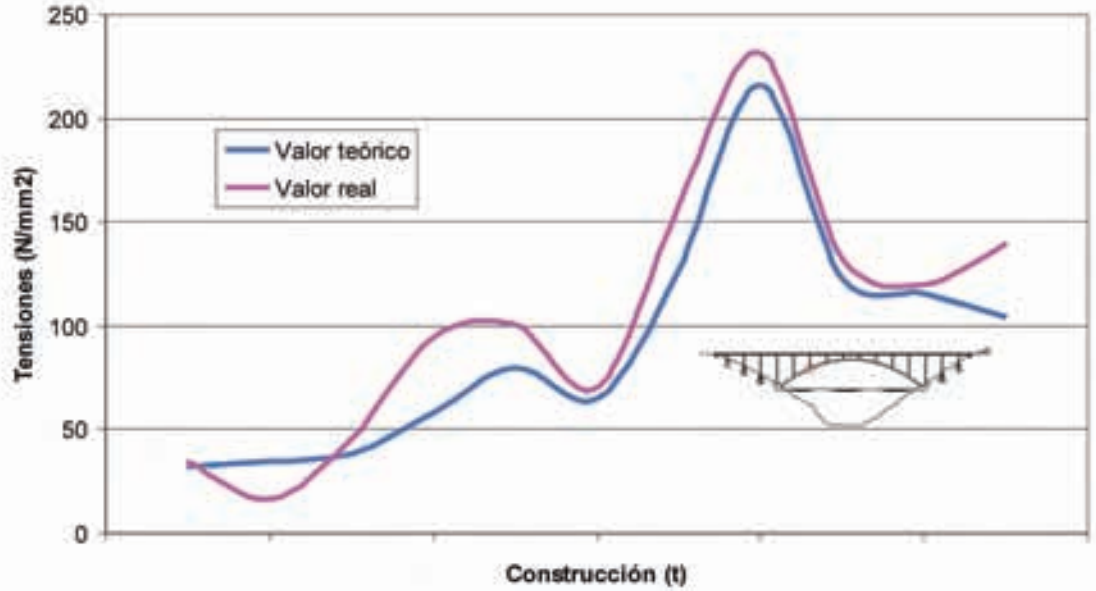


Figura 43. Evolución de tensiones en sección de riñones, durante las maniobras de montaje del tablero sobre arco.
 Figure 43. Evolution of stresses in spandrel section during operations for mounting deck on arch.

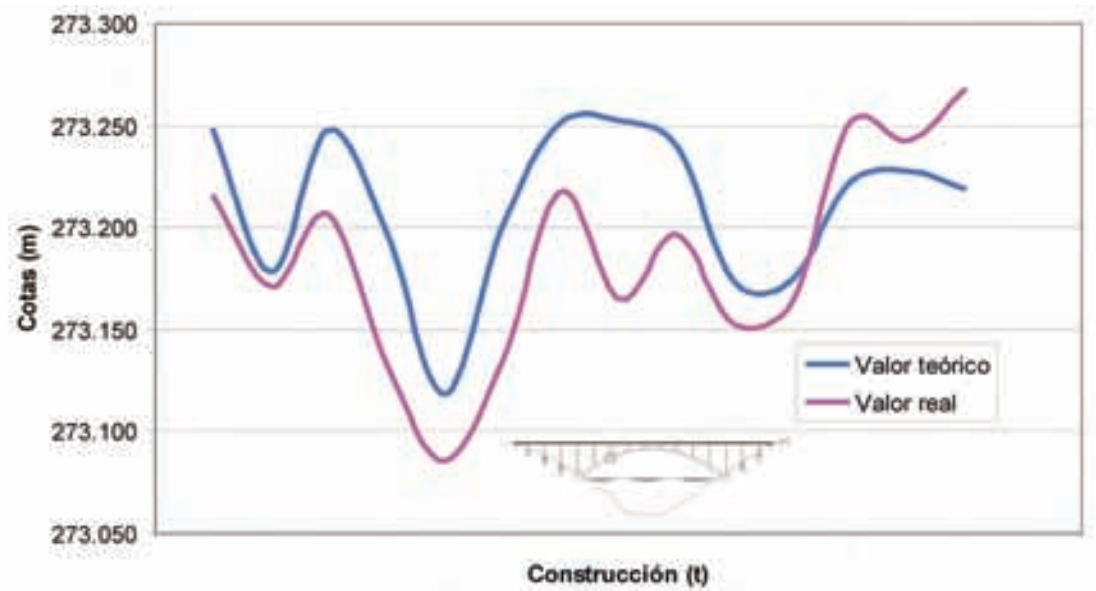


Figura 44. Evolución de flechas en sección de riñones, durante las maniobras de montaje del tablero sobre arco.
 Figure 44. Evolution of deflections in spandrel section during operations for mounting deck on arch.

Several readings were made at different times in many of the phases to study the influence of temperature on the structure. Due to the fact that these operations were carried out in summer, the influence of temperature was remarkable, with differences in the order of 10 centimetres being recorded from day to night in heights in some areas of the arch. Whilst these figures are not large in comparison with the general dimensions of a 220 metres span structure, nevertheless, they had to be taken into account in order to make the due geometrical corrections and achieve the required adjustment in the roadway's grade level once the work was finished (Figure 45).



Figura 45. Cierre de tablero en el centro.
 Figure 45. Deck closure at centre.

tura. A su vez, el estribo estaba provisto de un potente sistema de anclaje al terreno.

6.2. Base del arco

6.2.1. Sistema de rótulas y gatos de regulación

El sistema que permite el giro de cada uno de los semiarcos en su parte inferior está formado por cuatro rótulas (dos en cada viga – cajón), situadas en el eje de las almas (Figura 47), a fin de no producir estados de flexión local en la estructura. Para evitar los efectos de una posible falta de alineación del eje de giro en proceso de montaje, las rotulas son esféricas (Figura 48).

Cada uno de los semiarcos reposa sobre una base que permite el deslizamiento de los mismos en la dirección del eje longitudinal del puente (Figura 49). El movimiento está controlado mediante cuatro gatos hidráulicos dispuestos horizontalmente y apoyados contra el paramento vertical del arranque, de tal forma que una vez concluido el proceso de abatimiento existe la posibilidad de regular la posición, no solamente en sentido longitudinal mediante el accionamiento sincronizado de los gatos, sino también provocar un desplazamiento lateral en la zona de clave mediante una actuación diferencial en el recorrido de los citados gatos. Con ello existe la posibilidad de regulación, en todas las direcciones posibles, de la posición del extremo de cada uno de los semiarcos en la zona de clave para lograr el ensamble en la posición prevista.

6.2.2. Sistemas de retención frente al efecto del viento transversal

Durante el proceso de abatimiento de los semiarcos y en la posición previa al encuentro en la zona de clave, la consideración del efecto de viento lateral de gran intensidad resulta crítica en lo referente a la seguridad frente al vuelco del conjunto y al deslizamiento.

Las reacciones verticales de apoyo en la base del arco son asimilables a un par de fuerzas, cada una de ellas aplicadas en la base de las dos vigas – cajón metálicas (Figura 50). La magnitud de la reacción en sentido ascendente, calculada de



Figura 46. Sistema de fijación horizontal del tablero al estribo
Figure 46. Horizontal deck to abutment securing system.



Figura 47. Zona inferior del arco
Figure 47. Bottom arch area.



Figura 48. Rótula esférica de bulón pasante, antes de su montaje en la zona inferior del arco
Figure 48. Radial spherical plain bearing, before fitting in bottom arch area.

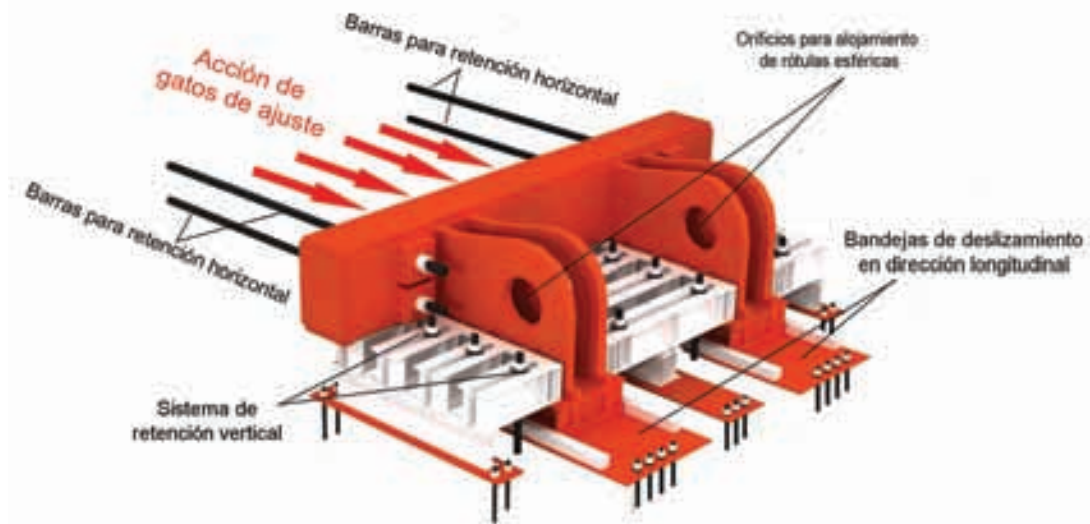


Figura 49. Zona inferior del arco. Esquema.
 Figure 49. Bottom arch area. Diagram.

6. SPECIAL ELEMENTS

6.1. Holding the deck in a longitudinal direction

During arch swivel lowering phases, a provisional system was used for securing the deck to the abutment (Figure 46), formed by a set of 8 bars of 1300 kN unit breaking load. In turn, the abutment was provided with a powerful ground anchorage system.

6.2. Arch base

6.2.1. System of hinges and regulating jacks

The system allowing each of the semi-arches to rotate at the bottom was formed by four hinges (two in each box-beam), located on the axis of the webs (Figure 47), in order not to cause local bending conditions in the structure. The hinges were of radial spherical plain bearing type in order to avoid the effects of a possible failure in alignment of the rotation axis in the mounting process (Figure 48).

Each of the semi-arches rests on a base that allows them to slide in the direction of the bridge's longitudinal axis (Figure 49). The movement was controlled by four hydraulic jacks arranged horizontally and supported against the vertical springing wall such that once the swivel lowering process had finished, it was possible to adjust the position not only in the longitudinal direction by synchronised jack operation but



Figura 50. Efecto del viento lateral sobre un semiarco durante la maniobra de abatimiento.
 Figure 50. Side wind effect on one semi-arch during the swivel lowering operation.

also by causing a lateral movement in the crown area by a differential operation in the said jacks' run. This made adjustment of the end position of each of the semi-arches in the crown area possible in all possible directions in order to assemble in the position provided for.

6.2.2. Holding systems against the cross wind effect

During the semi-arch swivel lowering process in the position prior to meeting at the crown area, it proved critical to consider the effect of a highly intense lateral wind as regards safety against the overall unit's overturning and sliding.

acuerdo con la consideración de un viento excepcional deducido a partir de las especificaciones de la Norma IAP es superior a la reacción debida al peso propio del arco. Para evitar todo riesgo de levantamiento de los apoyos y la consiguiente inestabilidad del conjunto por un efecto de vuelco, se ha dispuesto un potente sistema de retención vertical de los mecanismos de apoyo, que es compatible con el movimiento de deslizamiento horizontal en sentido longitudinal.

De la misma forma, la componente horizontal de las reacciones de apoyo producidas por el efecto del viento lateral es asimilable a un par de fuerzas, cuyo valor en magnitud también podría ser



Figura 51. Extremo frontal de semiarcos en posición previa al cierre en clave.
Figure 51. Front end of semi-arches prior to crown closure.

superior a la reacción debida al peso propio, materializada en una fuerza aplicada sobre los gatos. Para evitar el deslizamiento incontrolado de uno de los dos apoyos en sentido hacia el embalse, se ha dispuesto un sistema de retención horizontal formado por unos topes que impiden el movimiento hacia las laderas y barras regulables que actúan en sentido contrario y que se pueden desbloquear durante las maniobras de ajuste de la posición de los semiarcos en la fase previa al cierre en clave.

6.3. Sistema de enclavamiento automático en zona de clave

Para facilitar el ensamblaje de los dos semiarcos en la zona de clave, existen

unos elementos de guía con paramentos formados por chapas inclinadas, de forma que una vez establecido el contacto entre los dos extremos, la regulación hasta la posición final es automática. El contacto frontal entre los dos semiarcos se produce a través de una rótula esférica axial situada en cada una de dos las vigas – cajón (Figuras 51, 52 y 53).

Una vez finalizado el proceso de abatimiento y con los semiarcos en contacto, se monta un pequeño sistema de bloqueo vertical de seguridad y se descargan los cables de retención. En este momento, la estructura responde a un esquema de arco triarticulado, que dado su condición de isostático, permite la regulación en altura de la zona de clave mediante la actuación de los gatos horizontales situa-

The vertical bearing reactions in the arch base may be likened to a couple of forces each applied at the base of the two metal box-beams (Figure 50). Calculated according to the consideration of an exceptional wind worked out from the IAP Standard's specifications, the size of the reaction in an upward direction was higher than the reaction due to the arch's dead weight. A powerful support mechanism holding system compatible with the horizontal sliding movement in the longitudinal direction was provided to prevent any risk of the supports lifting and the consequent overall instability from an overturning effect.

In the same way, the horizontal component of the support reactions caused by lateral wind force can be likened to a couple of forces, the magnitude of which could be higher than the reaction due to dead weight, materialising in a force applied on the jacks. A horizontal retaining system formed by stops preventing movement towards the hillsides and adjustable bars acting in the opposite direction, which can be unlocked during operations for adjusting the position of the semi-arches in the phase prior to crown closure, was provided to prevent one of the two supports uncontrollably sliding towards the reservoir.

6.3. Automatic interlocking system in the crown area

To facilitate the two semi-arches joining in the crown area, there were guide elements with facings formed by sloping plates so that once contact was made between the two ends, adjustment to the final position was automatic. The two semi-arches made contact through an axial spherical plain bearing located in each of the two box-beams (Figures 51, 52 and 53).

Once the swivel lowering process had finished and with the semi-arches in contact, a small vertical safety locking system was fitted and load was removed from the guy cables. The structure responded at that time to a three-hinged arch layout which, given its isostatic condition, allowed the crown area to be height adjusted by operating the horizontal jacks located at the springing. Varying the piston run in these jacks caused the crown area to move vertical-

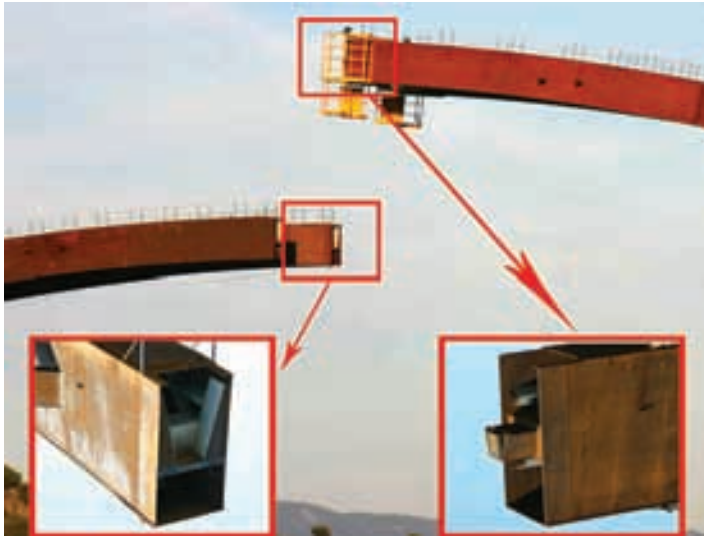


Figura 52. Sistema de enclavamiento automático en zona de clave. Esquema 1.
 Figure 52. Automatic interlocking system in crown area. Diagram 1..

ly with no change in either the arch stresses or the support reactions.

7. ARCH IN THE CONSTRUCTION PHASE. CROSS WIND VIBRATIONS

7.1. Description

An unexpected phenomenon occurred on 10 January, 2006, during a construction phase in which one of the arches, after structural continuity at the crown area and embedding in the springings had been completed and the metal piers were waiting to be fitted on that arch.

In a situation of apparent calm, with a constant wind and speed of 5.5 m/sec (20 km/h) measured by an on-land wind gauge, heavy harmonic oscillations suddenly commenced and the arch went into resonance with a period of 1.4 seconds and vertical movements which reached amplitudes in the spandrel area in the order of ± 80 centimetres, seen by the naked eye. This situation continued for approximately one hour.

The movements were solely vertical. No cross movements occurred (in a direction parallel to the reservoir's bed), and neither did torsion rotation in the structure.

dos en el arranque. Una variación en el recorrido del émbolo de dichos gatos provoca el movimiento vertical de la zona de clave sin que exista variación en los esfuerzos del arco, así como tampoco en las reacciones de apoyo.

7. ARCO EXENTO EN FASE DE CONSTRUCCIÓN. VIBRACIONES DEBIDAS AL VIENTO TRANSVERSAL

7.1. Descripción

Un inesperado fenómeno tuvo lugar el 10 de enero de 2006, durante una etapa de construcción en que uno de los arcos se encontraba exento, habiéndose completado la continuidad estructural en la zona de clave y el empotramiento en los arranques, a la espera de montar sobre él las pilas metálicas.

En una situación de aparente calma, con un viento constante y una velocidad de 5,5 m/s (20 km/h) medida en un anemómetro situado en tierra firme, súbitamente se iniciaron unas fuertes oscilaciones armónicas, entrando el arco en resonancia con un período de 1,4 segundos y desplazamientos verticales que en la zona de riñones alcanzaron unas amplitudes del orden de ± 80 centímetros, determinados simplemente mediante apreciación a simple vista. Esta situación se mantuvo durante una hora, aproximadamente.

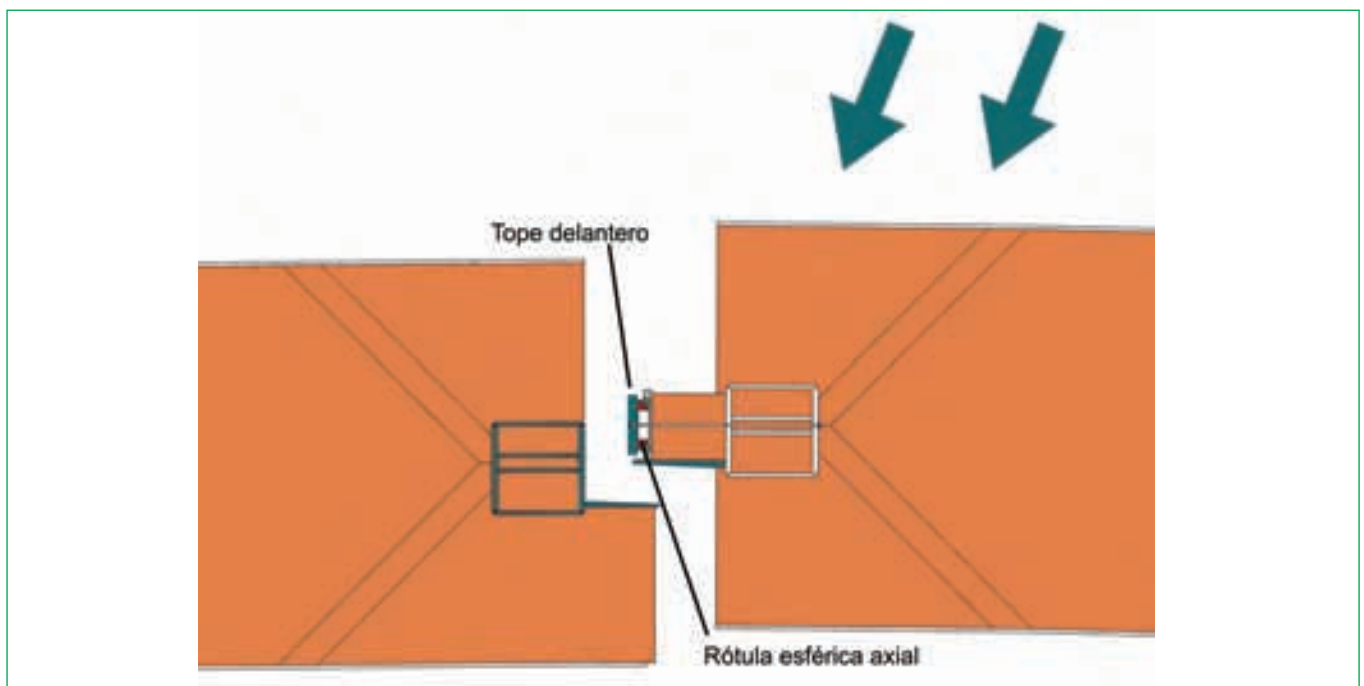


Figura 53. Sistema de enclavamiento automático en zona de clave. Esquema 2.
 Figure 53. Automatic interlocking system in crown area. Diagram 2.

Los movimientos fueron exclusivamente verticales. No se produjeron desplazamientos transversales (en dirección paralela al cauce del Embalse), así como tampoco giros de torsión en la estructura.

Posteriormente se repitió el mismo fenómeno, que se prolongó durante varias horas en los días 24, 25 y 29 de enero de 2006.

7.2. Características de las vibraciones

La vibración observada consistió en movimientos armónicos exclusivamente verticales coincidentes con el 2º modo característico de la estructura, en la forma mostrada en la Figura 54, extraída del cálculo modal realizado con ordenador. Se trata de una vibración de tipo antimétrico, cuyo período es 1,4 segundos. El período y forma del fenómeno observado es del todo coincidente con la citada figura.

Tal como pudo confirmarse posteriormente, tras los estudios y ensayos realizados, la vibración fue producida por la actuación de torbellinos alternados, cuyo período era coincidente con el 2º modo propio de la estructura. Este desprendimiento de torbellinos, denominado estela de vórtices de von Karman, generó sobre la estructura fuerzas periódicas en dirección vertical, que la hicieron oscilar, habiéndose originado un fenómeno de resonancia con la consiguiente amplificación de deformaciones.

El fenómeno ocurrido, si bien es conocido conceptualmente, constituye un hecho insólito en un puente de arco, habida cuenta de la necesaria concurrencia de factores ambientales y de parámetros físicos que rara vez pueden coincidir en una construcción de este tipo.

Para que pueda llegar a producirse, necesariamente deben concurrir las siguientes circunstancias:

— *Viento uniforme* y de baja velocidad.

Los torbellinos que actúan en la parte superior e inferior del arco se mantienen exclusivamente en tal situación desfavorable para la estructura en el caso de que la velocidad del viento sea persistente, sin ráfagas.

Las condiciones meteorológicas propias de la zona donde está situado el

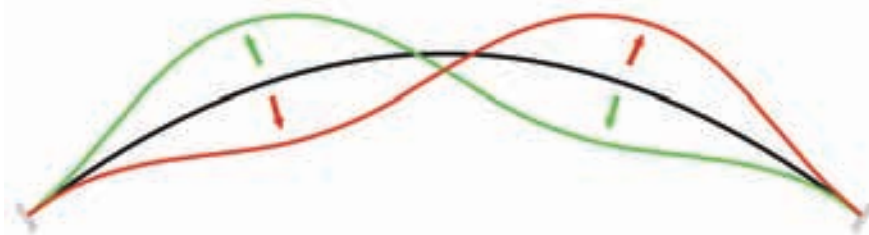


Figura 54. Segundo modo característico del arco.
(En la representación se ha amplificado la amplitud, para mayor claridad).
Figure 54. Second characteristic arch mode.
(The amplitude has been enlarged in the representation for greater clarity).

puente y concretamente, en contados días al año, son propicias para que se produzcan unos vientos con una determinada componente y una intensidad que se mantiene constante durante un largo período de tiempo. La orografía de la zona (véase fotografía de la Figura 55) y la ausencia de desniveles no causa alteración alguna en el flujo de aire. A ello hay que añadir, además, otro efecto: Debido a la configuración del valle del río Tajo, la corriente de aire queda canalizada de tal forma que en situaciones similares a las de los episodios citados, apenas hay diferencia entre la velocidad del viento a nivel de la lámina de agua y a la altura del tablero del puente, lo que se denomina viento “entablado”, en términos meteorológicos. Ha podido constatarse, además, que la situación de estabilidad ambiental descrita se produce únicamente con velocidades cercanas a los 20 km/h (Figura 56). Con vientos de mayor intensidad, se producen ráfagas y

The same phenomenon repeated later and lasted for several hours on 24, 25 and 29 January, 2006.

7.2. Characteristics of the vibrations

The vibration observed consisted in solely vertical harmonic movements coinciding with the structure's 2nd characteristic mode in the form as shown in Figure 54, taken from the computer performed modal calculation. It was an antymmetric type vibration whose period was 1.4 seconds. The period and form of the phenomenon observed coincides with the said figure in everything.

As studies and tests carried out later confirmed, the vibration was caused by vortex shedding whose period coincided with the structure's own 2nd mode. This eddy shedding, called von Karman's vortex street, generated peri-



Figura 55. Embalse de Alcántara. Perspectiva general de la zona
Situación de la obra con semiarcos en posición vertical.
Figure 55. Alcántara Reservoir. General perspective of the area.
Location of the construction with semi-arches in vertical position.



Figura 56. Estelas sobre la superficie del agua del embalse provocadas por viento estacionario
 Figure 56. Wakes on the reservoir's water surface caused by stationary wind.

variaciones locales en intensidad y componente, que eliminan la formación de vórtices y por tanto, la causa de las grandes oscilaciones.

Durante las situaciones de resonancia, el propio movimiento oscilatorio de la estructura controla la frecuencia de los torbellinos, existiendo un intervalo de la velocidad del aire en que la frecuencia de desprendimiento permanece constante, denominado zona de bloqueo (o lock-in, en inglés) (Figura 57).

Si bien existe una posibilidad de producirse resonancia en una determinada estructura para un rango de velocidades, en la práctica las situaciones de riesgo dependen en gran manera de las condiciones meteorológicas y de la probabilidad de que la corriente de aire se mantenga constante, sin formación de ráfagas, que alteran el flujo de aire e impiden la formación de torbellinos.

— *Geometría uniforme* del obstáculo sobre el que incide el viento, como es el caso del arco exento, que permite la generación de torbellinos de forma regular en todo su desarrollo.

— *Coincidencia* entre el período de alternancia de los torbellinos, con el período propio de uno de los modos principales de la estructura. De los ensayos posteriores realizados, ha podido comprobarse que el período de la formación de vórtices era 1,4 segundos, coincidente con el 2º modo de vibración calculado en el arco.

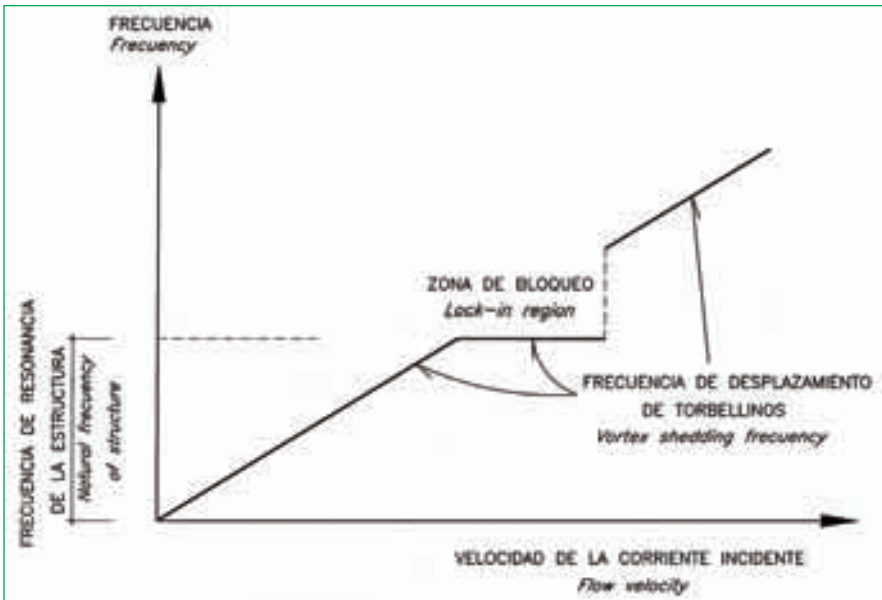


Figura 57. Gráfico frecuencia – Velocidad de la corriente incidente. Zona de bloqueo.
 Figure 57. Frequency-Speed graph of the incident flow. Locking area.

odical forces on the structure in a vertical direction, which made it oscillate, and caused a resonance phenomenon with a consequent amplification of amplitudes.

Although conceptually known, the phenomenon occurring was an unusual occurrence in an arch bridge, bearing in mind the need for environmental factors and physical parameters to concur which can rarely coincide in a construction of this type.

The following circumstances must necessarily occur for this to happen:

— *Uniform, low speed wind.*

Vortex acting on the top and bottom of the arch only remain in this situation unfavourable to the structure if the wind speed is persistent without gusting.

Weather conditions typical of the area where the bridge is located and, specifically, on a rare number of days a year, are propitious for winds to arise with a certain component and a strength kept constant for a long period of time. The area's orography (see photograph in Figure 55) and the absence of undulations in the land does not cause any al-

7.3. Solución adoptada

Tras la observación del primer episodio de oscilaciones, se inició una serie de actuaciones inmediatas, encaminadas a evitar los riesgos derivados de nuevos casos de vibración, permitir la continuación de la obra en condiciones de seguridad y finalmente, controlar la situación de la estructura en estado de servicio con las garantías exigibles propias de todo puente importante de carretera.

Para ello se solicitó la colaboración especial del Prof. M.A. Astiz (4), que intervino directamente en el análisis del problema aeroelástico con la determinación y verificación de la solución finalmente adoptada.

Como primera medida, se estudiaron diversas soluciones destinadas a dismi-

nir a corto plazo la intensidad de las oscilaciones. La solución escogida y puesta en práctica consistió en la colocación de unos dispositivos aerodinámicos sobre el arco, en forma de deflectores (Figura 58), capaces de alterar la trayectoria de la corriente de aire y a canalizarla adecuadamente para impedir la formación de torbellinos.

Para determinar la efectividad de tal solución con el adecuado rigor técnico, era imprescindible la realización de un estudio en túnel de viento. Las especiales circunstancias de urgencia aconsejaron montar los deflectores diseñados previamente con criterios basados únicamente en la experiencia y conceptos propios de la aerodinámica, a la espera de conocer los resultados del modelo experimental y proceder, si hubiese sido necesario, a correcciones ulteriores. Afortunadamente, los resultados de los ensayos fueron satisfactorios, quedando verificada la idoneidad y grado de eficacia apropiado, tanto para las fases provisionales de la obra, como para la situación definitiva del puente en servicio.

El estudio en túnel de viento se llevó a cabo en la Escuela T.S. de Ingenieros Aeronáuticos de la UPM de Madrid, con la supervisión del Prof. J.Meseguer (5). Se realizaron diversos ensayos en un modelo seccional con y sin deflectores (Figuras 59 y 60), con el objeto de conseguir, en primer lugar, el conocimiento del fenómeno de desprendi-



Figura 58. Deflector. Detalle.
Figure 58. Guide vane. Detail.

miento de torbellinos en la sección del arco exento hasta conseguir explicar, tanto cualitativamente como cuantitativamente, las vibraciones observadas. Los ensayos con el modelo provisto de deflectores tuvieron por objeto comprobar la validez de la solución dispuesta, encaminada a asegurar la inexistencia en el futuro de vibraciones durante la construcción y durante la vida útil del puente.

Paralelamente se desarrolló un proceso de cálculo numérico y análisis dinámico destinado a determinar y cuantifi-

teration at all in air flow. To this must also be added another effect: due to the river Tagus valley's configuration, the air flow is channelled such that in situations similar to those of the incidents mentioned, there is hardly any difference between wind speed at the water level and at the height of the bridge's deck, which is known as a "settled" wind, in meteorological terms. It was also seen that the situation of environmental stability described only occurs with speeds close to 20 km/h (Figure 56). Higher winds give rise to gusts and local variations in intensity and component, which eliminate vortex and, therefore, the cause of large oscillations.

During resonance situations, the structure's oscillatory movement itself controls the frequency of vortex and there is an air speed interval when the shedding frequency remains constant, called a lock-in area (Figure 57).

Whilst there is a possibility of resonance occurring in a certain structure, in practice, risk situations largely depend on weather conditions and the likelihood of the air flow remaining constant without gusting which alters the air flow and prevents vortex forming.

— *Uniform geometry of the obstacle on which the wind impinges, as is the case of the arch, allowing periodic vortex shedding over its whole area.*

— *The vortex alternating period coinciding with the characteristic period of one of the structure's main modes. It*



Figura 59. Modelo seccional del arco, sin deflectores, montado en túnel de viento.
Figure 59. Sectional arch model, without guide vanes, mounted in a wind tunnel.



Figura 60. Modelo provisto de deflectores.
Figure 60. Guide vane fitted model.

was seen from subsequent tests that the vortex forming period was 1.4 seconds, which coincided with the 2nd mode of vibration as calculated in the arch.

7.3. Solution adopted

After observing the first oscillation incident, a series of immediate actions commenced to prevent risks deriving from further vibration episodes, to allow the construction to continue under safety conditions and, finally, to monitor the structure's situation in service with the typical guarantees as required of any major road bridge.

The special collaboration of Prof. M.A. Astiz (4) was therefore requested and he directly participated in analysing the aero-elastic problem whilst determining and checking the solution finally adopted.

The first measure was to study various solutions earmarked to reducing the intensity of the oscillations in the short term. The solution chosen and put into practice consisted in placing aerodynamic devices on the arch in the form of guide vanes (Figure 58), able to alter the air flow's trajectory and suitably channel it to prevent vortex forming.

A wind tunnel study was indispensable for determining the effectiveness of such a solution with suitable technical severity. The special circumstances of

urgency advised guide vanes previously designed using criteria based solely on experience and concepts typical of aerodynamics to be fitted, whilst awaiting the results of the experimental model and making the subsequent corrections should it have been necessary. Fortunately, the test results were satisfactory, suitability was deemed verified and the degree of efficiency appropriate both for the provisional phases of the work and for the final in-service bridge situation.

The wind tunnel study was undertaken at the Aeronautical Engineers School at the Madrid Polytechnic University under the supervision of Prof. J.Meseguer (5). Various tests were performed on a sectional model with and without guide vanes (Figures 59 and 60), with the purpose of first gaining knowledge of the vortex shedding phenomenon in the provisionally unsecured arch section until managing to qualitatively and quantitatively explain the vibrations observed. The purpose of the tests performed with the model fitted with guide vanes was to check the validity of the solution disposed, earmarked to ensuring that there would be no vibrations during the bridge's construction and useful lifetime.

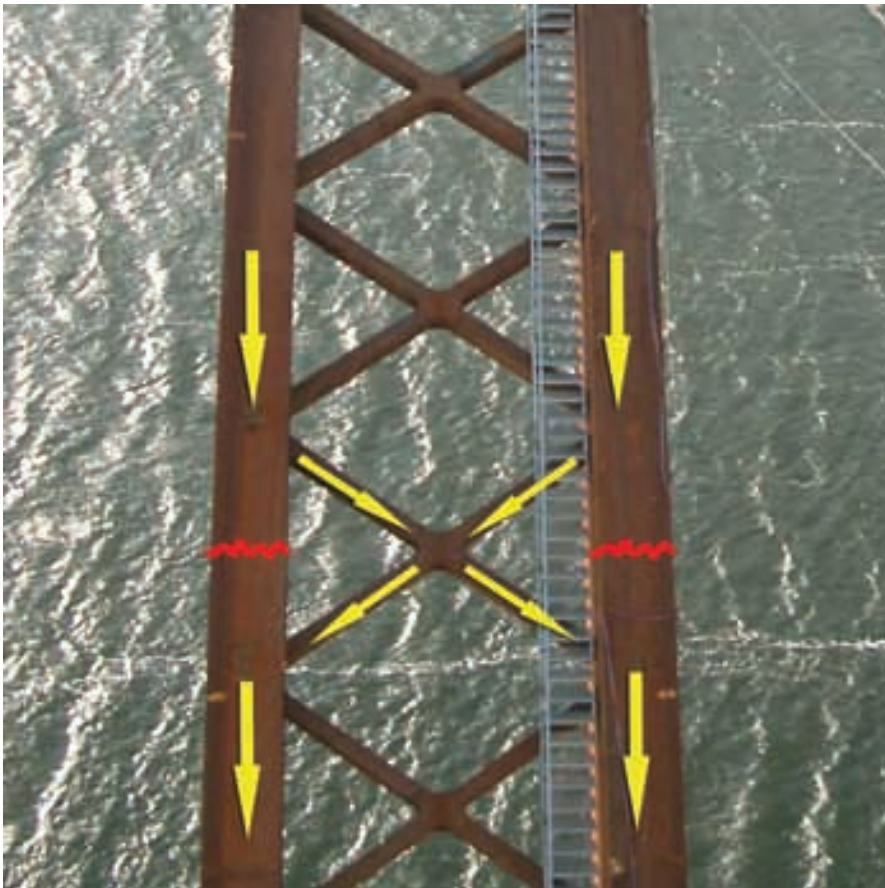
A numerical calculation and dynamic analysis process was simultaneously developed in order to determine and quantify the effects on the structure as a con-

car los efectos producidos en la estructura como consecuencia de las vibraciones producidas. Se llevó a cabo, además, un estudio probabilístico encaminado a valorar el grado de importancia que en el futuro podría causar la acción del viento, teniendo en cuenta los datos recogidos y las condiciones meteorológicas que pudieran llegar a producirse más adelante.

Durante la construcción del puente se había implementado anteriormente un sistema de instrumentación, destinado a conocer los movimientos normales de la estructura durante las distintas fases de montaje. Se complementó la instrumentación ya existente con un conjunto de acelerómetros dispuestos en varios puntos del arco, con un sistema de registro centralizado, conectado con unos anemómetros, a fin de conocer en todo momento el comportamiento real del puente y la verificación de la eficacia de las medidas adoptadas. Parte de esta instrumentación se ha conservado tras la puesta en servicio de la Autovía, a la manera de una monitorización, que se estima interesante mantener, como corresponde a toda obra pública de una cierta importancia.

Una vez adoptadas las medidas descritas anteriormente, se reanudó la obra, habiendo sido necesario realizar previamente unos trabajos de reparación de desperfectos causados por la intensidad de las vibraciones. Durante uno de los episodios de grandes oscilaciones, se inició una fisura en el metal de la parte inferior de la viga-cajón, coincidiendo con la sección situada en los riñones del arco en que la curvatura inducida por la vibración era máxima. Debido a la persistencia de las oscilaciones durante varias horas, la fisura progresó por las almas, hasta las proximidades de la platavanda superior. Afortunadamente, la disposición en "X" de los arriostramientos permitía asegurar la transmisión del esfuerzo axil del arco, sin contar con los elementos principales de la estructura, tal como se muestra en el esquema de la Figura 61. Las piezas que formaban los arriostramientos, de menor rigidez que las vigas-cajón del arco, conservaron su integridad estructural y su capacidad para transmitir los esfuerzos de compresión resultantes.

Se efectuó la correspondiente reparación de las zonas afectadas y se dispusieron además unos elementos de refuerzo complementarios en el interior.



sequence of the vibrations occurring. A probabilistic study was also undertaken to assess what effect wind force might have in the future, bearing in mind the data collected and weather conditions later on.

An instrumentation system had been previously implemented during the bridge's construction whose purpose was to gain knowledge of the normal movements of the structure during the different erection phases. The already existing instrumentation was supplemented with a set of accelerometers disposed at several points on the arch, with a centralised recording system connected to wind gauges, the purpose of which was to know the bridge's actual behaviour at all times and to check the efficiency of the measures taken. Part of this instrumentation was conserved after the Dual Carriageway came into service, in the fashion of monitoring which it is deemed of interest to keep, as responds to any public work of a certain importance.

Once the measures described above had been taken, work was renewed after having had to previously carry out repair work on the damage caused by the intensity of the vibrations. During one of the heavy oscillation incidents, the metal of the box-beam's underneath began to crack, coinciding with the section located in the arch spandrels where the curvature induced by the vibration was a maximum. Due to these oscillations persisting for several hours, the crack progressed through the webs to the vicinity of the upper flange. Fortunately, the "X" arrangement of the braces ensured transmission of the arch's axial stress without counting on the structure's main elements, as shown in the diagram in figure 61. Less rigid than the arch's box-beam, the parts forming the braces conserved their structural integrity and their capability to transmit the resulting compressive stresses.

The areas affected were repaired and supplementary reinforcing elements were also fitted inside.

The rest of the structure was subsequently given a thorough examination and metallographic tests were performed with the purpose of discarding the existence of micro-fissures caused by a hypothetical material fatigue effect, but no anomaly was found.

Figura 61. Esquema de transmisión del esfuerzo axial de compresión del arco a través de un módulo de arriostramientos con disposición en "X".
Figure 61. Diagram of the arch's axial compressive force transmission through a "X" shaped bracing module.

Posteriormente se llevó a cabo un exhaustivo reconocimiento en el resto de la estructura y se realizaron ensayos metalográficos, con el objeto de descartar la existencia de microfisuras producidas por un hipotético efecto debido a fatiga del material, pudiéndose verificar la ausencia de cualquier tipo de anomalía.

7.4. Seguridad de la obra terminada frente a efectos dinámicos producidos por el viento.

Partiendo de los resultados obtenidos en los estudios realizados y las correspondientes verificaciones experimentales, ha podido determinarse la existencia de un alto grado de seguridad frente a los fenómenos vibratorios, contando con los deflectores montados en los arcos y teniendo en cuenta, además, las características de rigidez y masa total de la obra terminada.

Una de las propiedades derivadas de la disposición de los deflectores ha consistido en la reducción del rango de velocidades del viento en que teóricamente podrían inducirse vibraciones apreciables,

situado en un estrecho entorno próximo a 12,5 m/s (45 km/h), correspondiente a la velocidad crítica. Realmente la probabilidad de producirse situaciones estacionarias de viento con velocidad constante de esta magnitud es muy remota, teniendo en cuenta los antecedentes de tipo meteorológico.

Aún en el caso de producirse tal situación hipotética, la amplitud de las vibraciones no alcanzaría los 3 centímetros, que entraría dentro de lo admisible para un puente de 220 metros de luz. En conclusión, puede afirmarse, basándonos en el conocimiento y objetividad que proporciona la técnica, que el efecto dinámico producido por el viento de intensidad constante ha quedado totalmente controlado.

8. FINALIZACIÓN DE LA OBRA

Las últimas fases de la obra se llevaron a cabo con gran rapidez. Puede resultar indicativo el dato relativo a las fechas en que fueron tomadas las siguientes fotografías de la obra:

7.4. Safety of the finished construction to dynamic wind effects

From the results obtained in the studies undertaken and the pertinent experimental checks, it was determined that safety as to vibratory phenomena was high, having the guide vanes fitted in the arches and also bearing in mind the characteristics of rigidity and total mass of the finished construction.

One of the properties deriving from the guide vanes consisted in reducing the range of wind speeds with which appreciable vibrations could be theoretically induced to a narrow band around 12.5 m/sec (45 km/h), the critical speed. Actually, the probability of stationary wind situations with a constant speed of this magnitude occurring is very remote, bearing in mind meteorological records.

Even if such a hypothetical situation were to occur, the amplitude of the vibrations would not reach 3 centimetres, which would be within what is admissible for a 220 metres span bridge. In conclusion, based on the knowledge and objectivity the technique provides, it may be stated that the dynamic effect caused by a wind of a constant intensity has been fully controlled.

8. END OF THE WORK

The last work phases were very quickly performed. The dates when the fol-



Figura 62. Prueba de carga.
Figure 62. Load test.

lowing photos of the work were taken may prove indicative:

Figure 37 (1 February, 2006), the provisionally unsecured arch of the first bridge mounted and the semi-arches of the second bridge in a vertical position.

Figure 62 (22 July, 2006), the two bridges finished, at load testing time. The results obtained during the static and dynamic tests coincided with what the Project provided for.

The official opening of the Cañaveral – Hinojal stretch, in which the bridge is located, took place on 27 July, 2006 (Figure 63).

Figure 37 (1 de febrero de 2006), correspondiente al arco exento del primer puente montado y los semiarcos del segundo puente en posición vertical.

Figura 62 (22 de julio de 2006). Corresponde a los dos puentes terminados, en el momento de la prueba de carga. Los resultados obtenidos durante las pruebas estáticas y dinámicas fueron coincidentes con las previsiones del Proyecto.

La inauguración oficial del tramo Cañaveral – Hinojal, en el que está situado el puente, tuvo lugar el día 27 de julio de 2006 (Figura 63).



Figura 63. Vista general de la obra terminada
Figure 63. General view of the finished work.

9. REFERENCIAS

(1) Bogenbrücke in neuem Klappverfahren. Beton, 1984, n 5.

ARCANGELI (A). L'Industria Italiana del Cemento vol. 57, n°614, settembre 1987, pp. 546-563. IL PONTE ARGENTOBEL NEI PRESSI DEL LAGO DI COSTANZA (Reppública Federale di Germania).

PRADE, MARCEL. Les grands ponts du monde: Ponts remarquables d'Europe. ISBN 2 – 902170 65 –3, 1990.

(2) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Advanced design and construction of prestressed concrete structures).

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE KOBARU VALLEY BRIDGE BY LOWERING METHOD

Kazuo Teshima, Hiromichi Matsushita, Mitsunari Shinwashi and Keiji Fukada, Japan

(3) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Big projects and innovative structures).

DESIGN AND CONSTRUCTION OF SHIMOTABARU BRIDGE

Yukihide Yamamoto-Nishi-Usuki, Japan

(4) M.A. Astiz Hormigón y Acero N° 242. ESTUDIO DE LAS VIBRACIONES DE LOS ARCOS DE ALCONÉTAR.

(5) J. Meseguer, A. Sanz, J.M. Perales, S. Pindado. AERODINÁMICA CIVIL. McGraw-Hill. ISBN: 84-481-3332-3.

9. REFERENCES

(1) Bogenbrücke in neuem Klappverfahren. Beton, 1984, n 5.

ARCANGELI (A). L'Industria Italiana del Cemento vol. 57, n°614, settembre 1987, pp. 546-563. IL PONTE ARGENTOBEL NEI PRESSI DEL LAGO DI COSTANZA (Reppública Federale di Germania).

PRADE, MARCEL. Les grands ponts du monde: Ponts remarquables d'Europe. ISBN 2 – 902170 65 –3, 1990.

(2) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Advanced design and construction of prestressed concrete structures).

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE KOBARU VALLEY BRIDGE BY LOWERING METHOD

Kazuo Teshima, Hiromichi Matsushita, Mitsunari Shinwashi and Keiji Fukada, Japan

(3) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Big projects and innovative structures).

DESIGN AND CONSTRUCTION OF SHIMOTABARU BRIDGE

Yukihide Yamamoto-Nishi-Usuki, Japan

(4) M.A. Astiz Hormigón y Acero N° 242. ESTUDIO DE LAS VIBRACIONES DE LOS ARCOS DE ALCONÉTAR.

(5) J. Meseguer, A. Sanz, J.M. Perales, S. Pindado. AERODINÁMICA CIVIL. McGraw-Hill. ISBN: 84-481-3332-3.

FICHA TÉCNICA

Administración:

Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras
 Demarcación de Carreteras del Estado en Extremadura
 Ingeniero Jefe de la Demarcación: D. Manuel Bruno
 Ingeniero Director de la Obra: D. Fernando Pedraza
 Asistencia a la Dirección de Obra: IBERINSA-IDEAM

Construcción:

OHL (Obrascón, Huarte, Lain)
 Dirección Técnica: D. Manuel Alpañés
 Equipo de Construcción:
 D. José Manuel Sanjurjo
 D. José Miguel Pato
 D. Miguel Moreno

Estructura metálica:

HORTA COSLADA (Arcos)
 TECADE GROUP (Tableros)

Maniobras especiales:

ALE – LASTRA, S.A.
 D. José M^a Martínez
 D. Pedro García Rivero

Proyecto y Asistencia técnica a la construcción:

EIPSA (Estudio de Ingeniería y Proyectos)
 D. José Antonio Llombart
 D. Jordi Revoltós
 D. Sergio Couto

Estudio aeroelástico:

D. Miguel Ángel Astiz (Prof. Ing. UPM, Madrid)

Cálculos aeroelásticos:

Juan Carlos Lancha (OHL)

Ensayos en Túnel de viento:

E.T.S. de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid
 D. José Meseguer (Prof. Ing. UPM, Madrid)

Instrumentación:

KINESIA
 D. Vicente Puchol

Administration:

Ministry of Development. Directorate General of Roads
 Demarcation of State Roads in Extremadura
 Chief Demarcation Engineer: Mr. Manuel Bruno
 Site Manager Engineer: Mr. Fernando Pedraza
 Site Management Assistance: IBERINSA-IDEAM

Construction:

OHL (Obrascón, Huarte, Lain)
 Technical Management: Mr. Manuel Alpañés
 Construction Team:
 Mr. José Manuel Sanjurjo
 Mr. José Miguel Pato
 Mr. Miguel Moreno

Metal structure:

HORTA COSLADA (Arches)
 TECADE GROUP (Decks)

Special operations:

ALE – LASTRA, S.A.
 Mr. José M^a Martínez
 Mr. Pedro García Rivero

Design and Technical Construction Assistance:

EIPSA (Estudio de Ingeniería y Proyectos)
 Mr. José Antonio Llombart
 Mr. Jordi Revoltós
 Mr. Sergio Couto

Aero-elastic study:

Mr. Miguel Ángel Astiz (Prof. Eng. MPU, Madrid)

Aero-elastic calculations:

Mr. Juan Carlos Lancha (OHL)

Wind tunnel testing:

Madrid Aeronautical Engineers University School
 Mr. José Meseguer (Prof. Eng. MPU, Madrid)

Instrumentation:

KINESIA
 Mr. Vicente Puchol



La fuerza de un
grupo internacional
de construcción, concesiones y servicios

■ Puente Arcos de Alconétar.
Autovía Ruta de la Plata.
Cañaveral-Hinojal.

Récord mundial de basculamiento y abatimiento de arcos



OHL

www.ohl.es



HORMIGÓN y acero

últimos números publicados



Base de datos de artículos
publicados en números
anteriores disponible en:

<http://www.e-ache.net>