

HORMIGÓN *y* acero

nº 212

Segundo trimestre de 1999



**Asociación Científico-técnica
del Hormigón Estructural**

MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los **miembros Patrocinadores** y los **Protectores**. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

MIEMBROS PATROCINADORES

- ANEFHOP.**—Bretón de los Herreros, 43. 28003 Madrid.
CALIDAD SIDERÚRGICA.—Castelló, 128. 28006 Madrid.
CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
CEDEX (Laboratorio Central).—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS E INVESTIGACIONES CINSA-EP.—Avda. Iparagirre, 82, 1º. 48940 Leioa (Guipúzcoa).
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Almagro, 42. 28010 Madrid.
COLEGIO OFICIAL INGENIEROS DE CATALUÑA.—Vía Laietana, 39. 08003 Barcelona.
DEPARTAMENTO DE MECÁNICA MEDIOS CONTINUOS ETSIC-UPM.—Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1ª planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
EUROCONSULT, S.A.—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Acanto, 22. 28045 Madrid.
ICCE.—Alcalá, 135-2º. 28009 Madrid.
IECA.—José Abascal, 53-2º. 28003 Madrid.
INSTITUTO TÉCNICO DE LA CONSTRUCCIÓN.—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
INTEMAC.—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

MIEMBROS PROTECTORES

- AGROMÁN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. del Partenón, 4. 28042 Madrid.
ALVI, S.A.—Orense, 10. 28020 Madrid.
ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A., Biblioteca.—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
CEMENTOS MOLINS, S.A.—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).

(Continúa en el int. de contraportada)



Foto de portada: Arco de Ricobayo

EDITAN:



Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:
APARICIO BENGOCHEA, Ángel C.

Miembros del Comité:
ARRIETA TORREALBA, José M.^a
BURÓN MAESTRO, Manuel
CUVILLO JIMÉNEZ, Ramón del
GÁLVEZ RUIZ, Jaime
GONZÁLEZ VALLE, Enrique
JÓDAR MARTÍNEZ, Juan
LÓPEZ PALANCO, Rafael
LLOMBART JAQUES, José Antonio
MORÁN CABRÉ, Francisco
ORTEGA BASAGOITI, Luis
PÉREZ-FADÓN MARTÍNEZ, Santiago
RIPOLL GARCÍA-MANSILLA, Javier
RODRÍGUEZ SANTIAGO, Jesús
SIEGRIST FERNÁNDEZ, Carlos
VILLAR LUENGO, José M.^a de

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

Hormigón y Acero:
Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
Tel. y Fax 91 766 07 03
Depósito Legal: M-853-1958
ISBN: 0439-5689
Diseño: María del Pozo
Imprime: Producciones Meeting Point
c/ Miguel Hernandez, 50 - MADRID

HORMIGÓN y acero

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

Carta del Director 3-4

REALIZACIONES DE PUENTES

Proyecto y construcción del Arco de Ricobayo 5-24

Project and construction of the Ricobayo Arch bridge
S. Pérez-Fadón y J.E. Herrero

El enlace de la Zarzuela de la M-40, en Madrid 25-30

The Zarzuela junction of M-40 in Madrid

H. Corres, J. Romo, A. Pérez Caldentey, J. Calvo Benítez
y J. Torrico

Ampliación de un puente arco histórico en Castelló de la Ribera 31-41

Enlargement of an historical arch bridge in Castelló de la Ribera
F. Millanes y L. Matute

Viaducto de Sant Bartomeu, perteneciente al eje transversal Lleida-Girona 43-50

Sant Bartomeu Viaduct, on the new road Lleida-Girona
J.A. Llombart y J. Revoltós

INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS

Medida experimental de las deformaciones y las temperaturas en una estructura real. M-40: Viaducto sobre el río Manzanares y la carretera de El Pardo 51-59

Measurement of strains and temperatures in a real structure. M-40: Viaduct over the Manzanares river and the road to El Pardo
H. Corres, A. Pérez, J. Torrico, J. Pérez y R. Estévez

Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado: I. Parte experimental 61-71

Splitting action of the prestressing strand during the transfer of the prestressing force. I: Experimental results
B. Sharaf, J. Gálvez, J. Planas y M. Elices

Estudio tridimensional de puentes cajón tipo Vierendeel .. 73-82

Three dimensional analysis of Vierendeel box girders
A. Martínez Cutillas, J. Manterola y L. Fernández Troyano

Efecto de concentración de tensiones por cargas embrochadas 83-87

Evaluation of stresses concentration due to mid depth loads
J.C. Paloto y P. Domínguez

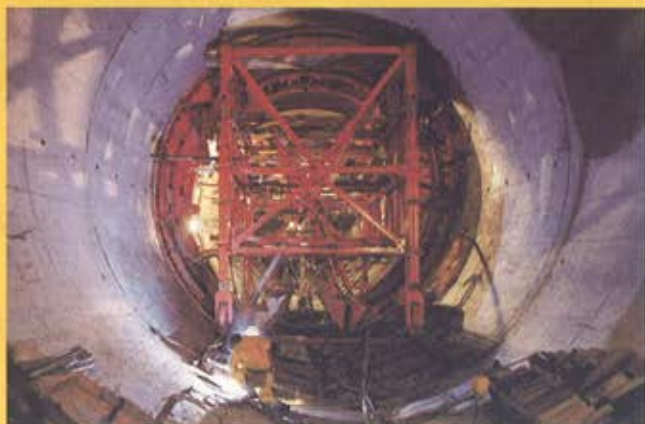
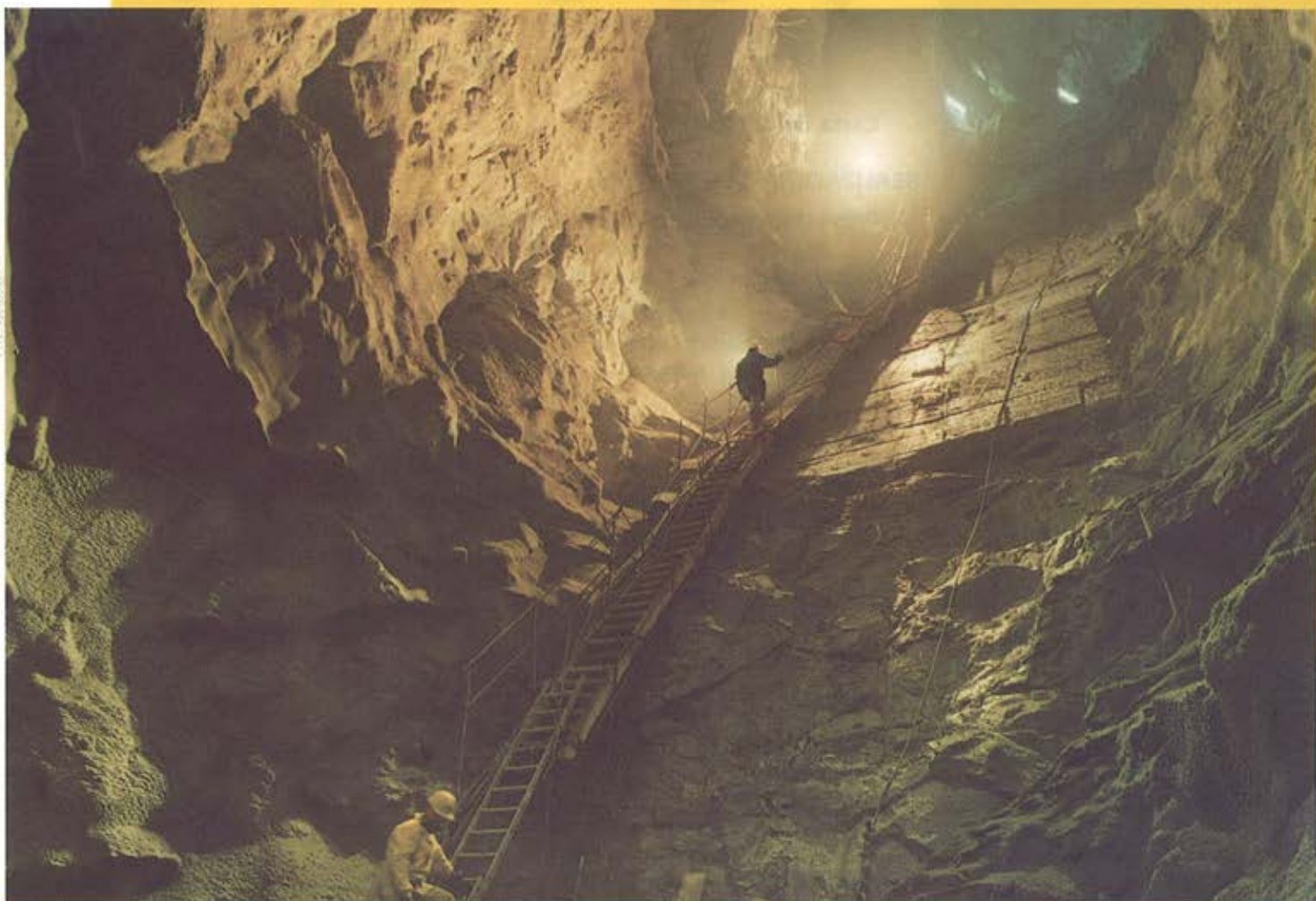
SECCIONES

Comisiones: "Comisiones técnicas y grupos generales de trabajo" 89-96

J.M. Arrieta Torrealba

ASOCIACIÓN CENTRO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Nuestras obras tienen vida interior.



Salto de Ricobayo II.

Más de 125.000 m³ de excavación en roca. Como ve, hay a quien le gusta profundizar en su trabajo.

ferrovial

AGROMAN

Carta del Director

Querido lector de Hormigón y Acero:

Con este número, el 212, iniciamos una nueva época de la revista, modificándola en la forma y en el fondo. En la forma, manteniendo su tamaño, hemos procedido a maquetarla de nuevo, diseñándola más acorde con las tendencias actuales. En el fondo, introduciremos en cada número un artículo central, con fotografías en color y bilingüe español-inglés, que pretende ser el escaparate donde se refleje la creatividad y el nivel técnico de la ingeniería estructural de nuestros asociados. Además, y paulatinamente, iremos introduciendo secciones fijas sobre Normativa, Noticias, Comisiones y Grupos de Trabajo y Opinión y Debate.

El artículo central de este número trata del puente en arco de Ricobayo. Su autor ha sido, de entre todos los asociados invitados en octubre del pasado año, el primero en someter a la consideración del Comité de Redacción este trabajo para su publicación como artículo central. Y tras su aprobación en reunión del CR y su revisión por dos censores, el artículo sale ahora a la luz. Creo que esta obra sintetiza bien el espíritu de lo que estamos buscando en Hormigón y Acero como artículo central: es una realización importante, presenta innovación, es bella, tiene complejidad constructiva y es extraordinariamente rica en la selección de sus materiales estructurales, empleando el acero por su ligereza de montaje, el hormigón por su capacidad de resistencia a compresión y el pretensado para resolver las flexiones de su construcción en voladizo. Quiere ser, también, el símbolo de que Hormigón y Acero va a acoger en sus páginas cualquier realización interesante aunque no sea estrictamente de hormigón estructural.

En este número aparece también la presentación de una nueva sección, que pretendemos que sea fija, que es la de Comisiones y Grupos de Trabajo. El miembro del CR encargado de coordinar esta sección, José M.^a Arrieta, efectúa la presentación a los asociados de las Comisiones científico-técnicas de *ache* y su correspondencia con las de la *fib*. Además, y a petición de la Secretaría de la Asociación, se edita aparte como separata, lo que facilitará su archivo como documentación sobre *ache*. Confío en que, entre todos, esta sección se consolide y vayan naciendo las secciones proyectadas.

Como sabéis la mayoría, desde hace ya algún tiempo todos los artículos enviados para publicación a Hormigón y Acero sufren un proceso de revisión por dos censores anónimos. Estos revisores o son miembros del CR, o miembros de las Comisiones de *ache*, o miembros de la asociación, especialistas en el tema del artículo propuesto, que valoran el artículo, hacen sugerencias al autor, controlan la normativa de edición y recomiendan la publicación o no del original remi-

tido. La última reunión del CR la dedicamos a analizar el trabajo efectuado por los revisores en los dos últimos años y la opinión generalizada ha sido que su actuación mejora la calidad final del artículo. Para los autores puede suponer un trabajo extra la introducción en sus originales de las sugerencias recibidas, pero es más lo que reciben a cambio: un marchio de calidad y unas sugerencias que mejoran la comprensión de sus ideas. Y la mayoría de los autores así lo han entendido: de los 84 artículos revisados sólo un autor ha retirado sus originales, molesto por las observaciones de algún revisor.

Comenzamos, pues, a andar en la dirección prometida en el número 210. Pero para implantar las utopías se necesita también cierta practicidad. Si queremos incorporar el color, el bilingüismo, aumentar la difusión nacional e internacional de nuestra asociación, necesitamos dinero que, en el mundo editorial, viene por la Publicidad. En este número se incorporan los primeros anuncios de la nueva época que permitirán hacer una revista mejor sin mayor coste para los asociados. Desde aquí quiero solicitar a todos los miembros de *ache*, con capacidad de decisión, el apoyo en este sentido.

Recibid un cordial saludo,

Ángel C. Aparicio

Proyecto y construcción del Arco de Ricobayo

Project and construction of the Ricobayo Arch bridge

Santiago Pérez-Fadón Martínez



José Emilio Herrero Benítez

RESUMEN

El artículo describe el diseño, proyecto y construcción del arco mixto de Ricobayo de 168 m de luz. Se explica el proceso de construcción previsto en el proyecto y luego las dificultades que surgieron al llevarlo a la práctica. Por una parte se dedica especial atención a las distintas operaciones que utilizan el pretensado y por otra a la construcción de las piezas metálicas en taller.

INTRODUCCIÓN

Este arco se inscribe dentro de la recuperación actual en todo el mundo de los puentes en arco, cuya construcción se había ido abandonando en el primer tercio de este siglo por la dificultad y carestía de las cimbras usadas para su ejecución. Este retorno de los grandes arcos se basa precisamente en el descubrimiento de procedimientos de construcción que prescinden de las cimbras. El arco de Ricobayo utiliza uno de estos nuevos procedimientos y además es una estructura "mixta", es decir, un arco de acero relleno de hormigón. Muy pocos arcos de esta nueva tipología se han

construido así en España, y aún menos en el resto del mundo.

El arco de Ricobayo es el resultado de un concurso de proyecto y obra sobre la base de un anteproyecto que incluía un diseño preliminar de un arco convocado por el Ministerio de Obras Públicas Transporte y Medio Ambiente. El Puente sirve a la nueva Carretera Nacional 122 para cruzar sobre un estrecho del embalse del Esla muy próximo a Ricobayo, a unos 20 Km de Zamora. La profundidad del embalse es de unos 80 m y su anchura mínima es de unos 150 m. En esta zona se han construido a lo largo del siglo un gran número de arcos, probablemente debido a la configuración abrupta de los arribes de granito de la cuenca del Duero. Entre ellos hay que destacar el Viaducto de Requejo después rebautizado como Arco de Pino (Figura 1), cuyo proyecto se debe al Ingeniero D. José Eugenio Ribera y cuya construcción se terminó hacia 1914. El arco tiene 120 m de luz sobre el río Duero y la transparencia de sus celosías, que responde a una cuantía de acero extraordinariamente baja, nos sigue produciendo hoy en día el mismo asombro que produjo en su época.

SUMMARY

The article describes the design and construction of the Ricobayo composite arch which has 168 m span. First it explains the construction phases that design has been taken in account. Then it explains the actual construction process and the difficulties that it has. Special attention has been paid to the different prestressing operations and by the, other hand to steel pieces fabrication at factory.

PREAMBLE

This arch falls within the present world-wide resurgence of arch bridges, the construction of which had gradually fallen into disuse in the first third of this century because of the difficulty and expense involved in the centring scaffolding employed in their construction. Today's return to the large arch assemblies is a result of the development of constructional procedures whereby precisely the scaffolding in question can be avoided. The arch bridge over the Ricobayo river employed one of the new procedures and, in addition, it is a compo-

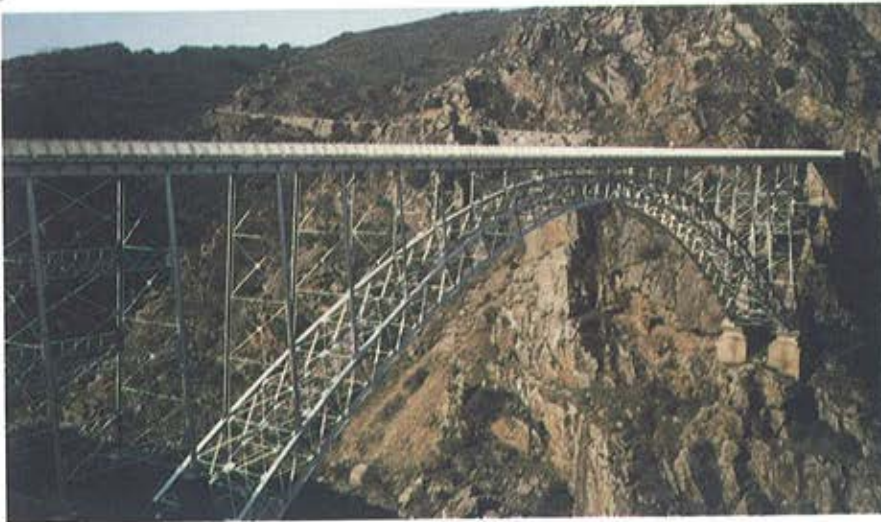


Figura 1. Arco de Pino.
Figure 1. Pino Arch.

site structure, that is, a steel arch filled with concrete. Very few arch bridges of this new class have been built in this way in Spain, and even fewer in the rest of the world.

The Ricobayo arch is the outcome of a tender for project and works based on a preliminary project, which included a preliminary arch design, called for by the Ministry of Public Works, Transport and Environment. The Bridge supports the new Nacional-122 Road at the point where it crosses a narrow stretch of the Esla Dam, very close to the town of Ricobayo, about 20 km from Zamora. The depth of the dam is about 80 m and the width at the narrowest point is approximately 150 m. In this region during the course of the century, a great many arch bridges have been built, probably due to the abrupt nature of the granite outcrops in the basin of the Duero river. Worthy of mention among them is the Requejo Viaduct, later to be named the Arco del Pino (Figure 1), the project for which was the work of the engineer José Eugenio Ribera; its construction was concluded in about 1914. The arch has a span of 120 m over the River Duero and the transparency of the lattice of trusses, which presents an extraordinarily low steel ratio, continues to produce the same wonder today as it did when first built.

Also close by is to be found the arch bridge of Martín Gil (Figure 2), named after the engineer who prepared the project. This arch supports the railway running from Zamora to Corunna; it has a span of 192 m and was a world record in its day. Construction was star-

ted, the approach spans built, but in 1936, with the centring scaffolding already in place, work was interrupted because of the Spanish Civil War. In 1939, when the war was over, the scaffolding was in ruins and the Administration awarded the project to conclude the bridge to the engineer Eduardo Torroja. Since it was impossible to make use of the scaffolding as it then was, Eduardo developed a launching girder which was to be incorporated into the interior of the arch and which he had allowed for in his calculations. Thus, despite its outward appearance of concrete, the arch of Martín Gil is actually a composite structure.

DESIGN

Having studied the background to bridge construction in the area and also visited the site, the author reached the conclusion that the best answer for the bridge lay in a composite arch with an overhead deck. From the very beginning



Figura 2. Arco de Martín Gil.
Figure 2. Martín Gil Arch.

También muy cerca de allí, se alza el Arco de Martín Gil, (Figura 2) cuyo nombre se debe al Ingeniero que redactó el proyecto. Este arco sirve al ferrocarril Zamora-La Coruña, tiene 192 m de luz y fue récord del mundo en su día. Se inició la construcción, se realizaron los viaductos de acceso y en 1936, cuando la cimbra estaba ya montada, su construcción fue interrumpida por la guerra civil. En 1939, al acabar la guerra, la cimbra estaba arruinada y la Administración encargó un proyecto para la terminación de las obras al Ingeniero D. Eduardo Torroja. Dado que no se podía aprovechar la cimbra existente, D. Eduardo diseñó una autocimbra que se quedaba perdida en el interior del arco y que se tenía en cuenta en su cálculo. Así pues, a pesar de su apariencia externa de hormigón; el arco de Martín Gil es en realidad un arco mixto.

DISEÑO

Después de estudiar estos antecedentes y de visitar el lugar del emplazamiento llegamos al convencimiento de que un arco mixto de tablero superior era la solución idónea para el puente. Desde el primer momento se tuvieron en cuenta los aspectos formales. Se deseaba que el arco crease una perspectiva armónica con el entorno, que viniera a enmarcarse en él de una forma casi natural. Se planteó un diseño con una cierta austeridad acorde con una obra de esta envergadura en un contexto rural. Dentro de esa austeridad, se buscó la belleza subrayando aquellas formas que en sí mismas denotan su función. Para ello se huyó conscientemente de toda complicación formal buscando en la

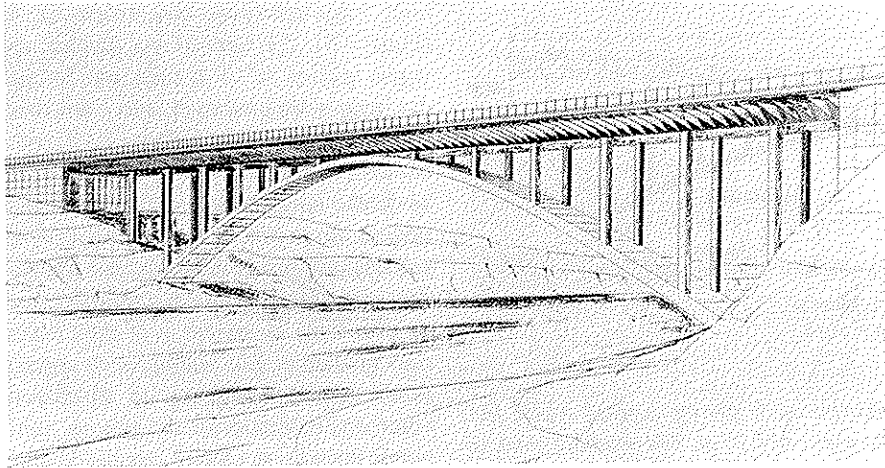


Figura 3. Arcos de doble fuste.
Figure 3. Doble Pier Arch.

sencillez esa elegancia en la expresión de las cosas que, cuando se consigue, transforma la ingeniería en metaingeniería.

Dado el terreno, la nueva carretera y el embalse, el arco que produciría un menor impacto visual era un arco de tablero superior muy rebajado. De este modo se enmarcaría entre los arribes del estrecho por el que se cruzaba el embalse. El arco, se dividió en doce recuadros iguales que formaban una viga tipo Vierendeel con once pilastras para la transmisión de las cargas desde el tablero hasta el arco. Así el reparto de las cargas que producían estas once pilas daba lugar a una distribución casi uniforme de las mismas, la directriz parabólica del arco surgía pues como la respuesta natural, como el antifunicular de cargas de una carga uniformemente distribuida.

Se realizaron perspectivas de trabajo, unas con arcos dobles tan usados en los clásicos de hormigón armado, y otras

con un arco único con pilastras de uno o dos fustes (Figura 3). El desorden formal que introducen los dobles fustes en las vistas escorzadas, decidieron a favor de un fuste único sobre un arco único. En consecuencia el tablero se diseñó en cajón único con las pilastras de fuste único. Además, dado el vuelo transversal que resultaba para el forjado de hormigón, se dispusieron unos jabalcones de acero que semejan un artesonado cuando se contemplan desde abajo (Figura 39).

De la solución elegida se prepararon unas acuarelas (Figura 4) y una maqueta que se presentaron al concurso. La fidelidad de estas imágenes respecto de la obra realizada, demuestran la utilidad de estos medios plásticos, cuando se emplean honestamente, para mostrar la estética de las soluciones que se plantean en proyecto.

El arco resultó de 168 m de luz y 23 m de flecha lo que corresponde a una rela-

the appearance was taken into account. An objective was that the arch should blend into the surroundings, and take on an almost natural aspect. The design proposed incorporated a degree of austerity, as became a construction of this scale in a rural context. Within the austerity, beauty was sought through placing emphasis on those shapes which in themselves denote their function. To this end, a conscious effort was made to avoid all formal complication and seek in simplicity the elegance in the expression of things which, when achieved, transforms engineering into a pure art form.

Given the nature of the terrain, the new roadway and the dam, the arch which would produce least visual impact was one with an upper deck in as reduced a form as possible. In this way it would sit well between the granite outcrops that defined the narrow stretch of water where it spanned the dam. The arch was divided into twelve segmental frames which formed a Vierendeel type beam with eleven piers to transmit the load from the deck to the arch. The load-sharing resulting from these eleven piers gave rise to an almost uniform distribution of the loads, the parabolic template of the arch therefore arose as the natural response, like the inverted funicular in the case of a uniformly distributed load.

Perspective views were drawn; some with the double arches that are so common in classic reinforced concrete designs, and others with a single arch with piers having one or two shafts (Figure 3). The apparent disorder introduced by the double shafts in foreshortened views led to the decision to employ a single shaft on a single arch. Consequently the deck was designed as a single box girder atop a single shaft piers. Additionally, because of the transversal overhang resulting for the concrete filling, a transverse steel beam arrangement was introduced which gives the impression of coffering when viewed from below (Figure 39).

A number of water-colours were prepared on the solution selected (Figure 4) and a model made, which were presented in the tender. The fidelity of these visual representations with respect to the final work, illustrates the usefulness of the plastic arts when honestly employed to demonstrate the aesthetic aspect of the solutions proposed for the project.

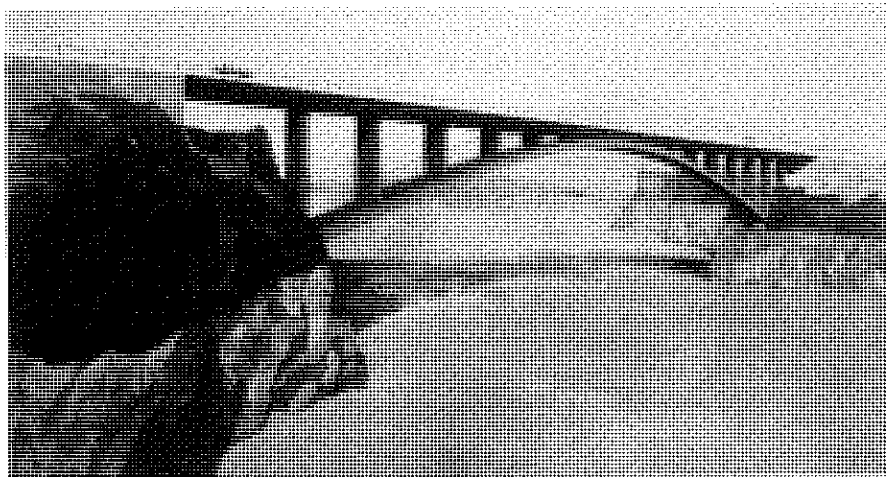


Figura 4. Acuarela del Arco.
Figure 4. Water-colour of the Arch.

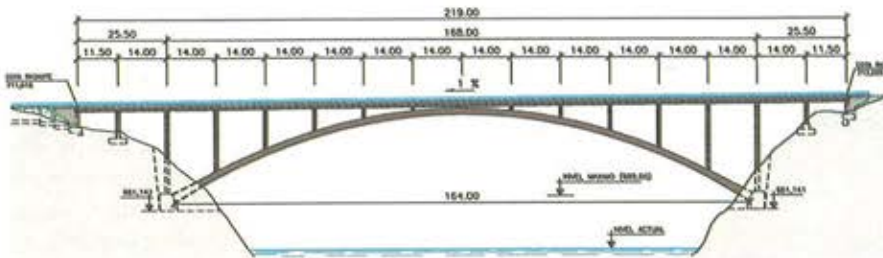


Figura 5. Alzado general.
Figure 5. General view.

The arch resulting had a span of 168 m and a rise of 23 m, - a ratio that is very low, about 7 (see Figure 5). The deck was divided into identical segments of 14 m each; meaning there were twelve on the arch and two more on each of the approaches. In the central part of the bridge, the outer face of the arch was designed to be tangential to the inside face of the deck. In practice, this tangency was achieved by unifying the two centre frames (28 m in length), since in this section the deck and the arch are very close together. The approach spans from both banks were designed to be a continuation of the deck, the piers being supported by means of reinforced concrete footing on the dam slopes.

The transversal cross-section is now described; it is shown in Figure 6. The deck is a composite structure, consisting of a forged frame of H-250 concrete, 25 cm thick, laid in a metal trough of patinisable steel of class AE-355 WD. It is formed by a single trapezoidal cell with transverse beams. The metal tray measures 3 m at the bottom, has a depth of 1 m, and is 4 m at the top face where 0.25 m transversal strip plates are

incorporated, giving a total width for the piece of 4.25 m. The roadway deck is 12 m wide distributed as follows: 4 m for the metal tray, 2.15 m for the transverse beams and 1.85 m for the forging overhang. The total height of the deck with forging included is 1.25 m.

The piers are metallic with a rectangular cross-section and are of variable width, between 0.7 and 1.10 m, depending on the different cases. Only those piers that coincide on the arch abutments are composite. These two piers, which are also the highest and widest, are filled with concrete since, during the construction phase, they were to be subjected to a greater loading than the others.

The arch has a rectangular cross-section of 4 m width and 1.7 m depth (one hundredth part of the span). Figure 7 refers. The vertices are rounded off with large chamfers measuring 0.15 x 0.15 m. The arch is a composite structure, the outside consisting of a sheet steel type AE-355 WD and the inside having been filled afterwards with bulk concrete H-350 suitably bound to the metallic part. Inside the arch there are three circular relieving elements, each one metre in diameter. These tubes are for weight-

ción muy rebajada, del orden de 7 (Figura 5). El tablero se dividió en vanos iguales de 14 m cada uno, lo que dio lugar a doce sobre el arco y dos más sobre cada una de las laderas. En el centro del puente, la cara superior del arco se diseñó tangente a la cara inferior del tablero. En la práctica, esta tangencia se materializó macizando los dos recuadros centrales (28 m de longitud) ya que en esta zona el tablero y el arco están muy próximos. Los viaductos de acceso desde ambas márgenes se diseñaron como una continuación del tablero, apoyando las pilas mediante zapatas de hormigón armado en los acantilados del embalse.

En lo que sigue se describe la sección transversal del puente (Figura 6). El tablero es mixto constituido por un forjado de hormigón H-250, de 25 cm de espesor sobre la parte metálica, de acero patinable AE-355 WD, constituida por una sola célula en forma trapezoidal con sendos jabalcones transversales cada 2 m. La artesa metálica tiene 3 m en la base, 1 m de canto y 4 m en la cara superior donde incorpora sendas platabandas transversales de 0.25 m que dan un ancho total para la pieza de 4.25 m. La plataforma de la carretera tiene 12 m de ancho que se distribuyen en 4 para la artesa, 2.15 m para los jabalcones y 1.85 m para el vuelo del forjado. El canto total del tablero con forjado incluido es de 1.25 m.

Las pilas son metálicas de sección rectangular y ancho variable entre 0.7 m y 1.10 m según los casos. Únicamente las pilas que coinciden sobre los estribos del arco, son mixtas. Estas dos pilas, que además son las más altas y las más anchas, se rellenan de hormigón dado que durante la

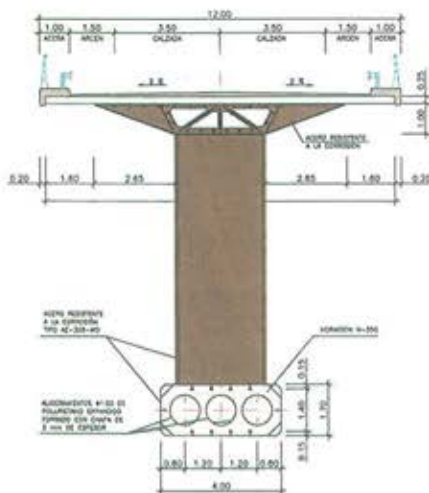


Figura 6. Sección transversal.
Figure 6. Cross section.

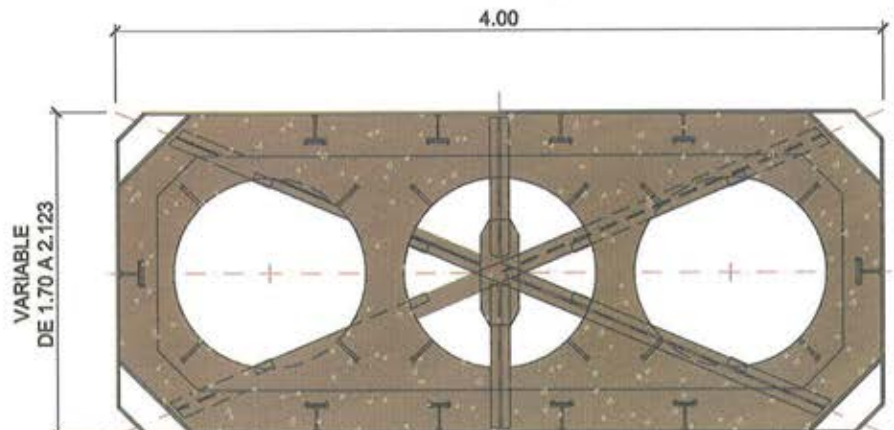


Figura 7. Sección transversal del arco.
Figure 7. Cross section of the arch.



Figura 8. Anclaje de los voladizos.
Figure 8. Anchoring of the cantilever structure.

construcción van a estar sometidas a una carga mayor que las demás.

El arco tiene sección transversal rectangular, (Figura 7) de 4 m de ancho y 1.7 m de canto (el centésimo de la luz), con las esquinas matadas mediante grandes chaflanes de 0.15 x 0.15m. Se trata de un arco mixto, ya que el contorno exterior es de acero AE-355 WD y su interior se rellena posteriormente de hormigón en masa H-350 convenientemente conectado a la parte metálica. El arco tiene en su interior tres aligeramientos circulares de 1 m de diámetro. Estos tubos son para disminuir el peso dado que no se necesita tanta área de hormigón. Los aligeramientos se rellenaron de porexpan para evitar cualquier posibilidad de que penetrara en su interior agua o lechada durante el hormigonado.

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN

El procedimiento de construcción previsto en el proyecto fue el denominado "avance en voladizo con diagonales temporales". Este procedimiento, aunque tiene sus raíces en el montaje de autocimbras inventado por el ingeniero suizo Melan a finales del siglo pasado, es el más moderno entre los que prescindieron de las cimbras. En el caso particular de Ricobayo, el procedimiento se proyectó con los siguientes pasos:

En primer lugar se montaba un lanzador que era el que colocaba todas las piezas en obra. Este lanzador estaba constituido por un par de vigas de celosía de gran canto, sobre las cuales corría un carro con un cabrestante de elevación. Además, las dos vigas eran automóviles con lo cual se podían situar en cada momento en la posición necesaria. Tal vez la mejor manera de describir como funciona un lanzador es decir que

disponer de un lanzador en obra es como tener un pórtico grúa para colocar cada pieza en el lugar que le correspondía en el puente.

Se ejecutaban el estribo del tablero y del arco y se colocaban las pilas y los tableros del viaducto de acceso de la margen derecha. Una vez terminado este viaducto se procedía a anclar esta estructura contra la roca (Figura 8) mediante 5 tirantes de 19 cordones de 0.6 pulgadas de diámetro de acero de pretensar (Límite elástico 19.000 Kg/cm²). La roca de las laderas estaba constituida por granito con muchos planos de estratificación y de juntas, todos ellos abiertos en superficie. Se realizó el oportuno estudio geotécnico que no detectó cuñas inestables y que demostró que las juntas se cerraban hacia el interior del macizo. Los tirantes se proyectaron inclinados a 45° y abiertos en planta hasta 20° para tomar las reacciones de la estructura debidas a la acción del viento. El anclaje era activo, es decir se ponía en tensión antes de que se le solicitase. La fuerza inclinada de estos tirantes se resistía mediante una componente horizontal transmitida por el tablero hasta el estribo del tablero y otra vertical transmitida por la pila hasta el estribo del arco. Por ello, por una parte se disponían los oportunos neoprenos entre el murete de guarda del estribo y el tablero. Y por otra parte la pila se rellenaba de hormigón para resistir adecuadamente la componente vertical de esta fuerza. El anclaje activo tiene dos ventajas muy importantes: En primer lugar, al ponerlo en tensión queda probado antes de entrar en carga. En segundo lugar las deformaciones que se producen durante el avance en voladizo serán las correspondientes al área del tablero y no al área de los cables, de este modo las deformaciones son despreciables siempre que no se descomprima la unión.

reduction, since such a large area of concrete is not required. The relieving elements were filled with Porexpan to prevent any possibility of water or slurry accumulating inside them during the concreting process.

2. CONSTRUCTION PROCEDURE

The construction procedure planned for the project was that known as the cantilever method with temporary cross beams. This procedure, although its roots are in the launching gantry assembly method developed by the Swiss engineer Melan at the end of the last century, is the most modern of those that avoid the use of centring scaffolding. In the particular case of Ricobayo, the planned procedure was to be as follows:

The first step was to mount the launching gantry which was to serve for situating all the members in position. This gantry was formed by a pair of very high truss beams, along which ran a hoisting winch mounted on a travelling carriage. In addition, the two beams could also move by themselves, making it possible to locate them in the position required at any given time.

The abutment for the deck and the arch were formed and the piers and spans of the approach viaduct of the right hand bank were put into place. Once this span had been completed, the structure was anchored to the bedrock (Figure 8) by means of five cable stays each of nineteen pre-stressing steel cords of 0.6" diameter (yield limit 19,000 kg/cm²). The rock at the sides is granite, consisting of numerous bedding planes and joining planes, all open on the surface. The appropriate soils mechanics study was carried out and no unstable wedges were found and it was shown that the joints closed on each other progressively towards the interior of the bedrock. The cable stays were projected at an angle of 45° and splayed at up to 20° in order to absorb structural reactions produced by wind effect. Anchoring is of the active type, that is, it comes under stress before this is required of it. The inclined force of these cables is resisted by means of a horizontal component transmitted by the deck to the deck abutment, and by a vertical component transmitted through the pier to the arch abutment. For this rea-

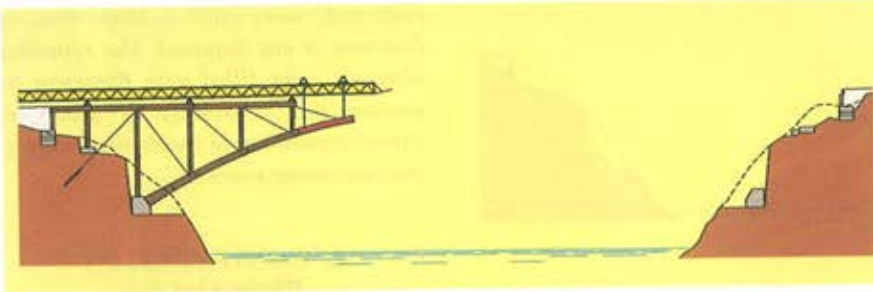


Figura 9. Avance en voladizo.
Figure 9. Building of the cantilever.

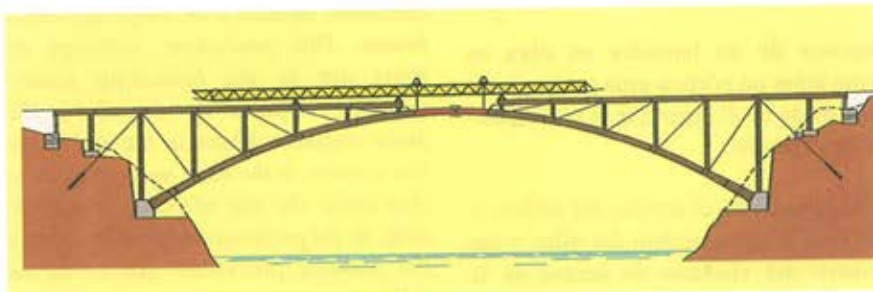


Figura 10. Colocación de clave.
Figure 10. Positioning the key piece.

son, on one hand, suitable Neoprene panels were located between the abutment guard wall and the deck. And, on the other hand, the pier was filled with concrete to resist adequately the vertical component of this force. Active anchoring offered two very important advantages. Firstly, by being in tension it was tested before the load was applied, and, secondly, strains arising during the advance of the cantilever structure were those corresponding to the deck area and not to the cable area; in this way deformations were negligible as long as the union was not decompressed.

With the structure anchored to the rock, the actual construction of the cantilever could start. This cantilever was in the form of a large Pratt type truss beam of variable height formed by the bridge frames and a number of temporary cross braces. These braces were ties formed by a variable number of cords of pre-stressing steel. In this way the frames were formed successively by mounting: an arch span, the temporary tie, the corresponding pier and the deck segment, in the order stated (Figure 9). Before positioning the next frame, an adjustment was made to the force in the ties for reasons that will be explained below. The cycle of these four operations was repeated until a five frame cantilever had been completed.

The launching girder was then chan-

ged to the left hand bank and the same operations were performed as took place on the right hand side. When the two cantilevers were completed, the key section of about 20 m in length was brought up and collocated between them to close the arch (Figure 10).

The Ricobayo arch key section is a very special member. It consists of two arch spans each about 10 m in length, inserted temporarily in the centre inside a large steel sleeve which enclosed them completely (Figure 11). Inside this sleeve were four hydraulic jacks, each capable of lifting 800 Tn, mounted at the four corners of the arch section. These jacks were inserted between the arch spans, keeping them apart by a little more than one metre and permitting the arch to open elastically as required in various phases.

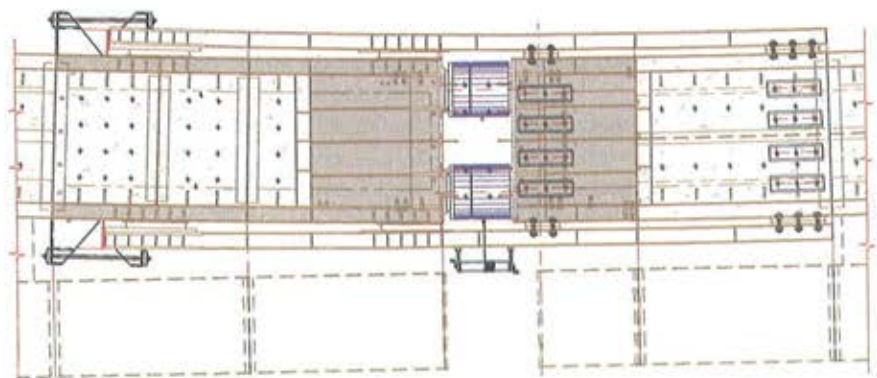


Figura 11. Pieza de la clave del arco.
Figure 11. The key piece of the arch.

Con la estructura anclada a la roca se iniciaba el avance en voladizo propiamente dicho. Este voladizo se configuraba como una gran viga de celosía tipo Pratt de canto variable, formada por los recuadros del puente y unas diagonales temporales. Estas diagonales se proyectaron como tirantes formados por un número variable de cordones de acero de pretensar. Así se ejecutaban sucesivamente los recuadros colocando: un tramo de arco, la diagonal temporal, la pila correspondiente y el tramo de tablero, en este mismo orden (Figura 9). Antes de colocar el recuadro siguiente se procedía a una regulación de la fuerza en las diagonales por las razones que más adelante se expondrán. Después se repetía el ciclo de estas cuatro operaciones hasta terminar un voladizo de cinco recuadros.

Entonces se cambiaba el lanzador a la margen izquierda y se repetían las mismas operaciones que para la ladera derecha. Cuando los dos voladizos se terminaban se traía el tramo de clave de unos 20 m de longitud y se colocaba entre ellos con lo cual quedaba cerrado el arco (Figura 10).

El tramo de clave del arco de Ricobayo era una pieza muy especial, estaba constituida por dos tramos de arco de unos 10 m de longitud cada uno, insertados temporalmente en su centro en un gran manguito de acero que los envolvía completamente (Figura 11). En el interior de este manguito había cuatro gatos hidráulicos de 800 Tn de capacidad cada uno, colocados en las cuatro esquinas de la sección del arco. Estos gatos se interponían entre los dos tramos del arco, manteniéndolos a algo más de un metro de distancia, y permitían la oportuna apertura elástica del arco que se daba en varias fases.



Figura 12. Hormigonado del 1^{er} tercio del arco.
Figure 12. Concreting the first third of the arch.



Figura 13. Colocación de forjado.
Figure 13. Positioning the deck slabs.

En los primeros diseños la pieza de clave no incorporaba el manguito lo que habría dejado libre el giro de los extremos del arco en un eje horizontal transversal. Y en alguna forma, también en un eje vertical. Sin embargo esta rótula en la clave dejaría al arco en condiciones muy precarias frente al pandeo fuera del plano del arco durante el hormigonado. De hecho, la carga crítica de Euler hubiera sido sólo 1.5 veces mayor que la carga característica. Por ello se dispuso el empotramiento deslizante en la clave (manguito) que elevó este coeficiente a más de 5.

Al principio del proyecto se contemplaba la posibilidad de hormigonar el arco de una sola vez. Esto tendría la ventaja de que, si todo el hormigón se mantenía fresco con retardadores hasta que terminase el hormigonado, endurecería sin que su peso (carga funicular del arco) produjese flexiones sobre el arco. Sin embargo, esta posibilidad se desechó ya que resultaría prácticamente imposible colocar aquel volumen de hormigón en un período en el que se pudiera, de una forma razonable, mantener el hormigón fresco (retardo de unas 48 h). Así se proyectó hormigonar en cuatro fases (Figura 12) y una más para la cámara de gatos. Cada fase comprendía dos recuadros simétricos a cada lado y el hormigón se colocó manteniendo diferencias de cotas menores de 2 m. Este sistema tenía el inconveniente de que la carga no se

correspondía con el funicular del arco; pero presentaba la ventaja de que cada fase de hormigonado se hacía sobre una estructura que en el tramo correspondiente a la fase actual y siguiente era metálica; en tanto que en las anteriores era mixta y por lo tanto más resistente.

Finalmente se colocaban los jalcrones y, sobre ellos, el forjado de hormigón simplemente armado que se proyectó prefabricado (Figura 13). Cada losa tenía el ancho del puente y el espesor completo del forjado. Las juntas se proyectaron cada 2 m coincidiendo con la modulación de los jalcrones. Para conectar la armadura pasiva se diseñó un solapo en lazo que se dimensionó adecuadamente.

EL PRETENSADO EN EL ARCO DE RICOBAYO

En el proceso constructivo descrito anteriormente, hay cuatro operaciones que utilizan el concepto de pretensado. A saber: "Puesta en tensión intencionada de una estructura, por cualquier medio y antes de recibir las cargas que ha de soportar, para equilibrar en alguna medida las tensiones que estas cargas le producirán".

En primer lugar: La unión pretensada, anteriormente descrita, de los anclajes a la roca.

In the first designs the key member did not include the sleeve, but this would have left the arch extremities free to rotate about a transversal horizontal axis. And, to some extent, about a vertical axis as well. This joint in the key member, nevertheless, would have left the arch in very precarious conditions with respect to buckling out of the arch plane during concrete pouring operations. In fact, the Euler critical load would have been only 1.5 times greater than the characteristic load. For this reason, it was arranged to have sliding embedding in the key member (sleeve), which raised this coefficient to more than five.

At the start of the project the idea was to pour the arch concrete all at once. This would have had the advantage that, if the concrete was kept fresh with retarders until the pouring operation had been concluded, it would have dried without its weight (arch funicular loading) producing bending in the arch. This possibility, however, was rejected since it would have resulted impossible to pour such a volume of concrete in a period of time during which the concrete could have been kept reasonably fresh (retardation of approximately 48 hours required). It was therefore decided to do the arch concreting in four stages (Figure 12), plus one more for the jack chamber. Each stage was to comprise one or more symmetrical frames on each side, with dimensional differences being kept below 2 m. This system had the drawback that the load would not correspond to the arch funicular, but it offered the advantage that each concreting stage was being done on top of a structure which, in the span corresponding to the current and ensuing stages, was made of metal. (Though in the previous ones it was composite and consequently stronger.)

Finally the transversal beams were located in position and, on top of these, the simply reinforced concrete forged framework, which was precast (Figure 13). Each slab had the width of the bridge and the full thickness of the forged framework. Joints were planned every 2 m, coinciding with the transverse beam modules. To connect the passive trusses, a suitably dimensioned looping lap was designed.

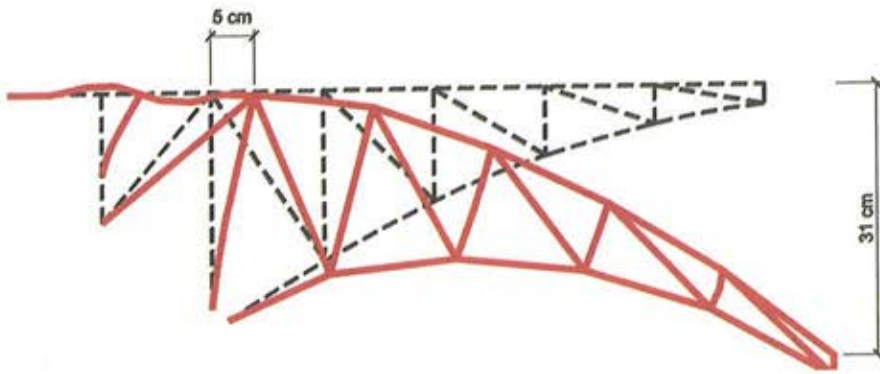


Figura 14. Deformada con diagonales pasivas.
Figure 14. Deformation with passive cross beams.

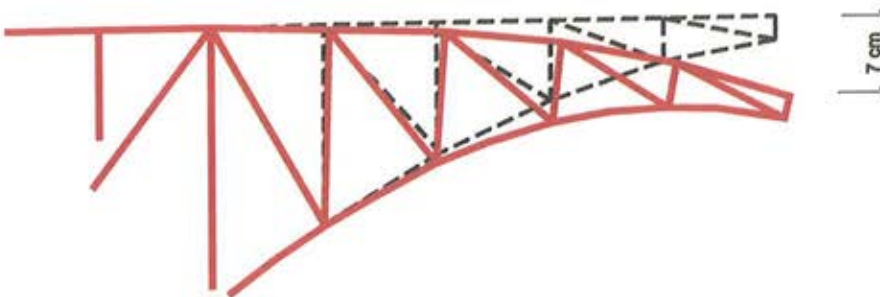


Figura 15. Deformada con diagonales activas.
Figure 15. Deformation with active cross beams.

**PRESTRESSING
IN THE RICOBAYO ARCH**

In the construction process described above, there were four operations which employed the pre-stressing concept, namely: "Placing a structure intentionally in tension, by whatever means and before receiving the loads it has to support, in order to, to some extent, offset the stresses that these loads will produce in it".

Firstly: the prestressed junction described above for anchoring to the rock.

Secondly: the adjustments in the cross beams that were made before mounting each frame (Figure 14). Actually if these adjustments had not been carried out, the deformation of the cantilevers would have reached 31 cm at the tip. This was because, for financial reasons, it was preferred to design the ties that constitute the cross braces with high yield point prestressing steel, rather than with structural steel beams. The area required for these ties was therefore much less than that for the rest of the elements in the frame (Deck, Pier and Arch) and, consequently, they were highly deformable. This means the truss latticework does not function as such, but rather as a Vierendeel beam which

works in flexion producing the corresponding stresses in the arch, in the piers and in the deck.

To reduce these deformations, the approach adopted was to act particularly on the cross braces, prior to the mounting of each frame, and thereby prestress the structure with the force necessary to produce a state of deformation and stress that would offset in part the strains and stresses that the weight of the elements of the new frame were going to produce in the existing cross braces (Figure 15). This force is easy to obtain if calculated for dismantling (instead of assembly) and impose the condition that the cross braces do not vary in length. In this manner

En segundo lugar: Las regulaciones de las diagonales que se realizan antes de la colocación de cada recuadro (Figura 14). En efecto, si no se realizaran estas regulaciones, la deformación de los voladizos alcanzaría los 31 cm en su punta. Esto es debido a que, por razones económicas, se prefirió proyectar los tirantes que constituyen las diagonales con acero de pretensar de alto límite elástico mejor que con perfiles de acero estructural. Así el área necesaria para estos tirantes es muy pequeña comparada con la del resto de los elementos del recuadro (Tablero y Arco) y por tanto son muy deformables. Esto hace que la celosía no trabaje como tal, sino como una viga Vierendeel que trabaja a flexión produciendo las correspondientes tensiones en el arco, en las pilas y en el tablero.

Para disminuir estas deformaciones se proyectó actuar sobre todas las diagonales, antes del montaje de cada recuadro, y así pretensar la estructura a la fuerza necesaria para producir un estado de deformación y tensión que equilibrara en parte las deformaciones y tensiones que el peso de los elementos del nuevo recuadro iban a producir en las diagonales existentes (Figura 15). Esta fuerza se obtiene fácilmente si se calcula el desmontaje (en lugar del montaje) imponiendo la condición de que las diagonales no varíen su longitud. De este modo la deformación de los voladizos se disminuye a tan sólo 7 cm.

En tercer lugar: Una vez cerrado el arco, durante el hormigonado de las diferentes fases se produciría, como quedó dicho, un estado de cargas que no se correspondería con el funicular del arco (Figura 16). Por ello, en el momento en que el hormigón endureciese, quedarían flexiones en la parte metálica del arco.



ZONAS DE HORMIGONADO DEL ARCO

Figura 16. Hormigonado 2.º tercio sin regulación de diagonales.
Figure 16. Concreting the second third, without cross beam regulation.

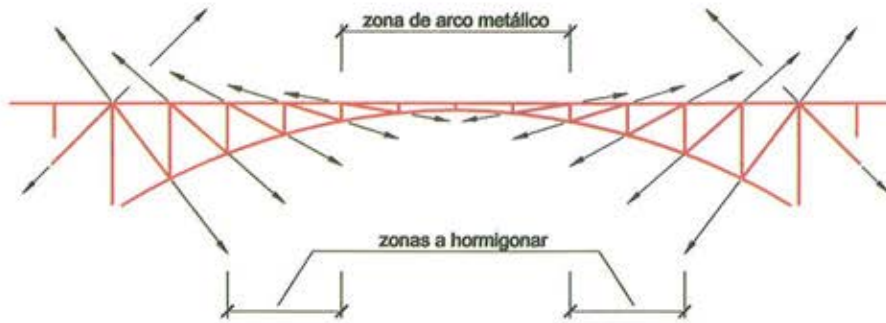


Figura 17. Hormigonado 2.º tercio con regulación de diagonales.
Figure 17. Concreting the second third with cross beam regulation.

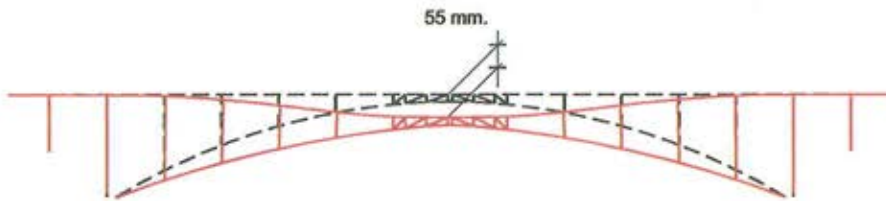


Figura 18. Acortamiento elástico del arco.
Figure 18. Elastic shortening of the arch.

Naturalmente, estas flexiones no eran deseables y para evitarlas se proyectó un pretensado de la estructura actuando sobre las diagonales y sobre los gatos de la clave. La variación de las fuerzas que hay que introducir en las diferentes diagonales del arco en cada fase se pueden obtener fácilmente si se calcula un proceso de desmontaje, imponiendo la condición de que los nudos del arco no se desplacen ortogonalmente a la directriz (Figura 17).

En cuarto lugar: todos los arcos se acortan por esfuerzo axial al entrar en carga. Si son metálicos, el acortamiento es elástico e instantáneo y si son de hormigón además tienen un acortamiento diferido que puede llegar a ser tres veces el inicial. Naturalmente los arcos mixtos tienen un comportamiento intermedio (Figura 18). Cuando además de lo anterior se tiene en cuenta que el arco está empotrado en sus estribos, se pro-

duce un descenso de la directriz que obligaría a un giro en estos empotramientos, giro que al estar impedido produce un momento de empotramiento no deseado.

Para evitarlo Freyssinet fue el primero que introdujo gatos en la clave de tal modo que al abrirlos recuperaban el acortamiento del arco. Este alargamiento ha de ser precisamente igual al acortamiento total del arco (elástico más diferido). Así se ha hecho en el arco de Ricobayo y la apertura total necesaria fue de 8 cm (Figura 19).

CONSTRUCCIÓN EN TALLER

La construcción se inició en el taller metálico, a muchos kilómetros de distancia de la obra. Allí tuvo lugar una parte muy importante de la ejecución, ya que en el taller se fabricaron las dis-

the deformation of the cantilevers is reduced to only 7 cm.

Thirdly, once the arch had been closed, during the concrete pouring for the different stages, there would arise, as already mentioned, a loading state that did not correspond to the arch funicular (Figure 16). For this reason, with the hardening of the concrete, bending would result in the metal part of the arch.

Naturally this bending was not desirable and to avoid it prestressing of the structure was planned, acting on the cross braces and the jacks in the key member. The variation in the forces that had to be introduced in the different cross braces of the arch in each stage was obtained easily if calculated for a dismantling process, imposing the condition that the arch junctions did not move at right angles to the arch template (Figure 17).

Fourth, all arches are shortened by the axial stress when put under load. If they are made of metal, the shortening is elastic and instantaneous; if concrete, there is also a delayed shortening that can finally amount to three times the initial value. Composite arches clearly have a behaviour somewhere between the two (Figure 18). In addition when it is taken into account that the arch is embedded in its abutments, a drop in the arch template takes place which would force a rotating motion at the embedding points; since this rotation is impeded, an undesired fixed end moment results.

To avoid this, Freyssinet was the first to introduce jacks in the key member whereby, on opening them, the arch shortening was recuperated. The lengthening produced has to be exactly equal to the total shortening of the arch (elastic plus delayed). This was the approach adopted in the case of the Ricobayo arch and the total opening action required amounted to 8 cm (Figure 19).

WORKSHOP ASSEMBLY

Construction started in the metal workshop, located a considerable distance from the site. A very important part of the construction process was to take place here with the assembly of the different members (deck, pier and arch

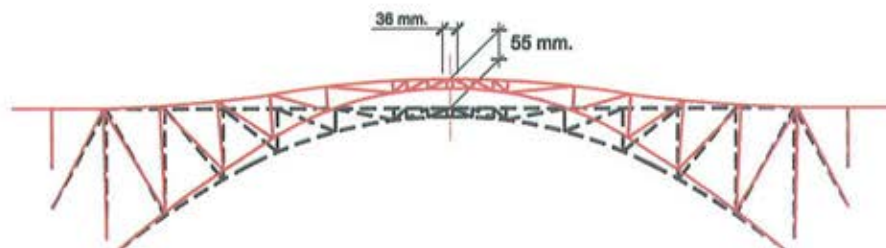


Figura 19. Apertura de gatos de clave.
Figure 19. Key piece opening jacks.



Figura 20. Fabricación de tableros.
Figure 20. Deck segment manufacture.

segments). These pieces were to leave the workshop in an already finished state and be transported to the construction site by road. Once there, they were put into position and welded into the final position they had to occupy in the bridge. The metal part of the Ricobayo arch bridge consists of the stiffened panel structure. That is, steel sheets with the shapes and measurements as projected in the plans which, in order to resist denting and buckling, were stiffened with longitudinal and transversal beams termed stiffeners. This type of structure is usually given the name of boiler-work when employing the terminology of the workshop. The plans with the final geometric form of the all the numbered members and plates in the bridge were sent from the project technical office on AutoCAD diskettes and printed out in the workshop. Using the diskettes and specific computer programs, the appropriate plate breakdowns were prepared and also recorded on diskette. These new diskettes were then inserted directly into the controller of the machine which performed the actual plate cutting.

The different deck segments were mounted on a bed-frame on which, first of all, was placed the bottom plate. On top, were assembled the frames which had the sockets for the longitudinal stiffeners (Figure 20). These were continuous and were inserted later. Finally the rib pieces were mounted against the frames and the longitudinal stiffeners inserted. The frames were produced by stamping the shape on a single plate,

which saved on both weiding and labour. The cuttings from the holes in the frames were used to produced the small pieces employed in different parts of the structure - for example, the little struts below the upper strip plates to prevent them from flexing under the weight of the precast forging. The frames were mounted every two metres. In addition, each deck span rested on a pier, so it was necessary to have panels for introducing the reaction into the supporting section. To achieve this the four faces of the piers were extended to penetrate inside the deck. Also in this joining section were the anchorages for the cross beams and, in one case, for the cable stays. Therefore there had to be holes drilled for the cables to pass through, plates for introducing the cable forces, and containers for the anchorages. All of this gives an idea of the degree of complexity encountered at these points.

Production of the arch spans was also started by positioning a bottom plate on a bed-frame. In this case the bench was in the form of a true reproduction of the required curvature of the arch span. On the bottom or base plate were mounted the frames which, in this case, were positioned every 4 m and did not constitute a single piece as they were for the deck. First only the transversal stiffeners were mounted (Figure 21). Afterwards the longitudinal stiffeners were inserted and the inside brackets of the corner cells and the shear connectors were welded in place. Finally, the X-bracing was progressively welded to the

tintas piezas (tramos de tableros, pilas y arcos) que salieron terminadas del mismo. Estas piezas se enviaron a la obra por carretera. Una vez allí se procedió a su colocación y soldadura en la posición definitiva que hablan de ocupar en el puente. La parte metálica del arco de Ricobayo está constituida por una estructura de paneles rigidizados, es decir, chapas de acero con las formas y dimensiones previstas en los planos que, para que sean estables frente a los fenómenos de abolladura y pandeo, se rigidizan con perfiles longitudinales y transversales denominados rigidizadores. A este tipo de estructuras se las suele llamar de calderería en los términos empleados por los talleres. Los planos con la definición geométrica detallada de todas las piezas y chapas numeradas del puente, se enviaron desde la oficina técnica de proyectos en disquetes de Autocad que eran recuperados en el taller. A partir de ellos se elaboraron, con programas de ordenador específicos, los oportunos despieces de chapas que se volcaron también a disquete. Estos nuevos disquetes se introducían directamente en la máquina que gobernaba el corte de chapa propiamente dicho.

Los diferentes tramos de tablero se montaron sobre una bancada en la que en primer lugar se disponía la chapa de fondo. Sobre ella se montaban las cuadernas que llevaban los ojales para los rigidizadores longitudinales (Figura 20). Éstos eran continuos y se enhebraban posteriormente. Finalmente, los costeros se montaban contra las cuadernas y se enhebraban sus rigidizadores longitudinales. Las cuadernas se realizaron estampando el corte sobre una única chapa lo que ahorra soldadura y mano de obra. Los recortes de los huecos de las cuadernas se emplearon para obtener pequeñas piezas que llevaba la estructura en distintos lugares, por ejemplo para los pequeños tornapuntas bajo las platabandas superiores que impiden la flexión de las mismas bajo el peso del forjado prefabricado. Las cuadernas se dispusieron cada 2 m. Por otra parte cada tramo de tablero apoyaba sobre una pila por lo que era necesario disponer las chapas de introducción de la reacción en la sección de apoyo. Para ello, se dio continuidad a las cuatro caras de las pilas en el interior del tablero. Además, en esta zona de nudo se tenían los anclajes de las diagonales y, en un caso, de

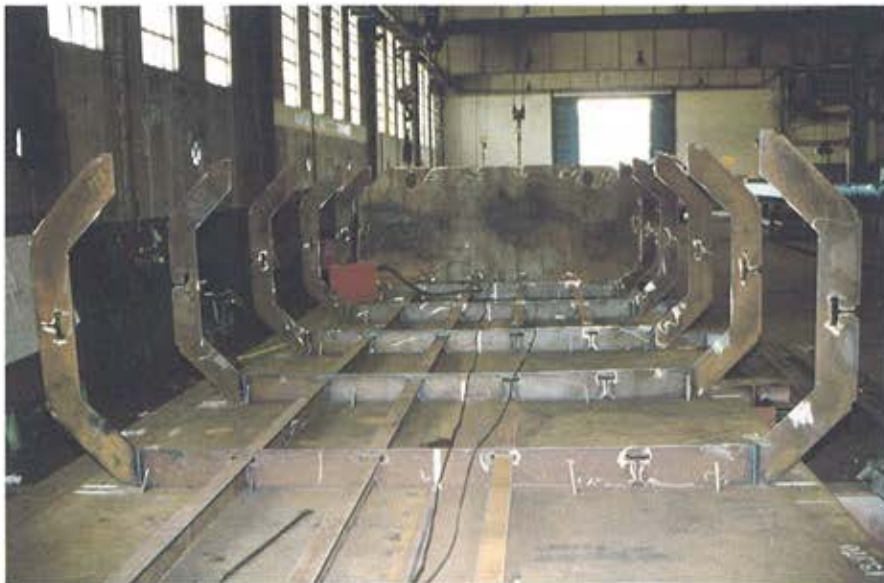


Figura 21. Fabricación de arcos.
Figure 21. Arch segment manufacture.

las retenidas por lo que hubo que disponer: taladros para el paso de cables, chapas de introducción de las fuerzas de los cables y cajetines para los anclajes. Todo lo cual da una idea de la complejidad de estas zonas.

La fabricación de los tramos de arco se iniciaba igualmente colocando una chapa de fondo sobre una bancada. En este caso la bancada reproducía fielmente la curvatura del tramo de arco en fabricación. Sobre la chapa de fondo se colocaban las cuadernas que en este caso iban cada 4 m y no eran de una sola pieza como en el caso del tablero. Primero se montaban solamente los rigidizadores transversales (Figura 21). Después se enhebraban los rigidizadores longitudinales y se soldaban las cartelas interiores de las células de esquina y los conectadores. Finalmente se iban soldando, en retirada, las cruces de San Andrés a los rigidizadores transversales al mismo tiempo que se iban colocando los aligeramientos sujetos a dichas cruces. Por otra parte en la zona del nudo con la pila había que introducir las reacciones de la misma sobre el arco por lo que se prolongaron sus chapas y sus rigidizadores verticales en el interior del mismo. Esto daba lugar a dos diafragmas verticales que atacaban al arco con ángulos diferentes para cada pila. Además el interior de estos diafragmas bajo la pila también se rellenaba de hormigón y se disponían aligeramientos, con lo que la macla de la pila y el arco era perfecta. Finalmente también en el nudo o en sus proximidades, según los casos, en la sección donde se anclaban

las diagonales, se disponían unas vigas traviesas sobre la chapa inferior, que llevaban las cargas de estos anclajes hasta las almas del arco.

El primer tramo de arco de unos 14 m de longitud, apoyaba en el estribo y era de canto variable por lo que incorporaba algunas variaciones sobre la sección tipo estándar. La variación principal era que llevaba una chapa de base para repartir su reacción en el estribo de hormigón. Esta chapa incorporaba además una serie de taladros para alojar un determinado número de barras Dywidag que le unían al estribo de hormigón. Además, en los primeros 2 m, el arco interrumpía los aligeramientos y tenía una serie de diafragmas longitudinales paralelos a las caras del arco para repartir el axil del arco por toda la chapa de base.

La fabricación de las pilas se inició también montando la chapa de fondo sobre una bancada, en este caso plana. Como la sección cerrada con las cuadernas colocadas era incómoda para utilizar soldadura semiautomática, se montó media cuaderna estampada en una sola chapa al igual que en el caso de los tableros. Después se enhebraban los rigidizadores longitudinales. Una vez terminadas se montaban dos medias cuadernas con sus respectivas chapas de fondo una sobre la otra y se soldaban (Figura 22), después se terminaba con la colocación y soldadura de los costeros. Las pilas primera y segunda de cada lado se cimentaban sobre zapatas por lo que disponían de chapa de base y plan-

transversal stiffeners at the same time as the weight relieving elements spliced to the X-bracing were put in position. On the other hand, close to the zone where the pier was joined, members had to be introduced for the reaction of the pier on the arch, for which reason the metal plates and vertical stiffeners of the pier were extended to penetrate inside the arch. This resulted in two vertical backwalls which encountered the arch at different angles for each pier. In addition, the interior of these backwalls, underneath the pier, was also filled with concrete and weight relieving elements were inserted; in this way the twinning of pier and arch was perfect. Finally, also at the join or close by, depending on the various cases, in the section where the cross beams were anchored, cross-ties were located on the lower plate, which absorbed the loading of the anchorages and conducted it to the arch stem.

The first arch span, about 14 m long, rested on the abutment and was of variable thickness incorporating, for this reason, certain modifications to the typical standard cross section. The main modification was that it included a base plate to distribute its reaction over the concrete abutment. This plate also included a series of keyholes drilled to accommodate a determined number of Dywidag rods which were used to join it to the concrete abutment. In addition, for the first 2 m, the arch interrupted the weight relieving elements and had a series of longitudinal backwalls parallel to the arch faces to spread the arch axial force over the whole base plate.

Production of the piers was also started by mounting the bottom plate on a bed-frame, in this case flat. Since with the section enclosed with the frames mounted, it was difficult to use semi-automatic welding processes, a half-frame was mounted, this being stamped out of a single plate as was done for the deck segments. Afterwards the longitudinal stiffeners were inserted. Once finished, the two half-frames were assembled with their respective base plates, one on top of the other, and welded together (Figure 22). Afterwards they were finished off with the collocation and welding of the rib beams. The first and second piers on each side were cemented to their respective footing for which a base plate and template were provided, just as in the case of the first



Figura 22. Fabricación de pilas.
Figure 22. Pier production.

arch span. The others had their base mitred with the angle corresponding to the inclination of the arch at the section where they were to be joined.

The production of the key-piece in the workshop was a demonstration that it is practically impossible to design a metal structure, no matter how complicated, that a good workshop is unable to build. The piece consisted of three members: the extremities of the right and left half-arches (Figure 23) and the sleeving that enclosed them. The transversal sections of all of them were subjected to the reactions of the Neoprene-Teflon devices located between them, for which reason they behaved like frameworks under flexion; to this end inertia was needed with respect to axes parallel to the arch template, situated on the arch faces. This led to the design of a honey-comb cross section with double plating on each face, for both the sleeve and for the ends of the half-arches. In addition, behind the jack supports at the four inside corners of the arch, the plates to insert the reaction into the section had to be provided. It was also desirable that the sleeving should be easily removable: for which reason, instead of being welded, it was bolted to one of the two ends of the arch and free to slide with respect to the other. To prevent sliding while being transported, it was fitted with external rods. All this was achieved with a tolerance of a few millimetres between the internal supports of the sleeve and the outside faces of the arches and with a shape that was that of a slightly truncated pyramid so that the telescoping movement could not jam in any case.

Finally, as if all the foregoing were not complicated enough, a series of tubes were incorporated to permit concrete to be injected into all the cells into which the definitive arch was divided and a number of telescopic weight relieving elements in the jack chamber for extending them before pouring concrete into the chamber itself. All of this was done in a completely satisfactory manner and, when the telescoping of the sleeving was checked in the workshop, it operated perfectly!

The sections of the arch, the deck and the piers were assembled one after the other, intercalating temporary assemblies between consecutive members. Appropriate checks and tests were done on the welding, X-raying a percentage of the lengths done in the workshop. In

tillas al igual que el primer tramo de arco. Las demás tenían su base a inglete con el ángulo correspondiente a la inclinación del arco en la sección donde se iban a conectar.

La fabricación de la pieza de clave en taller fue una demostración de que es prácticamente imposible diseñar una estructura metálica por complicada que sea que un buen taller no sea capaz de fabricar. La pieza estaba constituida por tres módulos: los extremos de los semiarcos derecho e izquierdo (Figura 23) y el manguito que los envolvía. Las secciones transversales de todos ellos estaban sometidas a las reacciones de los aparatos de neopreno teflón que había entre ellos por lo que trabajaban como marcos en flexión, por ello se necesitaba inercia respecto a ejes paralelos a la directriz situados sobre las caras del arco. Esto llevó a diseñar una sección alveolar con doble chapa en cada cara, tanto para el manguito como para los extremos de los semiarcos. Por otra parte detrás de los apoyos de los gatos en las cuatro esquinas del interior del arco había que disponer las chapas de introducción de la reacción en la sección. También se deseaba que el manguito fuera fácilmente desmontable por lo que en lugar de soldado iba atornillado a uno de los dos extremos del arco y libre para deslizar respecto al otro. Para que durante el transporte no deslizará llevaba unas barras exteriores. Todo esto además con una tolerancia de unos pocos milímetros entre los apoyos interiores del manguito y las caras exteriores de los arcos y con una forma ligeramente troncopiramidal para que el telescopaje no pudiera acoda-



Figura 23. Extremo semiarco derecho.
Figure 23. Extremity of right-hand half-arch.

larse en ningún caso. Finalmente y por si toda esta complicación fuera poca, se dispusieron una serie de tubos que permitieran inyectar todas las celdas en que había quedado dividido el arco definitivo y unos aligeramientos telescópicos en la cámara de gatos para extenderlos antes del momento del hormigonado de dicha cámara. ¡Todo ello se ejecutó a plena satisfacción y cuando el telescopaje del manguito se probó en el taller, funcionó perfectamente!

Los tramos de arco, de tablero y de pilas se van montando sucesivamente, intercalando montajes en blanco entre piezas consecutivas. También se realizaron los oportunos controles de soldadura, radiografiando un porcentaje de las longitudes ejecutadas en taller. Además un técnico de la oficina de proyectos se desplazaba periódicamente al taller para dar su visto bueno a las piezas antes de que las mismas fueran enviadas a la obra. Cuando todos estos controles eran aprobados las piezas se transportaban a la obra por carretera en unidades de unos 14 m de longitud.

EL MONTAJE EN OBRA¹

Mientras todo esto ocurría en taller, en la obra se estaban realizando una serie de operaciones previas al montaje. Las excavaciones en los arribes del embalse para construir los estribos del arco resultaron de una gran dificultad, pues todo tenía que acceder a la plataforma de excavación mediante una potente grúa instalada en lo alto del acantilado (Figura 24). Las máquinas perforadoras y excavadoras estaban permanentemente sujetas a la grúa durante el tiempo que estaban operando, pues lo restringido del espacio hacía posible una caída de las mismas al embalse. Una vez alcanzada la cota de cimentación se procedió a la limpieza de la plataforma con aire comprimido y a verter un hormigón de nivelación que proporcionara una plataforma de trabajo para montar la ferralla y el encofrado del estribo. Dado lo irregular del fondo de la excavación, este hormigón alcanzó varios decímetros de espesor.



Figura 24. Excavación de los estribos.
Figure 24. Abutment excavation.



Figura 25. Estribo del arco con plantilla.
Figure 25. Arch abutment with template.

El montaje de la ferralla incorporaba las barras Dywidag de unión del arco con el estribo. A fin de que el replanteo de estas barras fuera correcto se utilizó una plantilla enviada por el taller que consistía en una chapa idéntica a la chapa de fondo del arco y con los mismos taladros a través de los cuales se situaron las barras y se mantuvieron en posición durante el hormigonado. Bajo esta plantilla se dejó un espacio hueco sin hormigonar para rellenarlo, después de la orientación del primer tramo de arco, con mortero sin retracción (Figura 25).

Por otra parte se ejecutaron las cimentaciones de la pila de ladera y del estribo del tablero en lo alto de la misma. El estribo, como quedó explicado, recibe los empujes de la componente horizontal de la fuerza que ejercen las retenidas sobre la estructura y tiende a volcar

addition, an engineer from the projects office periodically visited the workshop to give his approval to the items in question prior to their being transported to the site. Once all these checks had been carried out, the members were transported to the site by road in units measuring about 14 m in length.

ASSEMBLY ON SITE¹

While the activities described above were going on in the workshop, a series of preparatory operations prior to assembly were being carried out on site. The excavation work on the banks of the dam proved to be extremely difficult, since everything had to reach the digging platform via a powerful crane installed on the hillside above (see Figure 24). The drilling machinery and excavators were permanently supported by the crane during the whole time they were operating because the limited space available was insufficient to ensure they could not fall into the dam. Once the foundation level had been reached, the platform was cleaned with compressed air and a levelling layer of concrete was poured that was to provide a working platform for assembling the ironwork and shuttering for the abutment. Because of the degree of irregularity at the bottom of the excavation, this concrete layer was several decimetres thick.

The ironwork assembly included the Dywidag rods for linking the arch to the abutment. In order that the location of these rods was correct, a template sent from the workshop was employed. It consisted of a plate identical to that on the arch base and had the same eyelets drilled in it; through these the rods were inserted and kept in position during the pouring of the concrete. Below this template an empty space was left without concrete, which was to be filled after orienting the first arch span with shrinkage-free mortar (Figure 25).

At the same time the foundations were laid for the bank pier and the abutment for the deck on top of it. The abutment, as already explained, receives the thrust of the horizontal component of the force produced by the cable guys on the struc-

¹ Este apartado describe los problemas que hubo en la construcción, lo que no es muy habitual en los artículos de Puentes. Por ello, se avisa al lector no especializado de que, para tratarse de un arco singular, Ricobayo tuvo muy pocos problemas y fueron pequeños.

² This section describes the problems that arose during construction, something which is not very common in papers on Bridges. For this reason, the non-specialist reader is informed that despite its being a unique arch, Ricobayo only presented a very few small problems.



Figura 26. Tramo de tablero en obra.
Figure 26. Deck span on site.



Figura 27. Tramo de arco en obra.
Figure 27. Arch span on site.

ture and tends to tip backwards as its weight is insufficient to prevent this. As a result the front footing for this abutment had to be anchored on the rock to prevent the overturning action.

At this point, a launching gantry of about 100 m in length was constructed; this was to carry the members out to the assembly point. The first ones to arrive, brought by road from the workshop, were those corresponding to the approach spans for the right-hand bank.

After that, in succession, came the segments of deck (Figure 26), piers and arch (Figure 27), in the same order as they were to be mounted. On April 17th 1994, the first member was put in position; it was the cross-tie for the deck segment on the abutment. This cross-tie had stuck to it with epoxy resin, on its rear face, neoprene bearings for where the deck would rest horizontally on the abutment guard wall.

The first pier was then taken out. For this, the launching gantry was equipped with a special mechanism to permit it to



Figura 28. Lanzamiento de pila 1.
Figure 28. Positioning pier 1.

hacia atrás por que su peso no es suficiente para evitarlo. Por ello la zapata delantera de este estribo hubo de ser anclada contra la roca para evitar el vuelco.

Después se montó un lanzador de unos cien metros de longitud a la espera de que llegaran las piezas a la obra. Las primeras que llegaron, transportadas por carretera desde el taller, fueron las correspondientes al viaducto de acceso sobre la ladera derecha. Sucesivamente se iban recibiendo los tramos de tableros (Figura 26), de pilas y de arcos (Figura 27) en el mismo orden en el que se iban a montar. La primera pieza que se colocó fue la traviesa del tablero sobre el estribo. Esta traviesa llevaba pegados con resina epoxi en su cara posterior sendos neoprenos para el apoyo horizontal del tablero en el murete de guarda del estribo.

Luego se lanzó la primera pila, para lo que se dotó al lanzador de un mecanismo especial que permitía su transporte en posición horizontal y su colocación en posición vertical. Para ello, cuando alcanzaba la zapata donde había de ser colocada se la hacía bascular, alrededor del cuelgue delantero, hasta la vertical. El mismo mecanismo se utilizaría después para colocar los arcos en su posición inclinada correspondiente (Figura 28).

Una vez quedó terminado el viaducto de acceso, se preparó la unión de la estructura a la roca. Para ello se habían perforado cinco taladros de más de veinte metros de longitud a 45° en el granito. En estos taladros se introduje-



Figura 29. Retenidas ancladas a roca.
Fig. 29. Back cables anchored to the rock.

ron los tirantes, formados cada uno de ellos por 19 cordones de 0.6 pulgadas de diámetro y después se inyectaron. Se disponía así de una fuerza de anclaje de 2.300 Tn en Estado Límite Último y aproximadamente la mitad en Estado Límite de Servicio.

Cuando los anclajes a roca estuvieron terminados, se procedió a enhebrar las retenidas en el tablero, (Figura 29). Para evitar tensiones de incurvación en los cables se dispusieron unos desviadores, de diseño específico para este caso, tanto a la salida del tablero como a la salida del anclaje a la roca. Para las retenidas se emplearon cordones de pretensado ordinarios que se protegieron de la corrosión con un recubrimiento de grasa dado a



Figura 30. Anclaje de retenidas en el tablero.
Figure 30. Anchorage for back cables at the deck.

mano. Este recubrimiento ensució toda la obra por lo que se decidió utilizar cordones monoprottegidos con vaina de polietileno negro para las diagonales.

En las retenidas de la otra ladera se mantuvo el cordón desnudo engrasado a mano, ya que en ellas habría que pelar los cordones monoprottegidos en toda la longitud de anclaje para garantizar la adherencia. Por otra parte el goteo de la grasa se producía, en este caso, sobre la ladera de granito donde era menos perceptible que sobre el arco. Las retenidas se tesaron en varias fases a la fuerza especificada, se tararon los gatos y las células dinamométricas dispuestas bajo los anclajes (Figura 30). De hecho la coincidencia entre los gatos y las células

be transported horizontally and then placed vertically in position. To do this, when it reached the footing where it had to be located, it was allowed to swing around the forward hanger into the vertical position. The same mechanism was later to be employed to position the arches with their corresponding inclination (Figure 28).

Once the approach span had been completed, preparations were made to join the structure to the rock. To do this, five holes had to be drilled into the granite, each more than twenty metres in length and at an angle of 45°. The tie cables were inserted into these holes, each consisting of 19 cords of 0.6 inches in diameter; afterwards concrete was injected. In this way an anchoring strength of 2300 Tn at the U.L.S. was provided, or approximately one half of this figure at the S.L.S.

When the anchorages to the rock had been finalised, the cable guys were inserted into the deck (Figure 29). To avoid bending stress in the cables, deflectors were incorporated, specifically designed for this case. They were located both at the exit point of the deck and at the exit point of the rock anchorage. For the guys, ordinary prestressed cords were employed, protected from corrosion by means of a coating of grease applied by hand. Since this coating gradually dirtied the whole site, it was decided to use cords covered with a black polyethylene jacket for the cross beams.

In the guys on the other bank, the bare hand-greased cords were still used since it would have been necessary to strip the jacketed cords for the full length of the anchorage in order to ensure correct bonding. In addition, in this case, the drops of grease fell onto the granite slope below, where it was less noticeable than on the arch. The guys were tightened in various steps to the specified force, the jacks were set and the dynamometric cells put in place under the anchorages (Figure 30). The coincidence between jacks and cells was not actually very good in the lower loading arm, but it was gradually improved until, in the upper section, it coincided.

From this point the out-building of the cantilever over the dam itself commenced. The first arch span had to be positioned appropriately so that the rest of



Figura 31. Primer tramo de arco.
Figure 31. First arch segment.



Figura 32. Voladizo del semiarco de la margen derecha.
Figure 32. Half-arch cantilevering on right-hand bank

the arch would be positioned correctly without having to shorten later the successive members. For these reasons, this first span was positioned in two stages: in the first a segment of about 8 m was collocated with base plate (Figure 31). It was orientated by being supported on the lock nuts of the Dywidag rods left under the template and, once its position had been verified, the nuts were tightened and the following sub-span mounted. This was welded to the preceding one while suspended from the gantry. Next the first cross beam was assembled and put in tension in order to release the arch from the girder. The actual physical positioning was checked once more and, once verified, the container left between the base plate and the abutment was filled with shrinkage-free mortar.

The first pier was then brought up and welded to the end of the arch in a vertical position. When the deck was collocated, it was discovered that its length

did not meet the required tolerance. This parameter was defined by the maximum free welding distance with respect to the preceding deck segment. The deck segment could not be pushed further back because the pier backwalls had to coincide exactly with the latter's metal plates. Finally what was done was to weld only the central two-thirds of the two side faces of the arch pier, forming in this way an articulation at the base of the pier which would permit it to be tilted within a few tenths of a degree - sufficient to make the deck segment coincide with the previous segment within the planned tolerance (10 mm).

The building out of the cantilever continued according to plan (Figure 32) and on concluding the second frame, it was found that there was a slight twisting of the arch due to geometrical imprecision that had occurred in the workshop during the construction process. The overshoot of one edge with respect to the other reached about 2 cm

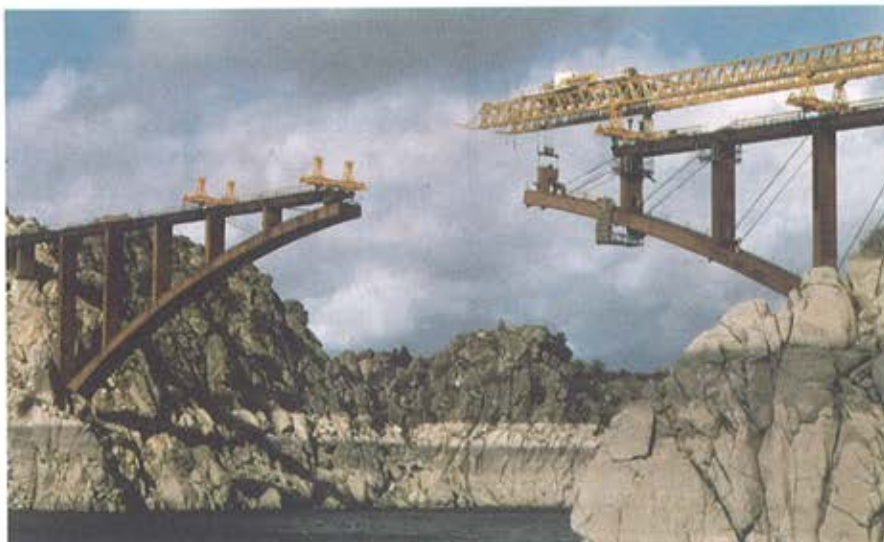


Figura 33. Avance en voladizo del semiarco de la margen izquierda
Figure 33. Launching gantry progress of left-hand bank half-arch

las no fue muy buena en la rama baja de las cargas; pero fue mejorando hasta coincidir en la zona alta.

A partir de ese momento comenzó el avance en voladizo sobre el embalse propiamente dicho. El primer tramo de arco debía orientarse convenientemente para que el resto del arco quedara en su posición correcta sin necesidad de recortar después las piezas sucesivas. Por todo lo cual este primer tramo se colocó en dos fases, en una primera se colocó un tramo de unos 8 m con la placa de base (Figura 31). Se orientó apoyándose en las contratuercas de las barras Dywidag dejadas debajo de la plantilla y, una vez comprobada su posición, se apretaron las tuercas y se colocó el subtramo siguiente. Este se soldó con el anterior manteniéndolo suspendido del lanzador. Después se colocó la primera diagonal y se la puso en tensión para soltar el arco del lanzador. Se comprobó una vez más la topografía y, verificada ésta, se rellenó el cajetín dejado entre la placa de base y el estribo con mortero sin retracción.

Se trajo la primera pila y se soldó sobre el extremo del arco en posición vertical. Cuando se colocó el tablero se comprobó que la longitud del mismo no cumplía con la tolerancia pedida. Ésta venía determinada por la distancia libre máxima de soldadura con el tramo de tablero anterior. No se podía echar el tablero hacia atrás porque los diafragmas de pila tenían que coincidir exactamente con las chapas de la misma. Por ello lo que se hizo fue soldar solamente los 2/3 centrales de las dos caras laterales de la pila al arco, formando así una articulación en la base de la misma que permitía inclinarla unas décimas de grado. Lo suficiente para hacer coincidir el tramo de tablero con el tramo anterior con la tolerancia prevista (10 mm.)

Se siguió con el avance en voladizo según estaba previsto (Figura 32) y al terminar el segundo recuadro se comprobó que había un pequeño revirado del arco debido a imprecisiones geométricas durante la construcción en taller. La sobre elevación de un borde respecto al otro alcanzaba los 2 cm en el extremo delantero del arco (es decir un peralte transversal del 0.5%) aproximadamente. Se investigaron los revirados que presentaban los siguientes tramos de arco que ya estaban fabricados en taller



Figura 34. Lanzamiento del tramo de clave.
Figure 34. Carrying out the key segment.

y se comprobó que el error que se iba a acumular era aún mayor. Probablemente el fenómeno se debía a que los arcos se construían colocando las cuadernas transversales sin las cruces de San Andrés, que necesariamente había que dejar para el final porque había que colocar los aligeramientos en retirada. Se tomaron las medidas oportunas para que no se siguieran produciendo estas deformaciones durante la fabricación. Se colocaron diagonales temporales de trabajo durante el montaje. Se comprobaron periódicamente los reviros durante la fabricación, si hubieran pasado de un valor acumulado de 4 cm (cosa que no llegó a ocurrir) se hubiera desarmado la pieza y recuperado la geometría. Por otra parte para arreglar el problema de las piezas ya fabricadas se decidió desarmar todas las aristas longitudinales del arco del tercer recuadro en su extremo dorsal en una longitud de 1.75 m aproximadamente. De este modo el arco se podía soldar llevando las chapas sueltas del extremo dorsal a coincidir con el extremo frontal del tramo segundo que estaba virado 0.5%; mientras que el extremo frontal de este arco tercero se mantenía completamente horizontal en dirección transversal. Naturalmente el extremo del tramo de arco desarmado, no se podía apoyar en el tramo anterior, así que hubo que disponer unas vigas para apoyar en la primera cuaderna no desarmada. De este modo se recuperó el revirado. Después no hubo necesidad de volver a desarmar más tramos, excepto la pieza central que ya de taller salió desarmada en uno de sus dos extremos para poder acoplarse a los dos semiarcos en voladizo que, naturalmente, tenían diferente error de peralte transversal.

Debido a este problema geométrico de revirado se realizó una investigación bastante exhaustiva que descubrió que algunas pilas no respetaban la tolerancia pedida en su coincidencia con los diafragmas que se habían previsto en el arco y en el tablero para las mismas. Piénsese que las chapas de estas pilas estaban entre 15 y 20 mm. de espesor según los casos, y que por tanto un error en el posicionamiento de 1.5 ó 2. mm suponía una merma de sección del 10% para el nudo. Por eso hubo que proceder a una reparación de todos aquellos nudos que tenían más de esta tolerancia.

Para resolver esta merma de sección en los nudos, se soldaron en las chapas de la pila o en los diafragmas del tablero o en los del arco (los que cayeran al interior para que no se vieran) unas chapas que aumentaban su espesor hasta respetar la tolerancia de la coincidencia con las de los diafragmas. Naturalmente estas chapas llevaban ranuras verticales para la soldadura, a fin de que transmitieran el esfuerzo rasante entre el refuerzo y la chapa original. Por otra parte en el momento que se detectó el problema se tomaron medidas para que esto no volviera a suceder con las pilas que estaban por fabricar. Para ello se replantearon en la cara superior de los arcos y en la inferior de los tableros, ocho pequeñas cartelas que obligaban a posicionar la pila con error menor de 1 mm. respecto de los diafragmas interiores de ambas piezas.

Finalmente se llegó al centro del arco y se trajo la pieza de clave (Figura 34) que se colocó con una increíble precisión en su longitud pues entró con 3 mm

at the forward end of the arch (i.e. a transversal rise of 0.5% approximately). An investigation was carried out of the twisting present in the following arch spans that had already been built in the workshop and it was found that the error that was going to accumulate was even greater. The effect was probably the result of the arches being constructed by mounting the transversal frames without the X-beams, which necessarily had to be left to the end because the weight-relieving elements had to be mounted afterwards. Appropriate steps were taken in order to avoid these deformations arising during production. Temporary working cross beams were mounted during assembly. Periodical checks were made for twisting during the production process. If the accumulated value had exceeded 4 cm (something which did not occur), the member would have been disassembled and the geometry corrected. On the other hand, in order to remedy the problem with the members already manufactured, it was decided to dismount all longitudinal corner bars of the arch from the third frame on its back side for a length of 1.75 m approximately. In this way the arch could be welded by making the loose plates of the back side coincide with the front end of the second span which was twisted through 0.5%; at the same time the front extremity of this third arch was kept completely horizontal in the transversal direction. Naturally the extremity of the disassembled arch span could not be rested on the preceding span, for which reason beams had to be brought up to provide a resting point on the first frame not disassembled. In this way the twisting effect was eliminated. After this there was no requirement to disassemble more spans, except for the central member which left the workshop already disassembled at one of its two ends so that it could be coupled to the two overhanging half-arches which, naturally, had a different transversal rise error.

Due to this geometrical difficulty which arose with twisting, a fairly exhaustive study was made which showed that certain piers did not meet the required tolerance for them to coincide with the templates that had been provided for them on the arch and on the deck. Remember the plates for these piers were between 15 and 20 cm in thickness, depending on the case in

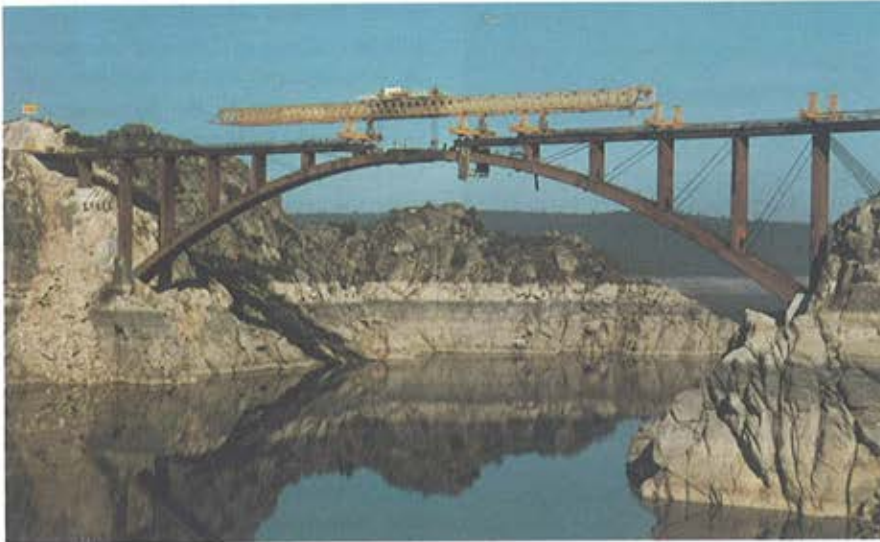


Figura 35. Colocación del tramo de clave.
Figure 35. Positioning the key segment.

point, and that, consequently, an error in positioning of 1.5 to 2 mm implied a section shrinkage of 10% for the joint. For this reason, repair work had to be undertaken for all those joints that were outside this tolerance.

To overcome this section shrinkage at the joints, a number of metal plates were welded to the pier plates or to the backwalls of the deck, or of the arch (those that lay on the inside so that they would not be visible). These plates had a thickness that increased in accordance with the tolerance for coincidence with those of the backwalls. Naturally these plates had vertical slots for the welding, so that they would transmit the shearing force between the reinforcement and the original plate. In addition, as soon as the problem had been detected, steps were taken to ensure that this would not recur with the piers still to be produced. To achieve this, eight small templates were situated on the upper face of the arches and on the lower face of the decks; these forced the arch to be positioned with an error of less than 1 mm with respect to the inside backwalls of both members.

Finally the middle of the arch was reached and the key piece brought up (Figure 34) and inserted in position with an incredible exactness in its length, entering with a tolerance of a mere 3 mm. After being welded at both ends, the bridge was ready for concrete pouring (Figure 35). The concreting process of each stage of the arch was expected to last one whole day and well into the night. On the other hand, for the reasons expressed above, it was of inte-

rest to keep the concrete fresh during each stage until pouring had concluded. In addition it had to harden without having a thermal gradient in the arch and have sufficient strength once this gradient appeared. From the readings made of the temperature gradient by the instruments on the arch during the course of the work, it was observed that on sunny days the gradient started to become evident about 9 a.m. and would disappear about midnight. For this reason it was decided to use a retardant in the concrete which offered a decreasing period of delay which varied from 17 hours for the concrete poured at 9 in the morning to 2 hours for the last buckets poured at 10 at night. The concrete was dosed such that by the following morning (nine hours old), it had a strength of 150 kg/cm², which was sufficient to overcome the effect of the gradient. In addition this concrete had to penetrate all crannies existing inside the arch, some of which were fairly narrow and full of ironwork; as a result it was decided to employ a strong liquifier that would provide the appropriate consistency. On the other hand since the concrete was poured in the month of February, there was the risk of freezing which would ruin the concrete. To this end, an anti-freezing additive was on hand to be used according to the weather forecast, together with blanketing and stoves to protect the arch. Finally the concrete at the joins of the arch with the piers required, according to calculations, a degree of tensile strength, for which reason, in these sections, steel fibre was added to the concrete at the inlet to the concreting pump.

de holgura. Se soldó por sus dos extremos y el puente quedó listo para hormigonar (Figura 35). En el hormigonado de cada fase del arco se esperaba tardar un día hasta bien entrada la noche. Por otra parte, por las razones expuestas, interesaba que el hormigón estuviera fresco hasta que se terminara de verter el hormigón de cada fase. Además debería endurecer sin gradiente térmico en el arco y tener la suficiente resistencia cuando este gradiente apareciera. De las medidas de gradiente de temperatura que se habían leído en la instrumentación del arco durante la obra, se deducía que los días de sol el gradiente empezaba a notarse a las 9 h y que desaparecía a partir de las 24 h. por ello se decidió que el hormigón fuera retardado con un período decreciente de retardo que variaba desde las 17 h para el hormigón que se colocaba a las 9 de la mañana hasta las 2 h para las últimas cubas que se colocaban a la 10 de la noche. El hormigón se dosificó para que a la mañana siguiente (9 horas de edad) tuviera una resistencia de 150 Kg/cm², lo que era suficiente para resistir el gradiente. Además este hormigón debía penetrar en todos los recovecos del interior del arco, y algunos eran bastante angostos y llenos de perfilería, por lo que se decidió utilizar un superfluidificante que proporcionara una consistencia adecuada. Por otra parte cuando se hormigonó era el mes de febrero y se temía la presentación de heladas que arruinaran el hormigón. Por ello se tenía preparado un aditivo anticongelante para usar según fuera el pronóstico meteorológico y unas lonas y estufas para envolver el arco. Finalmente el hormigón de los nudos del arco con las pilas necesitaba según los cálculos una cierta resistencia a tracción por lo que, en estas zonas, se añadía fibra de acero al hormigón en la entrada de la bomba de hormigonado.

El hormigón se vertió y se vibró por cuatro filas de taladros circulares dejados en la cara superior del arco. Al día siguiente se investigaba por el sonido si el hormigón había llenado hasta el techo o si se había despegado del mismo. Se encontró que había muchas zonas en que, bien sea por retracción bien sea por dificultades de llenado, el hormigón se había despegado del techo. Por ello, tal y como estaba previsto en proyecto, se realizaron los oportunos taladros y se inyectó prácti-



Figura 36. Gatos en el interior de la clave.
Figure 36. Jacks inside the key member.

camente toda la cara superior del arco con lechada de cemento.

Antes de dar continuidad al arco cerrando la clave con las chapas indicadas en proyecto se realizó la última apertura de gatos para compensar el acortamiento elástico del resto de la carga permanente y el diferido total. Se procedió entonces a cerrar la clave en tres fases: en una primera se soldaban las cuatro chapas del centro de las caras de la sección a ambos extremos de los semiarcos, en una segunda se empujaban los gatos contra su neopreno de asiento para abrir la tuerca que les bloqueaba, (Figura 36) se recogían y se retiraban, y en una tercera se soldaban las cuatro esquinas entre los dos semiarcos. Sin embargo la retracción térmica de las chapas de la primera fase fue mayor de la prevista y aprisionó los neoprenos con tal fuerza que los gatos no eran capaces de comprimirlos para liberar la tuerca de bloqueo.



Figura 37. Forjados acopiados en obra.
Figure 37. Deck slabs stockpiled on site.

La solución de dejar los gatos perdidos dentro del hormigón no era posible ya que interferían con las chapas de las esquinas que había que colocar para cerrar el arco. Así que se realizaron unos cálculos para ver hasta donde se podía empujar con los gatos sin comprometer la seguridad de los mismos ni de ninguna parte del arco. Se fue elevando la fuerza de empuje para el primer gato y alcanzado un valor alto de la misma sin lograr la apertura, se consultó con el fabricante y se decidió llevar el gato hasta su límite superior de 800 Tn. El neopreno empezó a ceder, pero la tuerca de bloqueo se apoyaba de forma asimétrica en uno de sus lados por lo que se necesitaba una gran fuerza para abrirla. Así, manteniendo la carga de 800 Tn en el gato principal, se acopló otro gato en sentido tangencial a la tuerca y se empujó con un fuerza de unas 25 Tn. Entonces la tuerca cedió, con lo que el gato se pudo cerrar y extraer para reponer las chapas de la esquina. Después se realizó la misma operación con los demás gatos y se colocaron las chapas de las esquinas, con lo que quedó terminada la dovela de cierre y se procedió al hormigonado de la cámara de clave. Finalmente, cuando estuvo colocado el forjado para poder entrar con una grúa y camiones, se desmontó el manguito dividiéndolo en seis piezas y se retiró.

Las losas del forjado se prefabricaron en obra con hormigón de 250 Kg/cm² utilizando una serie de moldes muy sencillos que incorporaban unos tapes laterales con peines para dejar salir la armadura en lazo por ambas caras dorsal y frontal. Estas armaduras no estaban en el mismo plano en ambas caras; sino decaladas 2 cm para poder colocar los forjados sin que tropezaran las unas con las otras. A medida que las losas del forjado se iban fabricando, se almacenaban en obra para tener el acopio necesario para el lanzamiento, que era mucho más rápido (Figura 37).

Antes de colocar las losas del forjado se soldaron los jabalcones al tablero. Esto se hizo con un pequeño pórtico rodando sobre las platabandas superiores del tablero y unos andamios ligeros colgados a los costeros del mismo. Para colocar las losas del forjado se fabricó un carro que rodaba sobre unas vías dispuestas sobre el forjado ya colocado. Este carro levantaba sus patas adecuadamente para posicionar cada losa

The concrete was poured and vibrated through four rows of circular holes left in the upper face of the arch. On the day following, a sounding check was made to see if the concrete had filled up to the ceiling or if it had become unstuck from it. It was found that there were many zones where, either through shrinkage or for filling difficulties, the concrete had become unstuck from the ceiling. As a result, as had been foreseen in the project, appropriate drill holes were made and cement slurry was injected into practically the whole of the top face of the arch.

Before permitting arch continuity by closing the key piece with the plates prepared in the project, a final opening of the jacks was carried out to offset the elastic shortening of the rest of the permanent load and the total delayed contribution. The procedure was then to close the key in three steps: first, the four plates were welded in the centre of the faces of the section to both extremities of the half-arches; second, the jacks, were thrust against their Neoprene bearings to open the nut that blocked them (Figure 36), and then they were collected and removed; and third, the four corners were welded between the two half-arches. Nevertheless, the thermal retraction of the plates in the first stage was greater than that expected and trapped the Neoprene bearings with such a force that: the jacks were unable to compress them in order to free the blocking nut.

The solution of abandoning the jacks inside the concrete was not possible since they would have interfered with the corner plates that had to be mounted to close the arch. In the light of this, a series of calculations were made to see how far it was possible to push with the jacks without risking their safety, or that of any part of the arch. The thrust force was raised gradually and a high value reached but without achieving opening; the manufacturer was consulted and it was decided to push the jack to its upper limit of 800 Tn. The Neoprene bearing started to give, but the blocking nut was positioned asymmetrically on one of its side and consequently required a very great force to open it. Thus, keeping the load of 800 Tn on the main jack, a second jack was connected in a tangential arrangement to the nut and provided a thrust of about 25 Tn. The nut gave way, permitting the jack to



Figura 38. Colocación de forjados.
Figure 38. Positioning deck slabs.

be closed and withdrawn in order to replace the corner plates. The same operation was then done with the other-jacks and the plates were mounted on the corners, allowing the closing segment to be completed and concrete pouring to be done in the key piece chamber. Finally, when the forging work was in place, to admit the entry of a crane and trucks, the sleeving was dismantled, dividing it into six pieces, and taken away.

The forged slabs were precast on site with 250 kg/cm^2 concrete, making use of a series of very elementary moulds which incorporated side covers with grooves to permit the looped reinforcement to project through both the front and rear faces. This reinforcing was not in the same plane on both faces, but displaced by 2 cm in order to allow the forging assemblies to be mounted without interfering with each other. In the measure that the forged slabs were produced, they were stored on site in order to have a stockpile ready for emplacement, which was a much quicker process (Figure 37).

Before assembly of the forged slabs in position, the transverse beams were welded to the deck. This was done with a small mobile gantry that ran along the top strip plates on the deck and a light scaffolding assembly that hung from the deck ribs. To position the forged slabs, a vehicle was designed that travelled along tracks mounted on the forging already in place. This vehicle could rise up on legs in such a way that the slab (Figure 38) could be suitably placed in position, then resume travelling along the tracks in order to go and collect another one. They were located on the metal part of the deck, on both sides of the arch, symmetrically. Its performance was very good and in two weeks all the slabs had been put in position. The casings for the shear connectors were



Figura 39. Vista del forjado desde abajo.
Figure 39. View of the deck from below

concreted into place with shrinkage-free mortar and the transversal joints with well cured concrete. When the forged work was completed, the effect of the combination of slabs and transverse beams viewed from below gave the impression of coffering (Figure 39).

The impost was finished in white concrete and the handrail, of the standard type, was also painted white. In addition a double, flexible crash barrier was mounted to provide maximum protection for vehicles and prevent falling into the dam.

After laying the pavement, the bridge was subjected to the obligatory loading test (Figure 40). Due to the difficulty of measuring the rise at the centre of the arch, it was decided to "measure axial and bending forces". To do this, extensometric bands were situated on the upper and lower faces of a number of predetermined sections. From the unit deformations encountered, the stresses normal to the section were obtained, and from these, the forces. Clearly Young's modulus for steel was one piece of information, that of the concrete was adjusted by the least squares procedure, resulting in a higher strength than that expected. In this way the true results of the test actually coincided to within 5% with the theoretical calculations. Finally, on July 26th 1995, only eighteen months after the start of work on site, the Ricobayo Arch Bridge was put into service.

(Figura 38) y luego volvía a rodar sobre las vías para ir a buscar otra. Se colocaron sobre la parte metálica del tablero simétricamente a un lado y otro del arco. El rendimiento fue muy alto y en dos semanas se colocaron todas las losas. Los cajetines para los conectadores se hormigonaron *in situ* con mortero sin retracción y las juntas transversales con hormigón bien curado. Cuando el forjado quedó terminado el conjunto de las losas y los jalalcones vistos desde abajo se asemejaban a un artesonado (Figura 39).

La imposta se prefabricó en hormigón blanco y la barandilla, de tipo convencional, se pintó igualmente de blanco. Además, se colocó doble barrera flexible para mayor seguridad de los vehículos frente a una caída al embalse.

Después de extender el pavimento el puente se sometió a la obligada prueba de carga (Figura 40). Dada la dificultad de medir las flechas en el centro del arco se decidió "medir los esfuerzos axiales y flectores". Para ello se colocaron bandas extensométricas en las caras superior e inferior de una serie de secciones predeterminadas. De las deformaciones unitarias medidas se deducían las tensiones normales a la sección y de ellas los esfuerzos. Evidentemente el módulo de elasticidad del acero era un dato, el del hormigón se ajustó por mínimos cuadrados resultando una resistencia más alta de la esperada. De este modo los resultados reales de la prueba coincidieron con error menor del 5% con los valores teóricos. Finalmente, el día 26 de julio de 1995, sólo año y medio después del inicio de las obras, el Arco de Ricobayo fue puesto en servicio



Figura 40 Prueba de carga.
Figure 40 Load test.

El enlace de La Zarzuela de la M-40 en Madrid

The Zarzuela junction of M-40 in Madrid

Hugo Corres Peiretti, José Romo Martín, Alejandro Pérez Caldentey,
Jorge Calvo Benítez y Jorge Torrico Liz



FHECOR Ingenieros Consultores

RESUMEN

El enlace de la Zarzuela se encuentra en el límite entre los Tramo I y II del Cierre Norte de la M-40. En un espacio relativamente pequeño, se concentran más de 32.750 m² de estructuras (de las que sólo se describen aquí las más representativas) que resuelven distintos movimientos de conexión entre la M-40, la M-30 y la Carretera de El Pardo. El encaje y la elección de la tipología estructural se plantearon con el fin de sistematizar adecuadamente el proceso de construcción, lo que resultaba necesario dados los plazos establecidos para la construcción. La obra se inauguró en julio de 1996.

SUMMARY

The Zarzuela Junction is located at the limit between Stretches I and II of the northern closure of Madrid's fourth ringroad M-40. In a relatively small space, more than 32.750 m² of structures (only the most representative of them are here described) solve the different

movements of connection between M-40, M-30 (Madrid's third ringroad) and the road to El Pardo. The definition and selection of the structural typology were planned with the purpose of systematizing the construction process, a required condition, given the short delays established for the construction. The work was inaugurated in July 1996.

I. INTRODUCCIÓN

El enlace de la Zarzuela se encuentra en el límite entre los Tramos I y II del Cierre Norte de la M-40, sobre el río Manzanares y la Carretera de El Pardo. En un espacio relativamente pequeño, se concentran 2.247,20 m de viaductos o puentes y un total de 32.750,00 m² de estructuras, de las que sólo se describen aquí las más representativas, que resuelven distintos movimientos de conexión entre la M-40, la M-30 y la Carretera de El Pardo. El encaje y la elección de la tipología estructural se plantearon con el fin de lograr una solución funcionalmente satisfactoria, con el menor impacto posible, con una calidad formal elegante, como corresponde a una obra periurbana de este tipo, y sistematizando adecuada-

mente el proceso de construcción, lo que resultaba necesario dados los plazos establecidos para la construcción. La obra se inauguró en julio de 1996.

La obra ha sido realizada por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, siendo el Director de la Obra D. José Ramón Paramio Fernández. La obra ha sido construida por Dragados y Construcciones, el Tramo I, y por una UTE formada entre OCP y AUXINI, el Tramo II. El proyecto y la asistencia técnica durante la construcción de las estructuras ha sido realizado por FHECOR Ingenieros Consultores.

2. VIADUCTOS

Viaducto principal

El enlace se articula en torno al viaducto principal (E-1) que asegura el cruce de la M-40 por encima del río Manzanares y la carretera de El Pardo. Este viaducto se compone de dos estructuras independientes de unos 575,00 m de longitud cada una. El



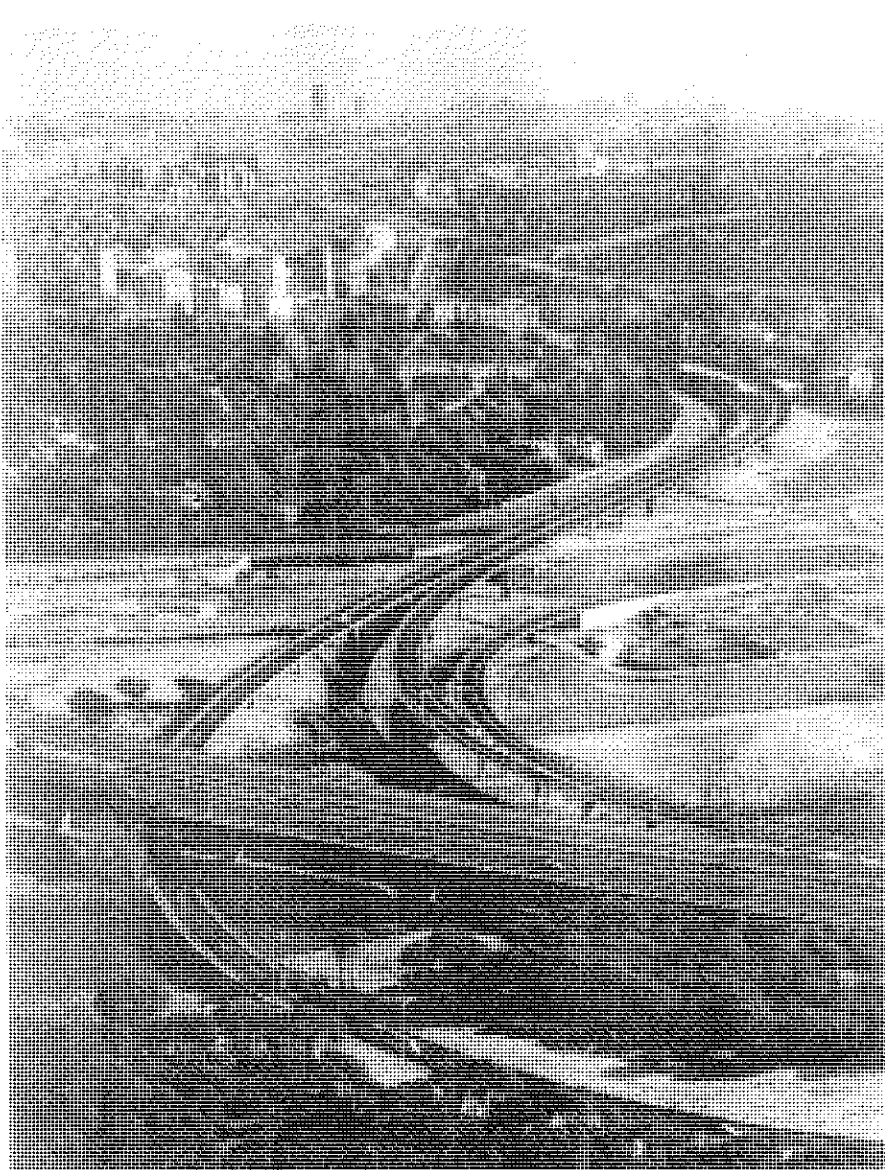


Figura 1 – Vista aérea del enlace de la Zarzuela.

- De la estructura de una de las calzadas debe salir una bifurcación, correspondiente a los enlaces de la M-40 con la Avenida de la Ilustración. Esta bifurcación (ver Figura 1 y Figura 2), se sitúa próxima al estribo 1 y constituye la conexión del viaducto principal con dos estructuras (E-7 y E-8) que corresponden a un tramo distinto de la M-40 y deben, por lo tanto, resultar independientes del viaducto.

La solución adoptada esta constituida por sendos tableros, uno por cada calzada, de hormigón pretensado de 18,95 m de anchura. La calzada derecha, en la zona de la bifurcación, tiene anchura variable, en una zona próxima al estribo 1, y más adelante presenta la separación de los ramales antes indicados. Ambos tableros tienen vanos de distintas luces siendo la máxima de 45,0 m.

La configuración de la sección transversal y la única pila por calzada planteada, con las características geométricas que se muestran en la Figura 3, tiene por objeto optimizar el comportamiento estructural, mejorar la calidad formal y el impacto de la solución. El tablero tiene un canto de 1,80 m y dos grandes voladizos laterales de 7,00 m de luz, resueltos sólo con armadura pasiva. La anchura inferior del tablero es de 5,0 m y coincide con el ancho de la pila. La pila es apantallada con una sección de 5,00 x 1,50 m². El tablero se construyó sobre cimbra, por tramos constituidos por un vano y 1/5 del siguiente.

tablero de cada calzada tiene de 18,95 m de ancho.

Para el encaje de la estructura y selección de la solución estructural se tuvieron en cuenta los condicionantes siguientes:

- El trazado en alzado es relativamente estricto y se sitúa unos 17,00 m por encima del terreno natural.
- La luz máxima de la estructura debía resultar de un equilibrio adecuado para permitir, por un lado, salvar los distintos obstáculos existentes y dar lugar, por otro lado, a un canto modesto, compatible con la altura de la rasante. Con un nivel de calzada de 17,00 m sobre el terreno natural, no parecía posible ir a luces de más de 45,00 m.

- Dada la longitud de los viaductos y el condicionante de luces indicado, la solución requería un gran número de pilas lo que suponía un impacto visual importante. Para aminorar este impacto resultaba necesario utilizar solo una pila por calzada y reducir lo más posible las dimensiones de las mismas.

Con objeto de reducir los desplazamientos en la unión del viaducto principal con los viaductos E-7 y E-8, en la zona de la bifurcación, se proyectó una unión monolítica pretensada entre el estribo 1 y el tablero. Ello, a su vez, dio lugar a la necesidad de disponer en el estribo 2 una junta de 70 cm de desplazamiento admisible, ya que el punto fijo

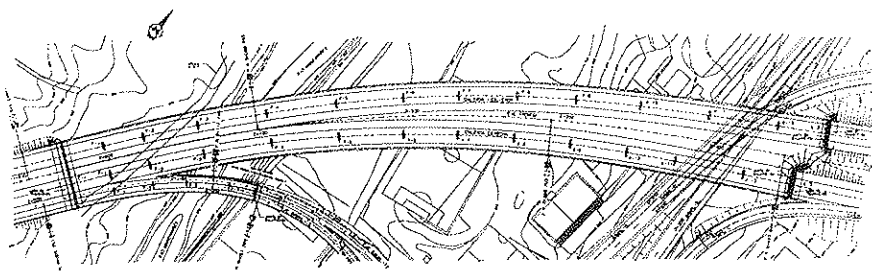


Figura 2. Viaductos principales. Planta.

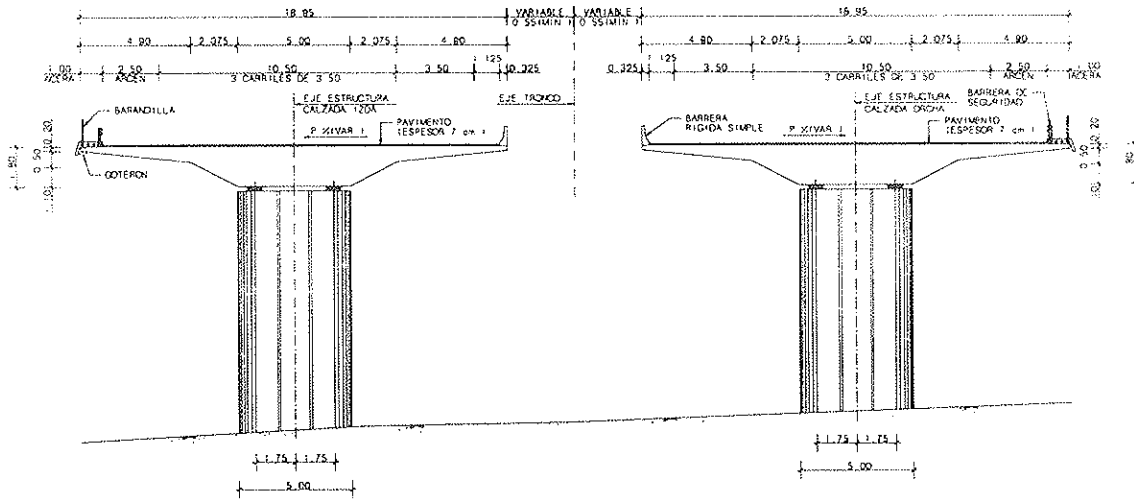


Figura 3. Características geométricas de la sección del tablero y las pilas.

de la estructura quedó situado en el estribo I. En cuanto a los apoyos en el viaducto principal se utilizan en todos los casos teflones. Sin embargo en la bifurcación del viaducto se utilizan neoprenos para controlar el movimiento de la junta. Los viaductos E7 y E8, por idénticas razones, se apoyarán sobre neoprenos en la zona próxima a esta junta y teflones en el resto de las pilas para poder materializar el punto fijo en la zona de unión de las dos estructuras y minimizar los movimientos en la junta.

Otro aspecto que cabe destacar es el tipo de solución adoptada para la junta que se proyectó entre el viaducto principal y los viaductos de enlace con la *Avenida de la Ilustración* (M-30). Una junta tradicional habría necesitado un ancho de pila mayor que el dispuesto (de 1,50 m), lo cual habría empeorado el aspecto del conjunto, o una pila duplicada, que hubiera resultado aun peor. Para evitar estas soluciones se dispuso una junta machihembrada, en la cual el tablero correspondiente al

pantalón de la Estructura 1 se apoya en la parte exterior de la pila, mediante una sección en forma de π en planta, mientras que el tramo correspondiente a los viaductos E-7 y E-8 se apoyan en la zona central de la pila. Con objeto de evitar una junta quebrada, la forma machihembrada se limita a la parte inferior de la sección, de tal forma que a nivel del tablero la junta es una junta recta tradicional. En la Figura 4 se muestran las características principales de este detalle.

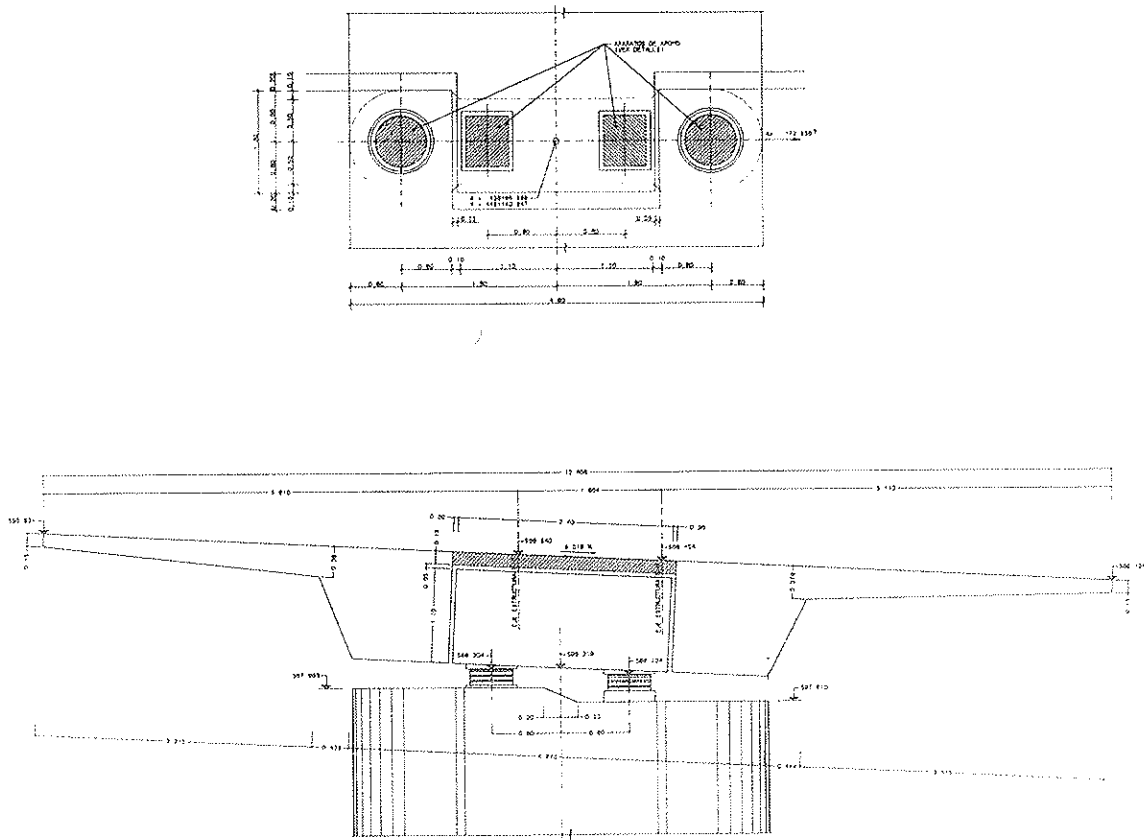


Figura 4. Solución estructural adoptada para la zona de junta de dilatación entre la bifurcación del viaducto de la calzada derecha y los viaductos de los ramales correspondientes a las estructuras E-7 y E-8.

Viaductos de enlace con la Avenida de la Ilustración

Los viaductos que permiten la conexión entre la M-40 y la Avenida de la Ilustración corresponden a las estructuras E-6, E-7 y E-8. Todos ellos tienen una longitud considerable y su encaje viene especialmente condicionado por los obstáculos existentes, que limitan de

forma muy importante las posibles posiciones de las pilas. En la Tabla 1 se indican la longitud, el ancho de plataforma y la superficie que tienen estas estructuras.

En todos los casos la solución adoptada fue de una losa aligerada de hormigón pretensado de 1,30 m de canto y una longitud de vano variable con 32,20 m de

luz máxima. El sistema constructivo del tablero fue el mismo que para los viaductos principales (Figuras 5 y 6).

Dependiendo de las características de los obstáculos a salvar las pilas son fustes circulares de 1,20 m de diámetro o pilas apantalladas, con una geometría similar a la de los viaductos principales, de 3,50 x 1,00 m².

Tabla 1. Información general de las estructuras 6, 7 y 8

Estructura	Longitud [m]	Ancho de la Plataforma [m]	Superficie [m ²]
E-6	543,60	9,00	4.478,00
E-7	443,30	9,00	3.989,70
E-8	175,10	8,00	1.400,80

3. PÉRGOLA

El ramal que permite el movimiento M-40 dirección N-I Avenida de la Ilustración presenta una problemática muy específica en su tramo final, en que el trazado cruza por encima de la Avenida de la Ilustración, con un gálibo estricto y con un esviaje extraordinario para transformarse en una rampa de acceso a esta misma vía.

La solución de este cruce sólo puede resolverse mediante una pérgola o una estructura singular tipo atirantada de poco canto. Esta última solución se desechó por su elevado coste. Sin embargo, no se trata de una pérgola tradicional, ya que la situación de la estructura merece una solución con mejores cualidades estéticas, aún empleándose unos medios similares a los utilizados en el resto de las estructuras del enlace. Teniendo en cuenta estas consideraciones, se optó por una solución de pérgola maciza de hormigón armado. Esta tipología tenía además la ventaja de ser aplicable a otras dos estructuras del Tramo I del Cierre Norte de la M-40. El resultado es una estructura con una planta muy especial, que se muestra en la Figura 7.

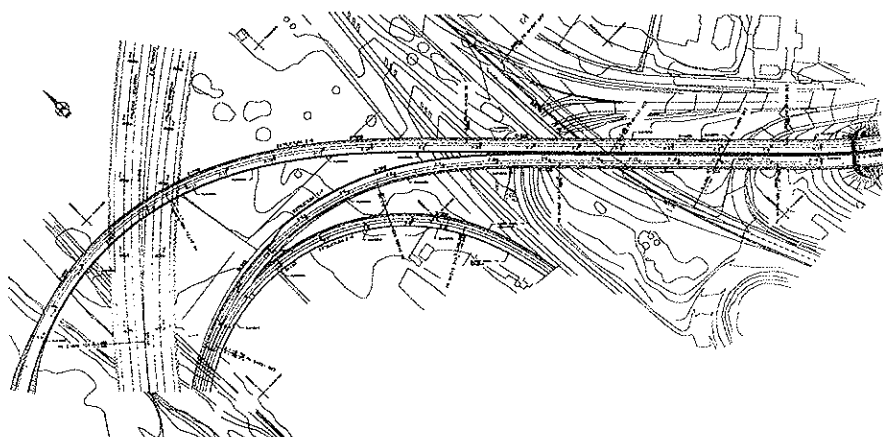


Figura 5. Viaductos de conexión entre la M-40 y la Avenida de la Ilustración M-30. Planta.

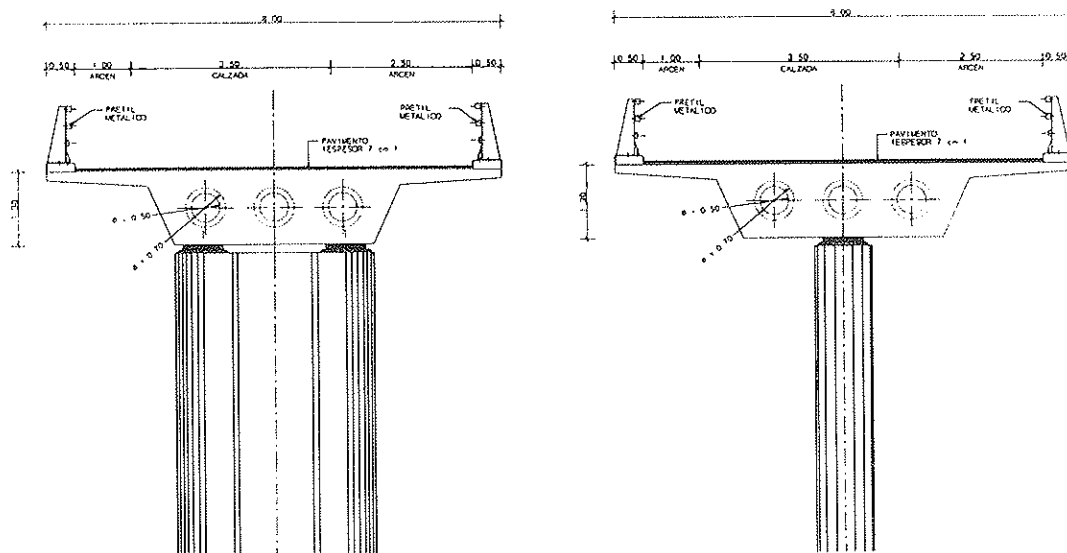


Figura 6. Características geométricas de la sección del tablero.

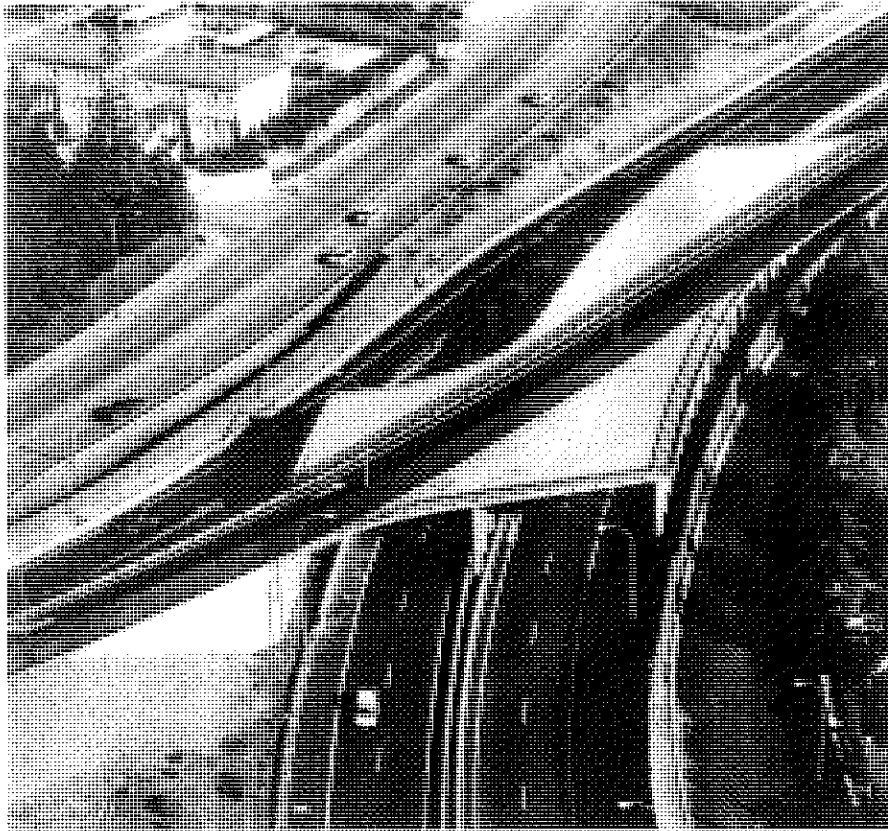


Figura 7. Vista aérea de la estructura sobre la Avenida de la Ilustración.

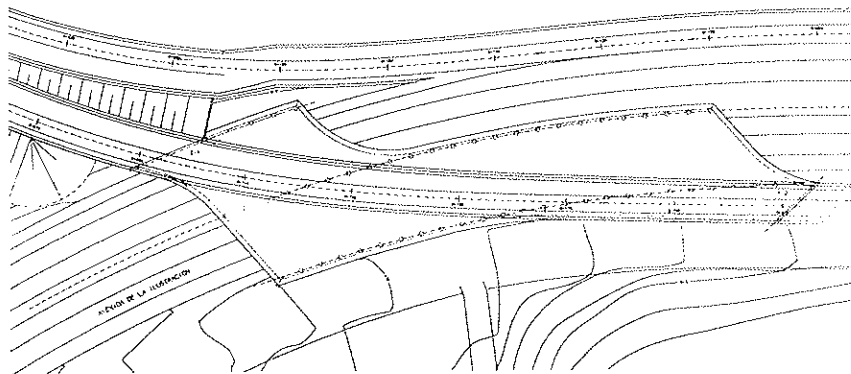


Figura 8. Estructura sobre la Avenida de la Ilustración. Planta.

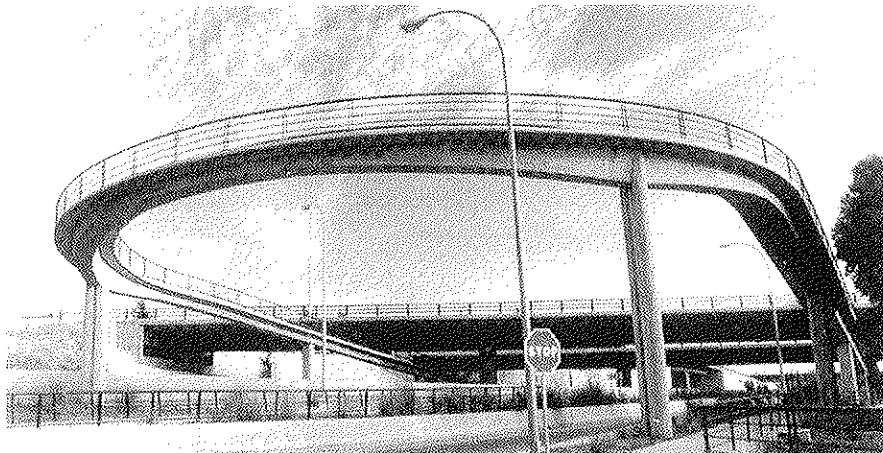


Figura 9. Vista de la pasarela peatonal sobre la Carretera de El Pardo.

La estructura adoptada es una losa de hormigón armado de 0,70 m de canto total que se apoya de la siguiente forma:

En el estribo 1, el más próximo a la M-40, que está formado por un muro de contención y una fila de fustes situados en la misma alineación.

En una línea de apoyo intermedia, constituida por una alineación de fustes situados en el eje de la mediana.

Y en el estribo 2, que está constituido por un muro de contención.

La pérgola queda configurada con dos luces de 15,00 m y una zona esviada, en la proximidad del estribo 2 (Figura 8).

Los fustes circulares son de 0,80 m de diámetro y están separados a 4,00 m. La unión entre el tablero y los fustes está resuelta con una articulación de hormigón. El tablero se ha empotrado en el hastial de los estribos.

4. PASARELA

A petición de los vecinos de la Urbanización Montelarreyna se añadió al conjunto el proyecto de una pasarela peatonal sobre la carretera de El Pardo. Debido a la limitación de espacios en esta zona y por tratarse de un elemento nuevo, el encaje de esta pasarela supuso un proceso muy complejo (Figura 9).

La solución adoptada está definida, en planta, por dos rampas rectas que transcurren paralelas a la Carretera de El Pardo y que la cruzan con una definición semicliptica. En alzado las rampas suben con una pendiente constante y el cruce de la carretera se hace prácticamente horizontal. El tablero está constituido por una viga de hormigón armado de ancho constante, geométricamente semejante a la utilizada en el resto de las estructuras, de canto 0,60 m y 15,00 m de luz máxima, en las rampas, y de hormigón pretensado de canto variable de 0,60 m a 1,00 m y 30,00 m de luz máxima, en la zona de cruce de la carretera y vanos contiguos (Figura 10). El tablero se hormigonó sobre cimbra, inicialmente los vanos pretensados y posteriormente, después de haber realizado el tesado de a armadura activa, los vanos armados.

Las pilas tienen una sección apantallada de 1,10 x 0,90 m², en el vano principal, y de 0,90 x 0,50 m², en los vanos de las rampas. El tablero está empotrado en las pilas del vano principal y apoyado sobre neoprenos en el resto.

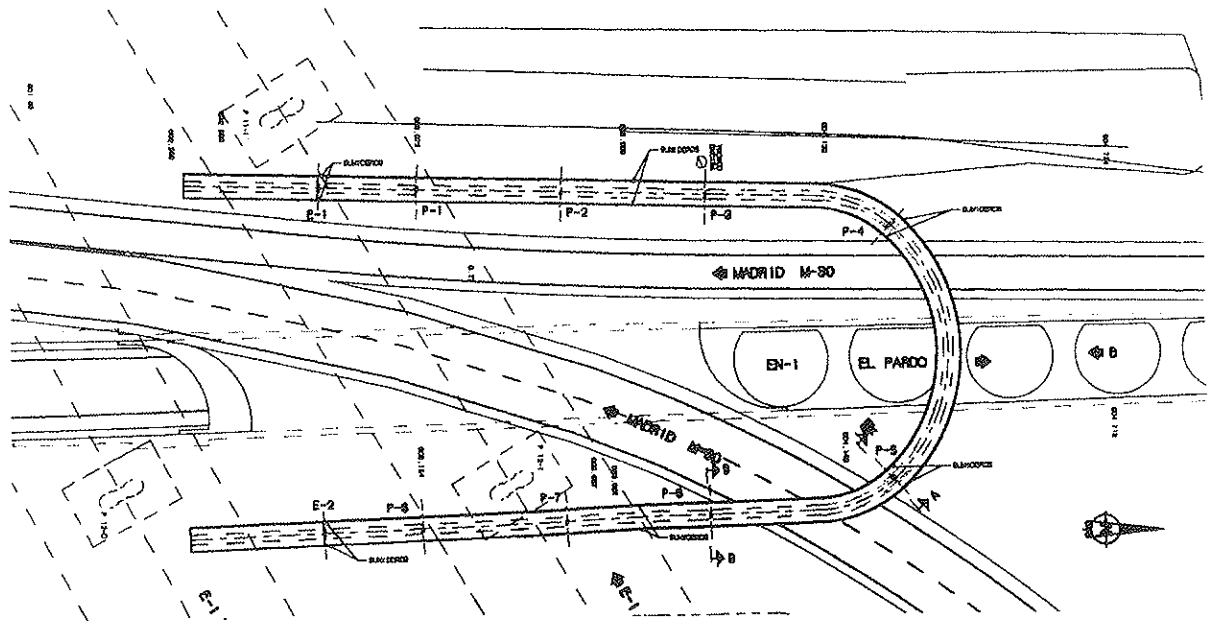


Figura 10. Pasarela peatonal sobre la Carretera de El Pardo. Planta.

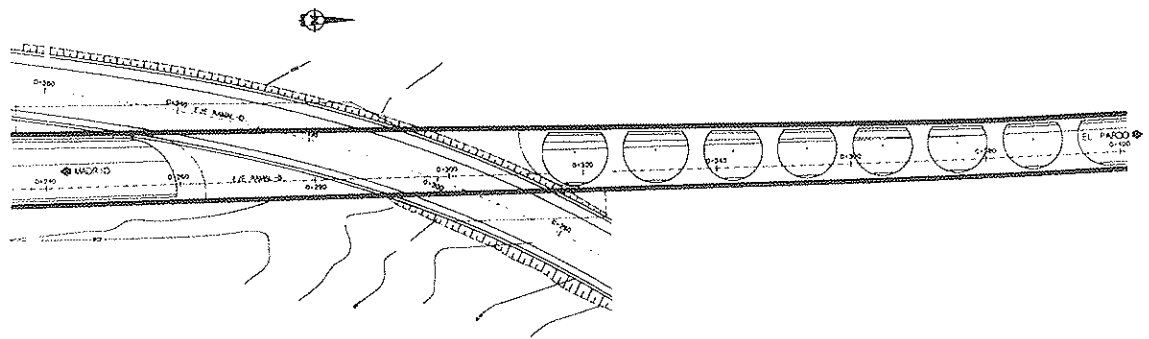


Figura 11. Paso inferior de la Carretera de El Pardo. Planta.

5. PASO INFERIOR DE LA CARRETERA DE EL PARDO

Por último, cabe destacar la estructura que da continuidad al carril dirección El Pardo de la Carretera de El Pardo y asegura el cruce, sobre esta carretera, del ramal que permite a los vehículos que circulan por la M-40 en dirección N-VI, incorporarse a la Carretera de El Pardo, dirección Madrid.

El paso inferior está formado por pantallas de pilotes y una losa superior maciza de canto 0,50 m de hormigón armado, en la zona de cruce del ramal, y otra también maciza de canto 0,25 m, fuera de dicho cruce donde sólo sirve de arriostramiento de la pantalla hasta que el gálibo vertical lo permite (Figuras 11 y 12).

El proceso constructivo de esta estructura fue el siguiente: a) ejecución

de las pantallas de pilotes; b) nivelación del terreno y regularización mediante hormigón pobre; c) hormigonado de la

losa superior sobre el terreno y, d) excavación del paso inferior por debajo de la losa.

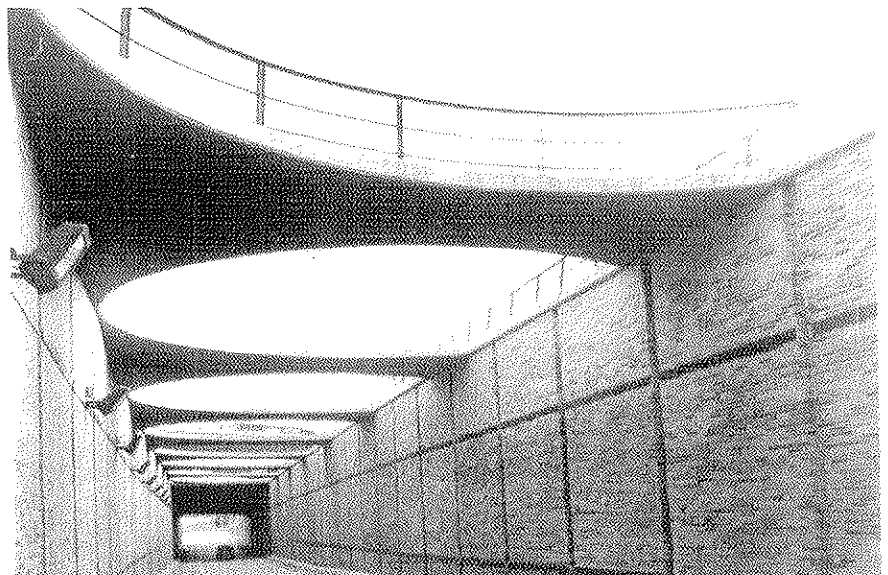


Figura 12. Vista del paso inferior de la Carretera de El Pardo.

Ampliación de un puente arco histórico en Castelló de la Ribera

Enlargement of an historical arch bridge in Castelló de la Ribera

Francisco Millanes Mato

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



Luis Matute Rubio

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

IDEAM, S.A.

RESUMEN

La ampliación del puente sobre el río Albaida en Castelló de la Ribera presenta una solución que permite, simultáneamente, mejorar la funcionalidad de las infraestructuras y preservar el Patrimonio Histórico.

El puente antiguo, formado por cuatro arcos de 32 m y relación flecha/luz 1/10, responde plenamente a los Modelos de Puente en Arco para carretera de J.E. Ribera, tipología que ha marcado la historia de los puentes en España a principios de siglo.

La solución llevada a cabo respeta formalmente la estructura existente mediante la ejecución a partir de elementos prefabricados (arcos, montantes, ménsulas) de un nuevo puente que queda perfectamente oculto dentro del anterior y que, liberando a este de las cargas actuantes, se amolda totalmente a su geometría. Se consigue de esta forma una calzada más ancha, adecuada al tráfico moderno, soportada íntegramente por el nuevo arco interior, pero con el aspecto formal del puente antiguo.

SUMMARY

The enlargement of the bridge over the Albaida river in Castelló de la Ribera offers a solution that allows, at the same time, the preservation of Historical Heritage and the suitable usage of the structure.

The ancient bridge fits to the arches typology defined by J.E. Ribera (four free span of 32 m and a rise/span ratio of 1/10), that played a very significant role in the Spanish bridge history at the beginning of the century.

The solution carried out consisted in placing a hidden prefabricated arch between the two existing ones, using the free space between them. The depth of the new arch was chosen so that it is totally hidden by the old bridge, thus totally respecting the appearance of the existing structure.

1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS INMEDIATOS

El actual puente sobre el Río Albaida ha supuesto para los habitantes de la comarca de la Ribera Alta del Xúquer la

consecución de un anhelo ampliamente sentido. La historia reciente de los puentes que intentaron unir las orillas de dicho río, a lo largo de la carretera que enlaza Puebla Larga con el Valle de Cárcer, ha sido jalonada por las destrucciones causadas por las riadas y los sucesivos esfuerzos de reconstrucción.

Cien años antes de que se construyese el puente actual, a principios del siglo XIX, tan sólo existía uno de madera que el municipio explotaba, pues cobraba 9 reales, en concepto de peaje para su mantenimiento, a cada persona que lo cruzase.

Dicho puente tenía que ser reconstruido después de cada avenida y si bien fue capaz de cubrir las necesidades del transporte de la primera mitad del siglo, se mostró totalmente insuficiente para encauzar la expansión económica que la comarca experimentó durante la segunda mitad de la centuria.

La implantación de un puente permanente se convirtió en una necesidad primordial y así, en los años 1880 y 1901 se inauguraron dos puentes, ya construidos con hierro, cemento y mampostería. Pero

su vida fue efímera, siendo destruidos por sendas riadas en 1884 y 1923.

El lunes día 13 de Octubre de 1930, fue inaugurado el nuevo puente construido por la Diputación de Valencia sobre el Río Albaida en la Carretera que une Sumacárcer y Puebla Larga. La obra presentaba las siguientes características: 170 m de largo, 6 m de ancho (incluyendo una calzada de 4,50 m y el resto para dos aceras), 11 metros de altura, 4 tramos de 32 m de luz cada uno y 8 m de cimentación. La obra, diseñada por el Ingeniero D. Arturo Monfort Domingo, tuvo un coste de 500.000 Ptas (Figuras. 1 y 2).

El puente de Castelló de la Ribera se ajusta a la Colección de "Modelos Oficiales de Puentes en Arco para Carreteras y Caminos Vecinales", llevada a cabo por D. José Eugenio Ribera, ingeniero que ocupa un lugar singular en la historia de la obra civil española y que influye decisivamente en el desarrollo de los puentes arco de su época. Dicha colección se puede consultar en el Tomo IV

de la obra "Puentes de Fábrica y Hormigón Armado", editado en 1.932 por Sucesores de Rivadeneyra (S.A.), así como en diversos números de la Revista de Obras Públicas de la época.

El puente de Castelló se ajusta muy fielmente a estos modelos de carreteras, con luces de 32 m y relación flecha luz 1/10 (ver Figura 3).

Tipológicamente estos puentes arcos se encuadran en los de bóvedas gemelas con tímpanos aligerados, que Ribera empleó por primera vez en el puente de Bolbardo sobre el Río Soja (Santander) en 1910, aunque arriostrando allí los arcos entre sí. En nuestro caso el enlace se produce exclusivamente a través de la losa superior, que se empotra en los montantes verticales situados cada 2 m, y que tienen un espesor de 0,25 m.

El canto de las bóvedas es ligeramente variable, adoptando un valor de 0,60 m en clave, zona en la cual se empotra la losa con la bóveda. El

ancho de cada bóveda es de 1 m, con una separación media entre bordes interiores de cada nervio de 2,10 m.

La armadura de las bóvedas está formada por pletinas no adherentes arriostradas entre sí, que fueron usadas durante el proceso constructivo como autocimbras, según un sistema constructivo que reducía considerablemente el riesgo debido a las frecuentes avenidas del río.

Los arcos se empotran en las pilas y estribos, formadas por una gran masa de hormigón ciclópeo. Las pilas tienen una altura que oscila entre 5,40 m y 6,30 m, con un talud inclinado de pendiente 1/10 a partir de una sección superior de 7,30 m de ancho y 3,25 m de canto. Las pilas descansan sobre una cimentación directa, compuesta por dos escalones, uno de 0,80 m y otro de 3,80 m, con sección rectangular de 10,50 m x 6,50 m aproximadamente. Los estribos muestran un esquema similar, aunque con ligeras variaciones en las dimensiones.

Las pilas y los estribos se rematan en una serie de molduras que sirven para romper la monotonía del plano vertical y para marcar la zona de arranque de las bóvedas.

Es de resaltar en cualquier caso la atención especial que se puso en los acabados del puente. Las farolas y las barandillas, de hierro forjado, procedentes de la fábrica de Hijos de V. Ferrer, constituyen un magnífico legado de la historia de la metalurgia valenciana. Las barandillas están dispuestas en tramos que discurren desde las pilas a las claves, donde se disponen elementos escultóricos que realzan el carácter singular de la estructura.

En las Figuras 4 a 8 se muestran diferentes aspectos del puente actual, antes de su ampliación.

2. NECESIDAD DE UN PUENTE NUEVO. POSIBILIDADES DE ACTUACIÓN

Las nuevas exigencias del tráfico moderno, el desarrollo de la economía general de la zona y el propio paso del tiempo han dejado obsoleta la capacidad funcional de la estructura existente. La calzada única de 4,5 m y las diminutas

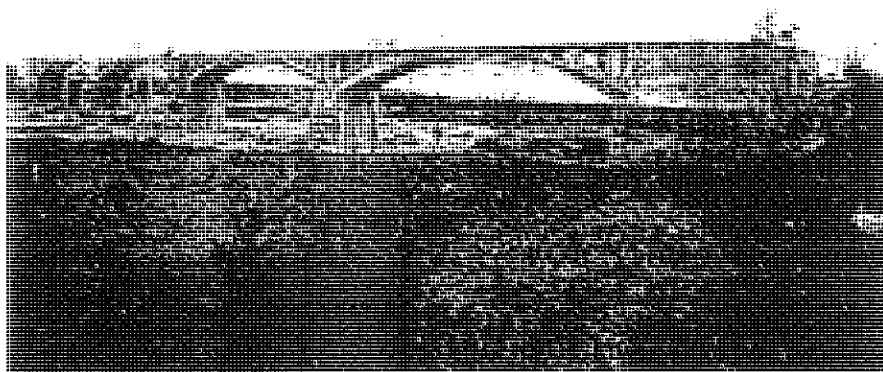


Figura 1



Figura 2

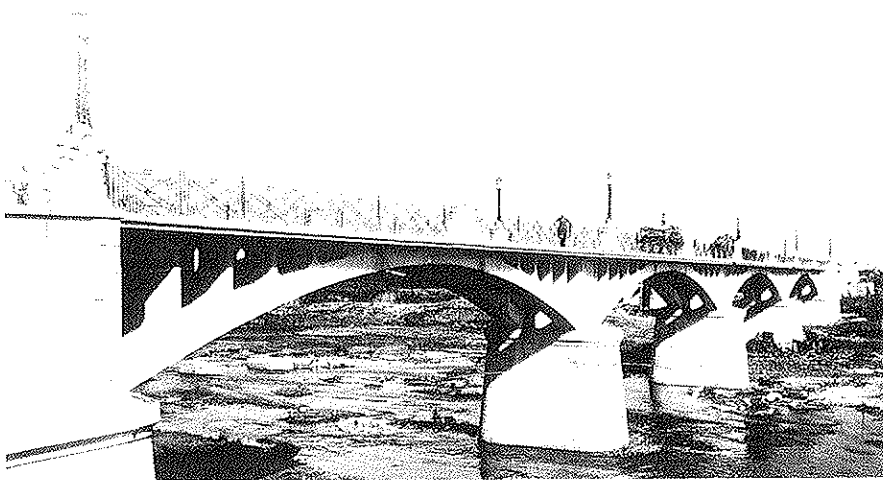


Figura 3

aceras de apenas 0,70 m, separadas de la calzada por un pequeño bordillo, suponen un cuello de botella importante dentro del eje Sumarcárcer-Puebla Larga. Además, el crecimiento de la zona urbana en los alrededores del puente le confiere a éste un marcado carácter semiurbano, con las consiguientes exigencias del tráfico peatonal.

Por tanto el tablero debía pasar de los 6 m actuales a un mínimo de 9,5 m, con dos carriles tipo urbanos de 3 m y unas aceras de 1,25 m, disponiéndose una barrera antichoque de separación entre ambas zonas.

Ante esta necesidad, la Diputación de Valencia incluyó entre sus objetivos prioritarios la ampliación del puente. Una vez planteado el problema, el abanico de soluciones era muy amplio, tanto desde el punto de vista técnico como económico y estético. Así, se contemplaron las siguientes posibilidades:

a) Demoler el puente existente y sustituirlo por uno completamente nuevo. Esta solución resultaba la más clara y cómoda constructivamente pero económicamente costosa y desde el punto de vista histórico y patrimonial rechazable, siempre que se encontrara otra alternativa técnica, estética y económicamente aceptable.

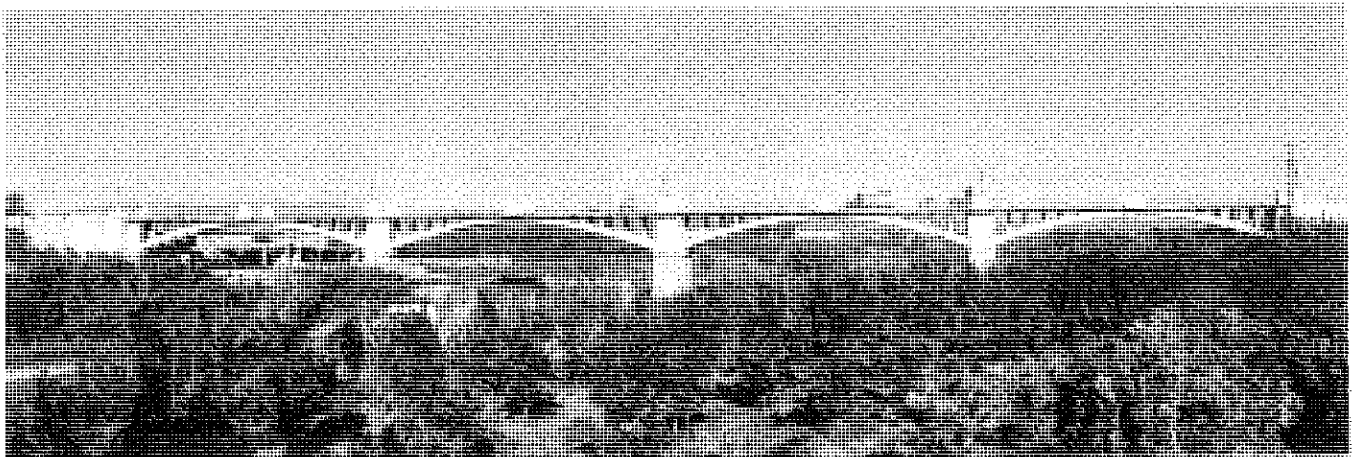
b) Plantear un puente en paralelo aguas arriba o aguas abajo del existente, dejando éste exclusivamente con un tráfico local y peatonal.

Esta opción mantenía las ventajas constructivas de la anterior y evidentemente no resultaba tan destructiva, pero presentaba diversos inconvenientes. En primer lugar, problemas de carácter estético y de integración, ya que al situar ambos puentes muy próximos se planteaba una dialéctica de confrontación, formal y visual, entre ambas estructuras de muy difícil solución. En segundo lugar, problemas de carácter funcional, al

modificar el flujo de tráfico dentro de la localidad, debiendo acondicionarse el viario para el paso de vehículos pesados y dando lugar a importantes afecciones y nuevos impactos sobre la actual configuración urbana. En tercer lugar, problemas de tipo económico, ya que para llevar a cabo esta opción sería necesario desviar considerablemente el trazado, dando lugar a una gran necesidad de expropiaciones, de elevado coste económico y social pues se invadirían amplias zonas de las huertas de frutales que rodean la localidad.

c) Plantear una ampliación de la estructura existente. Esta solución presentaba grandes problemas técnicos, al tratarse de una ampliación muy fuerte y excéntrica exteriormente respecto a los arcos existentes. Resultaba difícil aprovechar la estructura del puente antiguo para las nuevas cargas, ya que se trataba de una estructura muy esbelta, ya considerablemente solicitada, y que había sufrido un deterioro importante, presentando zonas con coqueas en el hormigón y con corrosión en las armaduras. Por otro lado, la calidad del hormigón presentaba serias dudas en cuanto a resistencia y homogeneidad, mientras que la colaboración del acero es muy discutible, dado su carácter no adherente, ya que se trata de pletinas, no de barras corrugadas, y la pérdida de recubrimiento y protección detectada en diversas zonas.

Por otra parte, la estructura de la ampliación debía imprescindiblemente integrarse formal, técnica y visualmente con la estructura del puente antiguo, sin ocultarla ni plantear conflictos con la misma. En pocas palabras, no parecía



Figuras 4 y 5. Alzado general del Puente Antiguo.



Figura 6. Plataforma del Puente Antiguo

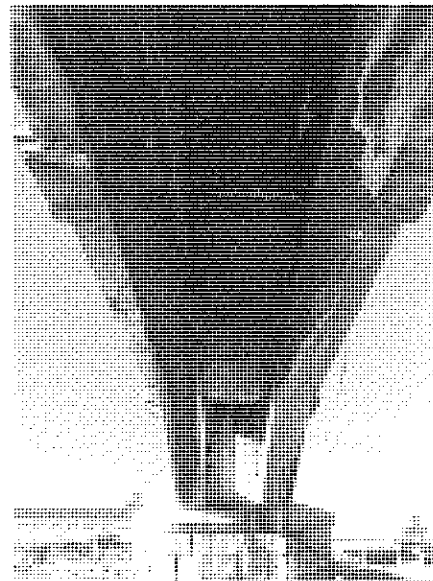


Figura 7. Vista Inferior.

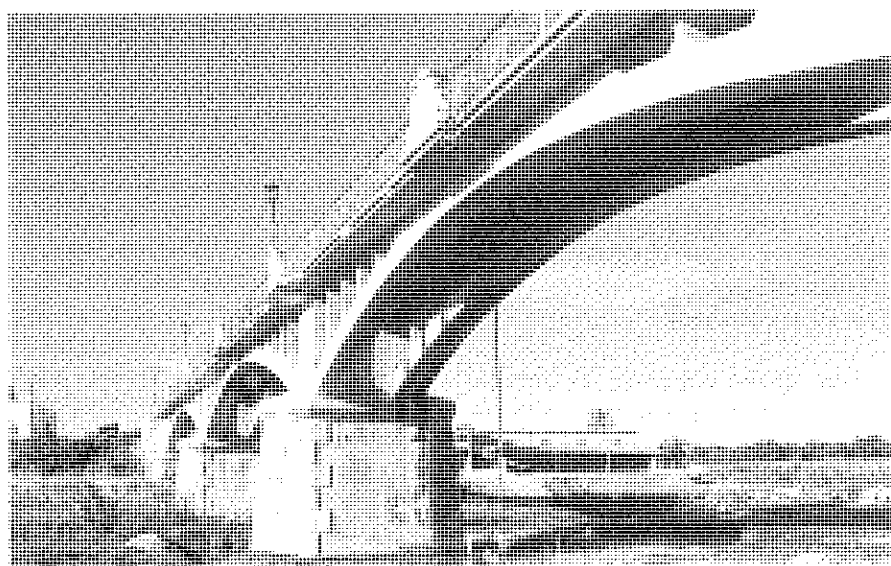


Figura 8. Vista lateral.

aconsejable aprovechar estructuralmente el puente anterior pero, al mismo tiempo, resultaba ineludible que la nueva estructura respetara al máximo la tipología y carácter de la solución precedente.

3. SOLUCIÓN ADOPTADA

A la vista del planteamiento anterior, la Diputación de Valencia solicitó a IDEAM S.A. una propuesta de estudio, que se abordó de acuerdo con las siguientes premisas básicas:

- a) mantener estrictamente el alzado visual del puente antiguo respetando totalmente la solución histórica;
- b) mantener la tipología estructural

existente, que consistía en un arco biempotrado con tímpanos aligerados, y tablero apoyado en montantes que transmiten la carga del arco;

- c) liberar a las bóvedas antiguas de todo tipo de cargas que pudieran poner en riesgo su seguridad, tanto para las nuevas solicitaciones consecuencia de la ampliación como para las que pudieran afectarla durante las obras;

- d) resolver la actuación de una manera funcional, dentro de unos criterios constructivos, económicos y técnicos adecuados;

- e) obtener un resultado final que garantizase la máxima integración y respeto con la estructura existente.

La solución propuesta, en base a las premisas indicadas, consistió en proyectar un arco oculto entre los dos ya existentes, aprovechando el pequeño espacio de 2,10 m que quedaba libre entre ellos. Dada la esbeltez de los arcos existentes, de 0,60 m en clave, se estableció un canto estricto algo menor, de 0,55 m. Los esfuerzos procedentes del tablero llegan al arco a través de unos montantes coincidentes con los antiguos, y situados, como éstos, cada 2 m y quedando ocultos tras ellos. El tablero se ensancha hasta 9,60 m más dos voladizos de 0,15 m, completando 9,90 m. Se disponen dos carriles de 3,05 m, sendos espacios para desagües y sobrecanchos de 0,35 m, barreras de seguridad de 0,40 m y aceras de 1,15 m. La losa del tablero se apoya en ménsulas muy potentes, de un ancho total de 9,35 m. El diseño de estas ménsulas está inspirado en las que el propio Ribera diseñó para el Puente Reina Victoria de Madrid (ver Figuras. 9 y 10).

Esta compleja solución necesita dar respuesta a ciertos condicionantes intrínsecamente unidos a ella:

- a) El principal problema estructura es la torsión, ya que los esfuerzos procedentes de un tablero de 9,90 m se recogen con una sección central de 2 m de ancho y 0,55 m de canto, de bajísima resistencia y rigidez a torsión. El mecanismo diseñado consiste en un par de fuerzas transversales entre el arco y la losa, que se transmiten hasta la pila, donde se compensan (ver esquema en Figura. 9a y 9b).

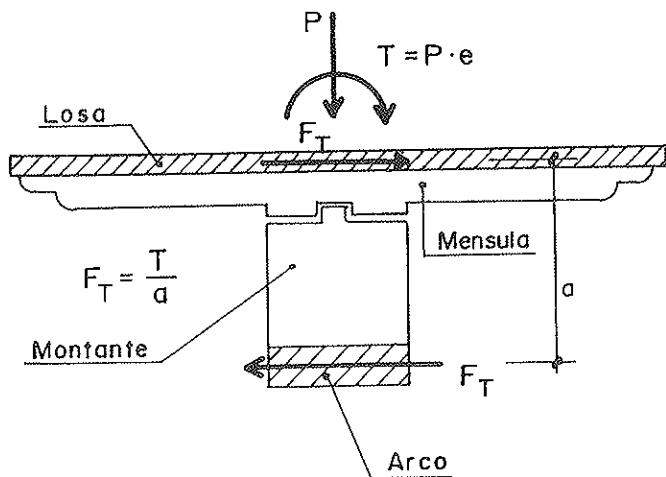


Figura 9.a). Esquema del mecanismo resistente a torsión.

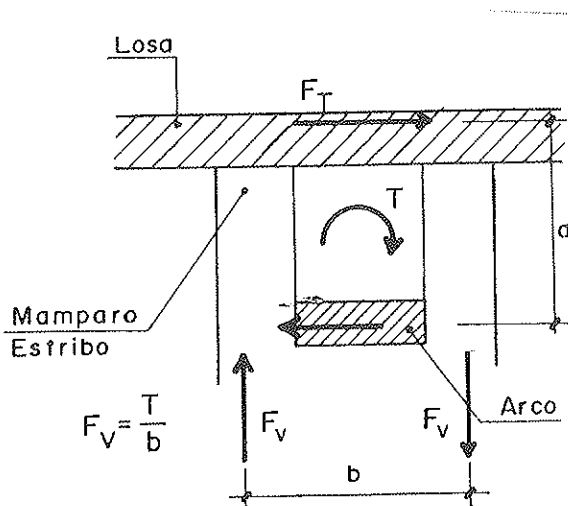


Figura 9.b). Transmisión de la torsión en la unión del tablero con el mamparo de estribo y/o pilas.

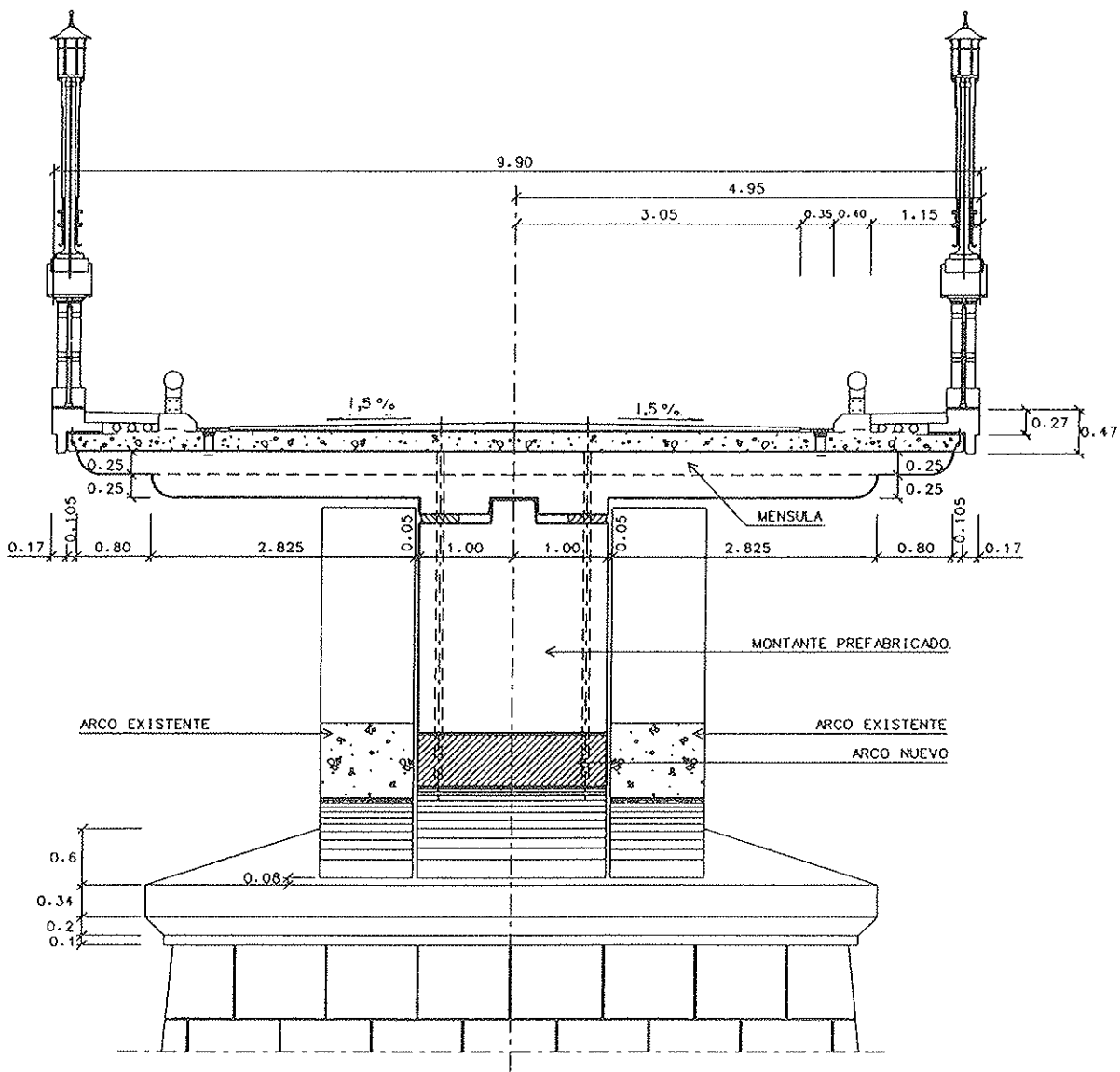


Figura 10. Puente de Villanueva de Castelló. Sección transversal por pila.

b) Resulta obligado el uso de materiales de elevadas prestaciones, especialmente en hormigones, de 500 Kp/cm² en la bóveda y 400 Kp/cm² en montantes y ménsulas, debido a las fuertes compresiones y flexiones esviadas a que se ven sometidos.

c) Recurso a la prefabricación de la mayor parte de los elementos, debido a que lo estricto de la geometría y del mecanismo de engarce de las distintas piezas obligan a unas tolerancias muy ajustadas, en el entorno del milímetro, con un control exhaustivo de todas ellas. Además, la prefabricación permite un montaje ajeno a la estructura antigua en todas sus fases, garantiza la calidad, el ajuste geométrico, la homogeneidad y la terminación de las partes integrantes del puente, y permite una ejecución en unos plazos reducidos y la minimización de las incertidumbres de obra.

d) Diseño de acabados que respeten estrictamente el carácter histórico del puente, restaurando todos los elementos susceptibles de reparación (farolas, barandillas) y reponiendo de la manera más fiel posible aquellos otros no recuperables (bloques escultóricos).

La Diputación de Valencia consideró que la solución propuesta daba la mejor respuesta posible a los condicionantes técnicos, estéticos, funcionales, constructivos e históricos planteados, por lo que no reparó en disponer la ilusión y los medios necesarios para llevar a buen término la propuesta, procediéndose al desarrollo de la misma por parte de IDEAM S.A., que redactó el Proyecto Constructivo y se encargó de la Asistencia Técnica a la Dirección de las Obras, las cuales fueron adjudicadas a la empresa CLEOP S.A., con un presupuesto base de licitación 282.155.000 Ptas.

4. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS

Los primeros trabajos realizados en la ejecución de la obra se enfocaron más bien a reforzar lo ya existente y profundizar en el conocimiento geométrico de la misma, aspecto esencial para la viabilidad de la solución proyectada.

Entre los desperfectos más sobresalientes resaltaban la pérdida del recubrimiento en buena parte de las pletinas de

las bóvedas y en la armadura de la losa, con serios problemas de corrosión e incluso desaparición total de la ferralla (Figura 12). Las variaciones térmicas habían fisurado notablemente los montantes, sobre todo aquéllos más próximos a la pila (Figura 13). La inexistencia de elementos de dilatación había abierto profundas grietas en los arranques que se reflejaban claramente en la calzada. Los bloques escultóricos, las farolas y las barandillas presentan un estado muy deficiente, y en algunos casos habían desaparecido tramos de barandilla o incluso de algún bloque escultórico completo, burdamente sustituido por algún responsable, bien falto de presupuesto, bien de sentido estético (Figura 14).

Una vez estudiado en profundidad el estado del puente se llevó a cabo un

plan de reparación y restauración con el objeto de aprovechar al máximo los elementos originales.

Por una parte se procedió a reforzar las pilas mediante micropilotes con resistencia a tracción, de un diámetro de 170 mm. en cuyo centro se sitúa una barra de tesado de 40 mm. Se dispusieron 8 micropilotes por pila y 4 por estribo, con un ángulo en longitudinal respecto a la vertical de 14° aproximadamente. De este modo los micropilotes absorben un par de fuerzas tracción-compresión que sirven para compensar el aumento en las fuerzas desequilibradas procedentes de la ampliación de los arcos adyacentes. (Figura. 15), en las hipótesis de sobrecargas en vanos aislados.

Por otro lado se desmontaron las farolas y barandillas, acopiándose para su

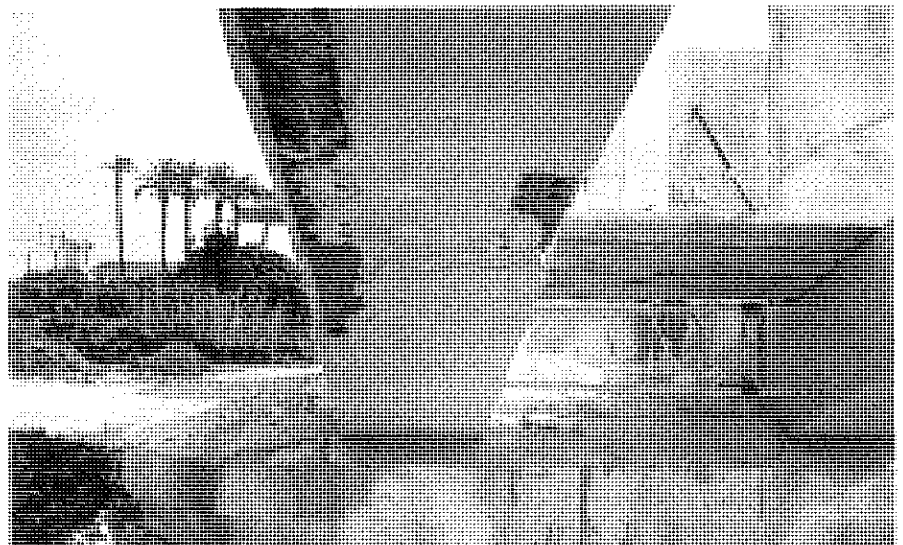


Figura 12. Estado de las pletinas inferiores.

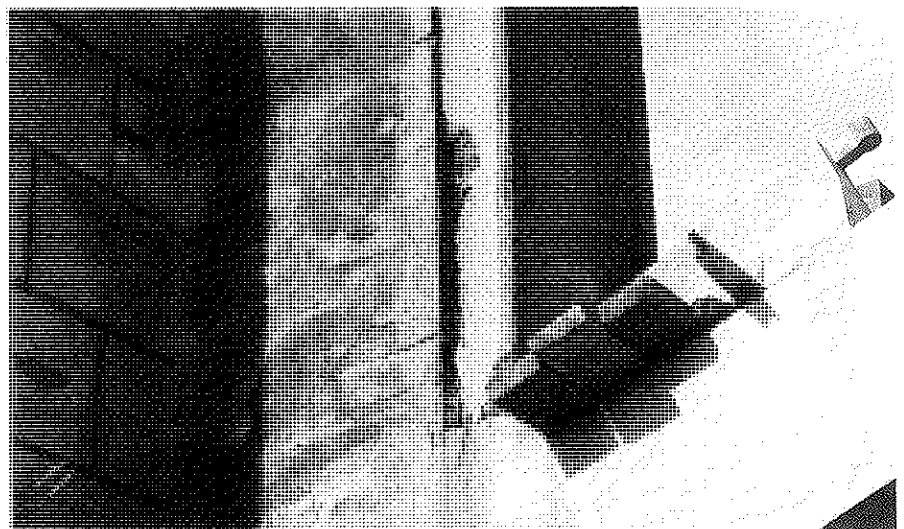


Figura 13. Estado del montaje junto a estribo.

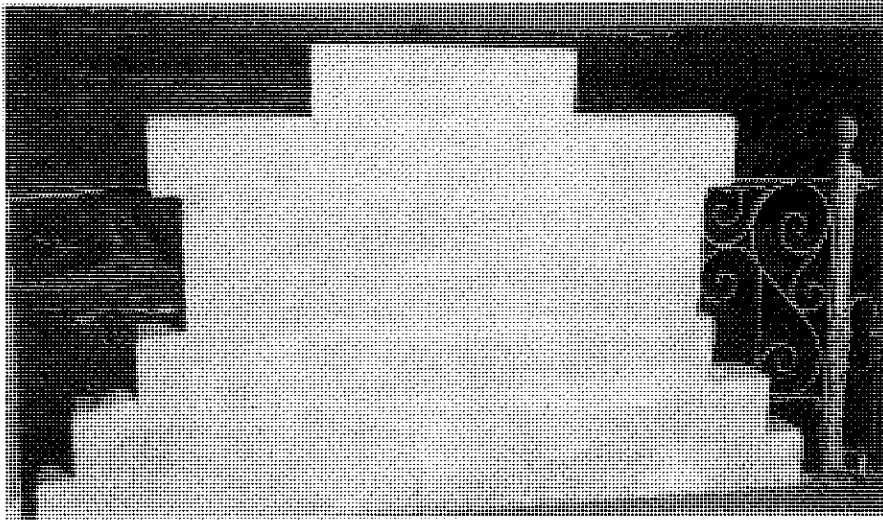


Figura 14. "Reposición" de bloque escultórico.

posterior reparación. El estado de los bloques escultóricos impedía una restauración de los originales por lo que se decidió sustituirlos por copias de los originales en hormigón armado. Para ello se tomaron moldes en escayola de los elementos existentes para su posterior reconstrucción artesanal, realizada íntegramente por empresas de la Comunidad Valenciana (Figura 16).

Al mismo tiempo, se desarrolló un intenso trabajo de topografía encaminado a reflejar de la manera más exacta posible la geometría de los cuatro arcos. De esta forma se tomaron en detalle los datos referentes a la directriz de los arcos, su variación de canto, la posición de los montantes, su espesor y verticalidad, las alineaciones en planta de los arcos, la homogeneidad del espacio entre ellos y las cotas absolutas de los puntos significativos.

A partir de esta exhaustiva información se ajustó una directriz tal que quedase oculta tras cualquiera de los arcos existentes con unos resguardos suficientes en todos ellos. La solución adoptada consistió en una parábola de tercer grado, con una flecha de 3.251 m en clave. También se decidió dar un espesor a los montantes de 0.22 m, con objeto de garantizar su correcta ubicación tras los montantes existentes de 0.25 m. de espesor, permitiendo cierto juego en la corrección de pequeñas e inevitables inexactitudes debidas a la no perfecta uniformidad en las medidas de los arcos antiguos (Figura 17).

Una vez recogidos todos los datos necesarios se procedió a la demolición parcial de la estructura existente. En primer lugar, se desmontó la losa situada en voladizo y entre arcos partiendo de la clave y retrocediendo hacia las pilas. Con objeto de garantizar la estabilidad de las dos bóvedas durante la obra se dispuso un arriostramiento entre ellas previamente a desvincularlos completamente en la

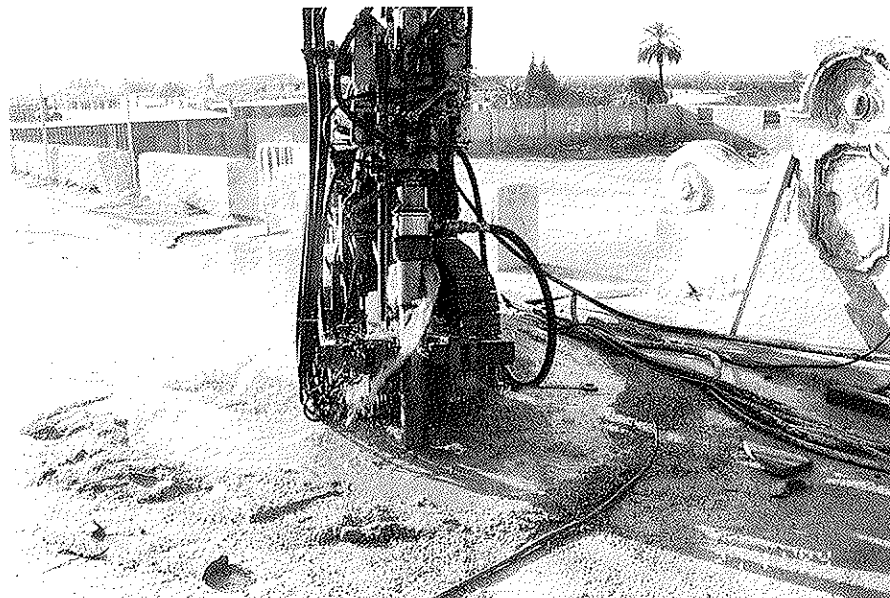


Figura 15. Ejecución de micropilotes.

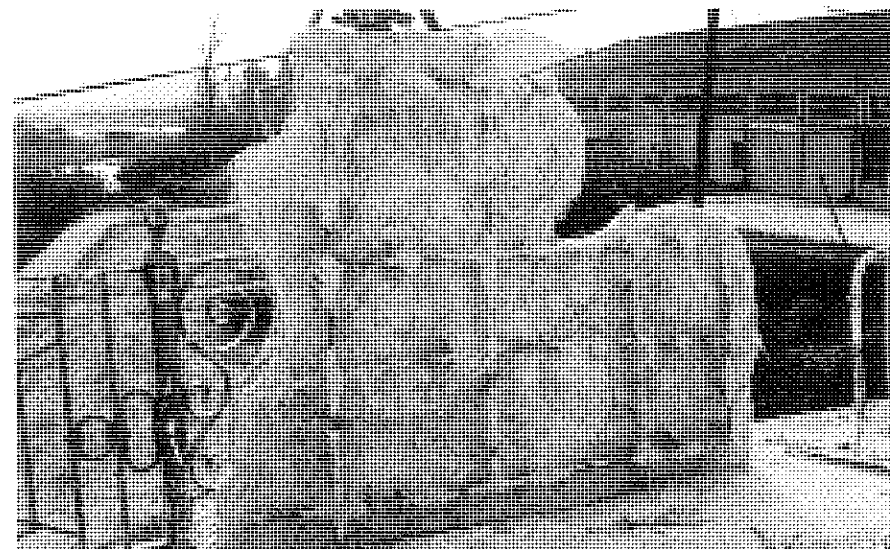


Figura 16. Obtención de moldes de escayola.

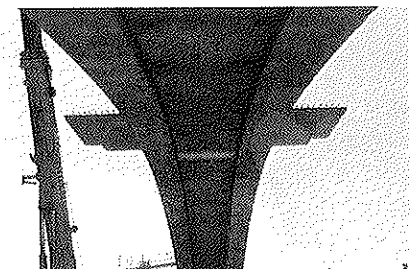


Figura 17. Ajuste entre directrices de arcos.

zona de clave. Las pilas se cajearon para dar cabida al nuevo arco. Tras esta operación se descubrieron profundas grietas internas en la pila, debidos sin duda al hormigonado original por tongadas con hormigón ciclópeo, aparecieron bloques cúbicos de 30 cm. de lado, que aconsejaron la demolición total de la parte superior de las pilas debido al grave riesgo de inestabilidad que presentaban. Los montantes se cortaron con sierra por su parte superior para permitir el futuro vuelo de las ménsulas (Figuras 18 y 19).

Una vez finalizados los trabajos de toma de datos y demolición se acometieron simultáneamente dos labores absolutamente independientes pero profundamente relacionadas en la idea final del resultado de la obra, la reparación de los arcos antiguos y la fabricación de los nuevos elementos.

La primera operación consistió básicamente en limpiar, pasivar y recubrir las pletinas de los arcos con hormigón proyectado, y en reparar los defectos de los montantes.

Para la fabricación de los elementos prefabricados se llevó a cabo un estricto control geométrico, al ser necesario un perfecto ajuste de todas las piezas.

Se construyeron 8 semiarcos, con H-500. Los semiarcos constan de dos partes muy diferenciadas: la zona de clave, coincidente con la zona maciza del arco original, donde se encastran las ménsulas de clave y se solidariza la losa superior, y la zona de tímpano, con canto de 0,55 m, constante, sobre la que se sitúan los montantes cada 2 m (Figura 20).

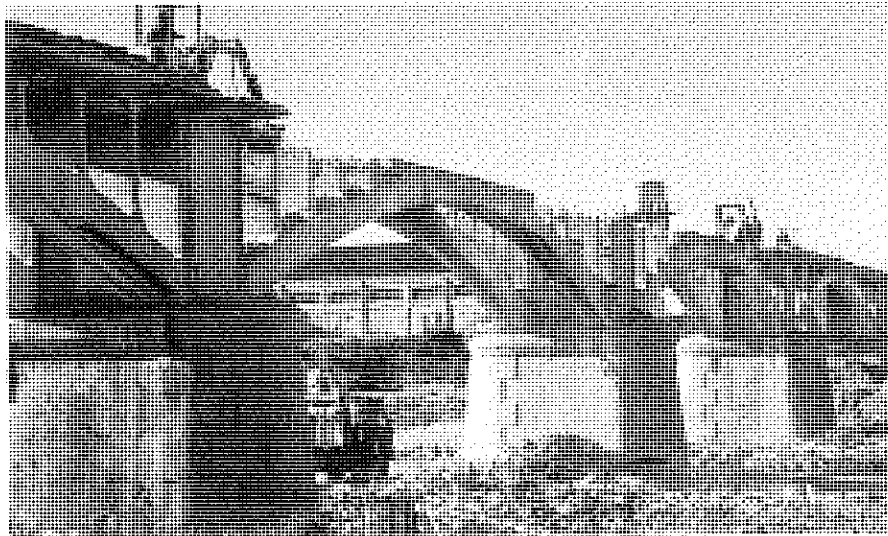


Figura 18. Demolición del tablero.

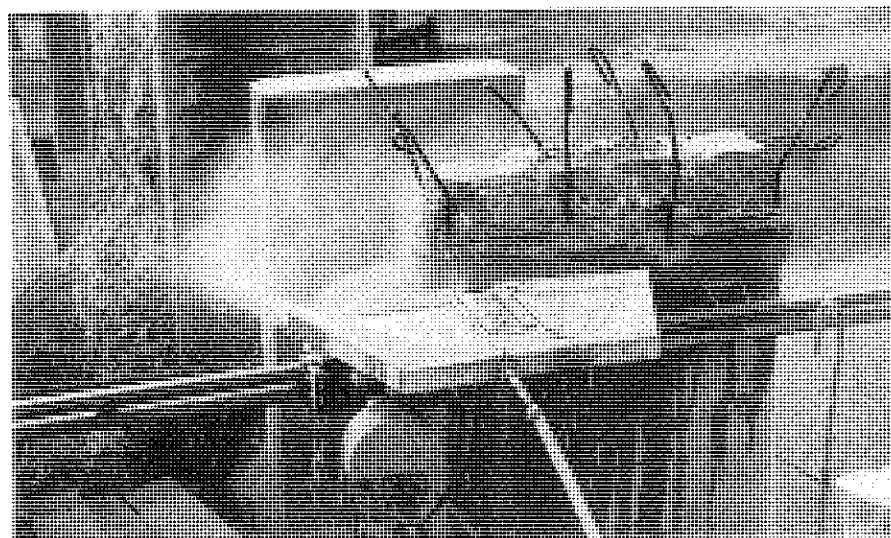


Figura 19. Corte de montantes.

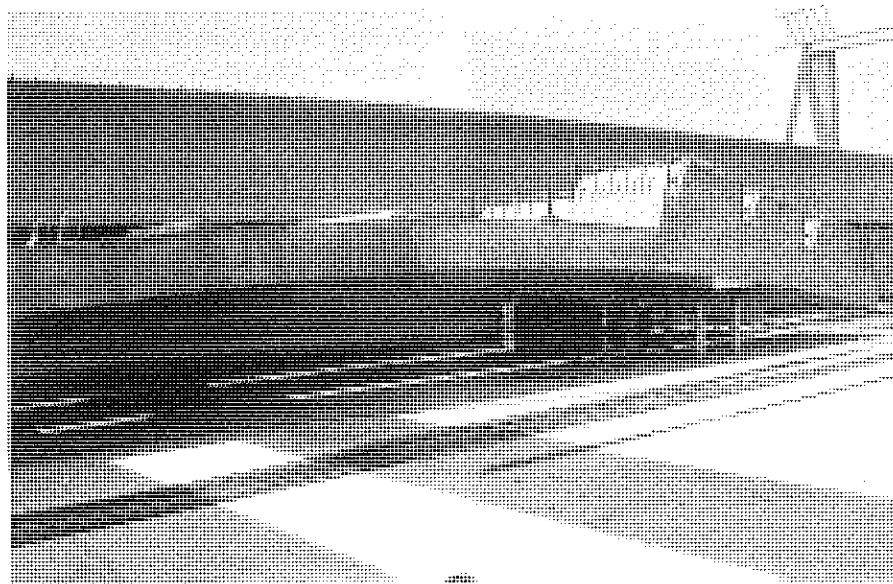


Fig. 20. Vista Lateral del Arco.

Los montantes se clasificaron en cinco tipos de altura, conectando con los arcos mediante barras salientes que coinciden con vainas embutidas a tal efecto en los arcos. Presentan un ancho de 0,22 m y una altura que oscila entre 0,50 y 2,81 m (Figura 21).

Las ménsulas tienen una longitud de 9,35 m y están formadas en sección transversal por una base cuadrada de 0,25 m sobre la que se sitúa un trapecio con forma de capitel que alcanza un ancho de 0,50 en cabeza. En los 0,80 m más próximos al extremo se reduce la sección a este trapecio, con un objetivo meramente estético. En clave, pilas y estribos se sitúan piezas más anchas pero con una morfología similar a las ménsulas tipo (Figura 22).

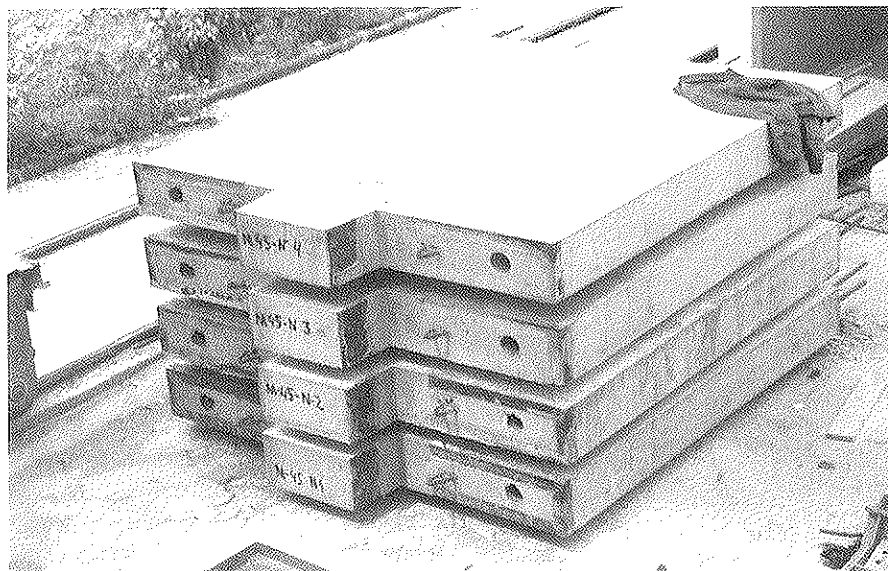


Figura 21. Acopio de montantes.

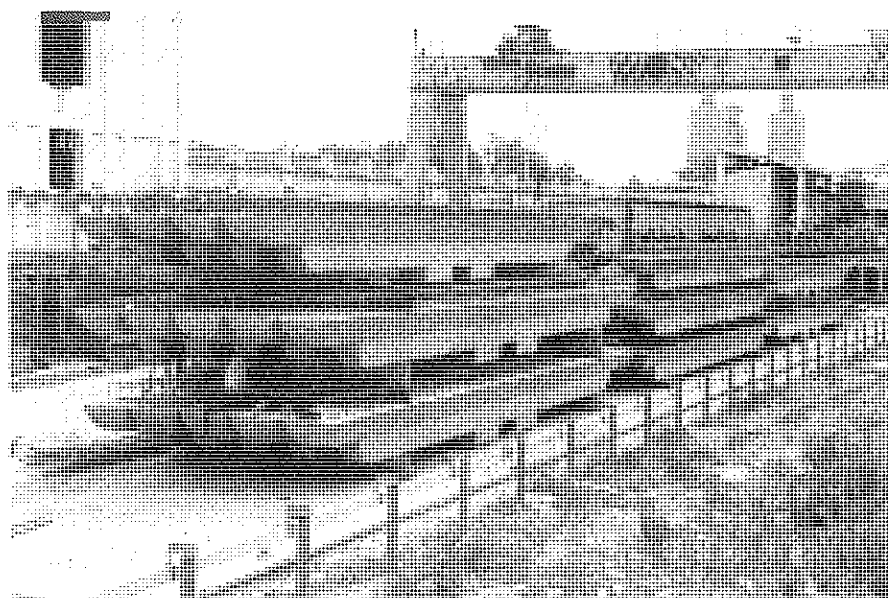


Figura 22. Acopio ménsulas.

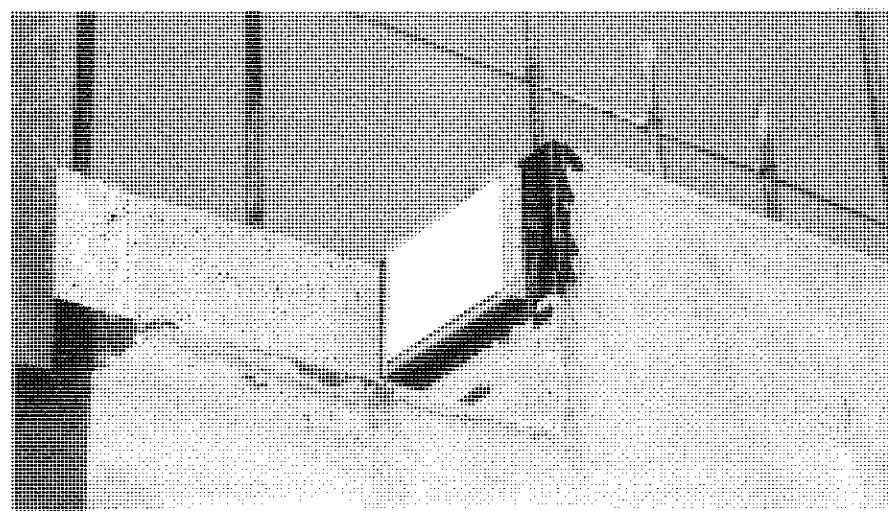


Figura 23. Tope transversal en estribo.

Todas las ménsulas, a excepción de las de pilas y estribos, se conectan con los montantes y el arco mediante 2 barras de pretensado de 26,5 mm. Aquéllas que coinciden con la zona maciza de clave tiene a su vez una conexión con armadura pasiva, vertical y horizontal, lográndose el monolitismo del conjunto mediante la posterior inyección con mortero de alta resistencia. En pilas y estribos la conexión es enteramente pasiva, y en ellas se incluye el dispositivo de tope horizontal transversal frente a torsión (Fig. 23).

Los arcos se colocaron en obra apoyando en un apeo provisional situado a aproximadamente 4 m de clave y en unos topes dispuestos a tal fin en arranques. De este modo se independizó completamente el montaje respecto a la estructura antigua (Figura 24), que por su esbeltez y estado de conservación no se consideró apta para resistir cargas puntuales importantes.

Una vez situados los semiarcos y comprobado el ajuste de la directriz en relación a los arcos de Ribera, se procedió a cerrar la clave, 0,70 m con mortero de alta resistencia de alta adherencia y al posterior descimbrado de las mismas (Figura. 25).

A continuación se montaron montantes y ménsulas, que se vincularon inmediatamente mediante el pretensado. Es de destacar que las barras de pretensado son adherentes, con el relleno habitual de mortero, en la zona de clave, mientras que en la zona de tímpano las barras son autoprotectidas no inyectadas y permiten el movimiento diferencial entre ménsulas y montantes, de modo que la articulación de los montantes en cabeza sea perfecta (Figuras 26 y 27).

La losa se construyó partiendo de prelosas prefabricadas semirresistentes sobre las que se hormigonó in situ el resto de la losa. Se puso un cuidado especial en el orden de hormigonado, con la idea de no introducir torsiones antes de la ejecución completa del sistema resistente de la estructura.

Por último se llevaron a cabo las labores de acabados, especialmente laboriosas en esta obra. Además de los habituales trabajos de colocación de impostas y aceras, merece la pena destacar el afán puesto por la Dirección del Proyecto y Obras por recuperar de los elementos



Figura 24. Montaje de arcos.

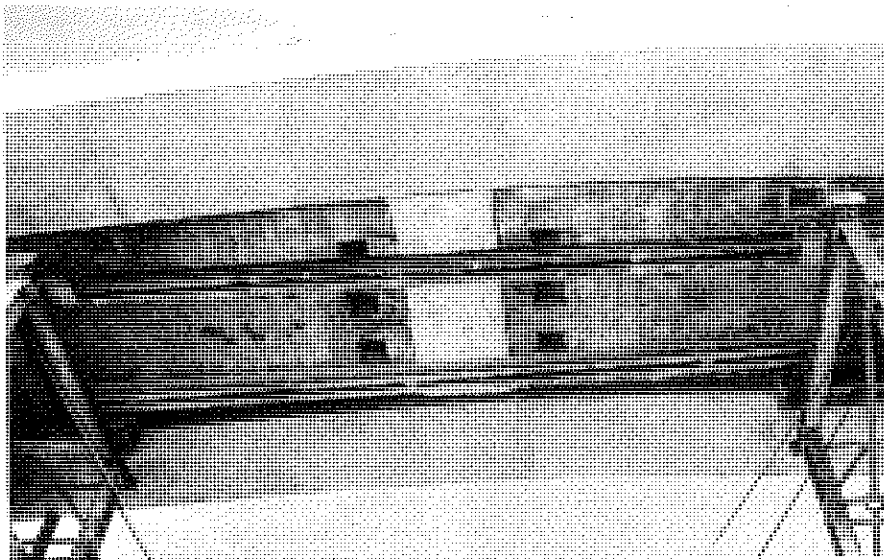


Figura 25. Cierre de clave de aceros.

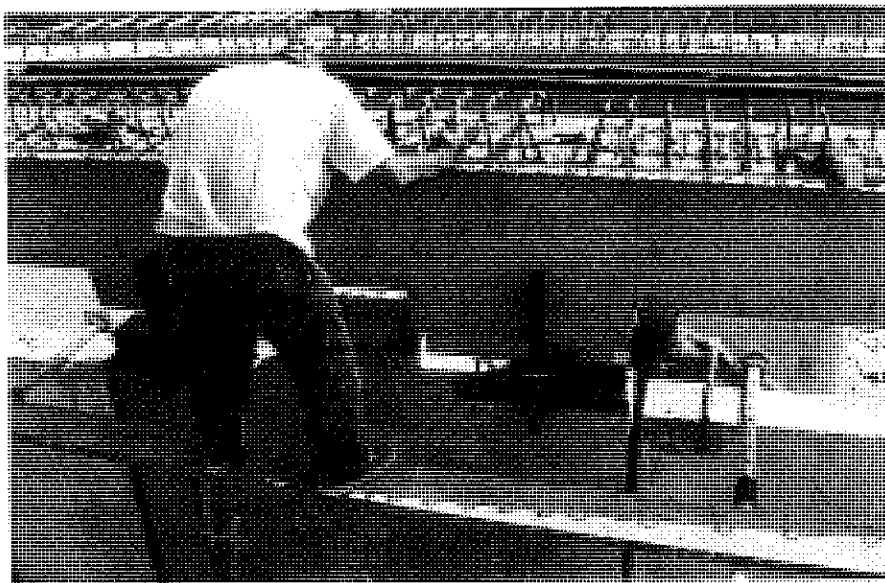


Figura 26. Montaje de ménsulas.

del arco antiguo, reutilizándose las barandillas y farolas originales.

La barrera rígida está compuesta por un tubo metálico apoyado en montantes separados 2,12 m que se anclan en un bordillo de hormigón. La barrera da cobijo a una iluminación rasante extendida a lo largo del puente, habiéndose situado además focos exteriores que permiten una visión nocturna del puente (Figuras. 28 y 29).

La actuación realizada por la Diputación de Valencia no se limitó a mejorar el puente en sí, sino también su zona circundante. En este sentido se repavimentó la carretera a Sumarcárcer en dirección a la N-340, eliminando alguna curva peligrosa en ese tramo y se acondicionaron los accesos del lado Castelló para dar cabida a una futura glorieta que distribuya el tráfico dirección Xàtiva, la N-340 y el propio tráfico urbano de la zona.

FICHA TÉCNICA

Propiedad:

DIPUTACIÓN PROVINCIAL
DE VALENCIA

Dirección del Proyecto:

Francisco Selma Mendoza,
Paloma Corbí Rico

Dirección de las Obras:

Pascual Ferrandis

Proyecto y Asistencia Técnica de las Obras:

IDEAM S.A.

Francisco Millanes Mato
Luis Matute Rubio
José García-Miguel Morales,
Jesús Palma Hidalgo

Empresa Constructora:

CLEOP S.A.

Delegado Constructora:

Luis Grau Mifsud

Prefabricación:

PACADAR S.A.

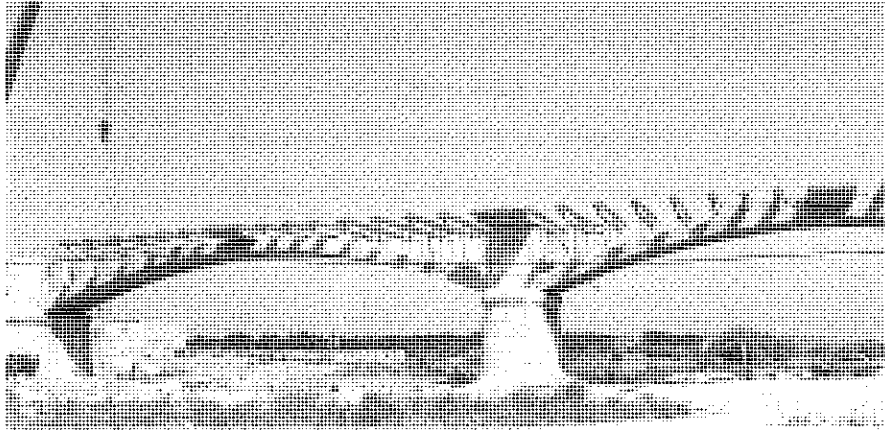


Figura 27. Aspecto general tras montaje de ménsulas.

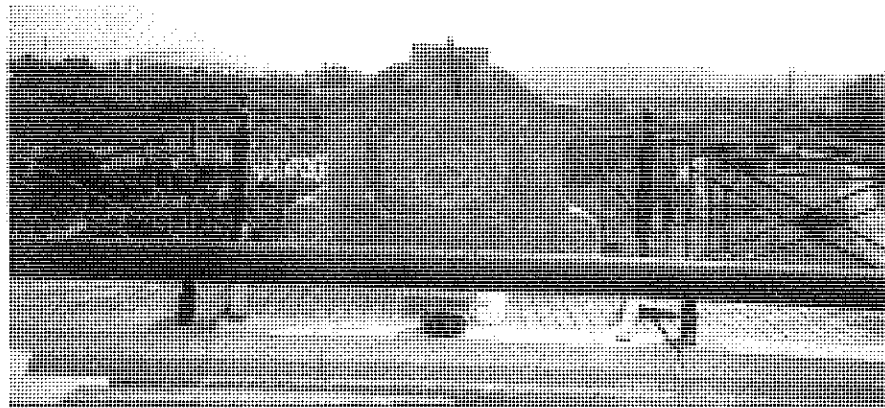


Figura 28. Barrera rígida y focos rasantes.



Figura 29. Aspecto final del puente.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL (ACHE)

I Congreso de Puentes y Estructuras

15 al 18 de noviembre de 1999, Sevilla

La Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP) ha venido celebrando cada tres años una Asamblea Técnica Nacional que a lo largo de sus 15 ediciones precedentes ha permitido a los técnicos españoles presentar y conocer los avances y realizaciones producidos en nuestro país en el campo estructural y, más específicamente, en el campo del hormigón pretensado.

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), como continuadora de la ATEP y del GEHO, ha incluido en sus estatutos la organización de un Congreso Técnico trienal.

En tal sentido, es una satisfacción para mí, como Presidente de ACHE, presentar la celebración del **Primer Congreso de Puentes y Estructuras de ACHE**, que tendrá lugar en la ciudad de Sevilla, entre el 15 y el 18 de noviembre de 1999.

El Congreso está abierto a todos los miembros de la Comunidad Técnica Nacional interesados en el Hormigón Estructural y en las Estructuras en general: **Investigadores, Projectistas, Constructores, Fabricantes de Materiales y Equipos de Construcción, Técnicos de las Administraciones del Estado, etc.** Esperamos una gran asistencia, dado el atractivo técnico que presenta el Congreso unido a los atractivos particulares que presenta la ciudad de Sevilla.

El Comité Organizador ha comenzado a trabajar a fin de que los programas técnico y social puedan responder adecuadamente a las expectativas de quienes asistieron a las precedentes Asambleas Técnicas de la ATEP.

En este programa preliminar se hace un llamamiento a los técnicos de habla española en general y a los miembros de ACHE en particular, para que con su presencia y, eventualmente, con la presentación de comunicaciones, contribuyan al éxito de este primer Congreso organizado por ACHE.

Enrique González Valle
Presidente de Ache

PROGRAMA TÉCNICO PRELIMINAR

Los temas que quedarán incluidos en el programa técnico se agruparán, como es tradicional, en los siguientes bloques: 1. Investigaciones y estudios. 2. Mantenimiento, patología y reparación de estructuras. 3. Realizaciones: a) Puentes, b) Edificación y c) Estructuras varias.

Dentro del programa técnico se ha previsto la organización de mesas redondas sobre temas de interés general, con presentaciones a cargo de un número reducido de ponentes, seguidas de coloquios generales abiertos a los asistentes.

PARA MAYOR INFORMACIÓN DIRIGIRSE A:

Secretaría de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE)
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Consejo Superior de Investigaciones Científicas
C/ Serrano Galvache, s/n - 28033 Madrid
Teléf.-Fax: 91 766 07 03 (Srta. Estrella) – e-mail: estrella@ietcc.csic.es

Viaducto de San Bartomeu, perteneciente al eje transversal Lleida-Girona

Sant Bartomeu Viaduct, on the new road Lleida-Girona

José Antonio Llombart
Ingeniero de Caminos



Jordi Revoltós
Ingeniero de Caminos

Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA. Madrid

RESUMEN

El presente artículo describe las principales características y sistema constructivo del Viaducto de Sant Bartomeu, situado en las proximidades de Vic (Barcelona).

El viaducto tiene un tablero continuo de siete vanos, de hormigón postesado. La nueva carretera cruza un valle caracterizado por el espeso arbolado y por la belleza natural del paisaje circundante. La construcción del tablero del viaducto, que discurre en curva, a una altura máxima de 48 m sobre el terreno natural, ha precisado el desarrollo de una solución constructiva, mediante empuje, especialmente proyectada para facilitar la ejecución y lograr, al mismo tiempo, una mínima afeción al medio ambiente.

SUMMARY

The present article describes the main features and constructive system of the Sant Bartomeu Viaduct on a new road, Lleida-Girona, near Vic (Barcelona).

Viaduct of Saint Bartomeu is a pres-

ressed concrete seven-span bridge. The new road crosses a valley characterised by a dense woodland and by the natural beauty of the surrounding landscape. The piers of the viaduct vary in height up to 48 meters. The construction, by incremental launching method of deck, has been developed in order to cause minimum affection to the environment.

1. INTRODUCCIÓN

El viaducto de Sant Bartomeu, situado en las proximidades de Vic (Barcelona), pertenece al nuevo tramo de carretera denominado Eix Transversal Lleida-Girona, que ha sido inaugurado en diciembre de 1997 (Figura 1).

La nueva carretera cruza un valle caracterizado por el espeso arbolado y por la belleza natural del paisaje circundante (Figura 2). La construcción del tablero natural, que discurre en curva, a una altura máxima de 48 m sobre el terreno natural, ha precisado el desarrollo de una solución especialmente proyectada para facilitar la ejecución y lograr, al mismo tiempo, una mínima afeción al medio ambiente.

2. CARACTERÍSTICAS GENERALES

El tablero del viaducto, continuo en toda su longitud, ha sido construido por el método del empuje (Figura 3). He aquí las características geométricas fundamentales:

- Longitud total: 337,00 m
- Ancho del tablero: 13,10 m
- Canto del tablero (constante): 2,80 m
- Número de vanos: 7
- Sucesión de luces: 43.50 - 5 x 50,70 - 40,00 m
- Curvo, en planta. (Radio constante de 650 metros en casi toda la longitud, con un tramo en clotoide en un desarrollo de 40,80 metros.

El proceso constructivo del tablero, empujado desde una ladera, ha resultado ser idóneo para resolver el paso de la nueva carretera sobre el valle de Sant Bartomeu.

En comparación con el método clásico de construcción mediante cimbra, todo sistema de ejecución del tablero

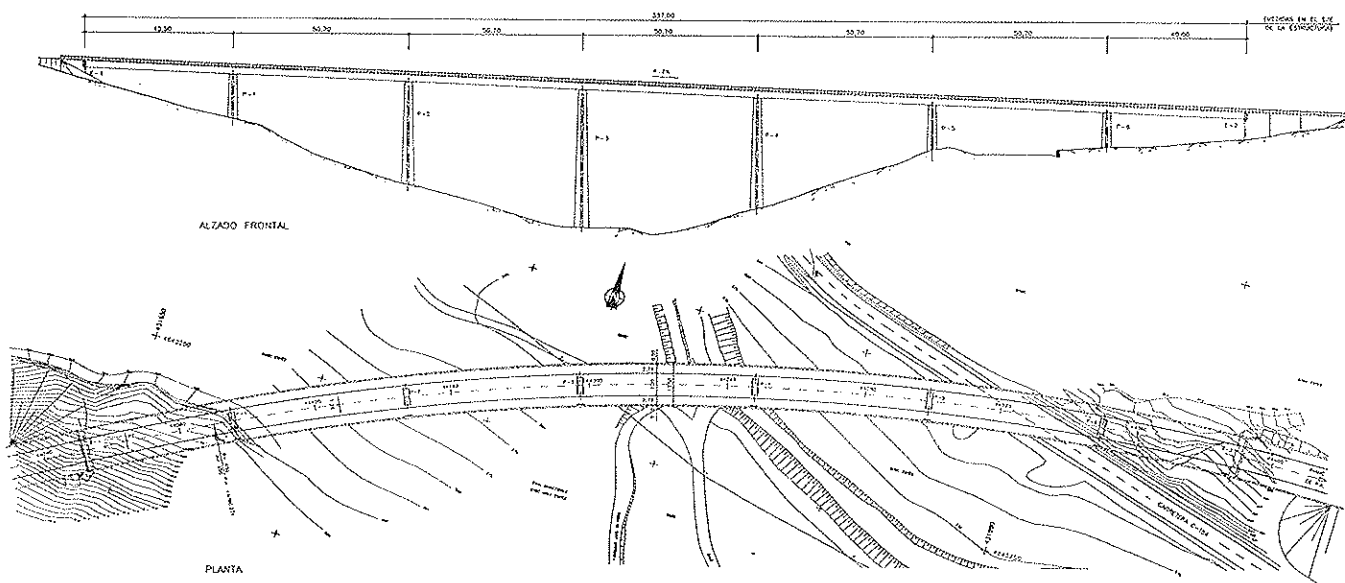


Figura 1. Viaducto de Sant Bartomeu. Alzado y planta general.

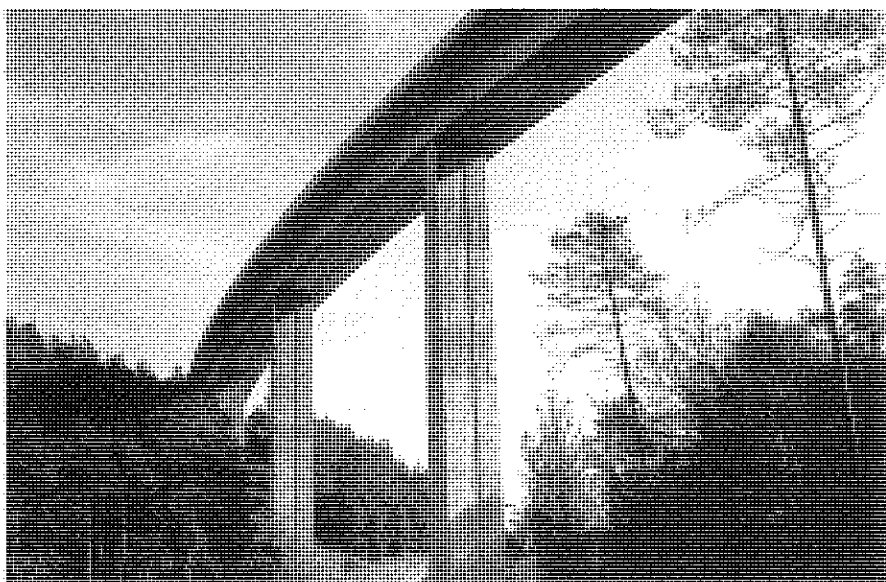


Figura 2. Viaducto de Sant Bartomeu. Vista general.



Figura 3. Viaducto en construcción. Empuje de tablero.

por empuje precisa la consideración del costo correspondiente al montaje de unas instalaciones fijas a situar en el terraplén de acceso, en las proximidades de uno de los estribos, más el empleo de una "nariz" metálica de lanzamiento y la adición de una pequeña cantidad suplementaria de acero activo a disponer en el tablero. Para el caso del Viaducto de Sant Bartomeu, las conclusiones deducidas a partir de un estudio previo al comienzo de la obra indicaron que la solución escogida era ventajosa frente a una construcción del tablero vano a vano, mediante soporte de cimbra apoyada sobre el terreno, dada la altura de las pilas, de 48 m, en el centro del valle. A ello hubo que añadir unas ventajas adicionales. Por una parte, se producía una menor afección al medio ambiente, ya que la solución a disponer no precisaba apoyos provisionales intermedios entre pilas para la construcción del tablero y además, el sistema constructivo ofrecía una mayor garantía de calidad, por el hecho de realizarse todas las fases de hormigonado en tierra firme y en un área especialmente acondicionada, con fácil acceso.

3. SISTEMA DE EMPUJE DEL TABLERO

La geometría del tablero, impuesta por los condicionantes propios del trazo de la carretera, representó una dificultad a resolver durante el proyecto del empuje y el diseño de los elementos auxiliares de la obra.

En la Figura 4 se indican las características geométricas fundamentales de la calzada (curvatura en planta, pendiente longitudinal, y peralte transversal). En uno de los extremos del viaducto, existía una variación de la curvatura en planta, con un tramo en clotoide de 40,80 m de longitud. Para poder realizar el empuje en condiciones adecuadas, se dispuso la directriz geométrica de la parte inferior de la viga-cajón del tablero, coincidiendo estrictamente con una hélice cilíndrica de 650 m de radio a lo largo de todo el desarrollo del tablero. La diferencia existente entre el trazado en planta de la calzada y la directriz de la viga-cajón se compensó, estableciendo una variación gradual en el valor de los voladizos laterales de la losa superior, de tal forma, que la superficie superior del tablero, flanqueada por las barreras de seguridad,

situadas en sus extremos, se ajustaba exactamente a los condicionantes derivados del trazado geométrico.

Se utilizó un sistema de empuje formado por gatos de fricción (Figura 5) y una retenida frente al desplazamiento longitudinal, constituida por placa de frenado, consistente en un simple apoyo vertical del tablero, montado inmediatamente detrás del soporte de los gatos de empuje, sobre una plataforma metálica provista de una superficie especialmente tratada para conseguir un alto coeficiente de rozamiento.

El proceso de empuje se realizó en sentido ascendente. A pesar de la existencia de la pendiente longitudinal (4,2%) superior al coeficiente de rozamiento de los apoyos de deslizamiento (4% al iniciarse el arranque del empuje y 2% durante el

movimiento longitudinal), no se precisó el empleo de sistemas adicionales de retenida a lo largo de la práctica totalidad del empuje del tablero, debido a la eficacia de la placa de frenado.

Durante la última etapa de construcción del tablero, la reacción de apoyo vertical sobre el estribo es mucho menor que en todo el proceso anterior, por lo que el sistema de empuje por fricción pierde su efectividad, así como el propio frenado. Para llevar a cabo el empuje correspondiente a la última dovela se utilizó un mecanismo complementario de tracción formado por dos tendones de pretensado, accionados por gatos, montados en la parte trasera del tablero, ya hormigonado (Figura 6). Dicho sistema, al mismo tiempo, actuó como elemento de retenida, impidiendo el retroceso del tablero en sentido longitudinal. En la Figura 7 se aprecia el sistema de anclaje de uno de dichos tendones en el estribo, situado debajo del tablero.

Se dispusieron unos elementos metálicos adicionales de guiado lateral, tanto en pilas como en estribos, así como en la zona comprendida entre la plataforma de hormigonado y el estribo más cercano. La determinación de las fuerzas de reacción del guiado utilizadas para el dimensionamiento de los elementos de coacción lateral, y los consecuentes desplazamientos de las pilas en dirección transversal, se realizó mediante un cálculo en el que se asimiló el conjunto del viaducto a una estructura espacial. Se representó la geometría real del tablero y altura de pilas, teniendo en cuenta las fuerzas longitudinales producidas por la fricción de los apoyos del tablero sobre las pilas, estimadas de acuerdo con las previsiones relativas a los coeficientes de rozamiento.

El cálculo mostró una marcada diferencia existente entre la intensidad de dichas fuerzas para cada una de las pilas. A título de ejemplo, se muestran las fuerzas transversales del guiado, calculadas para una de la fases de empuje:

Estribo	E - 1	57 kN
Pila	P - 1	170 kN
Pila	P - 2	108 kN
Pila	P - 3	112 kN
Pila	P - 4	139 kN
Pila	P - 5	462 kN
Pila	P - 6	285 kN

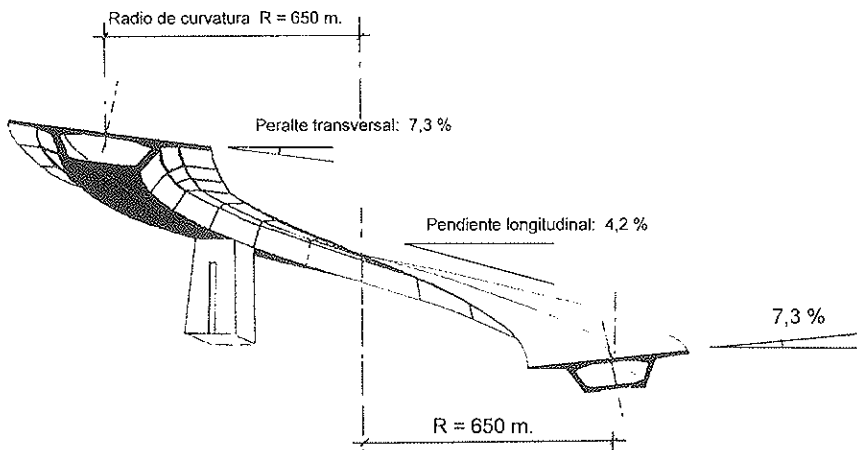


Figura 4. Tablero. Características geométricas.

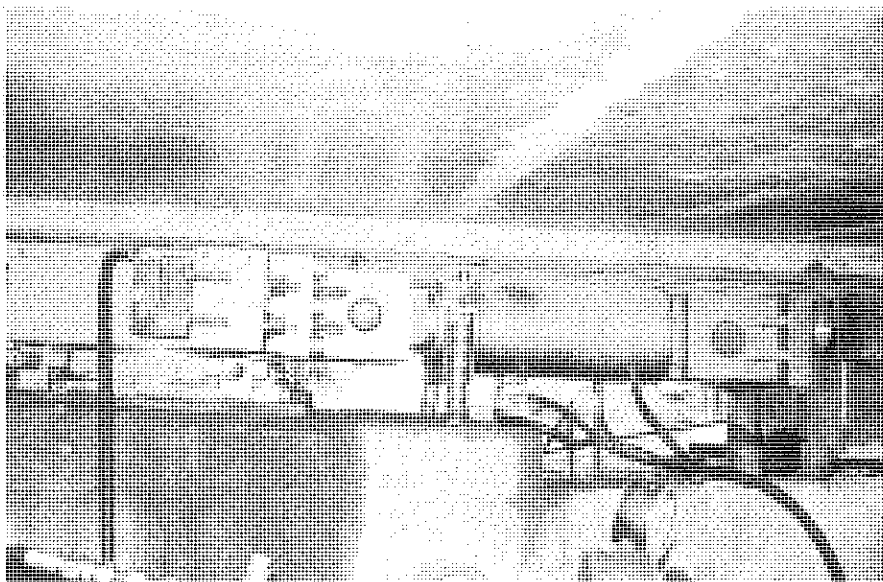


Figura 5. Gato de fricción, en la parte inferior del tablero.

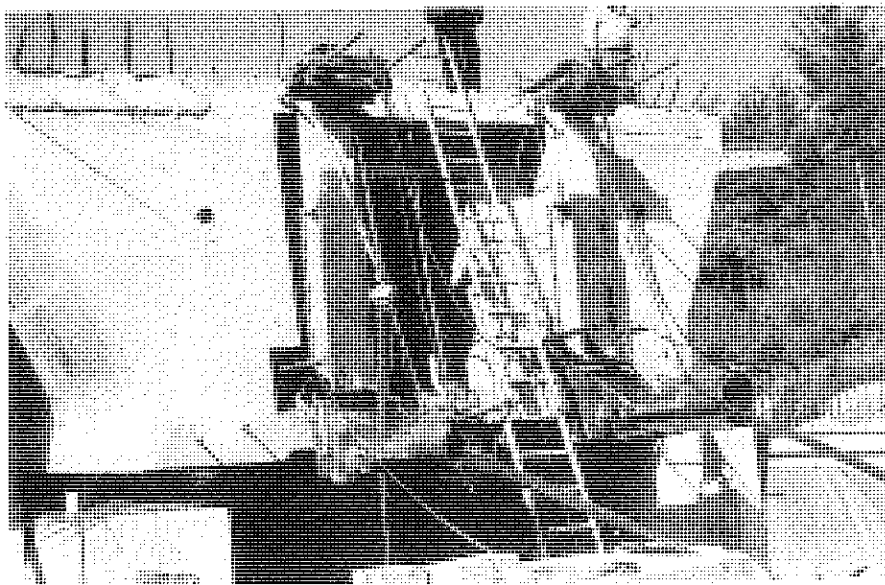


Figura 6. Mecanismo de retenida y empuje de tablero en la última fase, mediante tendones de pretensado.

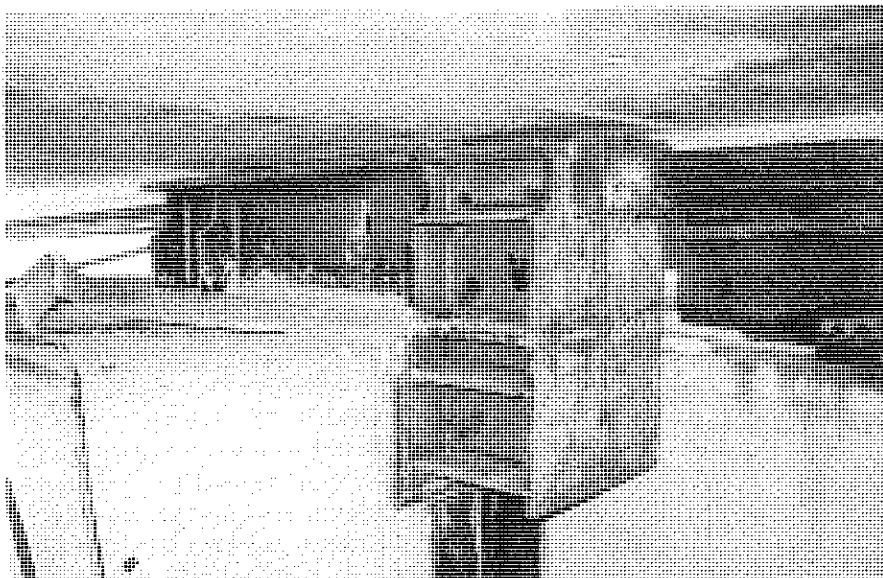


Figura 7. Sistema de anclaje de tendones de retenida, montado en el estribo.

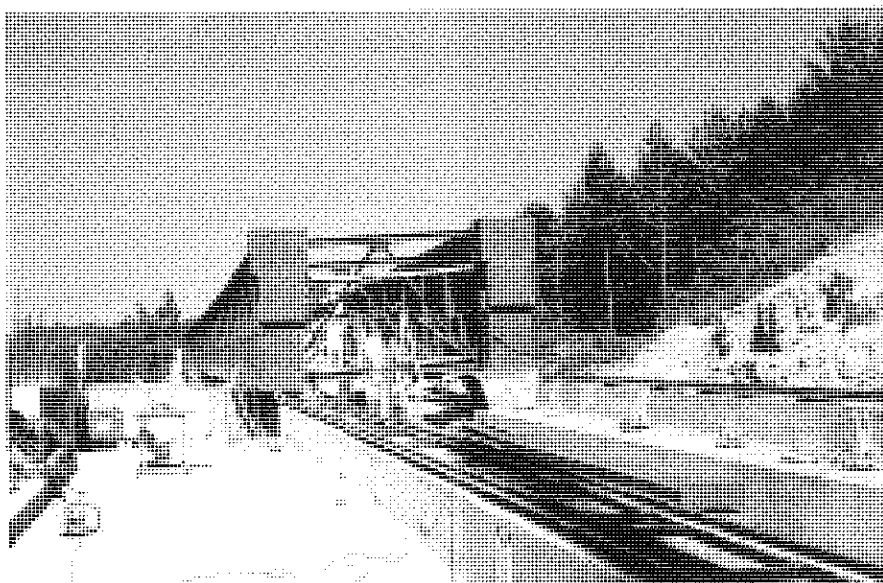


Figura 8. Parque de construcción del tablero, antes del montaje de los encofrados.

Los valores de los desplazamientos correspondientes a la cota de coronación de las pilas, deducidos del cálculo teórico, se correspondieron con los registrados en la realidad, según los resultados de las mediciones sistemáticas, realizadas durante el proceso de ejecución.

El hormigonado del tablero se realizó en un área situada en las proximidades del estribo de empuje, constituyéndose dovelas de 16,90 m de longitud, equivalente a $1/3$ de la magnitud de los vanos de mayor luz. En el parque de hormigonado se construyeron dos muretes de hormigón, dispuestos longitudinalmente según una curva en planta, trazada en prolongación de la directriz del tablero y a distinta altura entre sí, de acuerdo con el peralte transversal (Figura 8).

En la cara superior de los muretes se montaron unos carriles destinados a permitir el deslizamiento de cada dovela, una vez construida. En el espacio intermedio, comprendido entre ambos muretes se situó una plataforma móvil que sirvió de soporte del encofrado de fondo de la losa inferior del tablero. En los dos lados exteriores se montaron los encofrados metálicos correspondientes a la parte exterior de la viga-cajón (hastiales y voladizos laterales).

El hormigonado de cada dovela se realizó en dos fases, si bien el empuje no se iniciaba hasta que se había completado la sección entera y se había efectuado el tesado del conjunto. En la primera fase de hormigonado se alcanzaba la coronación de los hastiales, desmontándose a continuación el encofrado interior que era extraído mediante una grúa. A continuación se iniciaba el posicionado del encofrado de la losa superior, colocación de armaduras, para culminar el hormigonado al día siguiente.

El proceso de empuje de tablero se realizó normalmente, de acuerdo con las previsiones iniciales, a un ritmo de una dovela por semana, sin la existencia de incidencias a mencionar.

4. NARIZ DE LANZAMIENTO

La nariz de lanzamiento estaba formada por dos vigas metálicas de alma llena, enlazadas por una serie de arriostramientos en celosía (Figura 9). Dada la curvatura del tablero, con un radio de 650 m, cada una de las vigas metálicas

se adaptó a la geometría impuesta por el trazado, mediante una forma poligonal, dividiéndose la longitud total (30,75 m) en tres segmentos (Figura 10).

La unión de las vigas metálicas al tablero se hizo mediante un conjunto de barras pretensadas. Con el objeto de proporcionar la máxima eficacia al pretensado, en el centro de la sección de contacto se dispuso una separación entre el acero estructural y el hormigón, constituida por una capa de poliestireno expandido, a fin de que las tensiones de compresión se produjesen únicamente en las zonas adecuadas donde estaban alojadas las barras pretensadas de unión.

Mediante el pretensado introducido se alcanzó el adecuado grado de seguridad frente al cortante vertical producido en la sección de contacto, sin embargo se estimó oportuno disponer un resalto metálico que penetraba en el interior del tablero de hormigón, destinado a proporcionar una seguridad adicional.

El cordón inferior de las vigas metálicas ejerce las funciones de patín de deslizamiento durante las fases de empuje. En su parte superior se dispuso una serie de rigidizadores, a fin de disminuir los esfuerzos de flexión local producidos como consecuencia de las fuerzas de reacción vertical transmitidas por los apoyos. Con todo ello, el estado tensional de la estructura metálica que constituye la nariz de lanzamiento, considerada en su globalidad, era moderado durante el proceso de empuje, ya que los criterios utilizados para dimensionamiento respondían fundamentalmente a una exigencia de rigidez y su consideración conjunta con la verificación de la viga-cajón de hormigón del tablero. La capacidad resistente de la nariz de lanzamiento era, por tanto, superior a la que se precisaba, desde un punto de vista resistente.

5. TABLERO. FORMAS

El tablero está constituido por una viga-cajón de hormigón, de 13,50 m de anchura y 2,80 m de canto total, con almas de 0,40 de espesor constante. El espesor mínimo de las losas correspondientes a la parte superior e inferior, es igual a 0,25 m [Figura 11.A)].

El tablero se diseñó teniendo en cuenta las peculiaridades derivadas del proceso constructivo a desarrollar, para lo cual

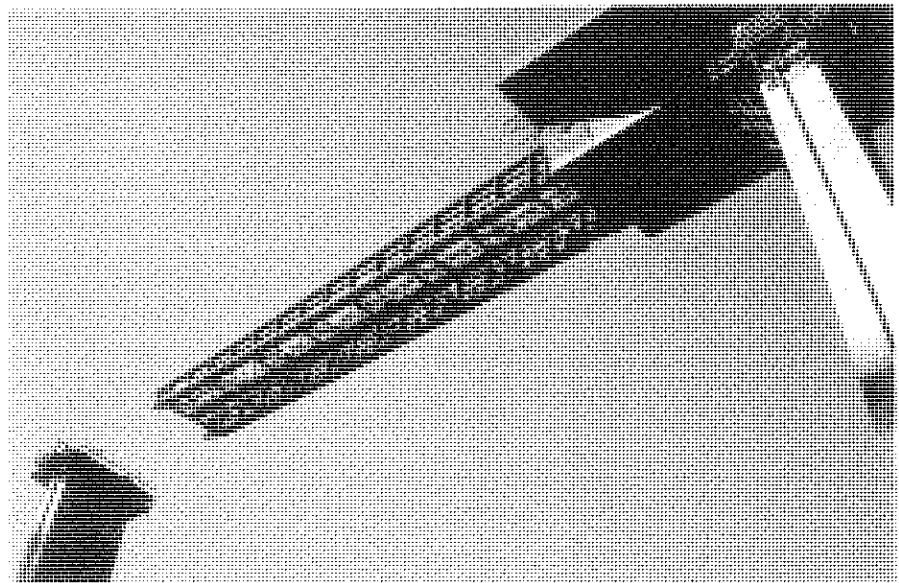


Figura 9. Nariz metálica de lanzamiento, en proceso de empuje del tablero.

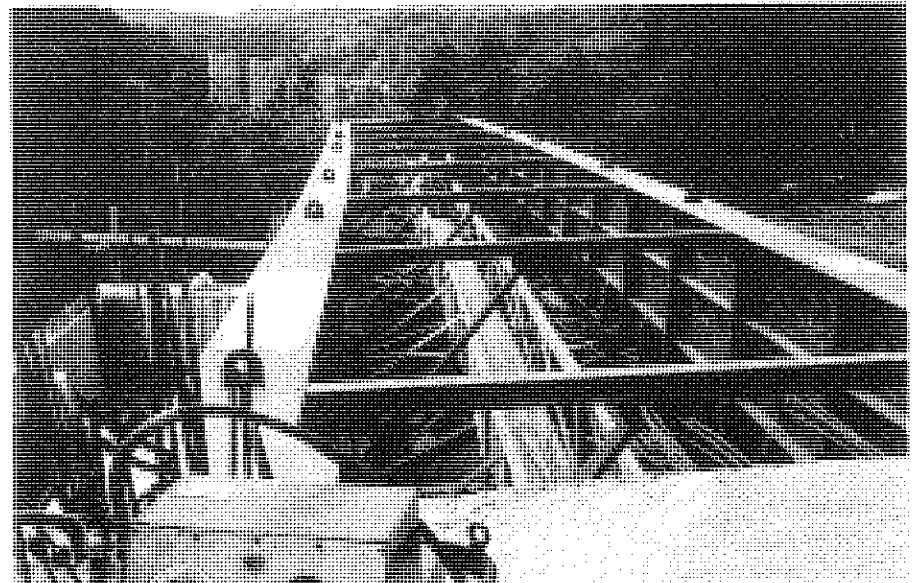


Figura 10. Nariz metálica de lanzamiento.
(Se aprecia la forma adaptada a la curvatura del tablero).

se dispusieron las formas adecuadas para constituir los patines de deslizamiento, de acuerdo con la posición de los apoyos y con la condición de evitar esfuerzos de flexión local en la parte inferior del tablero durante las fases de empuje.

En el interior de la viga-cajón y coincidiendo con la posición de los apoyos sobre las pilas, se dispusieron unos diafragmas provistos de unas grandes aberturas para paso y con unas dimensiones mínimas para alojar únicamente los desviadores del pretensado exterior y transmitir adecuadamente las fuerzas resultantes [Figura 11, B)]. La construcción del tablero mediante empuje implica la

conveniencia de diseñar los diafragmas teniendo en cuenta los requisitos derivados del proceso constructivo, ya que en fase de ejecución es necesario facilitar el traslado del encofrado de la losa superior y su paso a través de la abertura del diafragma para proceder nuevamente a su montaje para el hormigonado de sucesivas dovelas.

6. PRETENSADO DEL TABLERO

El pretensado del tablero se descompone en dos familias distintas, una interior, constituida por tendones de trazado recto, para las fases de empuje y otra

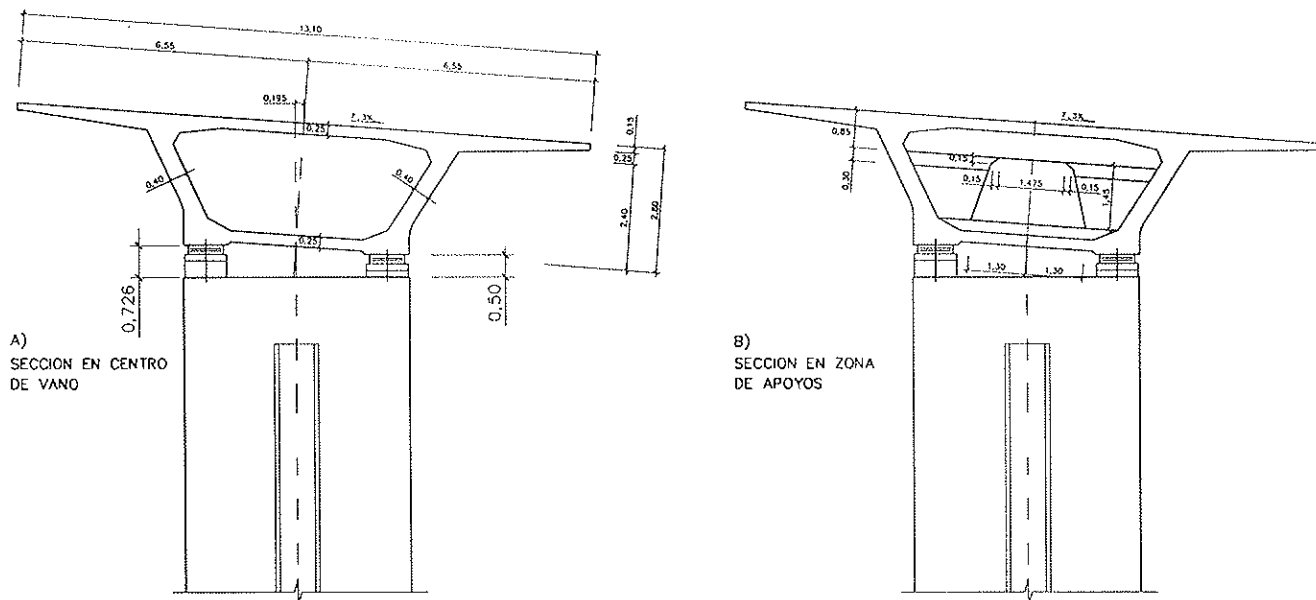


Figura 11. Tablero. Dimensiones.

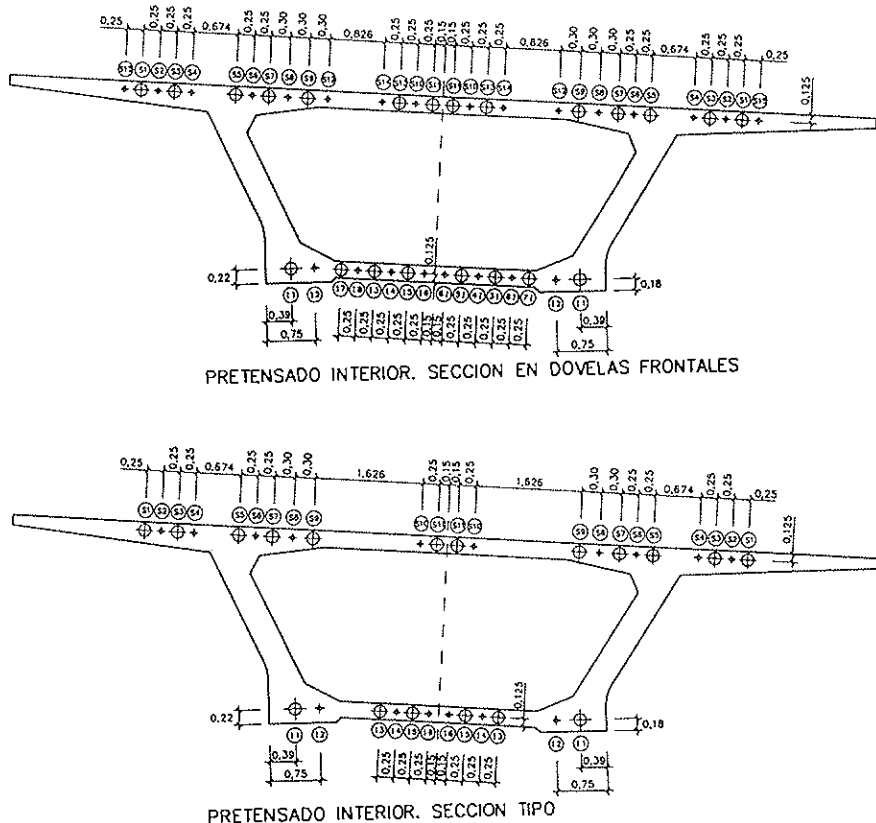


Figura 12. Pretensado interior, constituido por tendones de trazado recto.

exterior al hormigón, como suplemento para el tablero en situación de servicio, frente a la acción de las sobrecargas.

El pretensado interior, para el empuje, está compuesto por 34 tendones de 7 ϕ 0,6", anclados cada 2 dovelas; número que aumenta hasta un total de 44 en las 3 primeras dovelas situadas en el frente de empuje (Figura 12).

El pretensado exterior dispuesto con-

siste en 4 tendones de 19 ϕ 0,6", anclados cada dos vanos en la riostra de pilas. En cada vano existen 4 bloques desviadores en la tabla inferior, de 1,20 x 1,20 x 0,45 m, desviándose en cada bloque la mitad de los tendones exteriores (Figura 13).

Gracias a la disposición del pretensado exterior complementario, dimensionado para la situación del viaducto en servicio

frente a las sobrecargas, se resolvió el tablero mediante elementos estructurales de gran sencillez. La cantidad de acero activo constituido por tendones rectos para lograr un pretensado centrado, se dimensionó únicamente para resistir la acción del peso propio en fase de empuje. Las asmas laterales de la viga-cajón tienen un espesor constante, igual a 0,40 m, en toda la longitud del tablero, carecen de tendones de pretensado en su interior y la armadura pasiva es moderada. Ello ha constituido una notable ventaja desde el punto de vista constructivo, proporcionando además unas condiciones favorables para la puesta en obra del hormigón y el vibrado correspondiente.

7. PILAS

Las pilas, construidas con encofrado trepante, son de sección rectangular con un ancho transversal constante de 5,10 m, un espesor de paredes de 0,35 m y una dimensión longitudinal variable con la altura de la pila. Dicha dimensión es de 2,20 m en la cabeza de todas las pilas; valor que se consideró adecuado para albergar los aparatos de apoyo y disponer de espacio suficiente, en sentido longitudinal, para situar gatos para las operaciones de levantamiento del tablero, tanto durante el empuje como una vez esté el tablero en posición definitiva y se precise la sustitución de los apoyos en el futuro (Figura 14). Dicha previsión de espacio se considera fundamental para todo puente a construir por el método del empuje, en previsión de eventualidades

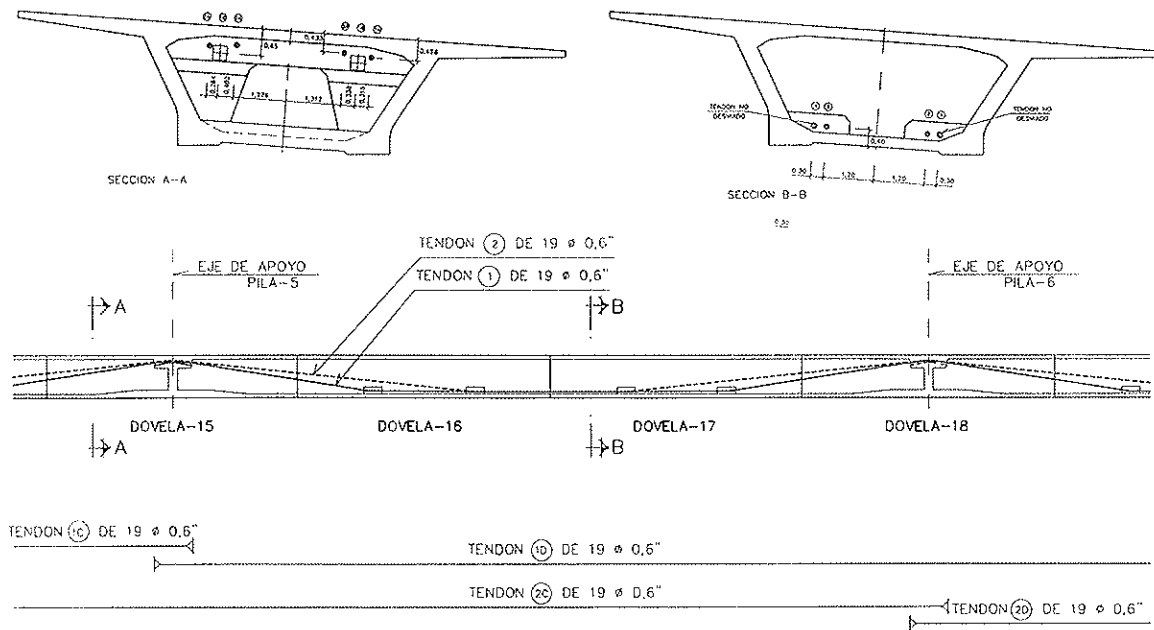


Figura 13. Pretensado exterior.



Figura 14. Coronación de la pila.

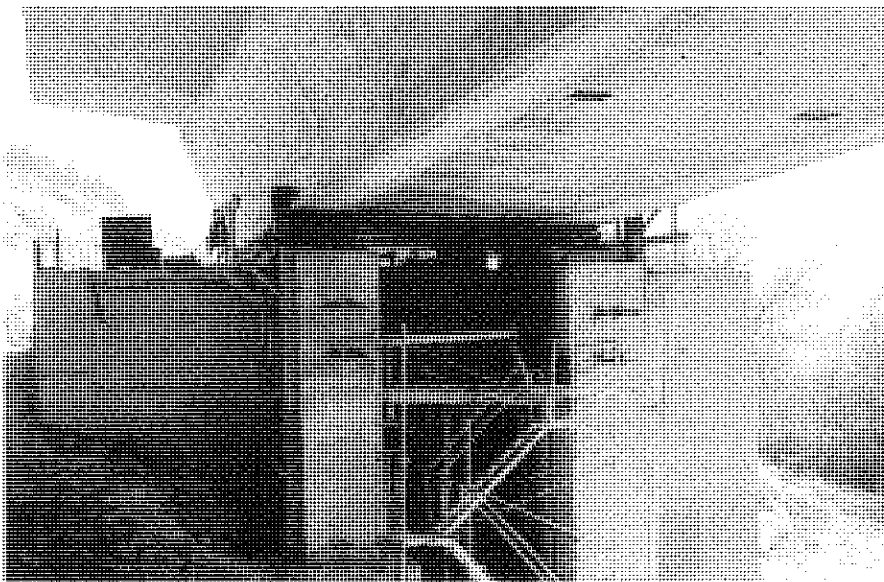


Figura 15. Tabiques provisionales para soporte de los aparatos de empuje.

consistentes en la necesidad de levantamiento del tablero para extraer almohadillas de empuje colocadas en posición errónea, así como para facilitar las tareas propias de terminación y montaje de elementos accesorios para los apoyos en situación definitiva.

8. ESTRIBOS

El estribo 2 del viaducto tiene unas especiales características, debido a las funciones que desarrolla:

- 1) Fija el tablero longitudinalmente, resistiendo los esfuerzos derivados de los fenómenos reológicos del hormigón, temperatura y frenado, mediante un sistema de topes de neopreno y unos tendones de $12 \phi 0,6"$, dispuestos horizontalmente.
- 2) Da acceso al interior de la vigacajón para futuras operaciones de conservación, por medio de una galería.
- 3) En su momento, sirvió como estribo de empuje, durante el lanzamiento del tablero.

Para las operaciones de empuje del tablero se construyeron dos tabiques provisionales en el frente del estribo, para alojar los gatos de empuje y la placa de frenado (Figura 15).

9. APOYOS

En cada pila existen dos aparatos de apoyo tipo "POT" de 10.000 kN de carga admisible, uno unidireccional y otro multidireccional.

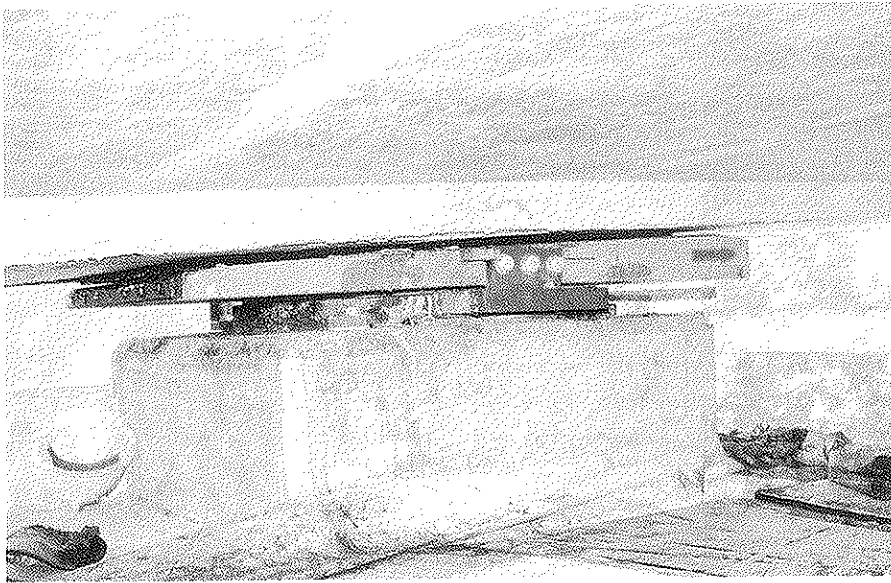


Figura 16. Aparato de apoyo tipo "Pot", en fase de empuje del tablero.

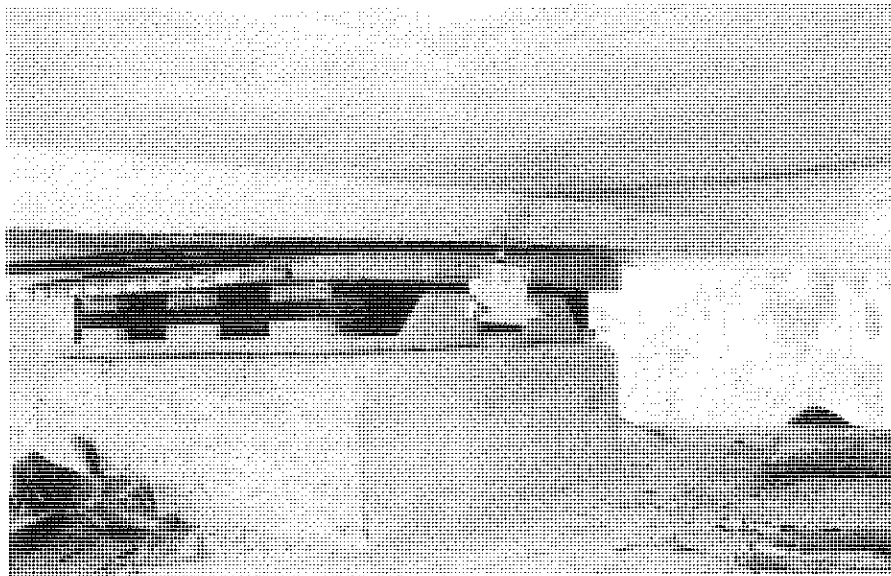


Figura 17. Aparato de apoyo, de neopreno, en fase de empuje del tablero.

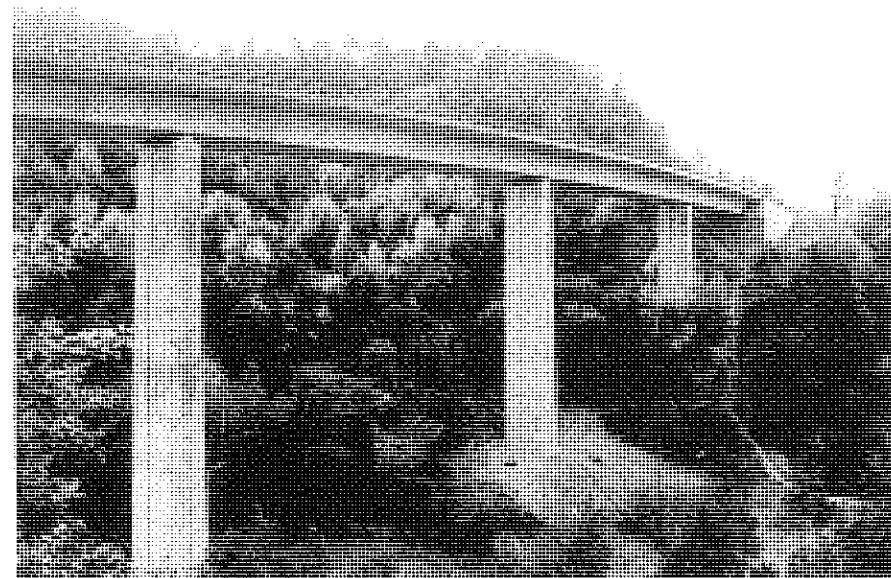


Figura 18. Viaducto de Sant Bartomeu. Aspecto de la obra terminada.

Durante las fases de empuje, los aparatos de empuje utilizados fueron los definitivos en su posición final. Para ello, la parte superior del "Pot" tenía una plataforma metálica con disposición en cuñas, con la superficie superior inclinada según una pendiente del 4,2%, coincidente con la del tablero, sobre la cual se dispuso una lámina de acero inoxidable, bloqueándose por otro lado la capacidad de deslizamiento horizontal del aparato de apoyo. Sobre dicha lámina deslizaba, en posición inclinada, el tablero durante el empuje, gracias a la interposición de unas almohadillas de neopreno, cuya parte inferior estaba forrada con teflón. Una vez finalizado el empuje, se procedió al levantamiento del tablero para retirar las almohadillas interpuestas, así como la lámina de acero inoxidable y se efectuó la soldadura de la parte superior del aparato de apoyo a unas chapas de acero embebidas en la parte inferior del tablero, colocadas previamente, en fase de construcción de la dovola correspondiente (Figura 16).

Por último, se liberó el bloqueo del "Pot", con lo cual el tablero quedó situado en posición definitiva y en condiciones de deslizar horizontalmente sobre los apoyos de las pilas.

En la pila más próxima al estribo correspondiente al punto fijo del tablero, se dispusieron apoyos de neopreno, sobre los que, en fase de empuje se colocó el mismo sistema que en el resto de los apoyos tipo "Pot", para permitir el lanzamiento del tablero (Figura 17).

10. EJECUCIÓN DE LA OBRA

El Viaducto Sant Bartomeu pertenece al nuevo tramo de carretera, denominado Eix Transversal Lleida-Girona, realizado por la Generalitat de Catalunya y que ha sido inaugurado en diciembre de 1997, actuando como Administración GISA (Gestió d'Infraestructures, S.A.) (Figura 18). El tramo Fontfreda-Enlace con la C-154, en el que se encuentra el viaducto, ha sido construido por una Unión Temporal de Empresas formada por OSHSA, COMAPA y LAIN. El sistema de pretensado y empuje ha sido aportado por MEKANO4. El Proyecto del Viaducto y asistencia técnica durante la construcción se ha realizado en EIPSA (Estudio de Ingeniería y Proyectos), por los autores del presente artículo.

Medida experimental de las deformaciones y las temperaturas en el viaducto sobre el río Manzanares y la ctra. del Pardo de la M-40

Measurement of strains and temperatures in a real structure. M-40 Viaduct over the Manzanares river and the road to El Pardo

Hugo Corres Peiretti, Alejandro Pérez Caldentey, José Torrico Narvárez
Jorge Pérez Algaba y Roberto Estévez Estévez

RESUMEN

En este artículo se presentan los principales resultados obtenidos a partir de la instrumentación del Viaducto que permite el paso de la M-40 sobre la carretera del Pardo y el Río Manzanares, en el nudo de la Zarzuela en Madrid. En particular, se presentan resultados de deformaciones, temperaturas y propiedades instantáneas y diferidas de los materiales utilizados. Esta última información se utiliza para calibrar los modelos reológicos de un programa de cálculo paso a paso en el tiempo, aplicando una metodología desarrollada como fruto de trabajos previos. Los resultados del modelo teórico se comparan con los resultados experimentales, obteniendo una validación de dicha metodología, que, previamente sólo se había ensayado en condiciones de laboratorio.

SUMMARY

In this paper, the main results of an experimental program aimed at measuring strains and temperatures in a real structure (the Viaduct over the Manzanares river and the road to El Pardo in Madrid) are presented. The results include a full characterization of the instantaneous and time-dependent properties of two different concretes (supports and deck), distribution of temperatures in the deck of the structure after the placing of concrete, including high temperatures due to concrete hardening, as well as strain measurements in several cross sections of the deck and at several points inside a single cross section. In particular, the effect of shear lag is measu-

red. Finally, a step-by-step calculation is carried out to predict the evolution of strains in the structure, using the time dependent tests of the concrete to adjust the rheological models.

1. INTRODUCCIÓN

Este trabajo se enmarca en una línea de investigación sobre las deformaciones diferidas en estructuras abiertas por la Unidad Docente de Hormigón de la E.T.S.I. de Caminos Canales y Puertos de Madrid en 1987. Dicha línea de investigación ha dado lugar a 3 convenios de investigación con la Dirección General de Carreteras [1,2,3] y dos tesis doctorales [4,5].

La medida experimental de las deformaciones a lo largo del tiempo en estructuras reales constituye un hito importante de esta línea de investigación, ya que permite llevar a condiciones reales las conclusiones obtenidas en condiciones de laboratorio.

En [5] se propuso un método para calibrar un modelo teórico de integración paso a paso en el tiempo a partir de ensayos de caracterización del comportamiento instantáneo y diferido del hormigón. En este artículo se describe una aplicación de este método a un caso real.

Igualmente, se presenta información experimental de interés acerca de las características instantáneas y diferidas de los hormigones utilizados, de la distribución de temperaturas en la sección del tablero durante el fraguado del hormigón y del efecto de deformación por cortante en secciones en T.

2. BREVE DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

A continuación se presenta una breve descripción de la estructura. En la referencia [6] se incluye una descripción más amplia.

El Viaducto sobre el río Manzanares y la Carretera del Pardo pertenece al tramo II del Cierre Norte de la M-40. Se trata de una estructura de 473 metros de longitud con 13 vanos de $2 \times 26,00 - 35,90 - 44,80 - 44,10 - 42,20 - 35,40 - 36,90 - 31,90 - 45,00$ y $30,00$ metros de luz.

El tablero tiene 18,95 metros de ancho y permite el paso de 3 carriles ampliables a 4 carriles en el futuro. La sección transversal consta de un núcleo de 5,00 metros de ancho en su cara inferior y unos voladizos de 6,97 metros luz a cada lado. Este diseño viene condicionado por la necesidad de reducir el número y el ancho de las pilas, con objeto minimizar el impacto visual de la estructura.

La importancia de los voladizos permite prever un comportamiento en el cual la deformación por cortante, o distorsión, tenga un papel importante. Por esta razón se ha planteado en este trabajo la conveniencia de medir experimentalmente este efecto.

3. DESCRIPCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación de la estructura consta de:

- Barras $\phi 25$ instrumentadas con un Puente de Wheatstone completo
- Termopares.

Se han instrumentado las pilas 8, 9 y 10 con una barra centrada y el termopar correspondiente.

Además, se han instrumentado todas las secciones de apoyo y centro de vano de la estructura. En general, se sitúa una barra, con su termopar correspondiente, en la cara superior e inferior de la sección transversal centradas respecto del eje del puente. Además, en las secciones de la pila 2 y del centro de vano 2, se sitúan termopares y barras instrumentadas en distintas posiciones según puede verse en la Figura 1. En estas dos secciones, se sitúan 9 barras instrumentadas en la cara superior de la sección (barras 33 a 41 de la Figura 1) y 3

barras en la cara inferior (barras 42 a 44). Esta disposición permite medir la deformación diferencial entre el núcleo de la sección y los voladizos, y evaluar así el efecto de la deformación por cortante del ala. Por otra parte, se sitúan 2 termopares en el centro de los voladizos (termopares T8 y T14 de la Figura 1) y otros 5 distribuidos a lo largo del canto en el centro de la sección (termopares T9 a T13), con objeto de poder medir la influencia del espesor de hormigón en el valor de las temperaturas de la sección.

4. ENSAYOS COMPLEMENTARIOS

Con objeto de poder caracterizar el hormigón utilizado en las pilas y el tablero (y poder utilizar esta información en el ajuste del modelo teórico) se llevó a cabo una campaña de ensayos instantáneos y diferidos. En este apartado se resumen los resultados obtenidos.

4.1. Composición de los hormigones

En la Tabla 1 se recoge la dosificación teórica del hormigón de las pilas y del hormigón del tablero respectivamente. Estos datos son importantes de cara a interpretar los resultados de los ensayos instantáneos y diferidos.

4.2. Ensayos instantáneos

Se llevaron a cabo ensayos de compresión, tracción y módulo de deformación longitudinal para distintas edades del hormigón. Los resultados de estos ensayos se resumen en la Tabla 2 para el hormigón de las pilas, correspondiente a un H-250 y en la Tabla 3 para el tablero, correspondiente, nominalmente a un H-400 (aunque, realmente, se proyectó un hormigón de mayor calidad con objeto de permitir un pretensado a edades tempranas). Tanto para el hormigón de las pilas como para el hormigón del tablero se observa que la resistencia media real es muy superior a los 28 días a la resistencia característica nominal.

En las Figuras 2 y 3, se muestra, para estos dos hormigones, la relación entre resistencia media a compresión y la resistencia media a tracción, y entre la resistencia media a compresión y módulo de deformación longitudinal, respectivamente. Estas relaciones experimentales se comparan con la formulación de la instrucción EHE, que corresponde con la del Código Modelo MC-90 [11]. Como puede verse, esta formulación da lugar a buenos resultados en ambos casos y para ambos hormigones.

4.3. Ensayos diferidos

Retracción

En las Figuras 4 y 5 se incluyen los resultados de los ensayos de retracción del hormigón de las pilas (probetas MP56 y MP78) y del tablero (probetas MT5 y MT67) respectivamente. Tanto en estos gráficos, como en los resultados de los ensayos de fluencia, se utiliza como unidad para las deformaciones la

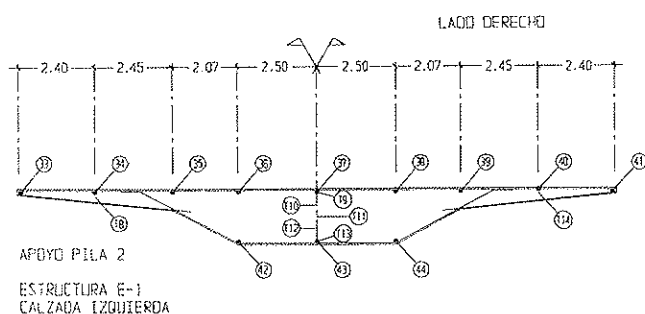


Figura 1. Instrumentación en apoyos sobre pila 2.

Tabla 1 – Dosificación de los hormigones

Componente	Pila (H-250)	Tablero (H-400)
Grava 6/20 silicea [kg/m ³]	1050	950
Arena 0/6 silicea [kg/m ³]	500	780
Polvo 0/3 [kg/m ³]	300 (g/c=6.16)	– (g/c=3.80)
Cemento II-Z-45-A [kg/m ³]	300	450
Agua [kg/m ³]	150 (a/c = 0.5)	145 (a/c = 0.32)
Plastificante “Pozzolith 375-N” [kg/m ³ o %]	1.05	0.3 %
Superfluidificante “Rheobuild 1000” [kg/m ³ o %]	1.8	1.0 %

Tabla 2 – Ensayos instantáneos del hormigón de las pilas (H-250)

Edad [días]	f _{cm} [MPa]	f _{ct,m} [MPa]	E _{c,m} [MPa]	v
2	20	1.70	264975	0.148
7	31	2.68	293492	0.147
14	34	2.64	269372	0.121
28	32	2.78	273428	0.125
153	39	3.03	271955	0.122
387	36	3.17	316583	0.139

Tabla 3 Ensayos instantáneos del hormigón del tablero (H-400)

Edad [días]	f _{cm} [MPa]	f _{ct,m} [MPa]	E _{c,m} [MPa]	v
3	44	3.79	308004	0.175
10	54	3.66	315582	0.174
17	54	4.21	340503	0.192
28	51	3.81	346469	0.169
101	63	4.14	350169	0.165

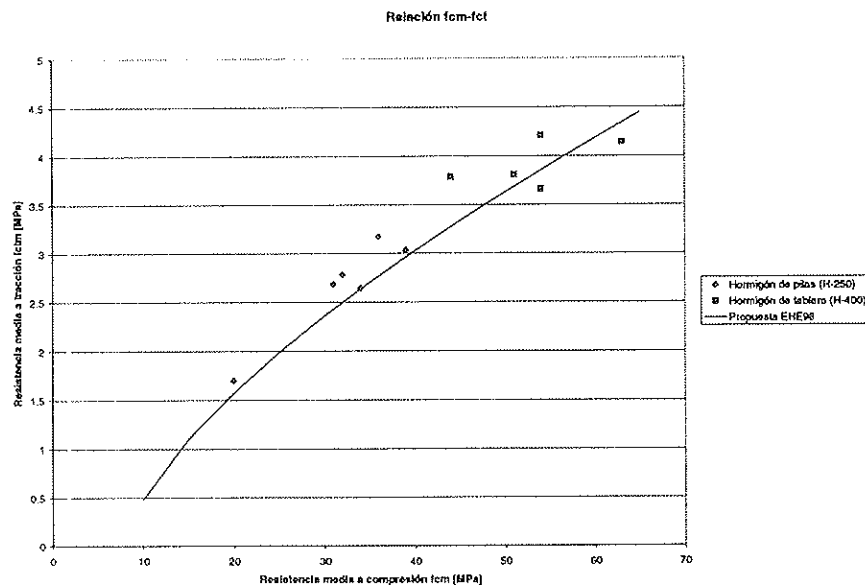


Figura 2 - Relación f_{cm}-f_{ct}

microdeformación ($\mu\epsilon=10^{-6}$). Como puede verse, se obtienen deformaciones de retracción del mismo orden de magnitud para ambos hormigones. Esta circunstancia, que, en primera instancia, podría parecer contradictoria, se explica por el hecho de que la relación áridos/cemento (g/c) es mucho mayor para

el hormigón H-250 que para el hormigón H-400. Este hecho contrarresta el efecto de la relación agua/cemento que se recoge en los modelos de cálculo incluidos en las normativas habituales y que haría pensar que la retracción de un hormigón H-400 debería ser menor que la de un H-250. En este sentido, es

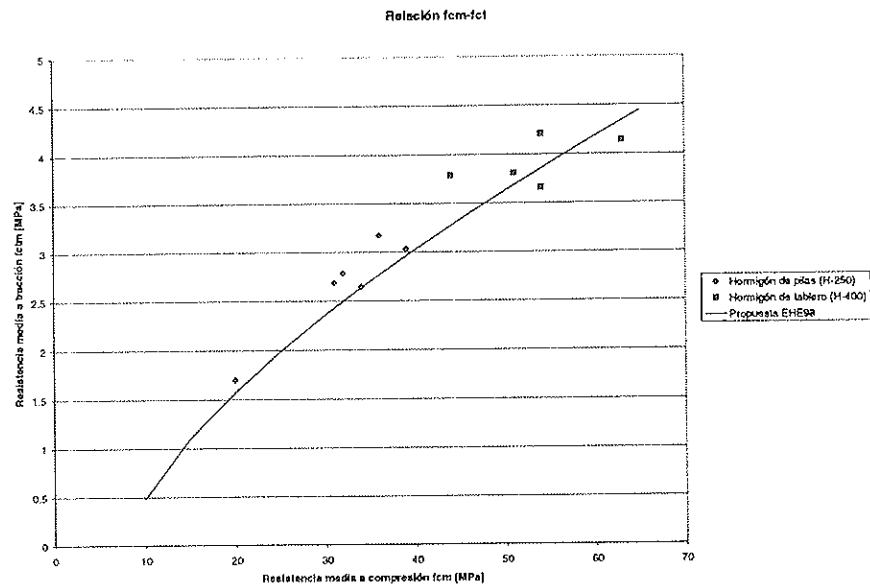


Figura 3 - Relación $f_{cm}-E_{cm}$

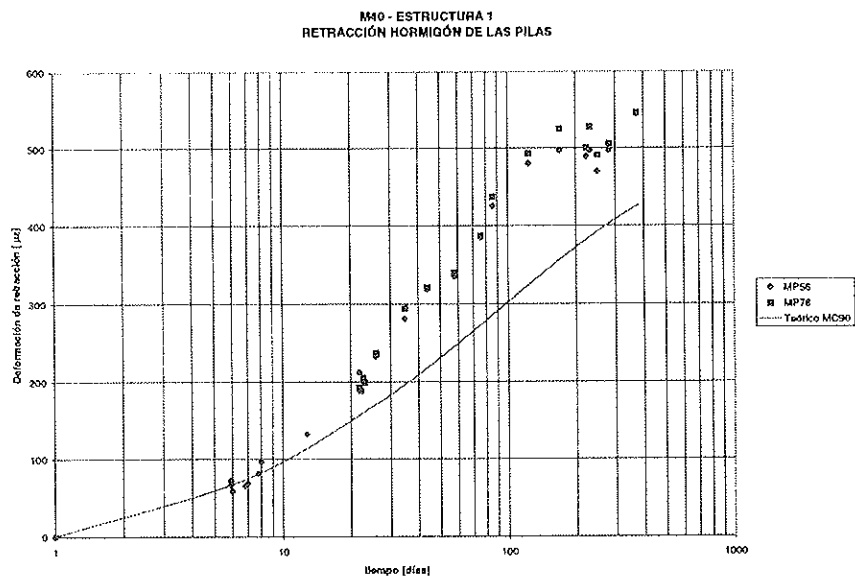


Figura 4 - Retracción. Hormigón de las pilas.

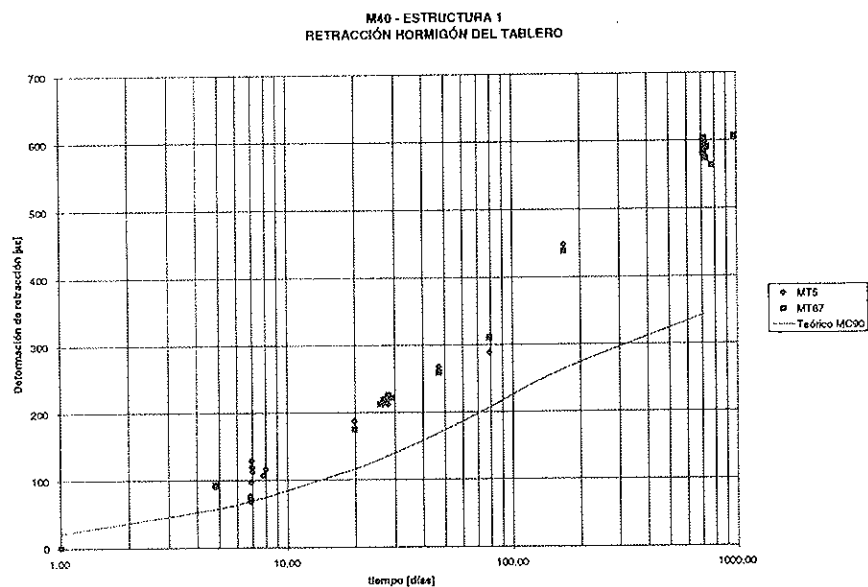


Figura 5 - Retracción. Hormigón del Tablero.

relevante citar los ensayos de Neville [6] en probetas de pasta de cemento (relación árido/cemento=0), en los cuales la retracción alcanza las 3000 $\mu\epsilon$ (ver también la referencia [5], páginas 18 y 19). Este valor da una idea, si se compara con la magnitud normal de la retracción del hormigón ($\approx 500 \mu\epsilon$), de la gran influencia de la relación g/c. A pesar de lo ello, su influencia no queda recogida en los modelos de mayor difusión, debido a la dificultad que existe a la hora de obtener esta información, en particular en la fase de proyecto.

Por otra parte, se observa que la predicción del modelo del CEB-90, entre 350 y 400 $\mu\epsilon$, queda claramente por debajo del valor experimental (500 a 600 $\mu\epsilon$). Este hecho es significativo, ya que existe una evidencia importante (ver [5, 7, 8, 9]) de que este modelo subestima de forma apreciable el valor de la deformación de retracción.

Fluencia

En las Figuras 6 y 7 se representa la evolución de la función

de fluencia a lo largo del tiempo. Como puede verse, tanto para el hormigón de las pilas (probetas MP12 y MP34) como para el hormigón del tablero (probetas MT34), se obtiene una buena aproximación con el modelo de fluencia del CEB-90. Esta, sin embargo, no es una conclusión que pueda extrapolarse a otros ensayos como puede verse en las referencias [5, 8 y 9].

5. MEDIDA DE LAS TEMPERATURAS

En la Figura 8 se representa la evolución de las temperaturas a lo largo del tiempo tras el hormigonado de la sección de apoyos sobre la pila 2. Como puede verse, debido al calor de hidratación, se alcanza en el centro de la sección una temperatura de 90°C. Este valor, aunque muy alto, parece lógico debido al gran contenido de cemento del hormigón utilizado, así como al gran espesor de la sección (1,80 metros). En el extremo del voladizo, por su parte, donde el espesor es consi-

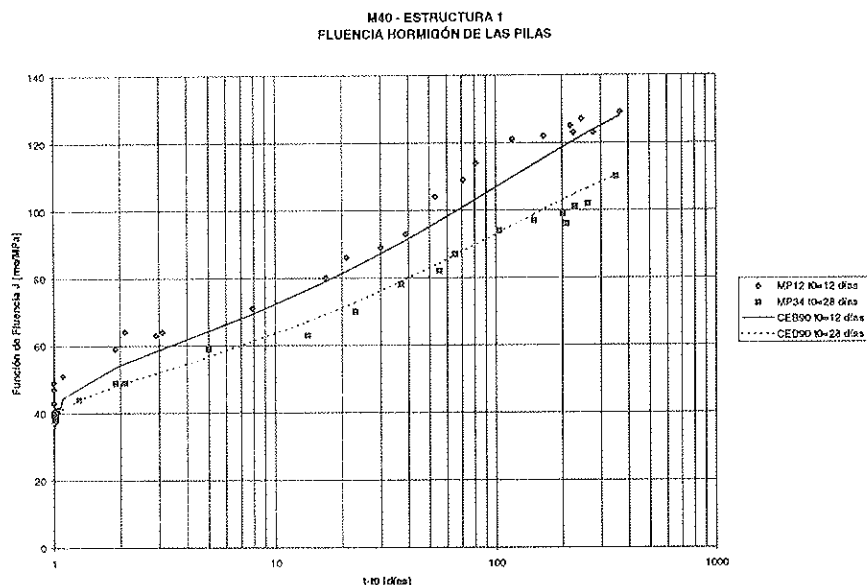


Figura 6 - Fluencia. Hormigón de las Pilas

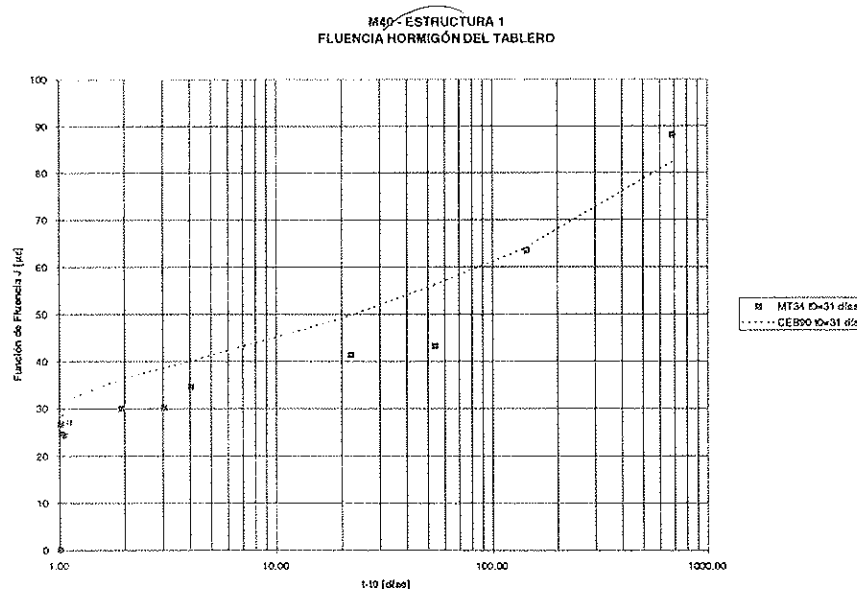


Figura 7 - Fluencia. Hormigón del Tablero

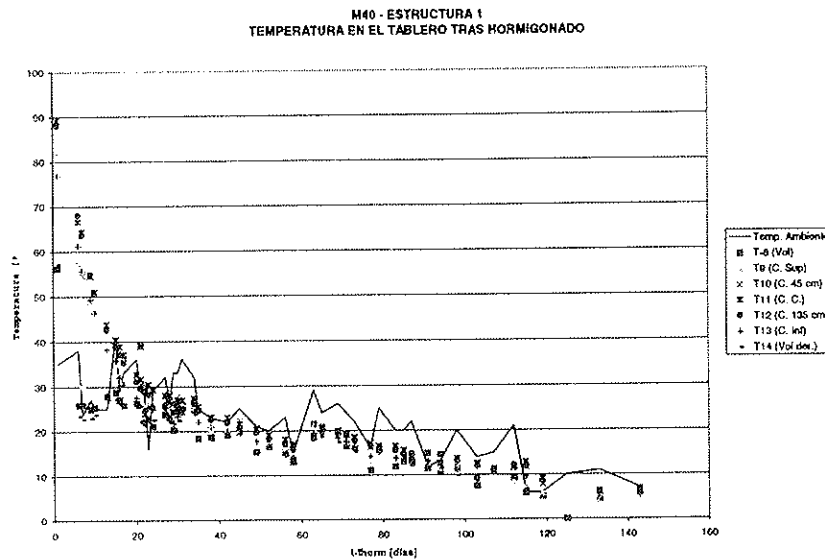


Figura 8 - Evolución de la temperatura en distintos puntos de la sección transversal del tablero.

derablemente menor se alcanzan temperaturas máximas de 55°C. Las temperaturas elevadas se mantienen a lo largo de unos 15 días, a partir de cuyo momento la temperatura en el tablero se aproxima a la temperatura ambiente.

Por otra parte, debido a la inercia térmica del hormigón, se registran diferencias de temperaturas entre el interior de la sección y el ambiente del orden de 5 grados.

mándose más el núcleo de la sección que las alas. Se trata, por lo tanto, de una comprobación experimental clara del efecto de arrastre por cortante. La diferencia de deformaciones se amplifica con el tiempo, ya que la fluencia acentúa las diferencias entre las deformaciones iniciales.

De la Figura 9 se deduce que la deformación del núcleo es del orden del doble de la deformación del voladizo, lo cual da una idea de la importancia del fenómeno.

6. MEDIDA EXPERIMENTAL DE LA DISTORSIÓN

En las Figura 9 y Figura 10 se representa la deformación en distintos puntos del paramento superior para las secciones de apoyo en pila 2 y centro de vano 3. Como puede observarse, en la sección del centro de vano en la cual el cortante es nulo, la deformación de la fibra superior de la sección es uniforme, mientras que en la sección de apoyos, donde el cortante es máximo hay una clara diferencia en las deformaciones, defor-

7. PREDICCIÓN DE LAS DEFORMACIONES A PARTIR DE UN CÁLCULO PASO A PASO EN EL TIEMPO.

Como objetivo último de este trabajo, se plantea la aplicación a una estructura real del método desarrollado en la referencia [5]. Para ello se cuenta con los resultados de caracterización del hormigón de tablero que se han expuesto

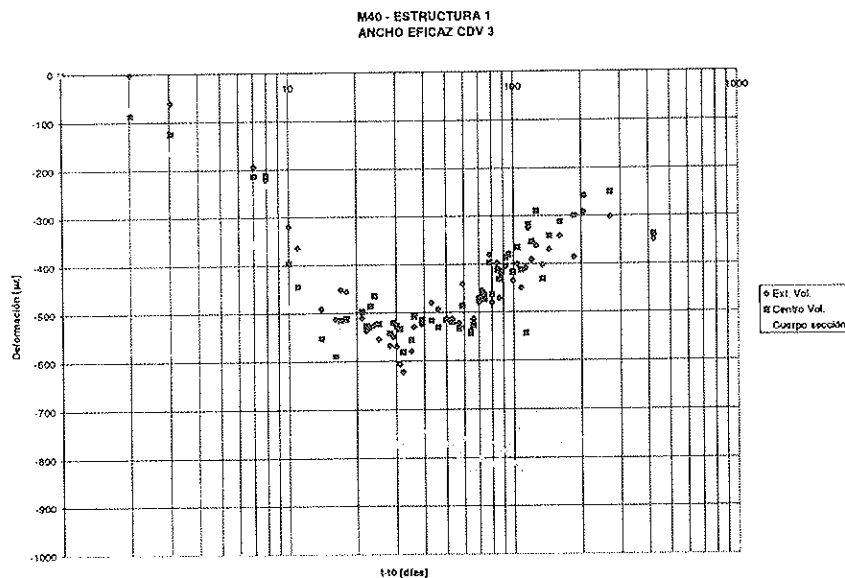


Figura 9 - Efecto de la deformación por cortante en la sección de los apoyos.

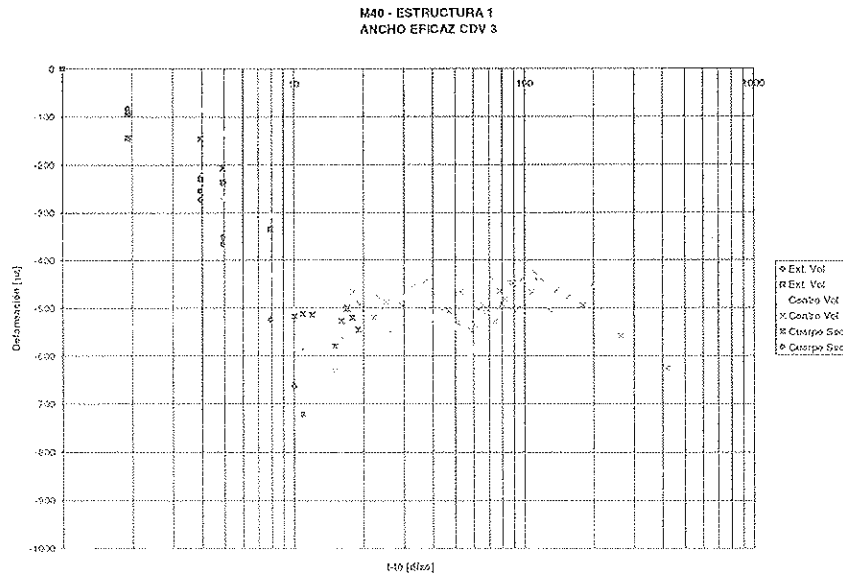


Figura 10 - (Ausencia de) Efecto de la deformación por cortante en centro de vano.

anteriormente. A continuación se exponen los resultados del ajuste de los modelos reológicos del CEB-90 a estos resultados experimentales.

7.1. Ajuste de los modelos reológicos

El ajuste de los modelos reológicos se hace siguiendo la metodología expuesta en [5]. Para ello, se determinan, por mínimos cuadrados los factores a y p_2 , que minimizan el error del modelo de retracción y de fluencia, respectivamente:

$$\begin{aligned} \epsilon_{r,ajust} &= a\epsilon_{r,CEB90} \\ J_{ajust} &= \frac{1}{E_c} + p_2 \Phi_{CEB90} \end{aligned}$$

De esta forma se obtienen valores de la deformación de retracción y de la función de fluencia ajustados a los datos experimentales ($\epsilon_{r,ajust}$ y J_{ajust} , respectivamente).

En la Tabla 4 se dan los valores de a y p_2 que ajustan la retrac-

ción y la fluencia del tablero a los resultados experimentales. En la misma Tabla se detalla la media del error y la desviación típica que se obtiene antes y después de ajustar el modelo.

Como era de esperar el ajuste da lugar a una aproximación importante de los resultados teóricos y experimentales en lo que se refiere a la retracción, mientras que apenas se modifica el ajuste de los datos de fluencia.

7.2. Resultados de la contrastación

En las Figuras 11 y 12, se comparan, a modo de ejemplo, los resultados teóricos y los resultados experimentales en dos fibras correspondientes a una sección de centro de vano (centro de vano 5) y a una sección de apoyos (apoyo en pila 4)¹. Como puede verse, en ambos casos se obtienen resultados bastante buenos.

8. CONSIDERACIONES FINALES

A partir de los resultados expuestos anteriormente, se pue-

Tabla 4 - Ajuste de los modelos reológicos

	Retracción		Fluencia	
	$a=1.00$	$a=1.315$	$p_2=1.00$	$p_2=1.109$
Error medio [%]	-15.91	10.57	-1.88	+2.98
Desviación típica [%]	30.67	17.96	10.33	10.10

¹ Sólo se compara una de las fibras en cada sección debido a que un gran número de barras no funcionó adecuadamente, en parte por las condiciones de obra que resultan sumamente duras, en parte por fisuraciones superficiales debido a la retracción diferencial entre el perímetro y el núcleo de la sección. En este último caso, si la fisura coincide con la sección en que se encuentran las bandas extensométricas, éstas miden un valor exagerado de la deformación. Estas consideraciones ponen de manifiesto la necesidad de utilizar bandas de una longitud apreciable (del orden de 20 cm) así como de mejorar la protección de los cables y de las bandas para adaptarlas a las condiciones de obra.

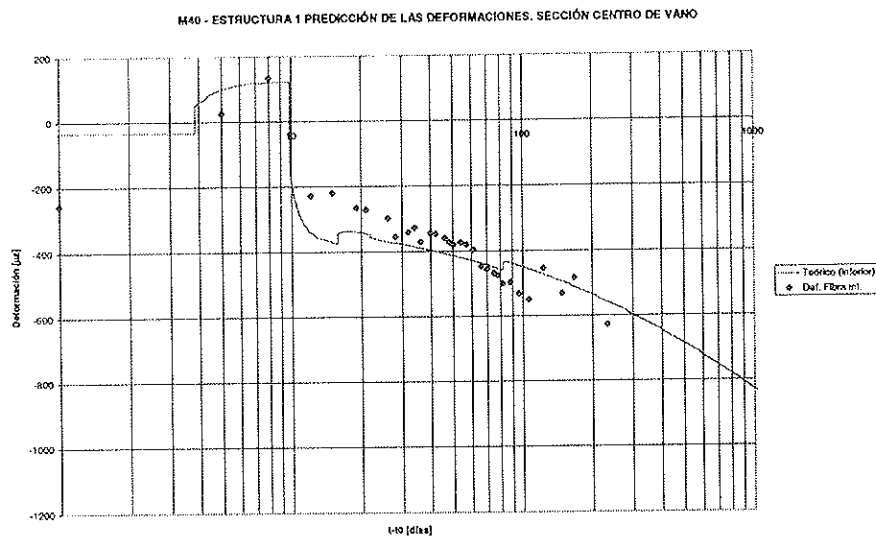


Figura 11. Comparación entre datos experimentales y cálculo teórico (sección de apoyos)

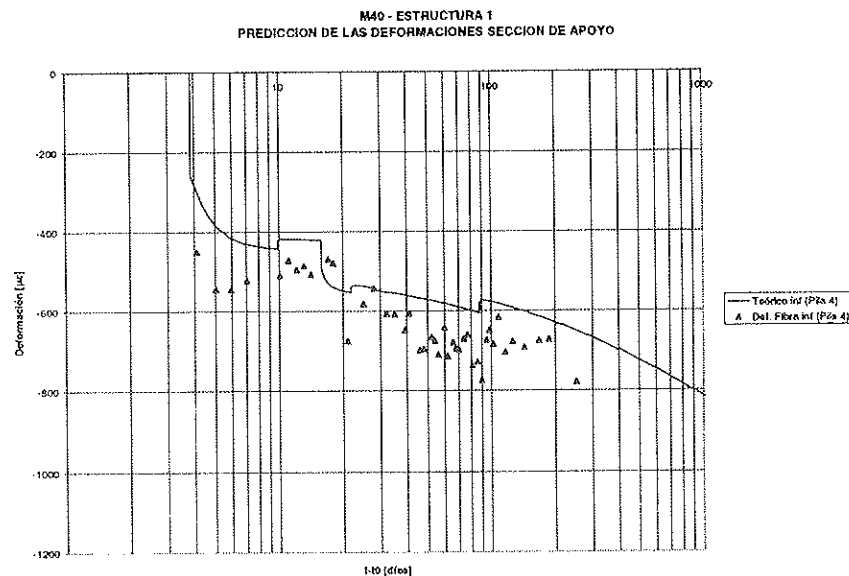


Figura 12. Comparación datos experimentales con cálculo teórico (sección de centro de vano).

den hacer las siguientes consideraciones:

- Los hormigones utilizados en el tablero y las pilas, se ajustan bastante bien en lo referente a la relación $f_{cm}-f_{ct}$ y $f_{cm}-E_{cm}$ a las expresiones del Código Modelo que son adoptadas por la Instrucción Española EHE. En lo relativo al comportamiento diferido, se observa que en, este caso, como en muchos otros, el modelo de retracción del Código Modelo subestima las deformaciones. El modelo de predicción de la fluencia da lugar, en este caso, a resultados bastante adecuados.
- En esta estructura, que presenta unos voladizos muy importantes, existe un marcado efecto de arrastre por cortante que es máximo en la sección de apoyos y nulo, para cargas permanentes en la sección de centro de vano. Las deformaciones medidas en la zona del voladizo son

del orden de la mitad de las registradas en la zona central de la sección.

- Debido a que los espesores utilizados son relativamente importantes (1,80 metros de canto) y a que la cantidad de cemento utilizada en el hormigón es elevada² (450 kg/m³), durante el fraguado del hormigón, se obtienen temperaturas que, en el centro de la sección, alcanzan los 90°C. En la zona del voladizo, con espesores del orden de 35 cm, la temperatura máxima registrada es de 55°C. En aproximadamente 2 semanas, el efecto de la temperatura por fraguado desaparece.
- Se ha utilizado la metodología de ajuste de los modelos reológicos propuesta en [5] con objeto de predecir, mediante un cálculo paso a paso en el tiempo, las deformaciones de la sección. Dicha metodología da lugar a buenos resultados, también en este caso, en el cual no se

² El mínimo contenido de cemento contemplado en la Instrucción EHE es de 400 kg/m³.

dan condiciones de control comparables a del laboratorio. Este resultado indica que es posible extrapolar esta metodología a casos reales.

9. BIBLIOGRAFÍA

[1] H. Corres, R. Rodríguez, J. Torrico (1987), *Estudio teórico y experimental de deformaciones diferidas en vigas pretensadas de tableros de puentes*. Convenio de investigación con la Dirección General de Carreteras. Madrid, 1987.

[2] H. Corres, J. Romo, J. Torrico (1989), *Estudio teórico y experimental de pérdidas de hormigón pretensado*. Convenio de investigación con la Dirección General de Carreteras. Madrid, 1989.

[3] H. Corres, A. Pérez, J. Torrico (1991), *Estudio teórico y experimental de vigas pretensadas hiperestáticas*. Convenio de investigación con la Dirección General de Carreteras. Madrid, 1991.

[4] R. Rodríguez, (1989), *Estudio teórico y experimental de deformaciones en vigas pretensadas de puentes*. Tesis doctoral. E.T.S.I. Caminos Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. 1989.

[5] A. Pérez, (1996), *Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental*. Tesis Doctoral. Grupo Español del Hormigón (GEHO). Madrid, 1997.

[6] H. Corres, J. Romo, A. Pérez, J. Calvo, Jorge Torrico (1998), *El Enlace de la Zarzuela de la M-40 en Madrid*. Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). XIII Congreso de la FIP y Expositores. Estructuras Pretensadas en España 1994-1997.

[7] A.M. Neville (1965). *Properties of Concrete*. Pitman, 1965.

[8] N.J. Gardner, J.W. Zhao (1993), *Creep and Shrinkage Revisited*. ACI Materials Journal. Mayo-Junio, 1993.

[9] Sakata (1993), *Prediction of Concrete Creep and Shrinkage*. Creep and Shrinkage of Concrete (Concreep 5). Barcelona, Sept. 1993.

[10] D.B. McDonald, H. Roper (1993), *Accuracy of Prediction Models for Shrinkage of Concrete*. ACI Materials Journal. Mayo-Junio 1993.

[11] CEB. (1990), *CEP-FIP Model Code 1990*. Bulletin d'Information N° 213/214. Mayo 1993.

10. AGRADECIMIENTOS

Esta investigación fue financiada por la Dirección General de Carreteras y contó con la colaboración de la UTE DINOR M-40.

Igualmente, los autores desean agradecer la colaboración de Vicente Puchol de KINESIA.

IV CONFERENCIA CIENTIFICO-TECNICA DE LA CONSTRUCCIÓN

Del 25 al 28 de abril del 2000

Ministerio de la construcción de la República de Cuba

El Ministerio de la Construcción de la República de Cuba, se complace en convocar a todos los especialistas nacionales y extranjeros a participar en la IV Conferencia Científico-Técnica de la Construcción a efectuarse en el Palacio de las Convenciones de la Ciudad de la Habana.

La IV Conferencia Científico-Técnica de la Construcción tiene como objetivos el impulsar el desarrollo científico-técnico, estimular el trabajo de los investigadores y especialistas, y propiciar la confrontación de criterios e intercambiar experiencias alrededor de los problemas más relevantes de la construcción en Cuba, objetivos que se han mantenido desde su primera realización en 1982.

En esta ocasión y coincidiendo con el nuevo milenio, se han seleccionado dos importantes temas que definirán las dos Comisiones de Trabajo del evento:

Tema 1: Impacto de la introducción de nuevos materiales, técnicas y tecnologías de avanzada, sobre los plazos de ejecución, los costos, la calidad y la durabilidad de las obras.

Tema 2: Nuevas realizaciones constructivas en el período 1995-1999 en Cuba, que constituyan ejemplos prácticos en alguno de los siguientes aspectos:

Diseño
Técnicas constructivas
Calidad de realización
Plazos de ejecución
Economía material
Impacto ambiental

Información

Para cualquier solicitud de información adicional, dirigirse a:

Dr. Ing. Juan José Howland Albear
Ministerio de la Construcción
Dirección de Desarrollo Tecnológico
Av. Carlos Manuel de Céspedes y 35 Plaza de la Revolución. C.P. 10600
Ciudad de La Habana. Cuba
Tel.: (53-7) 81 4734 y 81 4978
Fax: (53-7) 33 5585 y 33 5244
e-mail: ctecnico@ceniai.inf.cu y copredir@ip.etcusa.cu

Fisuración longitudinal de elementos pretensados durante la transferencia de la fuerza de pretensado

I. Parte experimental

Splitting action of the prestressing wire during the transfer of the prestressing force: I. Experimental results

Bahaa Sharaf Tork
Ingeniero Civil



Jaime Carlos Gálvez Ruiz*, Jaime Planas Roselló, Manuel Elices Calafat
Dres. Ingenieros de Caminos.

Dpto. de Ciencia de Materiales. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. UPM

*Actualmente: E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos. Univ. Castilla-La Mancha

RESUMEN

Durante el proceso de transferencia de la fuerza de pretensado en elementos pretensos con cuantía de armadura activa elevada, constituida por alambres grafilados, puede producirse la fisuración longitudinal del hormigón en la zona de transmisión. Este trabajo presenta un modelo de ensayo que permite medir las variables que gobiernan la adherencia entre el hormigón y el alambre pretensado y relacionarlas con el proceso de rotura del hormigón al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado. Se han ensayado 27 probetas, combinando 3 profundidades de grafila y 3 recubrimientos. Los resultados muestran que una mayor profundidad de grafila mejora la adherencia siempre que no se produzca fisuración del recubrimiento. Sin embargo, en las probetas en las que se producen fisuraciones longitudinales, la carga crítica que provoca este agrietamiento longitudinal es menor cuanto mayor es la profundidad de grafila. Además, una mayor profundidad de grafila aumenta la apertura de la grieta, con lo que disminuye la adherencia y aumenta la longitud de transmisión.

SUMMARY

The transmission length in prestressed beams depends on

the concrete-steel bond and on the splitting action of the indented wire. This paper shows a novel testing procedure to evaluate the concrete-steel bond and its reaction with the splitting action of the pretensioned indented wire. 27 specimens, combining 3 covers and 3 indentation depths, have been tested. The deeper the indentation the best the concrete-steel bond if no cracking occurs. However, if splitting cracks appear, deeper indentations require a lower splitting load. Moreover, deeper indentations lead to wider crack opening, minor bond stress and longer transmission length.

1. INTRODUCCIÓN

La adherencia entre la armadura activa y el hormigón es indispensable para transmitir la fuerza de pretensado al hormigón en estructuras pretensas. En elementos pretensados rectos, como viguetas, semiviguetas o prelosas, en los que la armadura activa está constituida por alambres de acero lisos, ondulados o grafilados, es habitual emplear mesas para la fabricación de las piezas de hormigón en línea. En ellas se disponen los alambres y se tensan, hormigonando a continuación y, tras el proceso de curado acelerado mediante un tratamiento de vapor y temperatura, se procede a transferir la fuer-

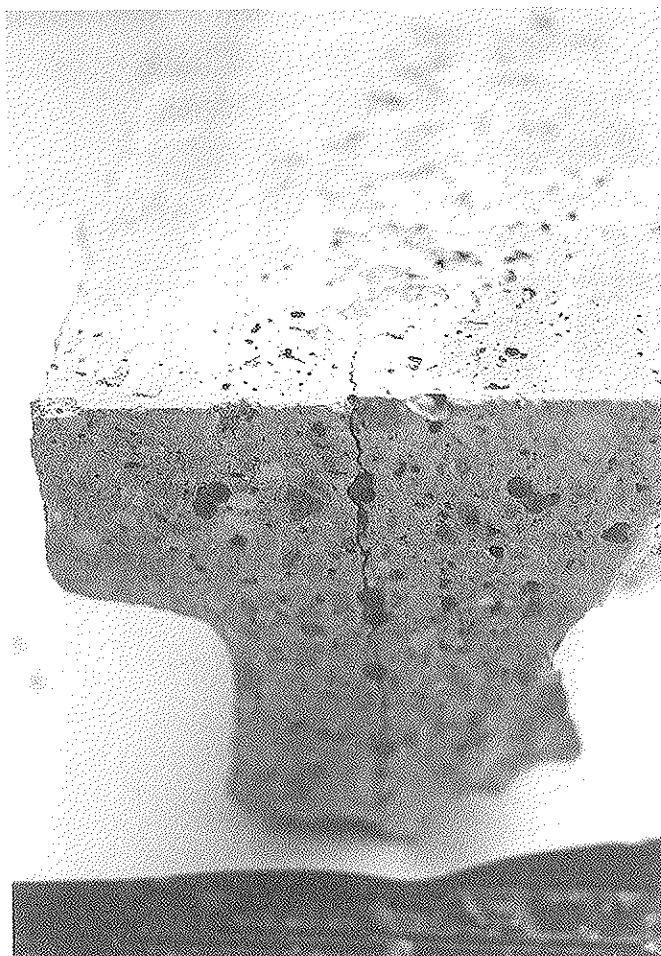


Figura 1. Vigueta de hormigón pretensado agrietada en la zona de transmisión de la fuerza de pretensado.

za de pretensado mediante el corte de los alambres (1). Se denomina *longitud de transmisión* a la distancia entre el extremo libre y la sección en la que la armadura ha transmitido completamente, por adherencia, la fuerza de pretensado al hormigón. La longitud de transmisión es difícil de evaluar; actualmente se calcula con fórmulas empíricas [1-3], basadas en ensayos realizados hace años [4-6]. Además, en piezas con cuantía de armadura activa elevada, son frecuentes los problemas de fisuración longitudinal (Figura 1) debidos al efecto de cuña que provoca la armadura en el hormigón. Este problema es aún más peligroso cuando la grieta existe y no se aprecia a simple vista. La fisuración longitudinal del hormigón aumenta la longitud de transmisión porque disminuye la adherencia en la zona fisurada y el alambre desliza más [7].

Los mecanismos que contribuyen a la adherencia entre el alambre y el hormigón son (8): la adhesión química, el rozamiento y, en el caso de los alambres ondulados y grafilados, el apoyo de los resaltes geométricos del alambre sobre el hormigón. En las piezas pretensadas con alambres grafilados la adherencia es favorecida por un doble fenómeno: 1) al transferir la fuerza de pretensado el alambre aumenta su diámetro por efecto Poisson y, 2) al intentar deslizar el alambre, la grafila provoca la compresión del hormigón en la dirección radial [9]. Este efecto combinado, beneficioso para la adherencia, provoca un anillo de tracciones circunferenciales en el hormigón [9] que aumenta el efecto de cuña de la armadura, pudien-

do rasgar el hormigón longitudinalmente, en la dirección de la armadura (Figura 2).

Por todo ello, en el estudio de la longitud de transmisión debe contemplarse el posible agrietamiento longitudinal del hormigón y su influencia en la adherencia entre el alambre y el hormigón. No hemos encontrado datos experimentales que relacionen la adherencia entre el hormigón y la armadura con el proceso de fisuración longitudinal del hormigón. En este sentido, los ensayos de Gambarova [10], aunque tienen en cuenta el agrietamiento del hormigón, sólo miden la tensión de rozamiento una vez que se ha producido la rotura longitudinal del hormigón. Los ensayos de den Ujil [11], basados en dispositivos de tracción ("pull-out") y empuje ("push-in") tampoco miden las variables relacionadas con la fractura del hormigón.

En este trabajo se presenta un tipo de ensayo que permite medir las variables que gobiernan la adherencia entre el hormigón y el alambre pretensado y relacionarlas con el proceso de agrietamiento del hormigón al realizar la transferencia de la fuerza de pretensado. Los ensayos se han realizado con tres profundidades de grafila y tres recubrimientos distintos. A nuestro entender, los resultados son novedosos y aportan datos experimentales inexistentes que permiten relacionar el proceso de rotura del hormigón con la adherencia entre el alambre y el hormigón.

2. DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL Y DE LAS PROBETAS

Todas las probetas se confeccionaron con hormigón procedente de la misma amasada. Se empleó cemento Portland (tipo II/B-M 32.5). Se emplearon áridos silíceos, siendo de machaqueo la fracción superior, con diámetro máximo de 6 mm. La relación de agua/cemento fue 0.50. La dosificación del hormigón se diseñó para alcanzar una resistencia a compresión de 30 MPa a los 28 días y se detalla en la Tabla 1. La energía de fractura, la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad y la resistencia a tracción se midieron de acuerdo con las Recomendaciones y Normas RILEM 50-FMC, ASTM C39, ASTM C469 y ASTM C496, respectivamente. Las propiedades mecánicas del hormigón en el momento del ensayo se detallan en la Tabla 2.

Se empleó alambre de pretensar Y 1770 C (UNE 36-094) de 4 mm de diámetro, con tres profundidades de grafila distintas:

Tabla 1. Dosificación del hormigón

Componente	Dosificación kg/m ³	Proporción
Agua	225	0.50
Cemento	450	1.00
Arena	900	2.00
Grava	720	1.60

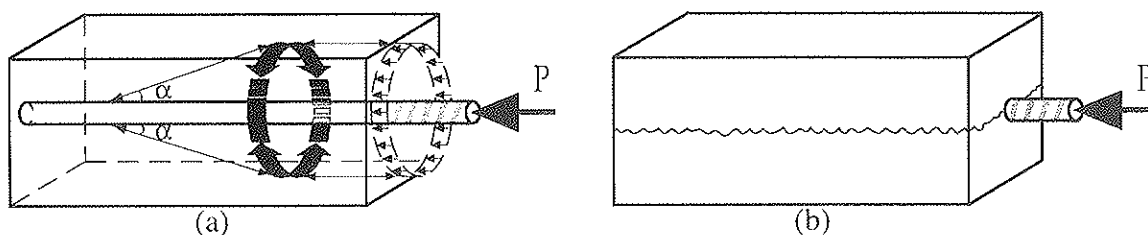


Figura 2. Fenómeno de agrietamiento longitudinal de las piezas de hormigón pretensado al realizar la transferencia del pretensado: (a) anillo de tracción [9]; (b) fisuración longitudinal.

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales

Hormigón	Acero de pretensar
$E = 24 \text{ GPa}$	$E = 226 \text{ GPa}$
$f_{ck} = 29 \text{ MPa}$	$\sigma_{0.2} = 1755 \text{ MPa}$
$f_{ct} = 2.5 \text{ MPa}$	$\sigma_{ti} = 1935 \text{ MPa}$
$G_F = 96 \text{ N/m}$	$\epsilon_u = 5.25 \%$

Tabla 4. Espesor y recubrimiento del alambre en los prismas de hormigón

Denominación	Espesor mm	Recubrimiento mm
C1	14	5
C2	22	9
C3	30	13

ligera, mediana y profunda. Las propiedades mecánicas del acero se detallan en la Tabla 2 y la profundidad de la grafila en la Tabla 3.

Se confeccionaron 27 probetas prismáticas con el alambre pretensado coincidente con el eje longitudinal de la probeta. Todas ellas de 400 mm de longitud y de 60 mm de anchura, pero de tres espesores y tres recubrimientos distintos, que se detallan en la Tabla 4. Los espesores se adoptaron de acuerdo

con la separación entre alambres en viguetas prefabricadas. La geometría y dimensiones de las probetas se detallan en la Figura 3.

El alambre fue pretensado con una carga de 17 kN en un bastidor de acero en posición vertical. El bastidor está constituido por 4 columnas atornilladas a dos placas circulares normales a las columnas, con una distancia entre placas de 560 mm. Las placas circulares disponen de un taladro en el centro que permite el paso del alambre. Para pretensar el alambre se empleó una máquina de ensayos servocontrolada. El alambre se unió al bastidor mediante dos anclajes de casquillo y cuña. El anclaje inferior apoyaba directamente sobre la placa inferior, mientras que el superior quedaba anclado a una pieza roscada exteriormente desplazable paralelamente al eje del bastidor (Figura 4). La placa inferior del bastidor se unió al pistón de la máquina con tornillos, y el anclaje superior se atornilló a una copa roscada interiormente que se unió al marco de la máquina a través de una unión de taladro y pasador, una rótula y de la célula de carga, acopladas en serie, como puede

Tabla 3. Profundidad de la grafila

Denominación	Profundidad de la grafila (mm)
Grafila ligera	0.01 - 0.02
Grafila mediana	0.04 - 0.06
Grafila profunda	0.10 - 0.11

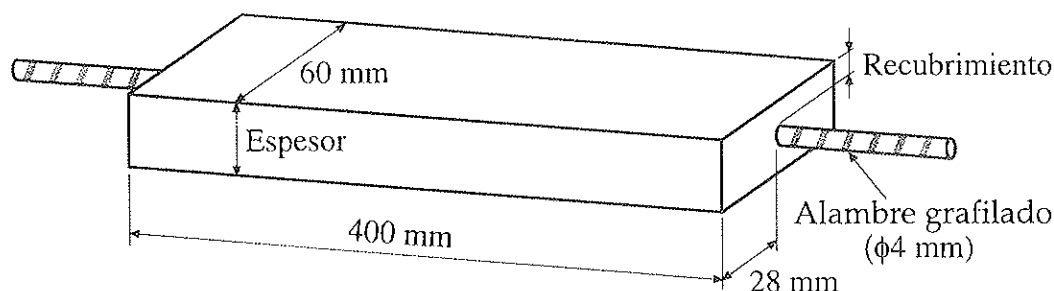


Figura 3. Geometría y dimensiones de las probetas de hormigón pretensado con un alambre grafilado embebido.

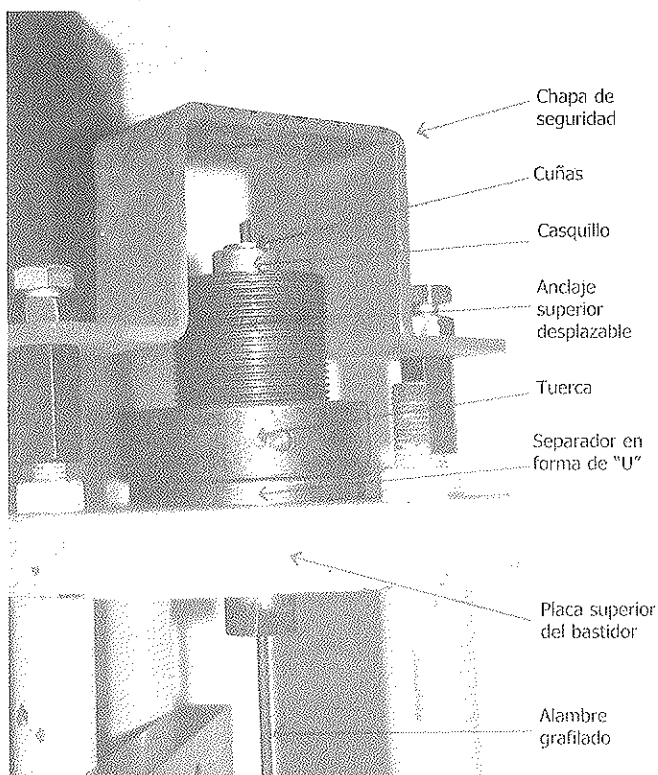


Figura 4. Detalle del dispositivo de anclaje del alambre de pretensado en la placa superior del bastidor

verse en la Figura 5. La fuerza de pretensado se aplicó de forma monótona creciente mediante el desplazamiento hacia abajo del pistón de la máquina; el control de la carga aplicada se hizo con la célula de carga. Una vez alcanzada la carga de pretensado se introdujo un separador en forma de "U" entre la pieza roscada y la placa superior del bastidor, y se apretó la tuerca de la pieza roscada contra el separador en forma de "U". A continuación se descargó la máquina, transfiriendo la fuerza de pretensado al bastidor, y se retiró el bastidor de la máquina de ensayos. La tensión final de pretensado en el alambre fue conocida y controlada mediante un extensómetro resistivo unido a la zona central del alambre pretensado. En la Figura 4 puede apreciarse el dispositivo de seguridad empleado para evitar que el casquillo y las cuñas saliesen disparados en el caso de la rotura accidental del alambre pretensado.

Una vez pretensado el alambre se hormigonaron las probetas en moldes metálicos con las caras interiores rectificadas. Los moldes se unieron al bastidor mediante un dispositivo con tornillos que permitía alinear y centrar el alambre pretensado con el molde, garantizándose un error en posición inferior a 0.1 mm. Además, el dispositivo aseguraba la horizontalidad del fondo del molde durante todo el proceso de hormigonado, vibrado y curado de las probetas. La Figura 6 muestra una foto del molde acoplado al bastidor en posición horizontal.

Las probetas se hormigonaron en una sola tongada. Fueron compactadas en mesa vibratoria durante 12 segundos. Se mantuvieron dentro de una bolsa plástica herméticamente cerrada hasta que se desmoldaron, a las 24 horas. A continuación se cubrieron con tres capas de pintura plástica de sellado a fin de impedir la pérdida de agua durante el proceso de cura-

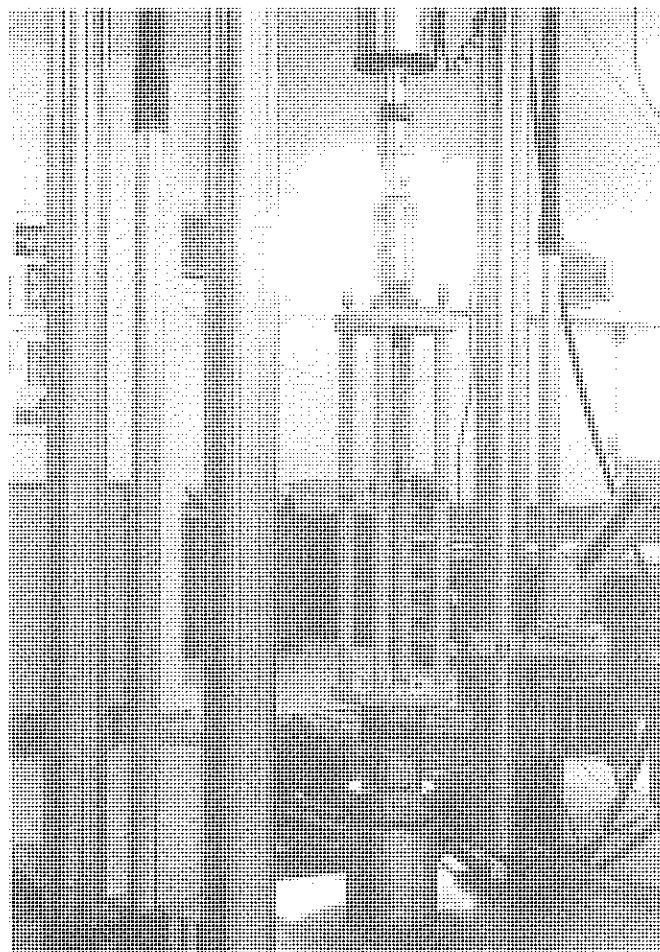


Figura 5. Bastidor en la máquina de ensayos durante el proceso de pretensado del alambre.

do. Desde este momento hasta su ensayo se mantuvieron en el laboratorio a temperatura ambiente. Fueron ensayadas 28 días después de haber sido hormigonadas. El correcto funcionamiento de la pintura de sellado fue controlado mediante el ensayo (energía de fractura, resistencia a compresión, módulo de elasticidad y resistencia a tracción) de probetas de control curadas en una piscina saturada de cal a temperatura ambiente y probetas cubiertas con tres capas de pintura de sellado, situadas al lado de las probetas prismáticas de los bastidores.

La Figura 7 muestra una foto de conjunto de las 27 probetas hormigonadas una vez fratasada su cara superior.

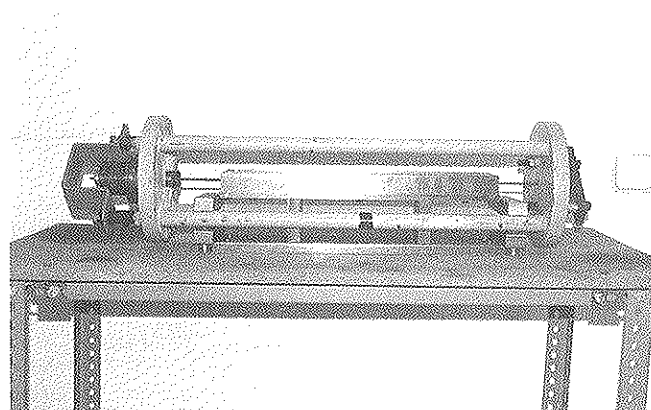


Figura 6. Bastidor en posición horizontal con el alambre pretensado y el molde acoplado a las columnas del bastidor.

3. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

El ensayo de las probetas se realizó en dos fases consecutivas. La primera consistió en transmitir la fuerza de pretensado del bastidor a la máquina de ensayos. La segunda en transferir, de forma controlada, la fuerza de pretensado de la máquina de ensayos al hormigón.

Al iniciarse la primera fase el alambre estaba pretensado, el bastidor comprimido y el prisma de hormigón sin tensiones. Se colocó el bastidor en la máquina de ensayos, se atornilló la placa inferior del bastidor al pistón de la máquina y el anclaje superior del mismo modo que al tesar el alambre. La Figura 8a muestra un esquema del dispositivo con la probeta durante el ensayo, y la Figura 8b una foto de la probeta en el bastidor durante el ensayo. Se desplazó el pistón de la máqui-

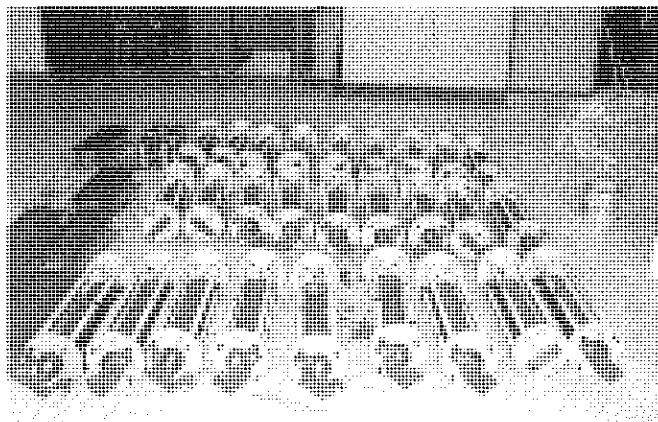


Figura 7. Probetas de hormigón pretensado una vez fratasada su cara libre.

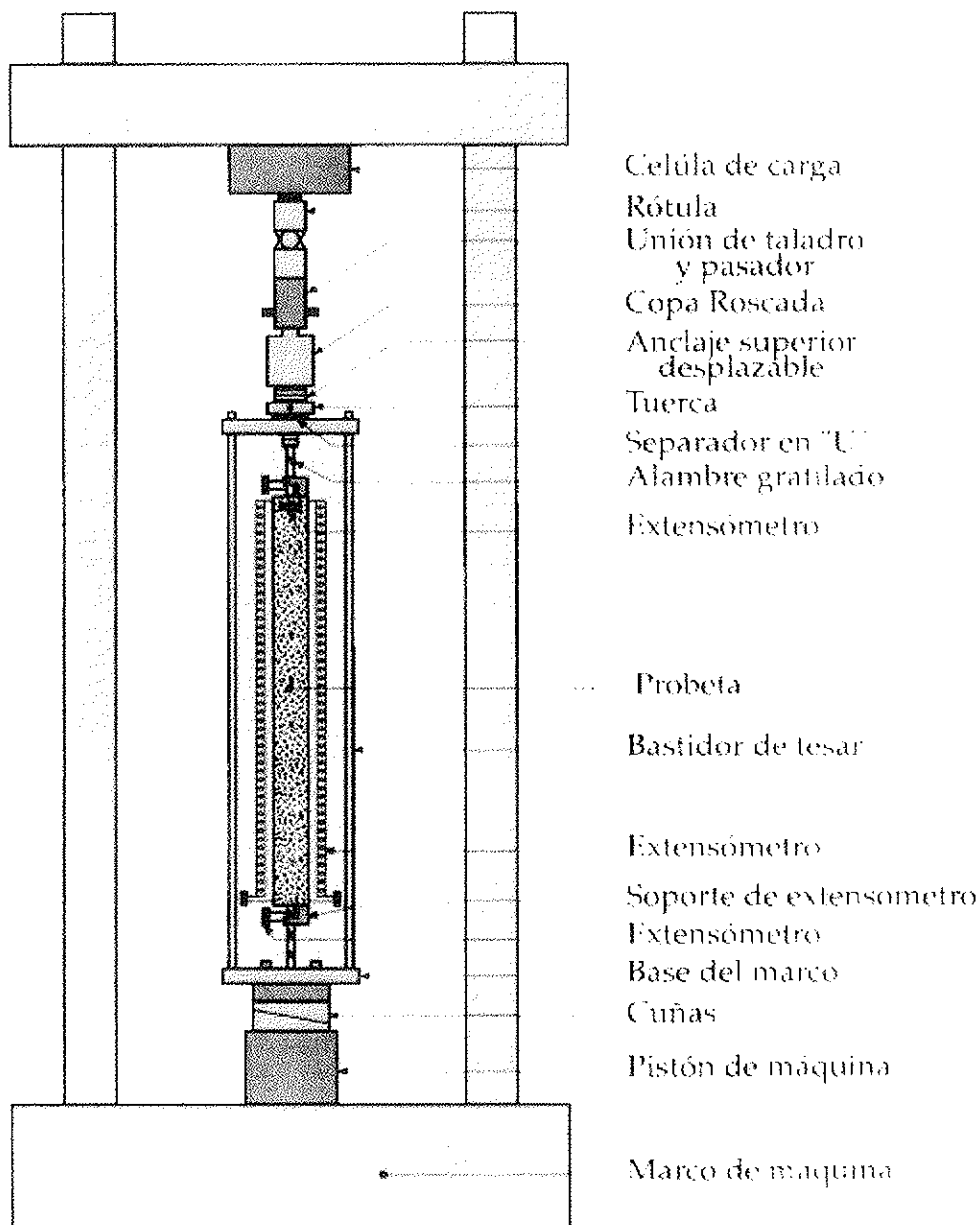


Figura 8a. Esquema del dispositivo de ensayo: probeta de hormigón pretensado en el bastidor unido a la máquina de ensayos.

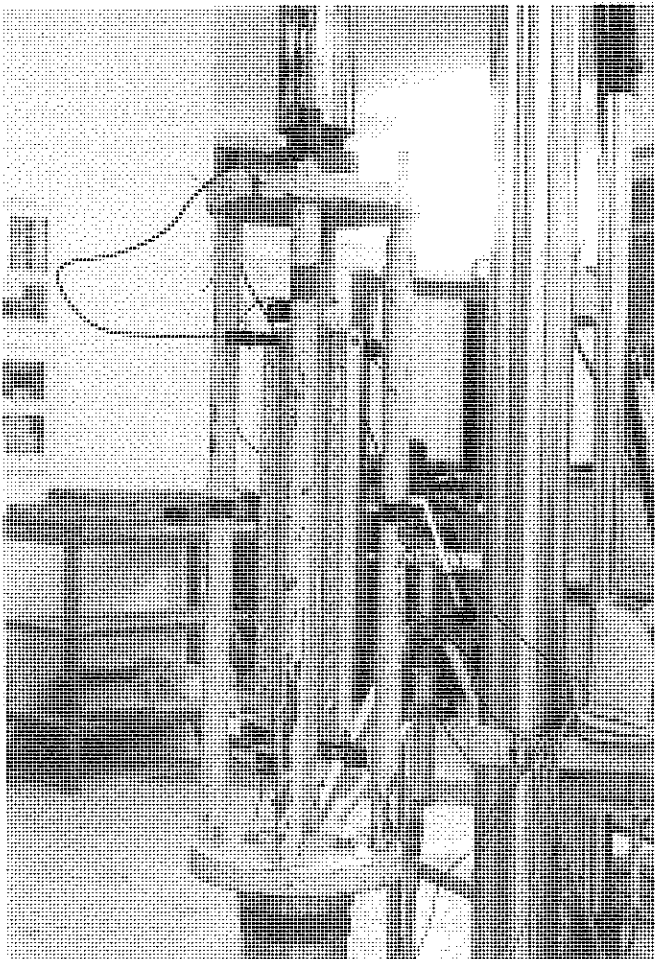


Figura 8b. Probeta de hormigón pretensado en el bastidor durante el ensayo.

na de ensayos a razón de 0.1 mm/min hasta alcanzar la carga de pretensado (17 kN). En este instante toda la carga había sido transferida a la máquina de ensayos, y la tensión en el prisma de hormigón y en el bastidor era nula. Se aflojó la tuerca de la pieza roscada superior y se retiró el separador en forma de "U".

A partir de ese momento se inició la transferencia de la fuerza de pretensado al prisma de hormigón. Para ello se desplazó el pistón de la máquina de ensayos hacia arriba, a una velocidad de 0.3 mm/min. A medida que el pistón subía se descargaban los extremos del alambre pretensado, transmitiendo su fuerza al prisma de hormigón. El ensayo finalizó una vez que los extremos libres del alambre quedaron descargados.

Las variables registradas durante la primera fase fueron:

- Carga P aplicada por la máquina de ensayos.
- Desplazamiento del pistón de la máquina.

Las variables registradas durante la segunda fase fueron:

- Carga P aplicada por la máquina de ensayos.
- Desplazamiento del pistón de la máquina.

- Acortamiento longitudinal del prisma de hormigón, con una base de medida de 387.5 mm. Se midió en dos caras opuestas, obteniéndose el promedio.
- Deslizamiento relativo del alambre pretensado respecto a las caras superior e inferior del prisma de hormigón. Se midió el movimiento relativo de la sección del alambre situado inicialmente en el plano de la cara.
- Apertura de la grieta longitudinal en la cara superior del prisma de hormigón. Se midió en los dos lados opuestos, correspondientes al menor recubrimiento del alambre pretensado.

4. EQUIPO DE ENSAYO

La carga de pretensado se aplicó con una máquina de ensayos servocontrolada INSTRON 1275. Para la medida de la carga aplicada se empleó una célula de carga de 25 kN de capacidad, con un error a fondo de escala inferior a $\pm 0.1\%$.

Las medidas del acortamiento longitudinal del prisma de hormigón, del deslizamiento del alambre respecto a las caras superior e inferior del prisma de hormigón y de la apertura de las grietas longitudinales se hicieron con extensómetros resistentes de ± 2.5 mm de recorrido nominal y error a fondo de escala inferior a $\pm 0.1\%$. La Figura 9 muestra los dispositivos empleados para medir estas variables.

5. RESULTADOS EXPERIMENTALES Y DISCUSIÓN

Las Figuras 10a, 10b y 10c muestran los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para los alambres de grafila ligera, mediana y profunda respectivamente, y las probetas con recubrimiento 5, 9 y 13 mm. En las probetas de menor recubrimiento, 5 mm, se aprecia claramente un punto a partir del cual disminuye el acortamiento longitudinal de la probeta al destensar el alambre pretensado. Este punto corresponde a la iniciación de la grieta longitudinal en el prisma de hormigón. La propagación de la grieta longitudinal disminuye la transmisión de tensiones de rozamiento entre el alambre y el hormigón, por lo que se libera parte de la compresión del hormigón y disminuye su acortamiento longitudinal, como se observa en los registros experimentales. En las probetas con recubrimientos mayores, 9 y 13 mm, no se aprecia este fenómeno.

La Figura 11a compara los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, en las probetas con el menor recubrimiento, 5 mm, para las tres profundidades de grafila. Se observa que cuanto más profunda es la grafila menor es la carga que corresponde al agrietamiento longitudinal de la probeta. Este resultado sugiere que una mayor profundidad de grafila provoca un anillo de tensiones radiales más intenso debido al apoyo de la grafila sobre el hormigón. Los valores experimentales medios de la carga de rotura son aproximadamente 15, 13 y 12.5 kN para las grafilas ligera, mediana y profunda, respectivamente. Además, se puede observar que, antes de producirse la grieta longitudinal, a igualdad de carga

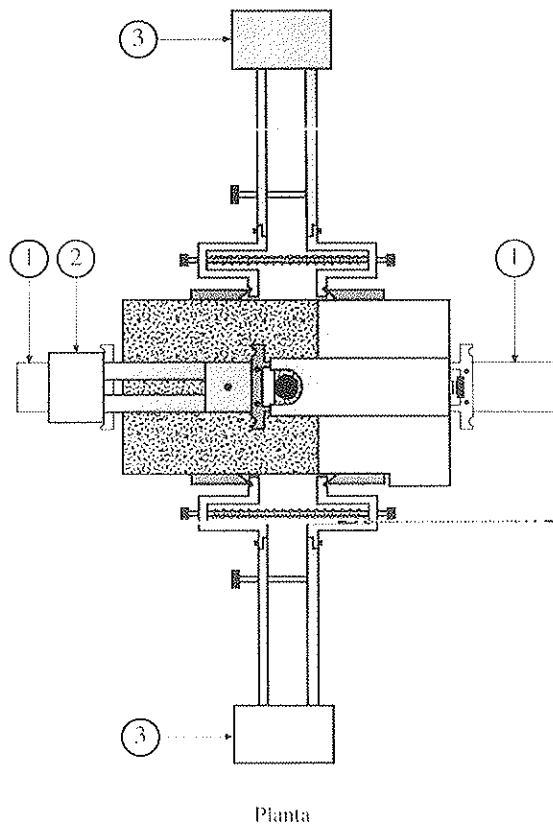
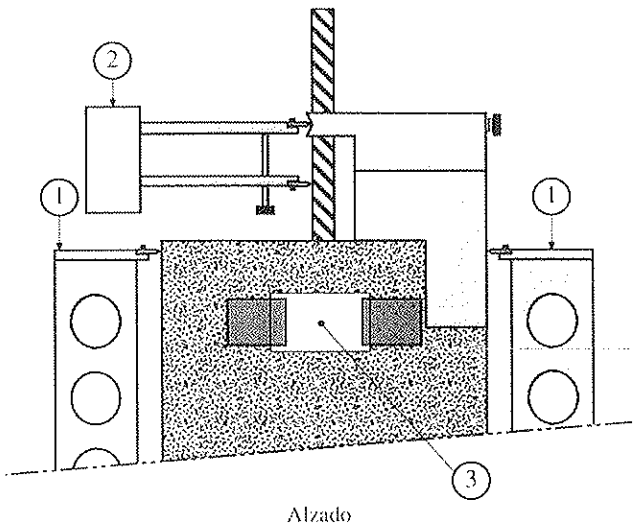


Figura 9. Detalle de los extensómetros y los dispositivos de medida empleados para medir el acortamiento longitudinal de la probeta (1), el deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta (2) y la apertura de las grietas longitudinales (3).

transferida, cuanto mayor es la profundidad de la grafila mayor es el acortamiento longitudinal del prisma de hormigón. Este resultado está en consonancia con que una mayor profundidad de grafila conduce a una mejor adherencia entre el alambre y el hormigón, disminuye la longitud de transferencia y aumenta el acortamiento longitudinal de la probeta.

Las Figuras 10b y 10c muestran los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, en las probetas con recubrimientos

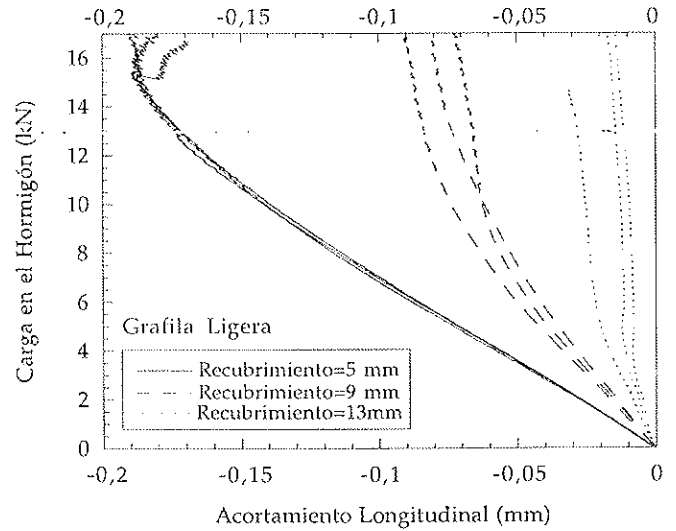


Figura 10a. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para probetas con alambre de grafila ligera y recubrimientos de 5, 9 y 13 mm.

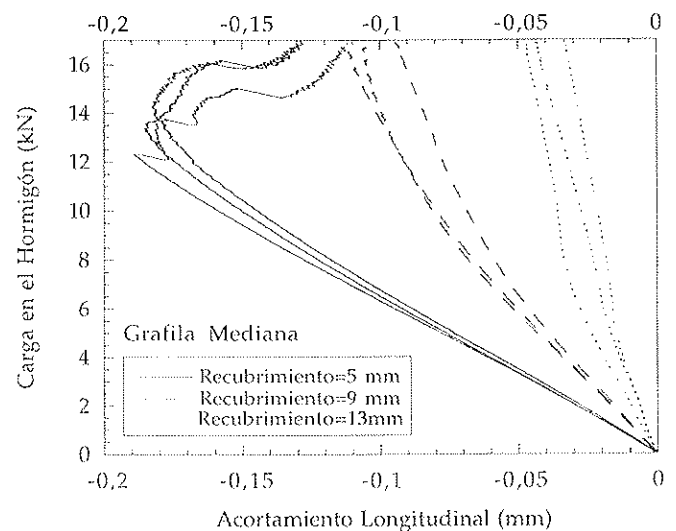


Figura 10b. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para probetas con alambre de grafila mediana y recubrimientos de 5, 9 y 13 mm.

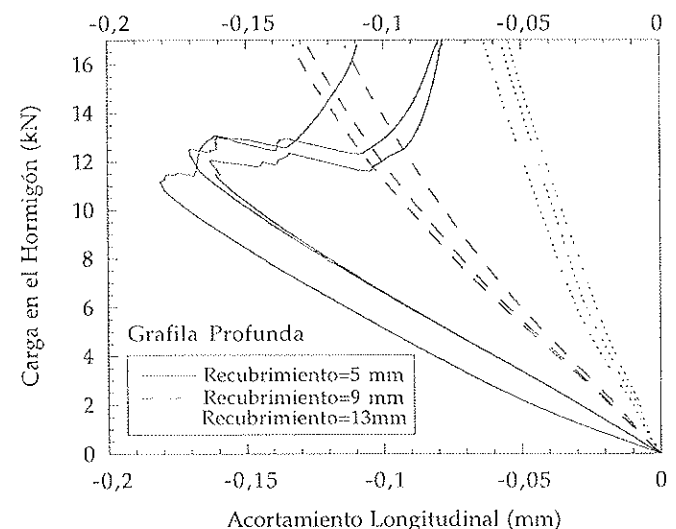


Figura 10c. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para probetas con alambre de grafila profunda y recubrimientos de 5, 9 y 13 mm.

INVESTIGACIONES

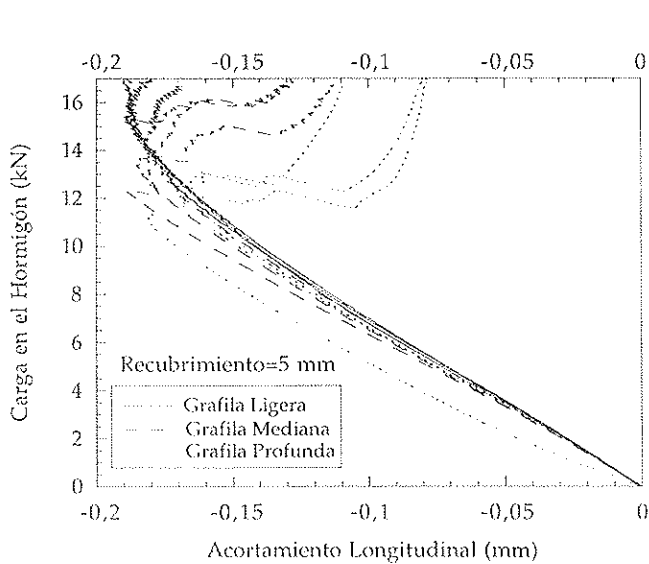


Figura 11a. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambres de grafila ligera, mediana y profunda.

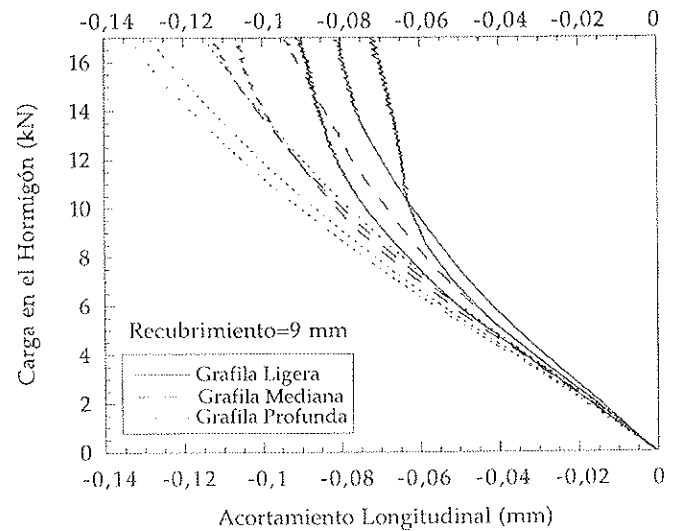


Figura 11b. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para probetas con recubrimiento de 9 mm y alambres de grafila ligera, mediana y profunda.

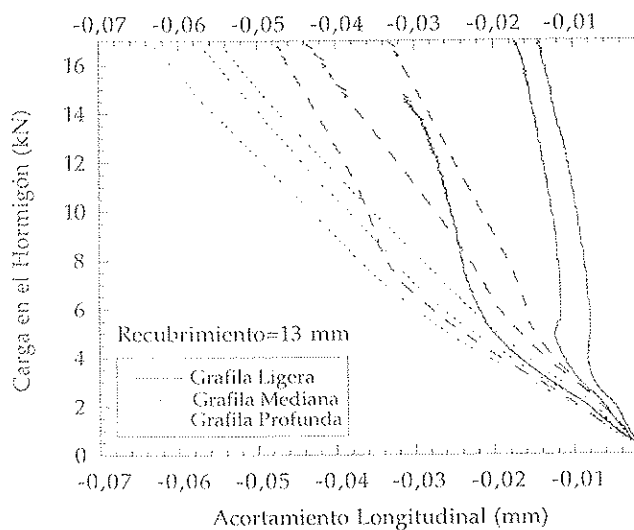


Figura 11c. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al acortamiento longitudinal de la probeta, para probetas con recubrimiento de 13 mm y alambres de grafila ligera, mediana y profunda.

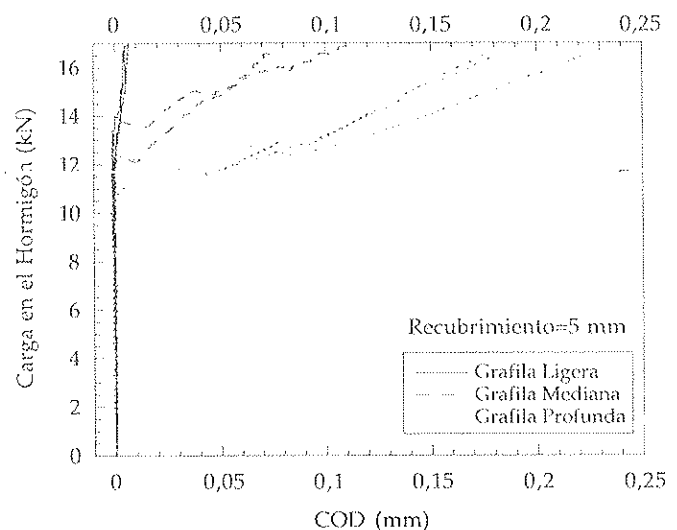


Figura 12. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente a la apertura de las grietas longitudinales; medidas en la cara superior del prisma de hormigón, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambres de grafila ligera, mediana y profunda.

9 y 13 mm, respectivamente, para las tres profundidades de grafila. En las dos figuras se pone de manifiesto que la mayor profundidad de grafila genera una mejor adherencia entre el alambre y el hormigón y, por tanto, un mayor acortamiento longitudinal del prisma de hormigón.

La Figura 12 muestra los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente a la apertura de la grieta longitudinal del prisma de hormigón, medida en la cara superior de la probeta (extensómetro 3 de la Figura 9), en las probetas con recubrimiento de 5 mm, para las tres profundidades de grafila. Se puede observar como en cada curva hay un claro punto de quiebre que corresponde a la apertura de la grieta longitudinal, manifestado en un rápido crecimiento de

la lectura del extensómetro. La carga correspondiente a la propagación de la grieta coincide, lógicamente, con el punto de quiebre observado en las Figuras 10a, 10b, 10c y 11a y confirma la interpretación hecha al comentar dichas figuras.

Las Figuras 13a, 13b y 13c muestran los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente a la penetración del alambre medido en la cara superior de la probeta (extensómetro 2 de la Figura 9), correspondientes a las probetas con alambres de grafila ligera, mediana y profunda, respectivamente, y recubrimientos 5, 9 y 13 mm. En las probetas con recubrimiento 5 mm y alambres de grafila mediana y profunda se observa un cambio brusco de la pendiente de las curvas, que corresponde a la carga de iniciación de la grieta lon-

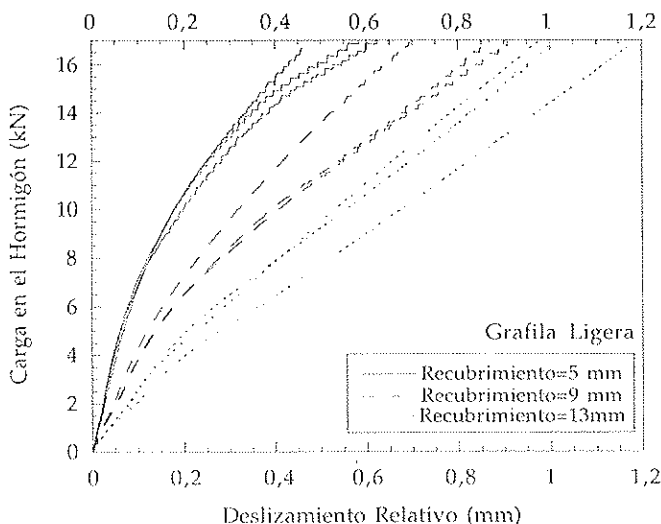


Figura 13a. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para probetas con alambre de grafila ligera y recubrimientos de 5, 9 y 13 mm.

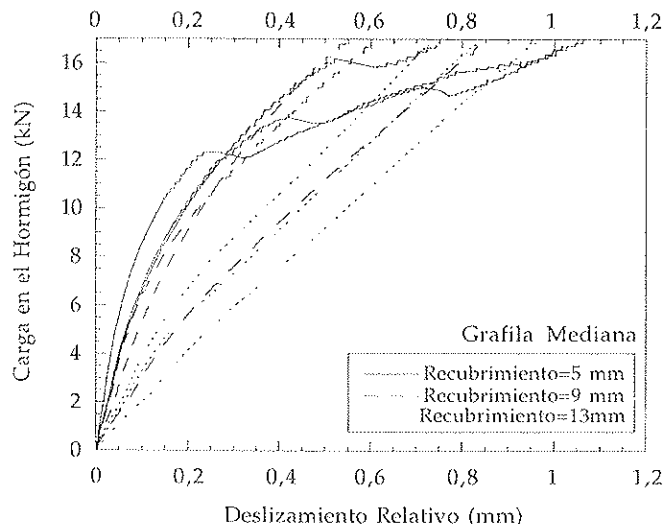


Figura 13b. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para probetas con alambre de grafila mediana y recubrimientos de 5, 9 y 13 mm.

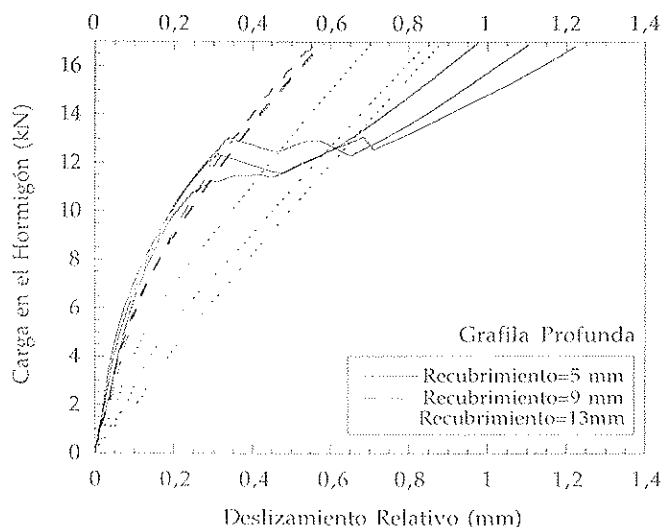


Figura 13c. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para probetas con alambre de grafila profunda y recubrimientos de 5, 9 y 13 mm.

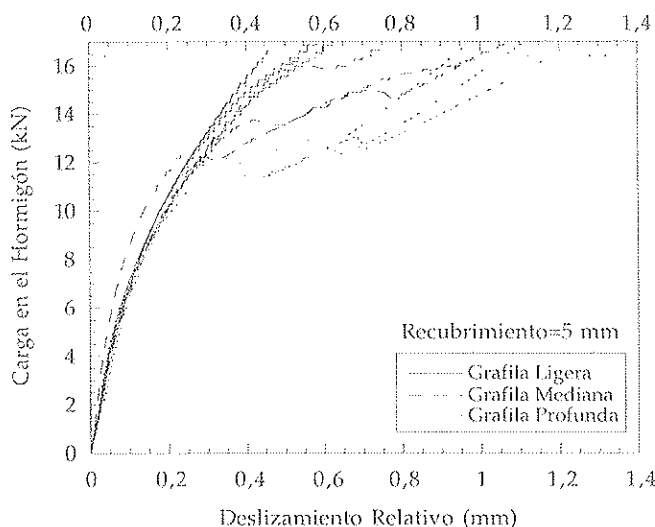


Figura 14a. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para probetas con recubrimiento de 5 mm y alambres de grafila ligera, mediana y profunda.

gitudinal. Este resultado complementa los comentados hasta ahora para esas probetas, pues la propagación de la grieta longitudinal provoca un aumento del deslizamiento relativo entre el alambre y el hormigón, produciéndose una mayor penetración del alambre en las caras superior e inferior de la probeta. El cambio de pendiente no es tan brusco en las probetas con recubrimiento 5 mm y alambre de grafila ligera debido a que la apertura de la grieta longitudinal es menor en estas probetas, como puede observarse en la Figura 12.

A igualdad de profundidad de grafila, un mayor recubrimiento conduce a una penetración mayor del alambre. Este fenómeno, aparentemente extraño, se ha verificado con un nuevo conjunto de ensayos, no incluido en esta publicación, que ha confirmado los resultados aquí presentados. Puede

deberse a que las probetas con menor recubrimiento tienen un mayor estado de compresión y confinan más el alambre por efecto Poisson.

Las Figuras 14a, 14b y 14c muestran los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente a la penetración del alambre medido en la cara extrema de la probeta (extensómetro 2 de la Figura 9), correspondientes a las probetas con recubrimientos 5, 9 y 13 mm, respectivamente, y alambres de grafila ligera, mediana y profunda. Se observa como una mayor profundidad de grafila conduce a una menor penetración del alambre, lo que confirma de nuevo una mejor adherencia entre el alambre y el hormigón, siempre y cuando no aparezca una grieta longitudinal, como es el caso de las probetas con el menor recubrimiento. Además en todas las

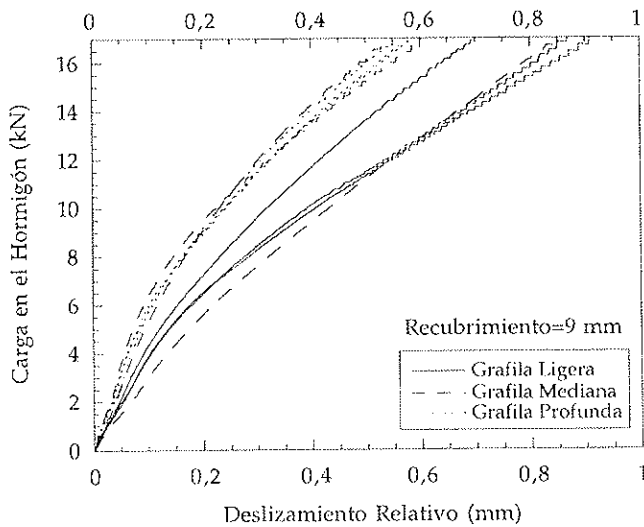


Figura 14b. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para probetas con recubrimiento de 9 mm y alambres de grafila ligera, mediana y profunda.

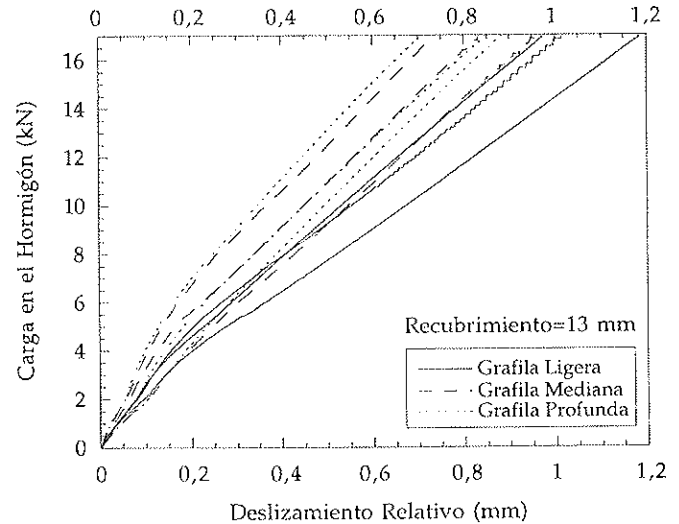


Figura 14c. Curvas experimentales de la carga transferida al hormigón frente al deslizamiento del alambre en la cara superior de la probeta, para probetas con recubrimiento de 13 mm y alambres de grafila ligera, mediana y profunda.

curvas se aprecia un cambio de pendiente, aproximadamente para 0.10, 0.15 mm de deslizamiento relativo, puede ser debido a la rotura de la adhesión entre el acero y el hormigón.

Los registros experimentales de la carga transferida al hormigón frente a la penetración del alambre en la cara inferior de las probetas son prácticamente iguales a las presentadas de la cara superior, por lo que no se han incluido en esta publicación.

6. COMENTARIOS FINALES

Se ha presentado un ensayo que permite estudiar el agrietamiento longitudinal del hormigón durante la transferencia de la fuerza de pretensado en elementos pretensos rectos. De los ensayos realizados en 27 probetas pretensas con 3 recubrimientos y 3 profundidades de grafila, se pueden hacer los siguientes comentarios:

a) El agrietamiento longitudinal del hormigón se manifiesta claramente en las probetas con menor recubrimiento por una disminución del acortamiento longitudinal de la probeta a partir de una cierta fuerza de pretensado transferida. Esta fuerza de pretensado crítica es menor cuanto mayor es la profundidad de la grafila en el alambre de pretensado.

b) La medida de la apertura de la grieta longitudinal ha permitido confirmar la aparición de dicha grieta durante el proceso de transferencia de la fuerza de pretensado y medir exactamente la fuerza de pretensado transferida que agrieta el hormigón. Además, se ha comprobado experimentalmente que cuanto mayor es la profundidad de grafila mayor es la apertura de la grieta longitudinal.

c) Una mayor profundidad de grafila conduce a una mejor adherencia entre el hormigón y el acero, manifestada en un menor deslizamiento relativo y en un mayor acortamiento del prisma de hormigón para una misma fuerza de pretensado transferida. Sin embargo, debe tenerse presente que la mayor profun-

dididad de grafila favorece el agrietamiento longitudinal del hormigón y aumenta la apertura de las grietas longitudinales.

d) Los resultados experimentales presentados permiten verificar los modelos analíticos y numéricos que se desarrollen para modelizar la interacción entre el hormigón y la armadura contemplando el agrietamiento longitudinal del hormigón durante el proceso de transferencia de la fuerza de pretensado.

7. REFERENCIAS

- (1) Calavera, J., "Cálculo, construcción y patología de forjados de edificación", 4.ª Ed., INTEMAC, 1989.
- (2) Páez, A., "El hormigón pretensado", Ed. Bellisco, 1989.
- (3) ACI Committee 318, "Building code requirements for reinforced concrete" (ACI 318/89) and "Commentary" (ACI 318R-89). American Concrete Institute, Detroit, 1989.
- (4) Holmberg, A., Lindgren, S., "Anchorage and prestress in pretensioned concrete", National Swedish Building Research, Document D1/1970.
- (5) Base, G.D., "An investigation of transmission length in pretensioned concrete", Research Report 5, Cement and Concrete Association, 1958.
- (6) Hanson, H., Kaar, P.H., "Flexural bond tests of pretensioned prestressed concrete", ACI Journal, V. 55, n.º 7, 1959, pp. 783-803.
- (7) Abrishami, H., Mitchell, D., "Bond characteristics of pretensioned strand", ACI Materials Journal, V. 90, n.º 3, May-June 1993, pp. 228-235.
- (8) Janney, J.R., "Nature of bond in pretensioned prestressed concrete", ACI Journal, V. 25, n.º 9, May 1954, pp. 717-736.

(9) Tepfers, R., "A theory bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars", Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Pub., 73:2, Goteborg, Sweden, 1973, 328 pp.

(10) Gambarova, P.G., Rosati, G.P., Zasso, B., "Steel-to-concrete bond after concrete splitting: constitutive laws and interface deterioration", *Materials and Structures*, V. 22, n.º 131, Septiembre, 1989, pp. 347-356.

(11) Den Ujil, J.A., "Bond and splitting action of prestressing strand", Vol. 1, CEB-RTU, Riga (Latvia), 1992, pp. 2.79-2.88.

8. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la empresa EMESA-TREFILERÍA S.A., la financiación de este trabajo y el suministro de los alambres de pretensado, y en especial a su Director Técnico, D. Luis del Pozo, las acertadas indicaciones y comentarios realizadas durante el desarrollo de este trabajo. También agradecen a las empresas Portland-Valderribas y FETASA el suministro de cemento y de la pintura de sellado, respectivamente. Además agradecen al Ministerio de Educación y Cultura y a la Universidad Politécnica de Madrid las ayudas PB97-0579, MAT97-1022 e I+D 14.989.

SEMINARIOS TORROJA
Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Ciclo nº 31: Otoño de 1999

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el trigésimo primer ciclo, correspondiente al **otoño de 1999**, son:

Fecha	Ponente	Tema
14 Octubre	Javier Turrillas Maisterra Dr. en Ciencias Químicas Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Cemento refractario por difracción de neutrones</i>
28 Octubre	Juan Carlos López Agüí Ingeniero de Caminos Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones	<i>Pandeo de estructuras de hormigón. Situación actual en la normativa española (EHE) y europea</i>
11 Noviembre	Antonio González Serrano Ingeniero de Caminos PROXECTOS, S.L. - La Coruña	<i>Rehabilitación estructural de monumentos históricos</i>
25 Noviembre	Antonio Ruiz Duerto Dr. Arquitecto Instituto Eduardo Torroja, CSIC	<i>Investigación sobre viviendas provisionales de emergencia</i>
9 Diciembre	Manuel Burón Maestro Ingeniero de Caminos PACADAR, S.A.	<i>La durabilidad de las estructuras prefabricadas de hormigón</i>

Estudio tridimensional de puentes cajón tipo Vierendeel

Three dimensional analysis of Vierendeel box girders

Antonio Martínez Cutillas



Javier Manterola Armisén



Leonardo Fernández Troyano

Carlos Fernández Casado, S.L.

RESUMEN

En el proyecto del Puente de ferrocarril sobre el río Ebro para la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa se ha planteado una nueva tipología de puente continuo de hormigón pretensado de sección cajón y almas aligeradas con orificios circulares y costillas superiores. La distribución de luces es de 42 + 60 + 120 + 60 + 42 m. Se presenta la metodología de cálculo seguida con la utilización de modelos de elementos finitos tridimensionales y modelos de barras con deformación por cortante. Se indican las técnicas de obtención de las propiedades mecánicas globales así como los aspectos resistentes específicos analizados en lo referente a la respuesta global del tablero como los efectos locales derivados de su construcción y comportamiento en servicio.

SUMMARY

A new typology has been proposed for the railway Bridge over the Ebro River in the High Speed Line Madrid-Barcelona-French Border. It is a continuous prestressed concrete box girder with perforated webs and upper ribs. The spans distribution is 42 + 60 + 120 + 60 + 42 m. The analysis methodology is developed using three dimensional finite element models and beam elements with shear deformation. The obtention of the global mechanical properties is shown. The main specific structural problems are dealt both the global deck response and the local effects from its construction and its service life behaviour.

INTRODUCCIÓN

En el proyecto del Puente sobre el río Ebro, en la Línea de Alta Velocidad Madrid-Barcelona-Frontera Francesa realizada para la Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario, y en una propuesta posterior para el Gestor de Infraestructuras Ferroviarias, se planteó una nueva tipología de puente continuo de hormigón pretensado en sección cajón de 10 m de canto con almas aligeradas con orificios circulares y costillas superiores. La distribución de luces es de 42 + 60 + 120 + 60 + 42 m [2].

La tipología surge como una adaptación del concepto de celosía al puente de hormigón en el que, por facilidad de fabricación, es preferible la construcción de un alma continua con orificios circulares que la unión de elementos lineales, especialmente si la construcción es "in situ" (Figuras 1 y 2).

El comportamiento estructural corresponde al de una viga Vierendeel. Esta tipología, en su versión con elementos lineales verticales y horizontales, se ha utilizado tanto con estructuras de acero como de hormigón y tiene como principales características, bien conocidas:

- El comportamiento estructural está gobernado por la flexión tanto de los montantes como de los cordones superior e inferior.
- La estructura tiene, en general, gran deformabilidad.

La utilización de orificios circulares permite reducir ambos efectos por la adecuación de la ley de cantos a la de flexiones

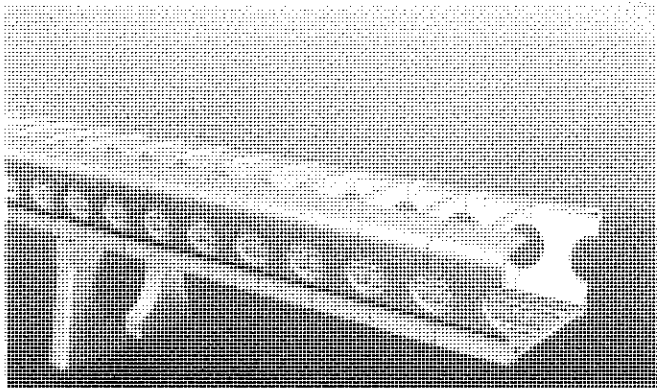


Figura 1

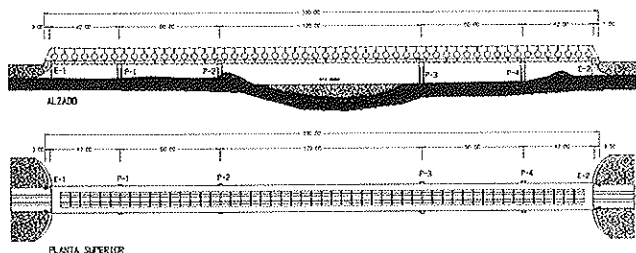


Figura 2

en las zonas más solicitadas así como permite conferirle gran rigidez al conjunto.

Esta tipología es fiel continuadora de la gran tradición de las vigas en celosía metálicas de la segunda mitad del siglo XIX y de este siglo, especialmente en los puentes de ferrocarril.

Los antecedentes de los puentes en celosía en hormigón son más limitados:

- Son muy interesantes los proyectos y realizaciones de Juan Manuel Zafra y José Eugenio Ribera a principios de siglo en hormigón armado [4]:
 - Puentes de los ferrocarriles suburbanos de Málaga (1907), de 10 y 26,40 m de luz.
 - Puente de Unquera sobre el Deva en Santander, de 26,50 m de luz.
- En Alemania se construyeron puentes con vigas trianguladas de hormigón pretensado [3]:
 - El Puente de Mangfall, con una triangulación en cruz de San Andrés y una distribución de luces de 90 + 108 + 90 m y construido por el sistema de avance en voladizos.
 - El Puente sobre el Rin en Coblenza de canto variable y elementos prefabricados con una distribución de luces de 64,60 + 181,00 + 64,60 m.
- En la década de los 80, la empresa francesa Bouygues, construyó grandes viaductos utilizando la técnica del pretensado exterior [1]:

- Puente de Bubiyan, en él se utilizaron dovelas prefabricadas con una triangulación espacial que se unían y pretensaban por vanos completos sobre cimbra. Las luces de los tramos son de 40,16 m.
- Viaductos de Glaciers y Sylans, con almas trianguladas y luces de 60,67 m.

En el presente artículo se pretende realizar un breve repaso de las principales características dimensionales, estructurales y funcionales del puente indicado. Se indicarán los principales aspectos constructivos que han tenido alguna repercusión en el diseño final. Se indicará la metodología de cálculo seguida, indicando los aspectos más relevantes de la modelización realizada y el ajuste de las características mecánicas. Se señalarán aspectos significativos de su comportamiento longitudinal, especialmente la influencia de la deformabilidad por esfuerzo cortante, así como los efectos generales y locales por la presencia de los orificios circulares. Se destacarán los criterios de dimensionamiento de la armadura activa y pasiva transversal por criterios de esfuerzo cortante. Se explicarán, así mismo, la repercusión de la presencia de cargas concentradas en los apoyos, en la flexión transversal del cajón.

2. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

2.1. Tablero

Tal y como se ha indicado, el tablero está compuesto por una sección cajón de 9,25 m de canto máximo, 13,40 m de anchura dentro de la cual se realiza el paso de los trenes. Tiene una longitud total de 330 m y una distribución de luces de 42 + 60 + 120 + 60 + 42 m.

La forma de la sección transversal es trapezoidal (Figura 3) En la parte superior tiene una anchura máxima de 16,01 m y 12,90 m en su parte inferior. Las almas están aligeradas con orificios circulares de 3,80 m de diámetro cada 6,00 m. El espesor varía entre 0,40 m y 0,50 m en la zona de apoyos. La losa inferior tiene un espesor que varía desde los 0,30 m en su

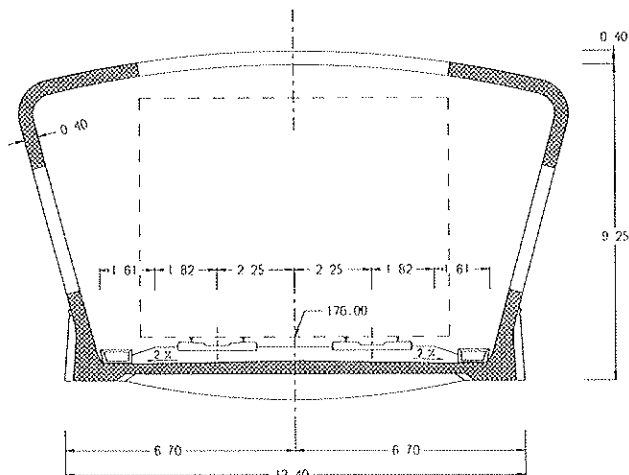


Figura 3. Sección transversal

unión con las almas hasta los 0,39 m en el centro. Tiene un conjunto de vigas transversales con un canto de perfil circular separadas 3,0 m con una sección trapezoidal de ancho variable desde 0,50 y 0,60 m. En la parte superior del cajón se introducen costillas de alzado circular que siguen la trayectoria de las paredes curvas superiores manteniendo el espesor de éstas. Están situadas cada 6 m y tienen una anchura de 0,40 m salvo las situadas sobre las pilas que tienen 0,80 m y las próximas a éstas que tienen 0,60 m. Sobre los ejes de apoyos en estribos miden 5,20 m.

El procedimiento de construcción previsto es el de empuje desde ambos estribos. Esto determina una subdivisión longitudinal del tablero en 9 dovelas de 18,0 m y una dovela central de cierre de 6,0 m.

El cajón se encuentra pretensado longitudinalmente y transversalmente. El pretensado longitudinal está formado por tres familias de cables:

- Pretensado rectilíneo superior e inferior introducido en el parque de fabricación y tesados desde las caras frontales de las dovelas.
- Pretensado rectilíneo superior introducido durante el proceso y tesados desde unos cajetines en la unión de las almas con la losa superior.
- Pretensado rectilíneo inferior. Se introduce una vez unidos los dos semipuentes tesándose desde cajetines inferiores entre las vigas transversales.

El pretensado transversal está formado por un pretensado inclinado en las almas con un número de cables crecientes según la sección está más próxima a los apoyos. Estos cables se ponen en carga una vez empujados los dos semipuentes, ya que el carácter inclinado de los cables es perjudicial para la resistencia a esfuerzo cortante en estas fases debido a su cambio de signo durante el empuje. Las vigas inferiores también están pretensadas transversalmente.

La armadura activa se complementa con la correspondiente armadura pasiva.

2.2. Pilas

El puente consta de cuatro pilas cada una formadas por dos fustes de sección rectangular y forma especial. El ancho es de 2,80 m y las alturas varían desde 9,80 m para las pilas 1 y 2 hasta 13,40 m para las pilas 3 y 4.

Se cimentan sobre pilotes de 2,0 m de diámetro, 6 en el caso de las pilas 1 y 4 y 10 en las pilas 2 y 3. Las longitudes de los mismos es de 18,00 m.

Los aparatos de apoyo están formados por apoyos de neopreno teflón en caja, libres y guiados, de 2.000 y 3.750 T.

2.3. Estribos

Los estribos están formados por un muro frontal, curvado en las aletas, de 50,0 m de anchura y 10 m de altura. Al muro

frontal se le adosan dos muros longitudinales de 50 m de longitud que sirven de soporte al parque de fabricación de dovelas. El parque de la margen derecha se pretensa longitudinal y transversalmente con el fin de recoger la fuerza de frenado que le transmite el tablero.

3. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

La particularidad de esta tipología obliga a considerar con especial detenimiento tanto la metodología como los elementos de cálculo apropiados.

Las particularidades provienen fundamentalmente de:

- La presencia de los aligeramientos circulares introducen una deformabilidad longitudinal importante en el tablero así como concentraciones de tensiones más o menos singulares.
- El carácter discontinuo de las costillas superiores provoca un comportamiento estructural intermedio entre una sección abierta en "U" y una sección cajón cerrada.

El comportamiento estructural es, por tanto, claramente tridimensional siendo imprescindible la utilización de técnicas de elementos finitos.

Si bien la técnica del *Método de los elementos Finitos* está muy consolidada, constituye una herramienta de cálculo muy costosa para el proyecto de un puente, en lo que a la preparación de datos e interpretación de resultados se refiere, frente a las técnicas de *Cálculo Matricial de barras*, que obtienen una respuesta global e integrada y con un tratamiento de la información más sencillo.

En el desarrollo de todos los estudios se utilizaron conjuntamente ambas técnicas procurando aprovechar las máximas ventajas de cada una de ellas (Figura 4).

Modelo de barras

Se emplearon modelos diferentes para el estudio longitudinal y transversal del tablero.

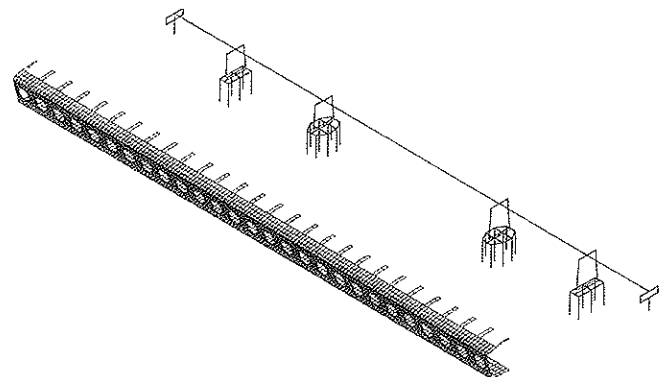


Figura 4.

El estudio longitudinal permitió obtener los siguientes resultados:

- Los esfuerzos globales, tanto en situación de servicio como durante construcción del conjunto formado por el tablero, aparatos de apoyo, pilas cimientos y estribos.
- Estudio del pretensado longitudinal en situación de servicio y construcción.
- Cálculo de la armadura longitudinal.

El estudio transversal, realizado con modelos de barras específicos, permitió analizar los efectos locales sobre los nervios y la losa inferior tanto en situación de servicio como accidentales producidas por el descarrilamiento. De este estudio se obtuvo el dimensionamiento del pretensado transversal inferior y la correspondiente armadura pasiva.

Modelo de elementos finitos

- Permite la correcta calibración del modelo de barras longitudinal por medio de la obtención de las propiedades mecánicas seccionales tal y como se describirá posteriormente.
- El estudio del efecto de concentración de tensiones por la presencia de los orificios circulares, analizando la adecuada capacidad resistente frente al esfuerzo cortante.
- Efectos locales por la presencia de los apoyos, bien los definitivos sobre las pilas o durante la construcción, ya que todas las secciones del tablero son secciones de apoyo por el empuje.
- Estudio de los esfuerzos en las costillas superiores.

Para estos estudios se utilizaron dos modelos, correspondientes a distintas longitudes de tablero consideradas. En el primer modelo se representó la mitad de la sección transversal con una longitud de tablero de 60 m (un cuarto del vano principal). El modelo tenía 1293 elementos y un total de 26016 grados de libertad. Con él se obtuvieron las características mecánicas de las secciones. Con el segundo modelo se reprodujo un cuarto del tablero completo, de 3.494 elementos y 70000 grados de libertad. Por medio de la superposición de hipótesis simétricas y antimétricas, se estudiaron el conjunto de aspectos mencionados anteriormente.

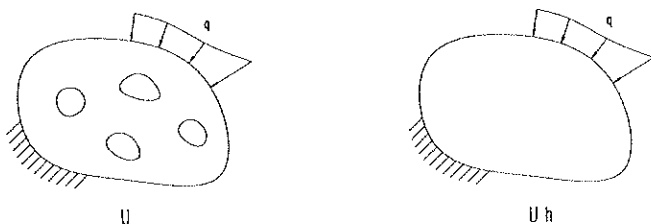


Figura 5.

4. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS HOMOGENEIZADAS

El problema a resolver es la obtención de las propiedades mecánicas de una pieza prismática homogénea "mecánicamente equivalente" al modelo de tablero tridimensional. Esta equivalencia significa que ante las mismas acciones sea esperable una respuesta global equivalente.

En un contexto más amplio este planteamiento corresponde a las denominadas técnicas de *homogeneización* en la Mecánica de Medios Continuos, de gran aplicación en materiales heterogéneos como son los materiales compuestos.

La mejor forma de establecer la equivalencia global en un material elástico es hacer equivalente la energía de deformación para cada sistema de cargas (Figura 5).

En un sólido elástico Ω en equilibrio, la energía de deformación acumulada será igual al trabajo de las fuerzas exteriores. Denominando U y U_h las energías de deformación del sólido real y sólido homogeneizado respectivamente, q las acciones por unidad de superficie en el contorno $\delta\Omega$ y u el campo de desplazamientos; para el caso de un sólido elástico lineal se verifica:

$$U = \frac{1}{2} \int_{\delta\Omega} q \cdot u$$

$$U_h = \frac{1}{2} \int_{\delta\Omega} q \cdot u \tag{1}$$

En el caso de cargas puntuales P :

$$U = U_h = \frac{1}{2} P \cdot u \tag{2}$$

En las piezas prismáticas rectas, expresados los esfuerzos en los ejes principales de inercia de la sección y considerando las hipótesis de torsión de Saint-Venant, el valor de la energía de deformación será:

$$2U = 2U_h = \int_{\Omega} \frac{N^2}{EA} + \int_{\Omega} \frac{Q_y^2}{GA_y} + \int_{\Omega} \frac{Q_z^2}{GA_z} + \int_{\Omega} \frac{M_T^2}{GJ} + \int_{\Omega} \frac{M_y^2}{EI_y} + \int_{\Omega} \frac{M_z^2}{EI_z} \tag{3}$$

y el trabajo de las fuerzas exteriores:

$$2U = 2U_h = P_x u_x + P_y u_y + P_z u_z + M_x \theta_x + M_y \theta_y + M_z \theta_z \tag{4}$$

De esta forma se pueden obtener tantas ecuaciones como incógnitas. En este caso los datos son las cargas exteriores y desplazamientos siendo las incógnitas son las características mecánicas de la pieza prismática: $A_x, A_y, A_z, J, I_y, I_z$.

Esta metodología responde al concepto ingenieril de *equi-*

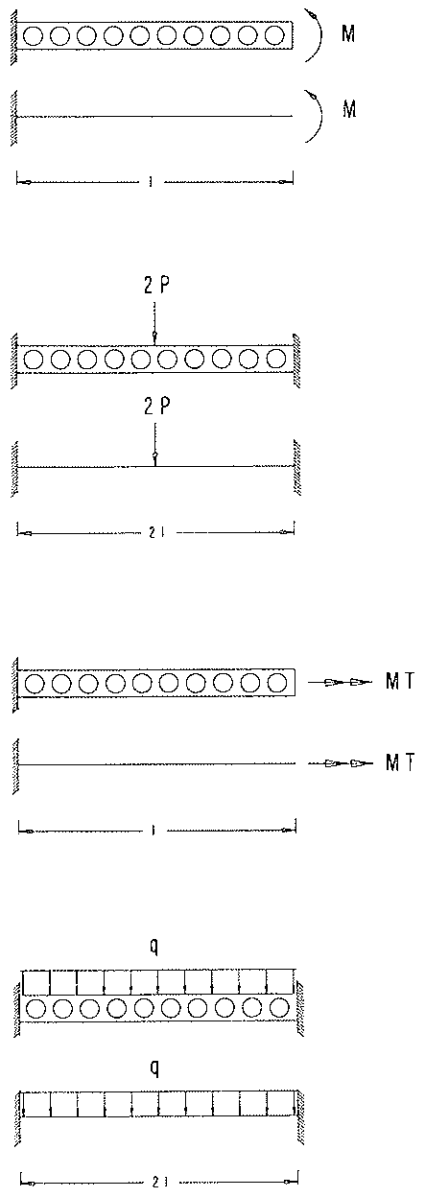


Figura 6. Ajuste de las propiedades mecánicas. Hipótesis simples.

valencia de estructuras, en el caso de hipótesis simples, en el que deben obtenerse los mismos desplazamientos en los puntos de aplicación de las cargas.

Esto puede realizarse con hipótesis de cargas o momentos concentrados en estructuras en ménsula o biempotradas (Figura 6):

Las inercias a flexión pueden obtenerse a partir de los resultados en desplazamientos o giros de una ménsula sometida a un momento en su extremo.

Las áreas de cortante se obtuvieron, conocidas las inercias a flexión, a partir de los desplazamientos en el centro de la estructura biempotrada con una carga puntual en su centro. Por condiciones de simetría esta hipótesis equivale a una ménsula de luz mitad con el giro impedido e su extremo. La elección de la estructura biempotrada estuvo motivada por su proximidad a la situación de vinculación en la estructura real.

La inercia a torsión se obtuvo a partir del giro en el extremo de la ménsula sometida a un momento torsor.

Como comprobación de las inercias a flexión y áreas de cortante se compararon los resultados en el caso de una estructura biempotrada sometida a una carga uniformemente repartida.

Esta metodología puede aplicarse sin dificultad, de forma analítica, cuando las propiedades permanecen constantes a lo largo de la pieza; sin embargo en el caso que nos ocupa, al existir variación de los espesores de las almas a lo largo de la estructura no es sencillo la obtención explícita de los desplazamientos y giros. Por este motivo el ajuste se realizó de forma numérica entre el modelo de elementos finitos y un modelo de barras que reproducía la variación de las propiedades. El modelo de elementos finitos utilizado reproducía un cuarto del vano principal (longitud de 60 m, 1.293 elementos y 26.016 grados de libertad).

Los resultados mostraron muy buen ajuste en las inercias a flexión (Figuras 7 y 9) y las áreas de cortante (Figuras 8 y 10). Como puede observarse, el ajuste del momento de inercia I_y y el área de cortante A_z es algo peor que los correspondientes en la otra dirección por la presencia de las costillas superiores. El ajuste del comportamiento a torsión fue menos satis-

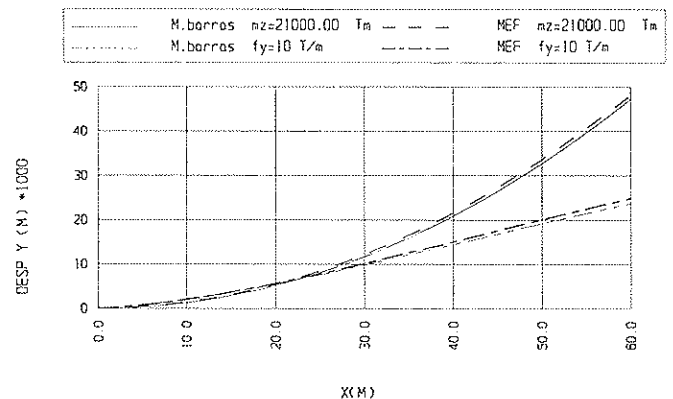


Figura 7. Desplazamientos. Ménsula L = 60 m. Momento flector en su extremo $M_z = 21.000 \text{ mT}$ y carga uniformemente repartida $f_y = 10 \text{ T/m}$

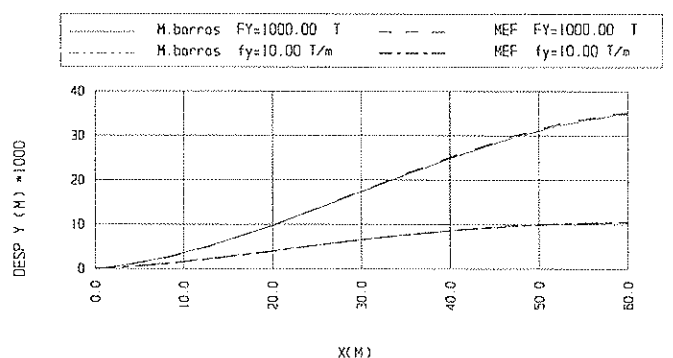


Figura 8. Desplazamientos. Viga empotrada-apoyada L = 60 m. Carga Puntual en su extremo $P_y = 1000 \text{ T}$ y carga uniformemente repartida $f_y = 10 \text{ T/m}$.

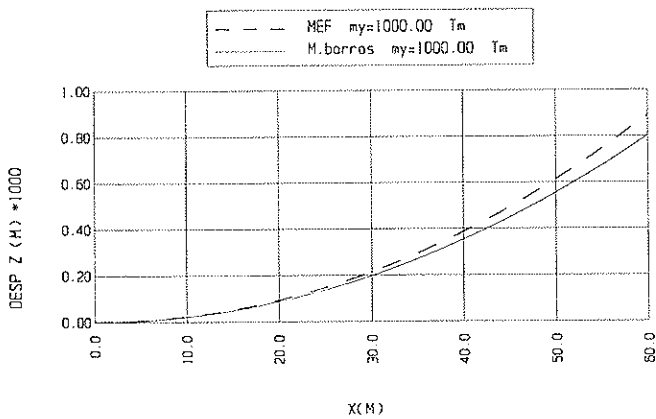


Figura 9. Desplazamientos. Ménsula L = 60 m. Momento flector en su extremo My = 21.000 mT.

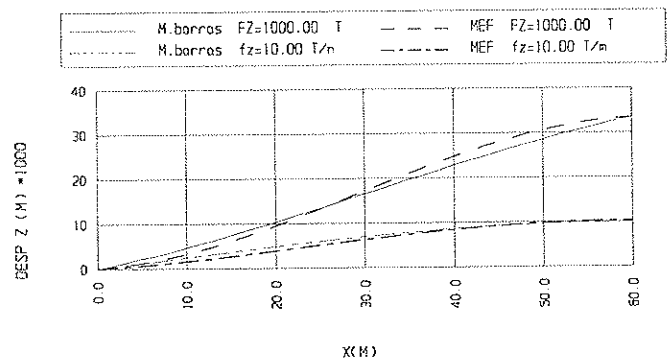


Figura 10. Desplazamientos. Viga empotrada-apoyada L = 60 m. Carga puntual en su extremo Pz = 1.000 T y carga uniformemente repartida fz = 10 T/m.

factorio (Figura 11), debido a su difícil adaptación a un comportamiento de torsión uniforme o de Saint-Venant. El comportamiento real (ajuste por elementos finitos) es más flexible que el aproximado, realizado con el modelo de barras.

5. VIGA CON DEFORMACIÓN POR CORTANTE

La deformabilidad longitudinal debida a los aligeramientos circulares se ha asimilado, en el modelo homogeneizado, a una viga con deformación por cortante.

En este modelo, como ya es conocido, las secciones planas y normales a la directriz permanecen planas; pero no normales a la directriz deformada.

El campo de desplazamientos de un punto cualquiera de la sección transversal de una viga recta contenida en el plano XY será:

$$\begin{aligned} u_y &= u_{0x} - \theta_z y \\ u_y &= u_{0y} = v \end{aligned} \tag{5}$$

siendo u_{0x} y u_{0y} los desplazamientos de la directriz y θ_z el giro de la sección transversal. Este giro está compuesto por:

$$\theta_z = \Psi_z - \gamma_{xy} = \frac{dv}{dx} - \gamma_{xy} \tag{6}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{Q_y}{GAk_y}$$

Ψ_z es el ángulo de la normal a la directriz deformada, γ_{xy} es el ángulo debido a la deformación por esfuerzo cortante, y $k_y = A_y/A$.

Los esfuerzos obtenidos por integración de las tensiones sobre la sección, el momento flector M_z y el esfuerzo cortante Q_y serán, en función de los desplazamientos, para un comportamiento elástico y lineal:

$$M_z = EI \frac{d\theta_z}{dx} = EI \frac{d\theta}{dx} \tag{7}$$

$$Q_y = GAk_y \left(\frac{dv}{dx} - \theta \right)$$

De las ecuaciones de equilibrio interno entre las acciones exteriores, la fuerza por unidad de longitud según el eje Y, $q(x)$, y los esfuerzos, se obtiene:

$$\frac{dQ_y}{dx} + q = 0 \tag{8}$$

$$\frac{dM_z}{dx} + Q_y = 0$$

Sustituyendo las ecs.(7) en las ecuaciones de equilibrio (8), se obtiene el sistema de ecuaciones diferenciales desacoplado:

$$EI \frac{d^3 \theta}{dx^3} = q(x) \tag{9}$$

$$\frac{dv}{dx} = \theta - \Omega l^2 \frac{d^2 \theta}{dx^2}$$

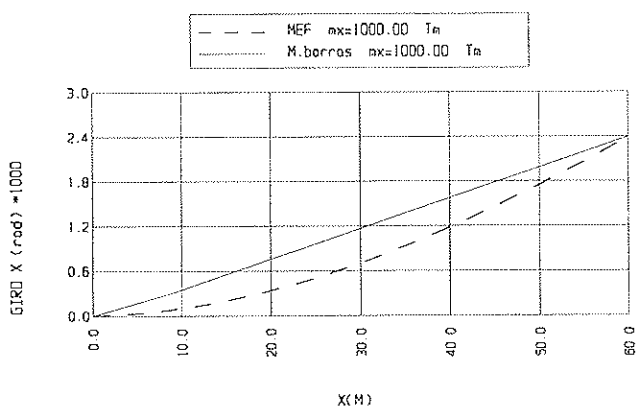


Figura 11. Giros Ménsula L = 60 m. Momento Torsor en su extremo Mx = 1.000 mT.

siendo:

$$\Omega = \frac{EI}{GAK_y l^2} = \frac{E}{Gk_y} \left(\frac{i}{l} \right)^2 \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

que permite obtener el desplazamiento vertical de la viga $v(x)$ y el giro de la sección $\theta(x)$, en función de las cargas exteriores q .

De este modelo se han obtenido resultados interesantes en lo que se refiere a dos aspectos particulares:

- Esfuerzos longitudinales
- Discontinuidades angulares

que se detallan a continuación.

5.1. Esfuerzos longitudinales

La deformabilidad por esfuerzo cortante puede introducir diferencias en los esfuerzos longitudinales respecto a los que se obtendrían si esta deformabilidad fuese pequeña, como es en el caso del *modelo de Euler-Bernoulli* [5].

Esta modificación de los esfuerzos se produce en aquellas configuraciones en las que la existencia de esfuerzos cortantes de origen hiperestático sea significativa. Así, en las hipótesis de carga simétricas de vigas continuas, la modificación de estos esfuerzos, salvo en los vanos extremos, es mínima. Por el contrario, en hipótesis no simétricas, la importancia puede ser significativa. En el caso de una viga empotrada y apoyada sometida a una carga uniforme, (Figura 12) la relación entre el momento de empotramiento M y el correspondiente al de una viga sin deformación por cortante M^B será:

$$\alpha = \frac{M}{M^B} = \frac{1}{1 + 3\Omega} \tag{10}$$

En el caso que nos ocupa, en los vanos principales estos efectos no son importantes ya que las hipótesis más desfavorables se producen con una importancia significativa de la carga permanente y de hipótesis de sobrecarga simétricas. Así mismo al tratarse de luces importantes, la esbeltez de la sección es grande.

En los vanos extremos, sin embargo, las esbelteces son pequeñas y las hipótesis de sobrecarga que producen los esfuerzos más desfavorables no son simétricas, produciéndose diferencias importantes.

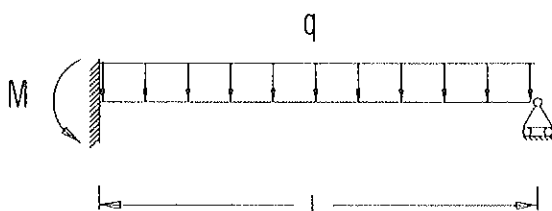


Figura 12.

Considerando $I_z = 156,48 \text{ m}^4$, $A = 11,18 \text{ m}^2$ y $k_y = 0,187$, para las distintas luces l , se obtienen los siguientes factores reductores en los momentos de empotramiento:

l	Ω	$\alpha = \frac{1}{1+3\Omega}$
42	0,10	0,77
60	0,05	0,87
120	0,0125	0,96

obteniéndose reducciones del 33% en los momentos de empotramiento y los consiguientes incrementos en los centro de vano.

5.2. Discontinuidades angulares

En el caso de las vigas con deformación por cortante, tal y como se ha planteado, el giro de la sección transversal depende tanto de los esfuerzos de flexión como de los esfuerzos cortantes. La discontinuidad de los esfuerzos cortantes, por la presencia de cargas concentradas, en los apoyos, introduce discontinuidades angulares importantes en el modelo homogeneizado, lo que es muestra de importantes concentraciones de tensiones en los aligeramientos circulares de estas zonas.

Si se comparan los comportamientos de la viga sin deformación por cortante y con ella frente a la discontinuidad de esfuerzos:

- En la viga sin deformación por cortante, la relación entre los esfuerzos y desplazamientos es:

$$M = EI \frac{d\theta}{dx} = EI \frac{d^2v}{dx^2} \tag{11}$$

$$Q = -\frac{dM}{dx} = -EI \frac{d^3v}{dx^3} = -EI \frac{d^3v}{dx^3}$$

Una discontinuidad en los esfuerzos cortantes, representada por:

$$[Q] \equiv (Q)_+ - (Q)_-$$

conduce a

$$[Q] = -EI \left[\frac{d^3v}{dx^3} \right] \tag{12}$$

lo que lleva consigo una discontinuidad en la derivada tercera del campo de desplazamientos.

- En viga con deformación por cortante, por el contrario

$$Q = GAK_y \left(\frac{dv}{dx} - \theta \right) = GAK_y \gamma_{xy} \tag{13}$$

$$[Q] = \tau GAK_y [\gamma_{xy}] \tag{14}$$

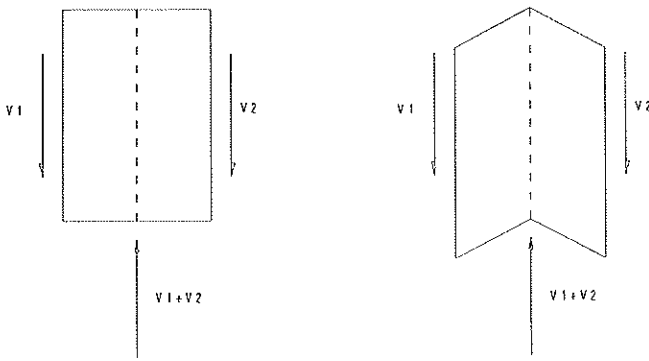


Figura 13. Discontinuidad angular provocada por la presencia de cargas concentradas.

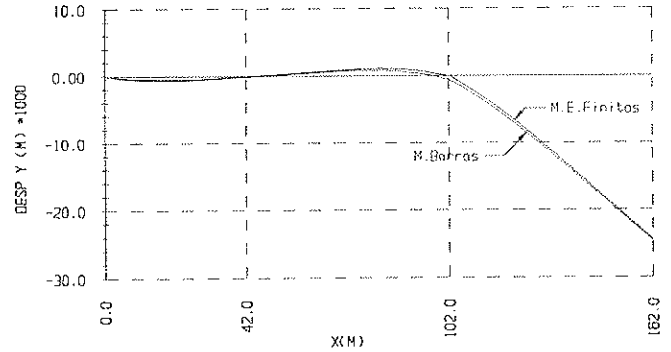


Figura 14. Deplazamientos verticales en la última fase de empuje.

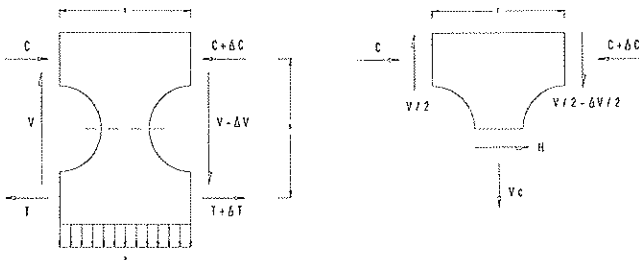


Figura 15. Mecanismo resistente del esfuerzo cortante.

una discontinuidad en la ley de esfuerzos cortantes provoca una discontinuidad en la derivada primera del campo de desplazamientos y, consecuentemente, en los giros de la sección transversal (Figura 13).

Estos efectos se manifestaban de forma significativa en las hipótesis de construcción, en los apoyos de las pilas intermedias, en la situación final de empuje con un voladizo de 60 m. Tal y como puede observarse en la Figura 14, tanto en el modelo de barras como en el modelo de elementos finitos la discontinuidad era importante así como muy bueno el ajuste de ambas aproximaciones.

6. RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE

La presencia de aligeramientos circulares introduce discontinuidades importantes en la transmisión de las tensiones tangenciales producidas por el esfuerzo cortante y momento torsor. El mecanismo resistente observado es bien conocido y responde al mismo comportamiento de las vigas Vierendeel o al de las vigas con almas aligeradas. El planteamiento del equilibrio global entre los esfuerzos y las acciones exteriores entre dos secciones aligeradas aclara convenientemente el comportamiento estructural de estas tipologías.

Si se considera un elemento de viga entre dos aligeramientos separados una distancia l (Figura 15) con los esfuerzos actuantes en una y otra sección, el esfuerzo cortante V, el momento flector descompuesto en un par de fuerzas de compresión (C) y tracción (T), separados h, distancia entre el cor-

dón de tracción y compresión. Se considera una carga uniformemente repartida p. Los esfuerzos de una sección difieren de los de la otra en un incremento Δ.

Del equilibrio global de fuerzas y momentos entre ambas secciones se obtiene:

$$\begin{aligned} \Delta M &= V l = \Delta C h = \Delta T h \\ \Delta C &= \Delta T = \frac{V l}{h} \\ \Delta V &= p l \end{aligned} \tag{15}$$

Del equilibrio local se obtienen los esfuerzos normales y tangenciales en la sección horizontal entre aligeramientos:

$$H = \Delta C = \frac{V l}{h} \tag{16}$$

$$V_c = \Delta V / 2 = p l / 2$$

De este esquema tan simple puede deducirse el conjunto de armaduras, tanto activas como pasivas, para la resistencia del esfuerzo cortante global:

- La armadura total pasante debe resistir el esfuerzo rasante horizontal H.
- La armadura anterior debe incrementarse para resistir las tracciones V_c provocadas por la aplicación de las cargas exteriores sobre la losa inferior: *armadura de cuelgue*.
- El esfuerzo H provoca unas flexiones en el extremo del aligeramiento que explica la concentración de tensiones en los mismos.

Bajo esta perspectiva, puede analizarse el efecto favorable del pretensado transversal inclinado de alma (Figura 16).

La compresión transversal N_p produce una reducción del esfuerzo rasante H en una magnitud $H_p = N_p \cos \alpha_p$. En este caso el pretensado sigue cumpliendo una doble misión: como acción reduce el esfuerzo rasante y la tracción vertical y como armadura, permite contar con una armadura vertical adicional.

La presencia de esfuerzos cortantes alternativos durante la construcción por empuje, obligó a la utilización de un preten-

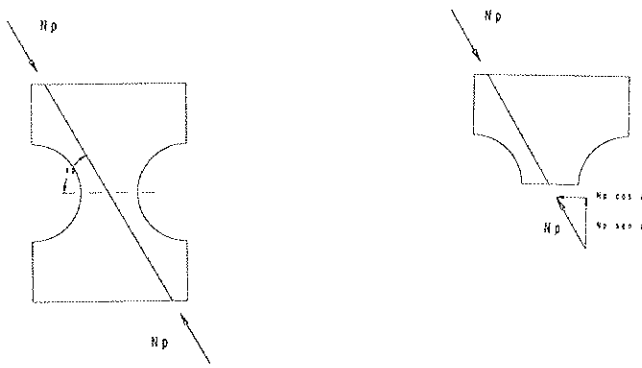


Figura 16. Pretensado transversal del alma.

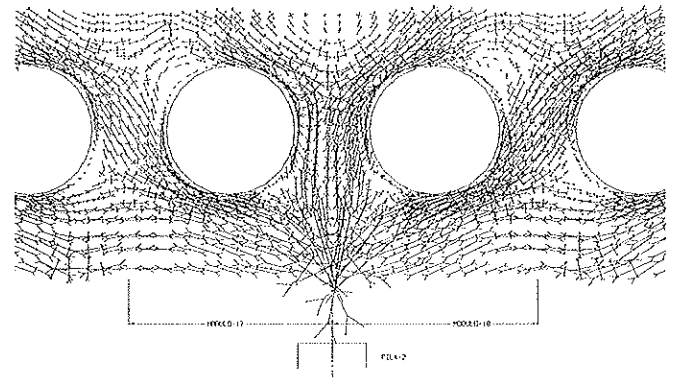


Figura 17. Distribución de tensiones por efecto de una carga puntual.

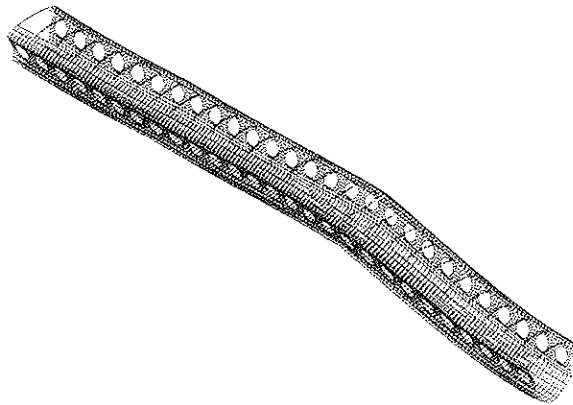


Figura 18. Tablero deformado en situación de carga permanente y sobrecarga de uso máxima.

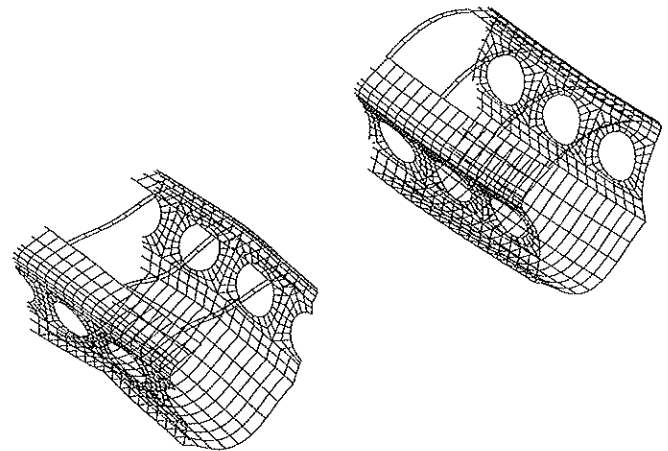


Figura 19. Tablero deformado en apoyos y en una sección intermedia.

sado parcial compuesto por armadura activa para la situación definitiva y armadura pasiva para la situación de construcción, ya que la inclinación de los cables provocaría efectos desfavorables durante estas etapas.

7. EFECTOS LOCALES

Además de los efectos generales estudiados, las cargas concentradas provocan efectos de gran importancia, especialmente en lo que se refiere a las fases de empuje durante la construcción y los derivados de las cargas concentradas en las pilas en situación definitiva.

El procedimiento de empuje provoca que todas las secciones del tablero sean secciones de apoyo lo que obliga al correcto dimensionamiento de la armadura transversal. La presencia de los aligeramientos circulares introduce tracciones importantes que se estudiaron con el modelo tridimensional de elementos finitos. En la Figura 17 se representa la distribución de tensiones en una de estas situaciones. Con el fin de controlar la fisuración durante estas fases, uno de los cables de pretensado longitudinal rectilíneo se situó próximo a dicho aligeramiento.

Otro efecto tridimensional significativo aparece en las secciones de apoyo. La no presencia de diafragmas intermedios

en los apoyos provoca la aparición de flexiones transversales significativas que deben superponerse a las normales de todo el tablero.

En la Figuras 18 y 19, se observa el comportamiento diferente de la sección de apoyos y una sección intermedia del tablero. Estas diferencias se manifiestan en la flexión transversal del alma y de las costillas superiores. Estas costillas se encuentran en la mayoría de las secciones completamente comprimidas por los efectos de la flexión transversal salvo en las proximidades de los apoyos que pasan a estar traccionadas.

Esto se debe a que en las secciones intermedias los flujos de las tensiones tangenciales provocan efectos locales por la presencia de las cargas repartidas, anulándose los efectos generales Figura 20. Sin embargo, la presencia de cargas concentradas provoca que los efectos de flexión transversal producidos por los flujos de tensiones tangenciales se sumen siendo estos efectos más importantes que los propios de la flexión local por la importancia relativa de la carga puntual en apoyos.

8. CONCLUSIONES

De todo lo tratado en este artículo se pueden destacar las siguientes conclusiones:

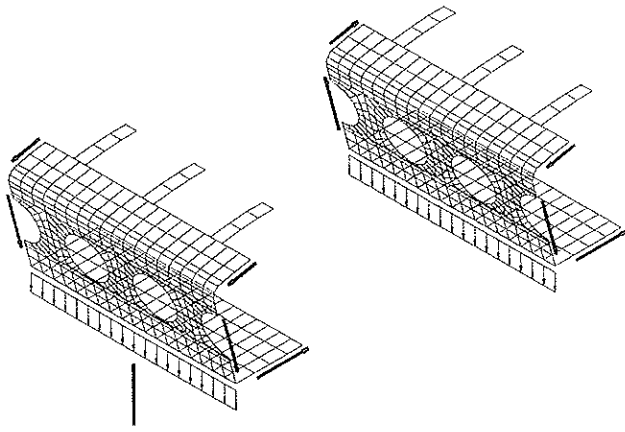


Figura 20. Efectos de las cargas concentradas y repartidas.

- El puente cajón de hormigón pretensado con almas aligeradas puede ser una solución adecuada tanto estructuralmente como formalmente. Tratándose de una solución heredera de las grandes celosías metálicas de los puentes de ferrocarril.
- El comportamiento longitudinal puede estudiarse con modelos de barras con deformación por cortante. Estos modelos tienen en cuenta las discontinuidades angulares por la presencia de cargas concentradas y modificaciones

en los esfuerzos hiperestáticos por la deformabilidad por esfuerzo cortante.

- Para el estudio de los efectos locales producidos por la presencia de cargas concentradas así como el dimensionamiento de elementos discontinuos como las costillas superiores, es necesario la utilización de modelos de elementos finitos tridimensionales

REFERENCIAS

- (1) AFPC. Bulletin Technique *Les Structures Triangulées en béton précontraint*. 1983.
- (2) Manterola, J., Fernández Troyano, L., Astiz, M. A., Gil, M.A., Martínez Cutillas, A. *Puentes en celosía*. Revista de Obras Públicas. N.º 3373. Febrero, 1998.
- (3) Manterola, J. *Puentes II*. Cátedra de Puentes. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. 1996.
- (4) Ribera, J.E. *Puentes de Fábrica y Hormigón Armado*, Tomo IV. Madrid, 1932.
- (5) Wang, C.M. *Timoshenko beam-bending solutions in terms of Euler-Bernoulli solutions*. Journal of Engineering Mechanics. ASCE. Vol 121. N.º 6. June, 1995.

Efecto de concentración de tensiones por cargas embrochaladas

Evaluation of stresses concentration due to mid depth loads

Juan Carlos Paloto Almada
Ingeniero. Profesor Área de Estabilidad



Patricia Domínguez
Ingeniero. Ayudante de Cátedra. Área de Estabilidad

Departamento de Ingeniería Universidad Nacional del Sur Bahía Blanca, Argentina.

RESUMEN

En los casos de aplicaciones de apoyos indirectos en una estructura portante se plantea la necesidad de conocer los aspectos de la distribución de las tensiones en la zona de contacto.

En el presente trabajo se utilizan el método fotoelástico y de elementos finitos para obtener valores significativos de tensión por aplicación de cargas en una viga pared mediante la inclusión de una viga transversal del mismo material que altera sustancialmente el comportamiento mecánico.

El problema se trata inicialmente considerando un modelo de comportamiento elástico lineal.

En estas condiciones se establecen factores de concentración de tensiones que se proponen como antecedentes a tener en cuenta sobre todo en la discusión del diseño de la forma de la junta de conexión prevista para la unión de las partes de acuerdo con los esfuerzos a transmitir.

Como ejemplo se comparan valores con respecto a la solución analítica del caso típico con carga de aplicación externa sobre el borde superior, obteniéndose relaciones de máxima para tensiones de tracción, compresión y corte y la fundamentación de un criterio práctico general del problema para dos casos de relación altura-longitud.

SUMMARY

Cases of included loads applied on structural supports,

state the necessity of knowing aspects about stresses distribution in the contact zone.

The present work shows the use of photoelasticity and finite elements methods to obtain characteristics stresses values in a beam wall that support a transversal beam inserted.

The problem is initially treated by considering a model of lineal elastic behavior. Under such conditions stress concentration factors are established which are proposed as a background to be taken into account, specially when discussing the design of the connecting joint configuration predicted for joining parts in accordance with the forces to be transmitted.

As an example, such stresses values are compared with respect to the analytical solution of the typical case with external loads applied on the edge, obtaining maximum relation for tensile, compression or shear stresses as to establish basis of general practical criterion of this problem through models in two size relations.

INTRODUCCIÓN

En los casos de grandes elementos estructurales portantes, las distintas posibilidades de aplicación de las cargas puede imponer condiciones singulares en la distribución de las tensiones y corrimientos que deben ser consideradas a los efectos de cálculo.

Un problema frecuente de este tipo es el de apoyos indirectos (embrochalados).

En las estructuras prefabricadas de hormigón, la previsión de espacios para aplicar los elementos que cargan, derivan en la estimación de las tensiones características como efectos determinantes de la forma del apoyo indirecto y el valor de la carga transmitida.

Bien se trate de estructuras desmontables o no, el diseño de las uniones entre los elementos constitutivos es una cuestión decisiva (1, 2).

Con el uso de métodos experimentales o analítico-numéricos aproximados se aportan los valores fundamentales de tensiones para la evaluación de estos problemas localizados en zonas de discontinuidad [zonas D] (3).

Una vez decidida la forma de la junta de unión, se impondrá un posterior estudio para determinar el diseño estructural del hormigón que permita la explotación total del material en esa zona.

Con tal fin, en la actualidad se cuenta con el método STM [Strut and Tie Models] (4) especialmente desarrollado para definir un diseño realista de los refuerzos y el dimensionado correspondiente.

En la presente aplicación se evalúa el efecto de una inclusión con relación de medidas de $H_i/L_i = 2$; $H_i/L = 0,2$; $L_i/L = 0,1$, sobre vigas de soporte de características $H/L = 1$ y $H/L = 0,5$. (Figura 1)

1. MÉTODOS APLICADOS

Para la determinación de las tensiones máximas particularmente en la zona de concentración, se han aplicado el método fotoelástico y el de elementos finitos alternativamente.

En la posibilidad de un montaje directo, sin adherencia de las partes, se obtienen los resultados experimentalmente por el método fotoelástico en base a ensayos de modelos mecáni-

cos con las mismas posibilidades de deformación que el prototipo. En el caso de estar prevista adherencia entre las partes, directamente o mediante elementos de unión, se ha optado por el método de los elementos finitos suponiendo continuidad del conjunto pero con un cambio súbito de la rigidez en la superficie de punto.

En ambos casos se tienen en cuenta para la comparación de tensiones los resultados analíticos conocidos para el caso estáticamente equivalente, pero con la carga aplicada sobre el borde exterior (5).

En estas condiciones, en la Tabla 1 se ordenan los resultados para la tensión máxima de tracción en el borde inferior (punto a) y la máxima de compresión en el borde superior (punto b) bajo la carga aplicada.

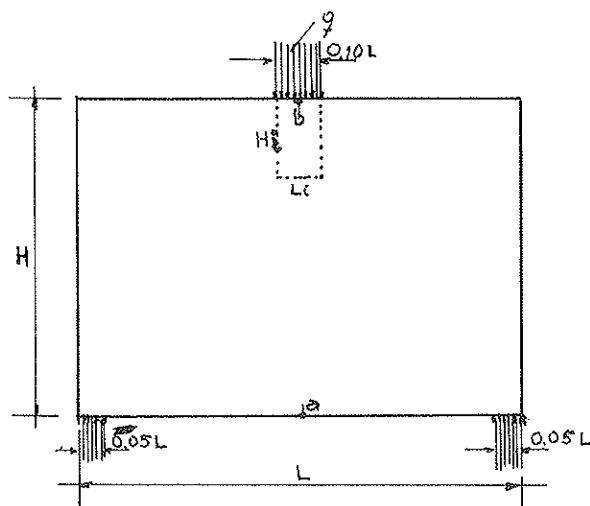
2. MÉTODO FOTOELÁSTICO

En el caso de montaje directo, sin adherencia, los modelos fotoelásticos reciben la carga en el espacio previsto pero no se producirán en el contacto tensiones de tracción. Es la posibilidad más desfavorable en el prototipo real al no haber colaboración completa entre ambos elementos. Además en el modelo no se consideran las posibles tensiones tangenciales por rozamiento en el contacto.

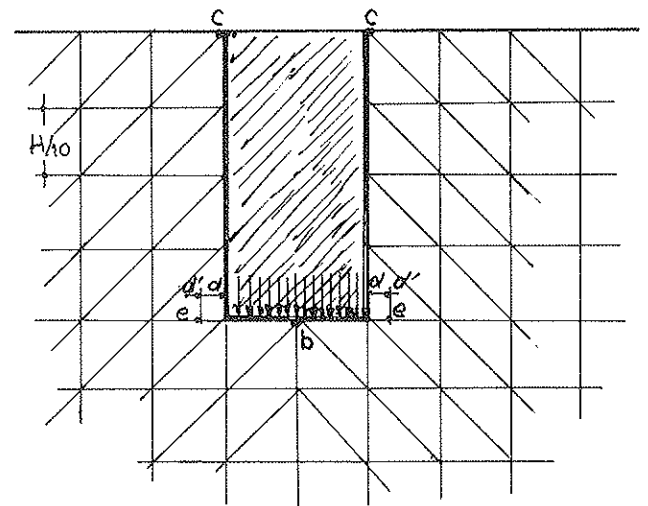
Con estas condiciones, el método fotoelástico aplicado al modelo, se estima como el más apropiado para evaluar las tensiones respetando los desplazamientos propios del contacto mutuo (6).

Como junta que transmite la carga se ha tomado una pieza del mismo material y un ancho colaborante de cuatro veces el espesor del soporte.

El material de los modelos fotoelásticos es la resina epoxi Araldit en plancha de 1 cm de espesor con características



1a. Esquema del Modelo Analítico



1b. Detalle de la zona de aplicación de la carga

Figura 1. Ubicación de los puntos característicos.

Tabla 1. Tensiones máximas de tracción y compresión por carga con aplicación exterior según esquema. Figura 1

H/L	Solución analítica		M.E.F.		Fotoelasticidad	
	1	0,5	1	0,5	1	0,5
K_a	0,215	0,540	0,230	0,530	0,250	0,620
K_b	0,968	1,300	0,850	1,360	1,100	1,400
Tensión máxima de tracción $s_a = K_a \cdot q$ Tensión máxima de compresión $s_b = K_b \cdot q$						

mecánicas: módulo de elasticidad $E = 36.000 \text{ kg/cm}^2$; módulo de Poisson $\mu = 0.35$.

2.a. Resultados obtenidos

Los valores de tensiones considerados determinantes para caracterizar este problema son: *a)* La tensión de tracción máxima σ_a en el borde inferior, *b)* la tensión de compresión σ_b producida bajo la aplicación de la carga; *c)* tensión de compresión máxima σ_c en el contacto lateral, *d)* posibles tensiones de tracción σ_d en la zona de contacto lateral, *e)* tensión de corte de referencia τ_c sobre el nivel de aplicación de la carga. Los ensayos se repiten, tomándose los valores correspondientes en ambos lados de la junta, de manera de adoptar un resultado final como promedio de las lecturas.

Las figuras 2, 3 y 4 muestran las isocromáticas producidas en los modelos al ser sometidos a la carga de aplicación exterior o mediante el elemento embrochado.

Los resultados originales para los dos casos ensayados se ordenan en la Tabla 2, presentándose a los fines prácticos de

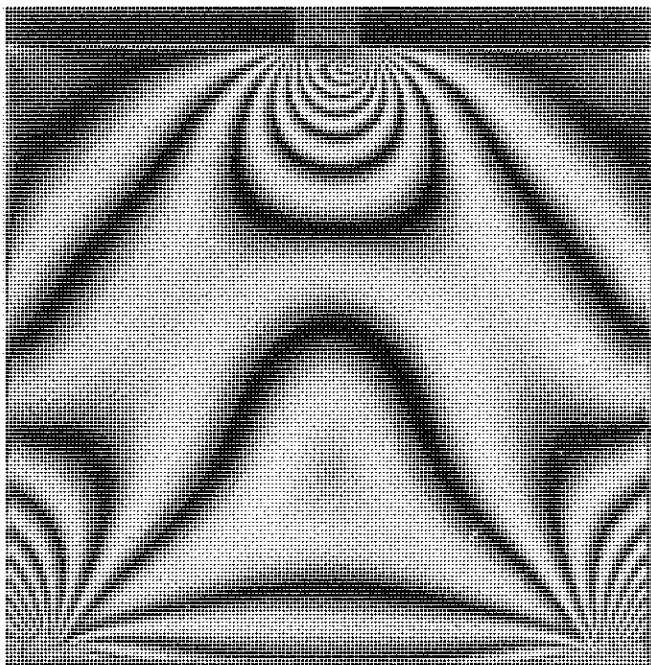


Figura 2. Isocromáticas del modelo de $H/L = 1$, con carga de aplicación directa.

Tabla 2. Tensiones características por elemento de carga inserto sin adherencia. Método Fotoelástico

H/L	1	0,5
s_a (tracción)	0,32	0,75
s_b (compresión)	1,20	1,50
s_c (compresión)	0,57	0,94
s_d (tracción)	0,75	0,80
t_c (corte)	0,50	0,50

Coefficiente K de tensión para aplicar a q.

uso los valores de tensiones por medio de coeficientes con relación a la carga distribuida aplicada considerada uniforme.

En los casos de las tensiones σ_a y σ_b es inmediata la comparación con los valores de la Tabla 1 para evaluar el efecto localizado del embrochado.

La objetividad del método experimental aplicado permite observar cómo se acomodan las partes al aplicarse la carga, planteándose un interesante problema de contacto entre superficies al compatibilizarse naturalmente los corrimientos.

3. MÉTODOS DE LOS ELEMENTOS FINITOS

En este estudio se utiliza el método de elementos finitos (M.E.F.) a través de la aplicación del sistema MEFEPUNS, conjunto de programas (módulos) que operan con aritmética simple de precisión bajo control del sistema MS-DOS (versión 3.1 o superior) (7).

Tiene la finalidad de dar soluciones aproximadas a problemas estáticos de estados planos (de tensión y deformación) en un medio continuo bajo la acción de fuerzas (concentradas y distribuidas) y variación de temperatura. Ha sido desarrollado para su aplicación en investigación y docencia en el Área de Estabilidad del Dpto. de Ingeniería de la U.N.S.

Trabajando en base a elementos triangulares los valores numéricos en los puntos nodales de las componentes de desplazamiento constituyen las incógnitas primarias.

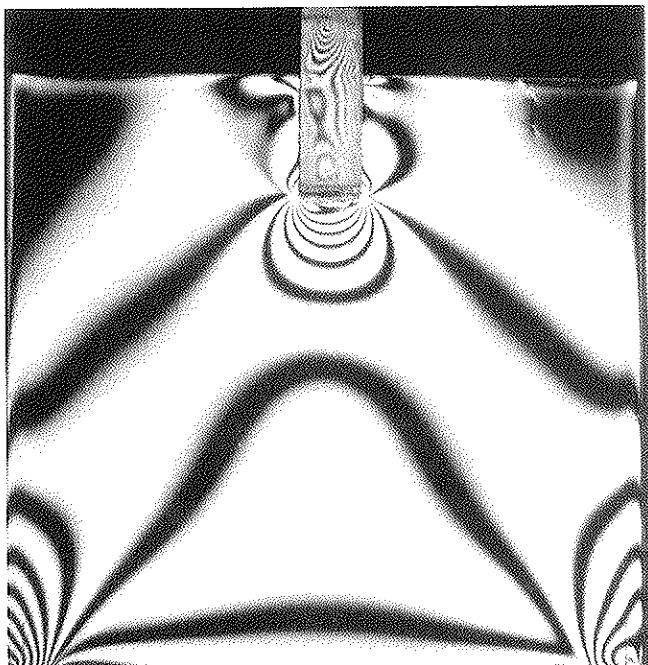


Figura 3. Isocromáticas del modelo $H/L = 1$, con carga debida a un embrochafado.

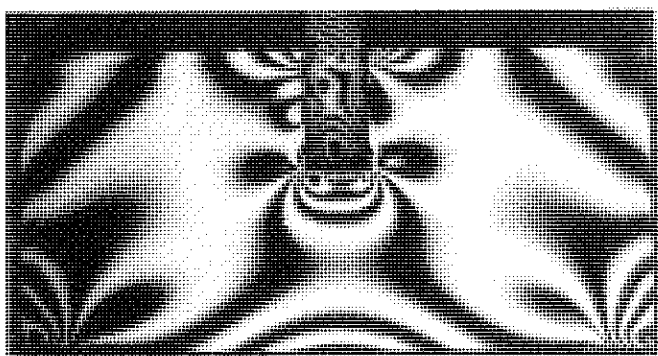


Figura 4. Isocromáticas del modelo de $H/L = 0,5$

Un adecuado diseño de la malla (red) implica adoptar elementos suficientemente pequeños para dar resultados útiles con el mínimo esfuerzo computacional.

Es conveniente disminuir el tamaño de los elementos en las zonas predecibles de concentración de tensiones con valores con alto gradiente, no siendo así en zonas de régimen de tensiones más uniformes.

El valor de las tensiones resultantes en el elemento triangular se considera en el baricentro del mismo como criterio práctico. Siendo un objetivo principal del trabajo obtener las tensiones en los bordes, se debió apelar a métodos de extrapolación (polinómicos o gráficos) (8) para mejorar la aproximación en esos puntos.

3.a. Resultados obtenidos

Por este método también se obtienen los valores σ_a y σ_b por aplicación directa de cargas utilizando una malla general de 200 elementos triangulares de base $L/20$ y altura $H/10$ en la mitad del modelo por ser simétrico.

Luego, la aplicación del M.E.F. se estima ventajosa para obtener los resultados de la Tabla 3 para el caso que en el modelo en estudio las partes en contacto pueden considerarse adheridas aun sin detallar el sistema de unión.

En todo caso las tensiones resultantes en la zona serán valores de cálculo para los elementos que aseguren la continuidad.

Las posibilidades de comportamiento final considerados en la zona de contacto entre ambas partes solidarias han sido:

3a.1) Con desplazamientos restringidos naturalmente en el contacto debido a un ancho transversal colaborante de la viga apoyada. Se ha supuesto el mismo material en ambas partes pero un espesor de la junta cuatro veces el de la pared del soporte. Resultados en la Tabla 3 (C.D.).

3a.2) Corrimientos impedidos totalmente en el borde de contacto suponiendo una gran rigidez de la inclusión. Resultados en la Tabla 3 (S.D.).

Entre ambas alternativas se pueden evaluar los máximos posibles de tensiones concentradas en la zona de perturbación.

CONCLUSIONES

Se ha presentado un criterio recomendable de aplicación de métodos conocidos al estudio del comportamiento de las uniones y zonas localizadas como problema propio de las estructuras premoldeadas.

Tabla 3. Tensiones características por elemento de carga inserto con adherencia. M.E.F.

H/L	1		0,5	
	C.D	S.D.	C.D.	S.D.
σ_a (Tracción)	0,28	0,26	0,67	0,62
σ_b (compresión)	0,15	0,15	0,18	0,15
σ_c (compresión)	0,27	0,32	0,68	0,75
σ_d (Tracción) (*)	0,40	0,50	0,50	0,40
t_c (corte)	0,32	0,25	0,45	0,30

Coficiente K de tensión para aplicar a q.

(*) En el punto d' se mide una tracción σ_d horizontal, aproximadamente 15% σ_d

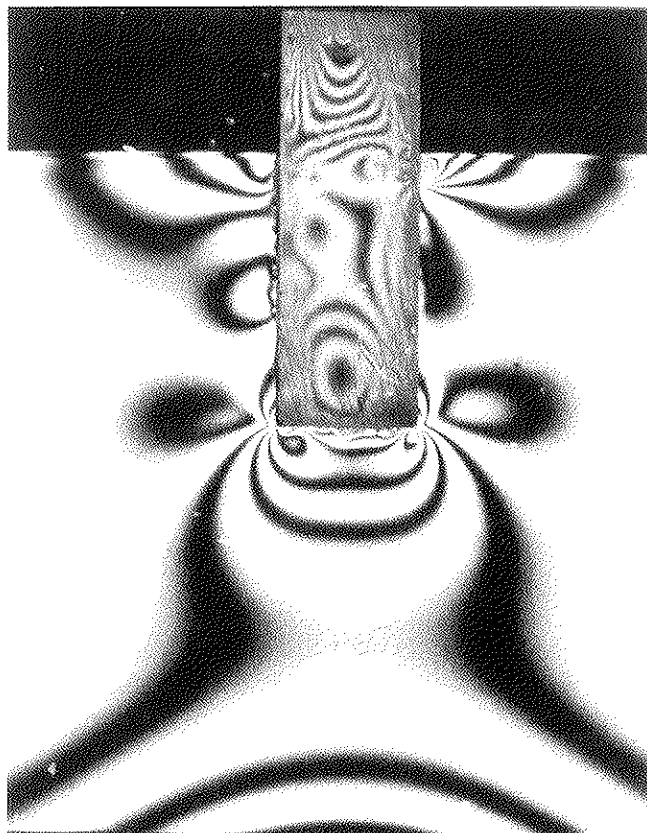


Figura 5. Detalle de isocromáticas en la zona de aplicación de la carga. Modelo H/L = 0,5

Para considerar las conclusiones resultantes se tendrá en cuenta el carácter elástico lineal de los modelos utilizados válidos como prueba inicial del efecto localizado producido por la junta de unión propuesta.

De los ensayos de las dos versiones según H/L del mismo modelo de estructura portante, se obtienen conclusiones comparativas sobre las tensiones de acuerdo a las condiciones que se establezcan para la unión de las partes.

I) En los valores ordenados en la Tabla 1 se comparan los máximos de tracción y compresión obtenidos por los métodos aplicados con respecto a los resultados de la solución analítica (5). Se aprecia una buena aproximación entre los resultados.

II) La Tabla 2 resume el resultado obtenido por el método fotoelástico para el caso de junta de la viga transversal aplicada sin adherencia alguna. En estas condiciones el modelo físico permite la manifestación de los corrimientos de la cinemática real que incluye tramos de la unión sin contacto.

Se pueden evaluar los aumentos en los valores máximos de tracción σ_a y de compresión σ_b con respecto a los de la Tabla 1, pero se aprecian también valores de máximo en los laterales del contacto: un valor de tracción vertical $\sigma_d > \sigma_a$ con diferencia muy importante para el caso H/L = 1, y un valor considerable de tensión de corte a referencia τ_c .

III₁) Los resultados "con desplazamiento" (CD) en la junta de unión solidaria de Tabla 3, obtenidos por el MEF destacan la disminución general de los valores registrados en la zona de contacto con respecto a los valores de la Tabla 2 sin adherencia. En particular con máximo de compresión s_b debajo de la carga aplicada.

Se señala la importancia de los valores de tracción σ_a (vertical). En ese punto se evalúa también tensión de tracción horizontal de un valor próximo al 15% σ_a .

III₂) Según se aprecia en la Tabla 3 para los valores de tensiones sin desplazamientos (S.D.) en el contacto, no hay diferencias importantes con respecto a los valores con desplazamiento (C.D.) de la misma tabla.

Es decir que la junta impuesta aun con el mismo material, prácticamente impide los desplazamientos en la unión.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) Prof. Dr. Ing. H.W. Reinhardt: *Demountable Concrete Structures*, International Symposium de Rotterdam, Netherlands, Mayo 1985. Publicado en FIP Notes, 1985/4, pp. 17-18.
- (2) La Chang-Geng. *Joint Connections for Precast Concrete Multi-Storey Buildings in China*. FIP Notes 1985/4. pp. 10-13.
- (3) Prof. Dr. Ing. Jörg Schlaich; Prof. Dr. Ing. Kurt Schäfer: *Design and Detailing using Strut-and-Tie Models*, IABS Workshop, New Delhi, 1993.
- (4) Pro. Dr. Ing. Jörg Schlaich. *Finite Element Method Versus Strut-and-Tie Models?* IABSE workshop, New Delhi, 1993.
- (5) A.S. Kalmanok. *Cálculo de vigas pared y Manual para el Cálculo de Placas*, Ed. Inter Ciencia de Uruguay, impreso en Argentina, 1976.
- (6) S. Mirza y K. Ansari. *On Stress Concentration in Rectangular Plates Having Rectangular Inserts*, Experimentals Mechanics, The Society for Experimental Mechanics (SEM), U.S.A. pp. 412-417.
- (7) R. Rossi, J. Reyes, P. Belles, M. Rosales, D. Bambill: MEFEPUNS, Sistema de Computación para la Resolución de Estados Planos con Elementos Finitos, Área de Estabilidad. Dep. Ingeniería, U.N.S. Bahía Blanca, Argentina, 1989.
- (8) I.M. Allison and A.K. Soh. *On the Determination of Boundary Stresses by the Finite Element Method*, Strain, Journal of the British Society for Strain Measurement, Vol. 17, n.º 2, Mayo, 1981.

CURSO DE MASTER
Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería
Enero-Julio, 2000

Objetivo general

El objetivo de este Curso de Master, ya en su undécima edición, es proporcionar información actualizada sobre las bases teóricas y utilización de métodos modernos de cálculo y diseño por ordenador para la solución de una variedad de problemas de ingeniería.

Presentación del curso

El curso se ha estructurado en 2 fases con un total de 450 horas entre clases teóricas y prácticas. La primera fase comprende una serie de asignaturas de carácter básico sobre temas importantes e introductorios dentro del campo del diseño y el análisis numérico en ingeniería. Todas las asignaturas de la 1ª fase son obligatorias.

En la segunda fase del curso se han escogido una serie de asignaturas específicas que abarcan la mayor parte de los problemas de ingeniería más usuales que permiten su resolución por métodos numéricos, tales como la ingeniería estructural y geotécnica, los problemas de transmisión de calor y de mecánica de fluidos, la mecánica de fractura, la optimización de formas, etc.

Para obtener el Diploma de Master, se deben aprobar, al menos 7 asignaturas específicas de la segunda fase.

Adicionalmente los alumnos deberán realizar un trabajo práctico (Tesis de Master) sobre un tema relacionado con alguna de las asignaturas de especialidad, bajo la dirección de un profesor del curso.

El idioma del curso será el castellano.

Lugar de celebración

El curso se impartirá en Barcelona en los locales de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).

Duración

La duración prevista del curso es del 17 de Enero al 17 de Julio de 2000. La Tesis de Master podrá entregarse hasta el 17 de Diciembre de 2000.

Titulación requerida

Se exigirá estar en posesión de un Título Académico Superior, que deberá acreditarse al presentar la solicitud de inscripción.

Para mayor información dirigirse a:

Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán, s/n
08034 Barcelona, España
Tel. 34- 93 401 64 87 – 93 205 70 16
Fax 34- 93 401 65 17
e-mail: cimne@etseccpb.upc.es
web: <http://www.cimne.upc.es>

SECCIÓN: COMISIONES TÉCNICAS Y GRUPOS GENERALES DE TRABAJO

Queridos compañeros/asociados:

Me dirijo a vosotros para presentar esta sección fija de la revista, entroncada en el grupo Noticias y Opiniones, que está dedicada a las Comisiones Técnicas (C) y Grupos Generales de Trabajo (GGT), en calidad de coordinador de la misma.

Como ya sabéis, recientemente se ha creado la Federación Internacional del Hormigón (*fib*), como fusión de la Federación Internacional del Pretensado (FIP) y del Comité Europeo del Hormigón (CEB). A consecuencia de este hecho, en abril de 1998 las asociaciones homólogas españolas, la Asociación Técnica Española del Pretensado (ATEP) y el Grupo Español de Hormigón (GEHO), se unieron para dar lugar a nuestra Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE).

En la primera Asamblea se nombró a la Comisión Gestora, órgano de gobierno de la asociación durante el período transitorio que finalizará en noviembre de este año, coincidiendo con la Asamblea de Sevilla; en dicha asamblea se nombrará al Consejo, futuro órgano de gobierno de ACHE. Una de las misiones fundamentales de la Comisión Gestora es la creación y puesta en marcha de los diversos órganos de la asociación, así como la generación de la normativa que regule su funcionamiento.

Nuestra asociación se estructura mediante dos tipos de órganos, los órganos de gobierno y los de trabajo (ver figura); las Comisiones Técnicas y los Grupos Generales de Trabajo se encuadran dentro de los segundos y a ellos, en particular, voy a referirme. Se dividen en dos grupos, por un lado las Comisiones Técnicas, el Comité de Redacción de la Revista y el Comité de Eventos, que son órganos de trabajo de carácter permanente, y por otro los Grupos Generales de Trabajo y los Grupos Ad Hoc, que son órganos no permanentes y se disuelven una vez finalizada su misión. Además existe el Comité de Coordinación, en el cual tienen representación todos los órganos de trabajo, y el Consejo, cuya misión fundamental es coordinar, impulsar y realizar el seguimiento de dichos órganos.

Las **Comisiones Técnicas** son el núcleo fundamental de la asociación donde se realizan las tareas técnicas, elaborando la documentación necesaria para que la información sea difundida a los miembros de ACHE. Su misión es el desarrollo de tareas específicas relacionadas con el Hormigón Estructural, cuyo objetivo bien puede ser la divulgación técnica de temas novedosos, el desarrollo de estudios

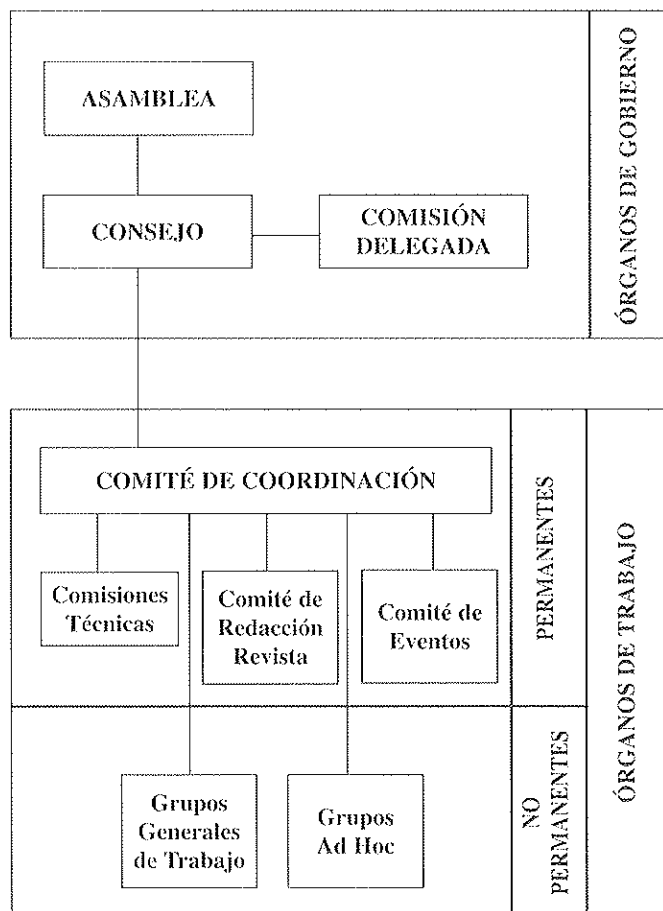
específicos o simplemente la documentación sobre aspectos técnicos de interés para los asociados. El funcionamiento de las Comisiones está regulado por su reglamento que fue aprobado por la Comisión Delegada el último 23 de marzo y en él se indica que la colaboración en las Comisiones es *ad honorem*.

El campo de actividad de cada Comisión se define en sus "terminos de referencia", donde se delimita su alcance y se definen las áreas de interés y el programa de trabajo. En cuanto al enfoque de los trabajos, se procurará un equilibrio entre los puntos de vista científico-técnico y práctico-divulgativo. Asimismo, respecto a los contenidos, se abordarán tanto los relativos a la edificación como a la obra civil, para intentar dar respuesta a los problemas que se presentan en el día a día.

Cada Comisión está dirigida por un Presidente, nombrado por el Consejo a propuesta del Comité de Coordinación, pudiendo existir además Vicepresidente y Secretario; este mismo Comité designará a sus miembros de entre los propuestos por el Presidente. Dentro de cada Comisión se crean Grupos de Trabajo dirigidos por un Coordinador; éstos son los órganos que llevarán a cabo las tareas aprobadas por la Comisión y su existencia está asociada a la tarea que tengan encomendada.

Cuando una determinada actividad afecte a varias Comisiones, el Comité de Coordinación podrá proponer la creación de un Grupo General de Trabajo que se disolverá una vez finalizada dicha actividad.

Cada una de las Comisiones de ACHE está asociada a una o varias Comisiones de la Federación Internacional del Hormigón (*fib*), de forma que quede cubierto todo el campo de trabajo de



dichas comisiones. A continuación se enumeran las Comisiones de ACHE, indicando su campo fundamental de actividad, su presidente y la Comisión *fib* asociada:

Comisión 1. Proyecto

Presidente: Fernando Rodríguez García
 Comisiones *fib*: C2. Safety and Performance Concepts
 C4. Modelling of Behaviour and Design
 C7. Seismic Design
 Actividad: Bases de proyecto, formato de seguridad, acciones, combinaciones, bases de cálculo en fase de servicio o agotamiento.

Comisión 2. Materiales

Presidente: Antonio Garrido Hernández
 Comisiones *fib*: C.8. Concrete
 C9. Reinforcing and Prestressing Materials and System
 Actividad: Aspectos relacionados con el material hormigón, sus componentes, accros y otras armaduras, tanto convencionales como innovadoras.

Comisión 3. Ejecución

Presidente: J. Emilio Herrero Benítez
 Comisiones *fib*: C6. Prefabrication
 C10. Construction
 Actividad: Ejecución in situ y prefabricación de estructuras de hormigón. Procesos constructivos.

Comisión 4. Uso y Mantenimiento

Presidente: Luis Ortega Basgoiti
 Comisiones *fib*: C3. Structural Service Life Aspects
 C5. Environmental Aspects
 Actividad: Aspectos relacionados con la vida de servicio de una estructura: Inspección, instrumentación, ensayos, mantenimiento, evaluación, reparación y rehabilitación.

Comisión 5. Estructuras y Elementos Estructurales

Presidente: José M.^a Arrieta Torrealba
 Comisiones *fib*: C1. Structures
 Actividad: Proyecto global de estructuras y elementos estructurales concretos: Diseño, análisis, dimensionamiento, detalles y construcción. Normativas nacionales e internacionales.

Respecto a los Grupos Generales de Trabajo, en este momento tenemos los siguientes:

GGT1. Prefabricación

Presidente: José Calavera Ruiz
 Actividad: Redacción de un documento de referencia sobre los diferentes tipos de elementos prefabricados producidos en España.

GGT2. Aseguramiento de la Calidad

Presidente: Antonio Garrido Hernández
 Actividad: Elaboración de manuales de Aseguramiento de la Calidad en el proyecto, en la ejecución y en el control de calidad.

En los próximos números de la revista, dedicaremos esta sección de forma monográfica a cada una de las comisiones, de forma que podáis disponer de una información más completa y pormenorizada sobre el funcionamiento de cada una de ellas y de sus distintos grupos de trabajo. Asimismo, incluiremos periódicamente un informe sobre el estado de las Comisiones y GGT, elaborado por la Secretaría de ACHE, como el que figura a continuación, donde se reflejará de forma sintética el estado actualizado de los mismos.

Desde estas líneas os animo a todos los que estéis interesados en participar en los trabajos relacionados con alguno de estos temas, a que os pongáis en contacto con los presidentes de las Comisiones respectivas, para aportar vuestros conocimientos y experiencia. Por mi parte, me comprometo a manteneros informados, a través de esta sección, sobre los trabajos que se están realizando en cada una de las comisiones, tarea para la cual cuento con la colaboración de los Presidentes de las mismas.

Saludos cordiales
 José M.^a Arrieta Torrealba

Estado de las Comisiones y Grupos Generales de Trabajo de ACHE

Según consta en la Secretaría de ACHE

Junio 1999

Comisión 1 Proyecto

- Ámbito:** La Comisión desarrollará su actividad en todos los aspectos del hormigón estructural relacionados con su proyecto. En concreto, centrará sus trabajos en el estudio de las bases de proyecto, partiendo del conocimiento sobre los formatos de seguridad y profundizando en el desarrollo de las correspondientes bases de cálculo relativas a su comportamiento en fase de servicio o de agotamiento. Se ocupará también de las acciones y de sus combinaciones.
- Áreas de interés:** Fiabilidad, bases de cálculo, método de las bielas y tirantes, requisitos de ductilidad estructural, análisis en el tiempo, influencia de la reología del hormigón en el proyecto, adherencia, durabilidad, estados límite últimos y de servicio, hormigón de alta resistencia, cálculo sísmico, proyecto mediante ensayos y normativa de producto.
- Miembros:** **Fernando Rodríguez García (Presidente)**
Juan Carlos Arroyo Portero (Secretario)
Juan Luis Alcalá Sánchez
Hugo Corres Peiretti
Jesús Gómez Hermoso
Juan Carlos López Agüí
Antonio Mari Bernat
Fernando Martínez Abella
José Romo Martín
Juan Antonio Sobrino Almunia
Manuel Valcuende Payá
Luis Miguel Viartola Laborda

Grupos de trabajo

GT 1/1 Vibraciones

- Coordinador:** Juan Carlos Arroyo Portero
- Objetivo:** Traducción del Boletín CEB "Problemas de vibraciones en estructuras. Recomendaciones prácticas"
- Fecha finalización:** 3 T 1999

GT 1/2 Hormigones de Alta Resistencia

- Coordinador:** Juan Carlos López Agüí
- Objetivo:** Estudio de los distintos Estados Límite aplicados a piezas (elementos estructurales) fabricadas con hormigones de alta resistencia.
- Fecha finalización:** 4 T 2001

GT 1/3 Bielas y tirantes

- Coordinador:** José Romo Martín
- Objetivo:** Elaboración de un documento de divulgación sobre el método de bielas y tirantes que permita su entendimiento y aplicación por técnicos que, hasta el momento, no están familiarizados con el mismo. Este tema puede tener un gran interés, dado su adopción en la EHE.
- Fecha finalización:** 2 T 2000

GT 1/4 Bases de cálculo para un estado límite de durabilidad

- Coordinador:** Fernando Rodríguez García
- Objetivo:** Elaboración de un documento sobre la metodología y bases de cálculo a seguir para el planteamiento de un Estado Límite de Durabilidad de la Estructura. Partiendo de criterios de fiabilidad estructural convencionales para los estados límite últimos y de servicio, y aceptando los modelos de degradación más contrastados por la experimentación desarrollada en el campo del hormigón como material, se contrastarán las bases para que el cálculo estructural incorpore las mermas de capacidad portante como consecuencia de procesos de deterioro.
- Fecha finalización:** 4 T 2001

Comisión 2 Materiales

Presidente: Antonio Garrido Hernández

Vicepresidente: David Fernández-Ordóñez

Ámbito: La Comisión se ocupa de todos los aspectos relativos al material hormigón y sus componentes, tanto convencionales como innovadores. El tratamiento cubrirá desde el ámbito científico al divulgativo; desde el punto de vista más general (informes tipo Estado del Conocimiento) a los más específicos estudios particulares; desde los materiales convencionales a los modernos refuerzos y desde las solicitudes mecánicas a las exigencias modernas relacionadas con la protección contra incendios, la protección del medio-ambiente o la seguridad laboral en sus aspectos más técnicos, si es el caso. Todo ello manteniendo el equilibrio entre los intereses técnicos de la Obra Civil y la Edificación. En definitiva, la Comisión se propone identificar contenidos de interés para los profesionales con objeto de poner a disposición de los técnicos de la construcción, tanto civil como de la edificación, documentos útiles con riguroso fundamento científico.

Áreas de interés:

- Armaduras
- Aceros
- Aramidas, carbono, fibras...
- Cementos ultra rápidos (Portland Olazagutía)
- Aditivos de última generación
- Áridos ligeros
- Durabilidad de hormigones
- Traducción de textos de interés, en especial los de la fib

Miembros: **Antonio Garrido Hernández (Presidente)**
David Fernández Ordóñez (Vicepresidente)

Eduardo Achaerandio Deza

Pilar Alaejos Gutiérrez

Jaime Fernández Gómez

José Manuel Gállego Estévez

Ravindra Gettu

José Luis Lleyda Dionis

M.^a Pilar de Luxán Gómez

E. Cosme de Mazarredo y Pampló

Honorino Ortega Valencia

Ismael Sirvent Casanova

Julio Vaquero García

Luis Vega Catalán

Javier Urreta Ormacchca

Grupos de trabajo

GT 2/1 Armaduras

Coordinador: F. Javier León González

Objetivo: Formular observaciones y comentarios que contribuyeran a mejorar el texto de la Instrucción EHE para Hormigón Estructural. Cumplida la misión, el Grupo de Trabajo ha elaborado, al cabo de seis borradores, una monografía sobre *Armaduras pasivas en la Instrucción EHE* y se propone elaborar una segunda sobre *Armaduras activas en la reglamentación y normativa española*.

Calzos, separadores
Sistemas de anclaje
Soldadura y empalme

Requisitos de fatiga
Certificación y Homologación

Requisitos de adherencia
Elaboración de la ferralla

Fecha finalización: 2 T 2000

GT 2/2 Hormigones con fibras

Coordinador: Manuel Fernández Cánovas

Objetivo: Elaboración del documento "Manual de Tecnología del hormigón reforzado con fibras"

Fecha finalización: 2 T 1999

GT 2/3 Aditivos

Coordinador: Ravindra Gettu

Objetivo: Elaboración de un texto práctico dirigido a los técnicos responsables del uso de los aditivos químicos que les permita conocer las claves de su funcionamiento y les proporcione criterios para un uso adecuado de los mismos. Específicamente el grupo se propone presentar los fundamentos, mecanismos de acción, métodos de selección, y recomendaciones de uso de los aditivos utilizados en el hormigón estructural, en forma de guía de diseño. Se pretende incluir textos detallados sobre los plastificantes y superfluidificantes, retardantes, impermeabilizantes, aireantes, anticongelantes, aditivos para hormigón proyectado, cohesionantes, acelerantes, reductores de retracción, aditivos inhibidores de corrosión de armaduras, aditivos para hormigonado bajo el agua, aditivos para hormigones auto compactantes, aditivos para condiciones externas (transporte, clima, etc.) y otros productos relevantes.

Fecha finalización: 3 T 2000

GT 2/4 Documento de aplicación a materiales y ejecución en EHE

Coordinador: José Manuel Gállego Estévez

Objetivo: Elaboración de un documento que contenga la discusión técnica mantenida durante la redacción de la actual Instrucción EHE en el seno de la Comisión I del GEHO. Este trabajo es complementario del que van a llevar a cabo el resto de las Comisiones de ACHE en sus respectivas áreas.

Fecha finalización: 4 T 1999

Comisión 3 Ejecución

Presidente: José Emilio Herrero Benítez

Ámbito: Esta Comisión trata tanto la ejecución "in situ" como la prefabricada de las estructuras de hormigón de edificación y de obra civil. Se presta especial atención a los aspectos del proceso de construcción orientados a conseguir la seguridad requerida tanto en construcción como en servicio, y a dotar a la estructura de las condiciones de servicio y durabilidad adecuadas. Sus trabajos estarán fundamentalmente dirigidos a aportar a las personas que se dedican a la ejecución de obras, información que facilite la mejor tecnificación de esta actividad.

Áreas de interés: Esta Comisión deberá ser sensible a las necesidades e inquietudes que surjan en la actividad de la ejecución de obras. Inicialmente las áreas de interés que proponen son:

- Equipos auxiliares como encofrados y cimbras
- Condiciones de hormigonado, ferrallado, armaduras activas
- Puesta en obra de hormigones especiales o en condiciones especiales
- Automatización de la prefabricación
- Prefabricación en edificación

Miembros: **José Emilio Herrero Benítez (Presidente)**

Juan Ayats	Fernando Hué
Manuel Burón	José Luis Lleyda
Francisco Calderón	Javier Ripoll
José García de Miguel	José Luis Serra
Jesús Gómez Hermoso	Luis Villamonte

Grupos de trabajo

GT 3/1 Diseño de cimbras

Coordinador: Luis Villamonte

Objetivo: Redacción de un documento que establezca recomendaciones para el diseño, montaje, desmontaje y control de cimbras. Todo ello orientado a dotar a las cimbras de una seguridad semejante a la del resto de las estructuras, y de garantizar sus condiciones de servicio.

De forma orientativa los apartados del documento serían: Acciones, Diseño (detalles), Montaje, Control, Elementos especiales. Los primeros apartados se referirán a todo aquello que es común a todo tipo de cimbra mientras que el último particularizará en algunos tipos de cimbras especiales.

Fecha finalización: 1 T 2001

GT 3/2 Hormigonado no convencional

Coordinador: Fernando Hué

Objetivo: Condiciones de puesta en obra de hormigones especiales, siguiendo el proceso a partir desde que termina su fabricación y pasando por el transporte, vertido, vibrado, curado y desencofrado. En el documento se pretenden dar reglas prácticas dirigidas a técnicos con experiencia en hormigonados convencionales y que se enfrentan a alguna realización especial. Se han detectado doce tipos de hormigonados especiales. Cada uno de ellos se analizarán en ocho a quince páginas las recomendaciones y datos de interés para su ejecución. Además se incluirá bibliografía para cada tipo donde se puede encontrar una información más exhaustiva.

Los doce tipos se han ordenado según su mayor o menor utilización en las obras: Hormigonado en tiempo caluroso, Hormigonado en tiempo frío, Hormigón bombeable, Hormigones estructurales arquitectónicos, Hormigonados en grades volúmenes, Hormigón sumergible, Hormigones deslizados, Hormigones de altas resistencias, Hormigonados en grandes volúmenes, Hormigón con fibras, Hormigón ligero y Tendencias futuras.

En una primera etapa se abordarán los seis primeros puntos valorándose entonces el volumen del trabajo y decidiéndose si se incluyen los otros seis puntos.

Fecha finalización: 4 T 2000

GT 3/3 Anclajes al terreno

Coordinador: Javier Ripoli García-Mansilla

Objetivo: Corrección y revisión de la publicación realizada por la ATEP sobre el tema. Se solicita de las personas relacionadas con el diseño y ejecución de anclajes al terreno, sus comentarios para la revisión del citado documento. Esta revisión en principio abordará los siguientes temas:

- Adecuación del documento al esquema de seguridad vigente en las normas de estructuras.
- Revisión de la tabla de valores de la tensión de adherencia

Fecha finalización: 1 T 2000

Comisión 4 Uso y mantenimiento

Presidente: Luis Ortega Basagoiti

Secretario: Gonzalo Arias Hofman

Ámbito:

Áreas de interés: Ensayos de información complementaria del hormigón (tanto destructivos como no destructivos)
 Ensayos de información complementaria de la estructura (pruebas de carga, instrumentación y seguimiento)
 Organización y costes de la conservación y el mantenimiento de distintas tipologías estructurales.
 Materiales y técnicas de reparación y refuerzo.

Fecha finalización: Continuación de un grupo de trabajo (C4/1) y reactivación y redefinición de otro (C4/2) previamente existentes en GEHO y creación de tres grupos de trabajo nuevos (C4/3, C4/4 y C4/5).

Miembros: **Luis Ortega Basagoiti (Presidente)**

Rafael Astudillo Pastor

Olga Calvo Lucas

Enrique Carvajal Salinas

Jesús Díez Hernández

M.ª Dolores Gómez Pulido

José M.ª Izquierdo Bernaldo de Quirós

Jorge Ley Urzaiz

Miguel Martín Pardina

Jorge Perelli Botello

Javier Sarría Odiaga

Juan A. Sobrino Almunia

José M.ª de Villar Luengo

Grupos de trabajo

GT 4/1 Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos

Coordinador: M.ª Dolores Gómez Pulido

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> - Historia de los materiales compuestos - Los materiales compuestos como refuerzo de estructuras de hormigón - Tipos de fibras - Tipos de matrices - Aplicaciones en la Ingeniería Civil - Propiedades mecánicas, físicas y químicas de los Materiales Compuestos - Factores que alteran las propiedades de los Materiales Compuestos - Modelos teóricos para la obtención de las propiedades mecánicas - Principios generales de proyecto de refuerzo con Materiales Compuestos - Criterios de diseño de refuerzos a flexión - Criterios de diseño de refuerzos a cortante - Evaluación de Estados Límites de servicio - Normativas y recomendaciones existentes - Ejecución de refuerzos con materiales continuos | <ul style="list-style-type: none"> - Realizaciones a nivel mundial - Realizaciones en España - Esfuerzos rasantes - Delaminación de hormigón - Métodos de ensayo |
|--|---|

Fecha finalización: 3 T 1999

GT 4/2 Fiabilidad de estructuras existentes

Coordinador: Juan Antonio Sobrino Almunia

Objetivo: Evaluación de la seguridad de estructuras existentes mediante técnicas de fiabilidad. Principios básicos. Métodos de calibración, de modelos probabilistas para la evaluación de la seguridad de estructuras existentes mediante técnicas de fiabilidad.

Fecha finalización: 4 T 2000

GT 4/3 Pruebas de carga

Coordinador: Rafael Astudillo Pastor

Objetivo:

Fecha finalización: 4 T 2000

GT 4/4 Sistemática de planteamiento e interpretación de ensayos de información

Coordinador: Jorge Ley

Objetivo:

Fecha finalización: 3 T 1999

GT 4/5 Evaluación de estructuras con métodos semiprobabilistas

Coordinador: Jorge Perelli Botello

Objetivo:

Fecha finalización: 4 T 2000

Comisión 5 Estructuras y elementos estructurales

Presidente: José M.^a Arrieta Torrealba

Secretario: Concepción Velando Cabañas

Objetivo: El objeto fundamental de esta Comisión es el proyecto global de estructuras y elementos estructurales concretos, considerando todas sus fases desde el diseño conceptual, análisis, dimensionamiento, detalles y construcción.

Sus trabajos complementarán a las normativas nacionales e internacionales, aclarando la forma de aplicación de las mismas en cada estructura, desarrollando procedimientos que permitan una mejor utilización de las normas o ampliando su contenido incidiendo en los fundamentos de las mismas.

La fluidez de las relaciones con el resto de las comisiones es de suma importancia, puesto que esta comisión frecuentemente recogerá resultados de las otras y expondrá la forma de aplicarlos a estructuras concretas, transmitiendo las dificultades encontradas en su aplicación para que sean solventadas.

En suma, entran dentro del ámbito de esta Comisión todos los aspectos relacionados con el proyecto de estructuras o elementos estructurales concretos.

Áreas de interés: Estructuras de edificación, puentes, cimentaciones, cubiertas, depósitos, presas, estructuras marítimas, normativa estructural, tipología estructural, estructuras mixtas.

Miembros	José M.^a Arrieta Torrealba (Presidente)	Rafael Chueca Edo
	Juan Luis Alcalá Sánchez	Ignacio Granell Vicent
	Miguel Ángel Astiz Suárez	Juan Carlos López Agüi
	Juan Luis Bellod Thomas	Antonio José Madrid Ramos
	Olga Calvo Lucas	Pilar Rodríguez-Monteverde y Cantarell
	Hugo Corres Peiretti	

Grupos de trabajo

GT 5/1 Detalles de armado (Pendiente de aprobación)

Coordinador: Pere Roca Fabregat

Objetivo: Redacción de un documento que plantee los fundamentos teóricos de los detalles de armado y desarrollo de ejemplos de aplicación práctica a casos concretos.

GT 5/3 Puentes mixtos (Pendiente de aprobación)

Coordinador: Pilar Crespo Rodríguez

Objetivo: Elaboración de un estudio comparativo sobre el proyecto de tableros mixtos de puente con las recomendaciones españolas RPX y con el Eurocódigo.

Fecha finalización: 4 T 2000

GT 5/4 Estudio normativo sobre el proyecto de pilas esbeltas

Coordinador: Juan Luis Bellod Thomas

Objetivo: Estudio de los aspectos normativos relacionados con el proyecto de soportes esbeltos. Se analizarán las formulaciones simplificadas que prescriben las diferentes normas de países próximos de nuestro entorno, comprobando su campo de validez y grado de aproximación, estableciendo comparaciones con métodos más exactos.

Fecha finalización: 4 T 2000

GT 5/5 Manual de ejemplos aplicación de la EHE

Coordinador: José M.^a de Villar Luengo

Objetivo: Desarrollo de ejemplos de proyecto de estructuras con la construcción EHE, explicando su forma de utilización y estableciendo comparaciones entre los resultados obtenidos con las nuevas instrucciones y los correspondientes a las instrucciones anteriores.

Fecha finalización: 3 T 1999

GT 5/6 Forjados mixtos con chapa nervada (Pendiente de aprobación)

Coordinador: Jorge Jordán de Urries de la Riva

Objetivo: Redacción de un texto de referencia que contemple el proyecto de forjados mixtos con chapa nervada.

Grupo general de trabajo "Prefabricación"

Coordinador: José Calavera Ruiz

Secretario: Antonio Garrido Hernández

Objetivo: El objetivo de este grupo es elaborar un texto de referencia que contemple todos los tipos de prefabricados producidos en España. El objeto es facilitar, de un aparte, la divulgación entre los técnicos de todos los aspectos concernientes al prefabricado (cálculo, proceso, control, seguridad, mantenimiento, etc.) y, de otra, establecer las bases para una eventual normativa especializada en el futuro.

Áreas de interés: Los contenidos tratados en los subgrupos

Programa de trabajo 1999-2002 Entregarán documento en el 2.º semestre de 1999

Subgrupos	Grupo 01	Forjados de viguetas y losas nervadas
	Grupo 02	Forjados de losas alveolares
	Grupo 03	Elementos lineales para naves y edificios
	Grupo 04	Elementos para puentes y acueductos
	Grupo 05	Losas y bóvedas para pasos bajo terraplén
	Grupo 06	Muros de contención
	Grupo 07	Elementos para edificios con paneles
	Grupo 08	Tubos y galerías
	Grupo 09	Pilotes y tablestacas
	Grupo 10	Traviesas de ferrocarril

Grupo general de trabajo "Aseguramiento de la Calidad"

Coordinador: Antonio Garrido Hernández

Secretario:

Ámbito: El objetivo de este grupo es la redacción de manuales sobre técnicas de aseguramiento de la calidad aplicadas a las distintas fases del proceso de construcción de estructuras de hormigón.

Áreas de interés: Aseguramiento de la calidad en el control de la calidad
Aseguramiento de la calidad en el proyecto
Aseguramiento de la calidad en la ejecución

Programa de trabajo 1999-2002 El grupo tiene el compromiso de entregar documentos finales conforme al siguiente programa:
- Septiembre de 1999 para el control de calidad.
- Diciembre del 2001 para el proyecto.
- Diciembre del 2002 para la ejecución.

Subgrupos: 01 Aseguramiento de la Calidad en el control de la calidad (activo).
02 Aseguramiento de la Calidad en el proyecto (en información).
03 Aseguramiento de la Calidad en la ejecución (en formación).

Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en "Hormigón y Acero"

1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los Artículos que se deseen publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría de la ACHE. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por los correspondientes Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales que por cualquier causa no fueran aceptados se devolverán al Autor.

2. PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los originales de los Artículos se presentarán, preferentemente, en disquete, en programas de tratamiento de texto de uso generalizado (Wordperfect, Word, etc.). Además, se mandarán dos copias escritas en papel, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4, y con las figuras, fotografías y tablas, con el tamaño que se proponga para su reproducción.

2.1. Título

El título, en *español, francés e inglés* deberá ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del Artículo. A

continuación, se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen y palabras clave

Todo Artículo deberá ir acompañado de un resumen en *español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

Asimismo, se acompañarán entre tres y seis palabras clave, en español, que permitan la identificación bibliográfica dentro del área técnica específica del Artículo.

2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Serán reproducibles, de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo y el tamaño de letra se elegirá de tal modo que se legible en la figura al tamaño en que se vaya a reproducir en la Revista.

Se recomienda que los gráficos y figuras sean específicamente preparados para su publicación.

2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta su posterior reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Con independencia de las copias que se piden para

formar la maqueta, los originales deberán presentarse en copias de papel opaco, negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Irán numeradas correlativamente, como fotografías, en el orden citado en el texto, y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las condiciones indicadas para las figuras en el punto 2.3. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002. Transitoriamente, durante el año 1999 se admitirá la utilización conjunta del S.I. y el sistema de unidades hasta ahora de uso habitual en la comunidad técnica (M.K.S.)

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas, siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis, a la derecha de la fórmula.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similares) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la l y el I; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo, dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

Referencias de Artículos publicados en Revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el Artículo al que se refiere la cita.

Referencias de Libros

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del Libro; edición; editorial y lugar y año de publicación.

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su Artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del Artículo original

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, ACHE, fusión de la Asociación Técnica Española del Pretensado, ATEP, y del Grupo Español del Hormigón, GEHO, de carácter no lucrativo, tiene como fines fomentar los progresos de todo orden referentes al hormigón estructural y canalizar la participación española en asociaciones análogas de carácter internacional.

Entre sus actividades figura el impulsar el campo de las estructuras de hormigón en todos sus aspectos (científico, técnico económico, estético, etc.) mediante actividades de investigación, docencia, formación continua, prenormalización, ejercicio profesional y divulgación; el proponer, coordinar y realizar trabajos de investigación científica y desarrollo tecnológico relacionados con los diversos aspectos del hormigón estructural y del hormigón en general, así como desarrollar todo tipo de actividades tendentes al progreso de las estructuras de hormigón.

La concreción de estas actividades se plasma en las publicaciones de sus Comisiones Técnicas y Grupos de Trabajo, en la organización de diversos eventos como conferencias, jornadas técnicas y un Congreso trianual, en la publicación de monografías no periódicas sobre hormigón estructural así como la edición de la revista Hormigón y Acero, de carácter cuatrimestral.

Existen cinco tipos de miembros de la Asociación: Estudiantes, Personales, Colectivos, Protectores y Patrocinadores, cuyas cuotas anuales puede consultar en la primera página de la revista. Si usted quiere hacerse miembro de la Asociación y recibir Hormigón y Acero, o desea más información de la misma, fotocopie esta página y remítala por correo o fax a la dirección indicada.

ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL
ACHE - Secretaría
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Apdo. de correos 19002 - 28080 Madrid - Fax (34) 91 766 07 03

Señores:

La persona física o jurídica cuyos datos se relacionan seguidamente:

Nombre.....

NIF..... Calle.....

Ciudad..... Código Postal..... País.....

Nombre de la persona de contacto (sólo para Personas Jurídicas).....

Teléfono..... Fax..... E-mail.....

desea hacerse miembro de ACHE en la modalidad de solicita más información sobre la modalidad de Miembro

Estudiante Personal Colectivo Protector Patrocinador

Autorizando a cargar el importe de la cuota anual correspondiente en la entidad bancaria indicada más abajo.

Lugar, fecha y firma..... (sello de la entidad para personas jurídicas)

Sr. Director del Banco de.....

Agencia.....

Calle.....

Ciudad..... Código Postal.....

Muy Sr. mío:

Le ruego que, con cargo a la cuenta cuyos datos relaciono más abajo, atienda hasta nuevo aviso los recibos emitidos por la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural ACHE.

Atentamente,

Lugar, fecha y firma.....

DATOS DE LA CUENTA BANCARIA

Titular.....

NIF.....

Código cuenta cliente: Banco..... Sucursal..... Dígitos control.....

Número cuenta.....



MIEMBROS DE LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

(Continuación de Int. Portada)

- COLEGIO DE INGENIEROS TÉCNICOS DE OBRAS PÚBLICAS.**—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TÉCNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COL.LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA, Biblioteca.**—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- C.T.T. STRONGHOLD, S.A.**—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- DIRECCIÓN GENERAL DE O.P. Y TRANSPORTES (Servicio Carreteras).**—Calvo Sotelo, 15, 1º-1ª. 26003 Logroño.
- DIWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERÍA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EPTISA, SERVICIOS DE INGENIERÍA, S.A.**—Arapiles, 14-4º Izda. 28015 Madrid.
- ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.
- FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Girona).
- FREYSSINET, S.A.**—General Perón, 24. 28020 Madrid.
- FUNDACIÓN AGUSTÍN DE BETHENCOURT.**—ETSIC C. y P. Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HIERRO INSTALADO Y SUMINISTRADO, S.A. (HIS, S.A.).**—Luis Montoto, 105, 4º K. 41007 Sevilla.
- HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.**—C/Gobelas, 35-37. 28023 El Plantío (Madrid).
- IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- JOSÉ ANTONIO TORROJA. (Oficina Técnica).**—Príncipe de Vergara 103. 28006 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- MEKANO-4, S.A.**—Polígono Can Magarola. Carretera N-152, Km. 19,8. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- NECSO. Entrecanales Cubiertas, S.A.**—Ava. Europa, 18. Parque Empresarial La Moraleja, 28108 Alcobendas (Madrid).
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Apartado 138. 36600. Villagarcía de Arosa (Pontevedra).
- PREFABRICADOS CASTELO, S.A.**—Ap. 11. Polígono Industrial ATIOS. 36080 Porriño (Pontevedra).
- PREVALESA, S.L.**—Avda. Blasco Ibáñez, 20. 46010 Valencia.
- PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).**—Padre Damián, 42-1º D. 28036 Madrid.
- SENER, INGENIERÍA Y SISTEMAS, S.A.**—Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
- SOCIEDAD DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO E INGENIERÍA, S.A.**—Avenida Cardenal Herrera Oria, 167. 28034 Madrid.
- TECPRESA, S.A.**—Velázquez, 105. 28006 Madrid.
- TIERRA ARMADA, S.A.**—Pº Castellana, 165. 28046 Madrid.
- TREFILERÍAS QUIJANO, S.A.**—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
- TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
- VSL IBÉRICA, S.A.**—Aribau, 185, 3º, 2º. 08021 Barcelona.

La Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



**A s o c i a c i ó n
C i e n t í f i c o - t é c n i c a
d e l H o r m i g ó n
E s t r u c t u r a l**

Declarada de utilidad pública con fecha 4-3-77

Secretaría Administrativa: Instituto Eduardo Torroja. c/ Serrano Galvache s/n. 28033 Madrid. Tif. y fax: 91 766 01 03. **N.I.F.:** G-28813442
Secretaría Técnica: ETSI Caminos, Canales y Puertos. Laboratorio de Estructuras. Ciudad Universitaria s/n. 28040 Madrid. Tif.: 91 336 66 98. Fax: 91 336 67 02