

H A

HORMIGÓN y ACERO

Revista trimestral de **ACHE** Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural

www.e-ache.com

ISSN: 0439-5689 | enero - marzo 2010 | Volumen 61 - nº 255



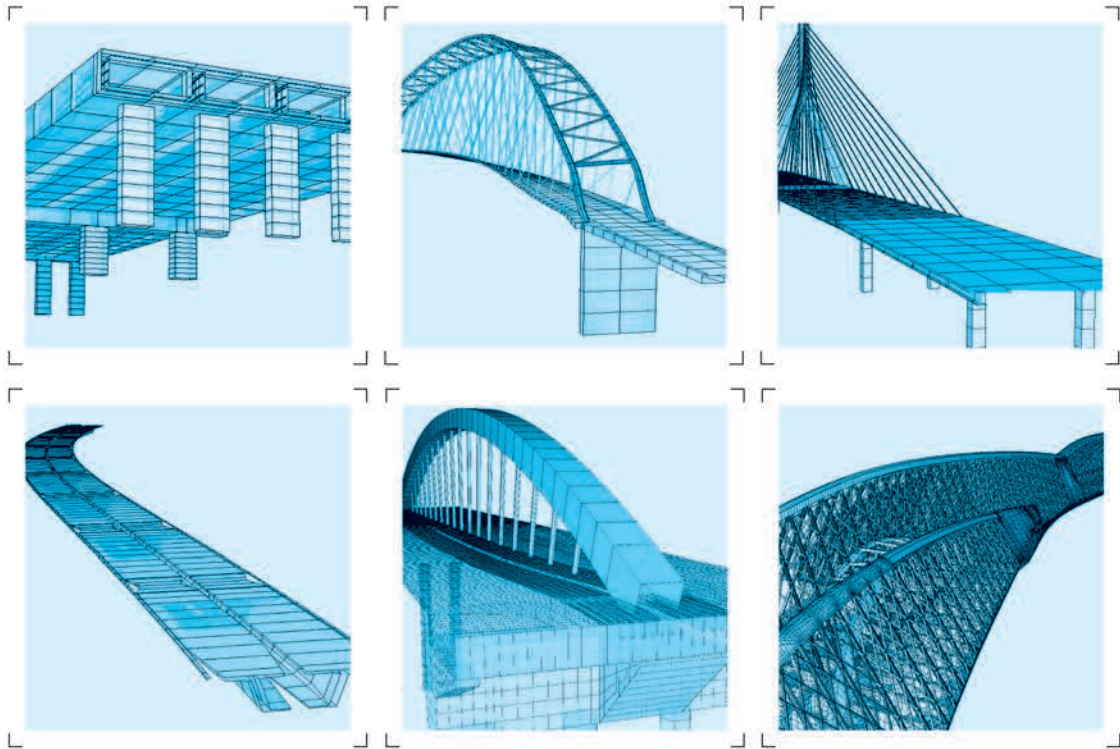
Puente arco de la Vicaría | Albacete



SOFiSTiK

FINITE ELEMENT SOFTWARE

Ingeniería civil – puentes:



- Introducción del modelo totalmente gráfica, y referida a los ejes del trazado
- CABD – Asistente para el diseño de puentes (Computer Aided Bridge Design)
- Introducción paramétrica de secciones transversales
- Pretensado y postesado en 3D en vigas y losas
- Definición de fases constructivas, o modos de ejecución contractivos, para el análisis a lo largo del tiempo y la introducción de las acciones diferidas (avance en voladizos sucesivos, puentes empujados, etc ...)
- Cálculo de contraflecha y análisis de formas de elementos lámina y cables (también de forma iterativa)
- Librería con las cargas de los trenes de ferrocarril y carretera
- Líneas y áreas de influencia
- Distintos métodos de cálculo del sistema (iterativo, paralelo)
- Generación automática de combinaciones y envolventes según las distintas normativas (EHE, DIN-FB, OENorm, SIA, EC, BS, AASHTO, SNIP etc.)
- Cargas de trenes con interacción tren-estructura, análisis sísmico, análisis no lineal, análisis dinámico de los efectos del viento, interacción medio fluido-estructura (CFD)

www.sofistik.es · sofistik@calter.es

CALTER
ingeniería





Foto de portada: Puente arco de la Vicaría*
* Foto de turut (cc), en www.flickr.com

HORMIGÓN Y ACERO

Hormigón y Acero fue constituida en 1950 y es el órgano de expresión pública de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). En la Revista se publican artículos relevantes dentro del campo de las estructuras, tanto de obra civil como de edificación. La Revista va dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades y centros de investigación relacionados con la construcción de obra civil y edificación.

Hormigón y Acero was created in 1950 and is the official publication of the Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). This review publishes outstanding articles that deal with issues of structures, both public works construction and building. The review is aimed at engineers and architects who work at construction companies, engineering and architecture offices, universities and research institutes related with public works construction and building.

EDITAN:



ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

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.

CONSEJO EDITORIAL:

Director:

Luis M^a Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)*

Secretario:

Gonzalo Arias Hofman (INES INGENIEROS, Madrid)*

Editor Jefe:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid)*

Vocales:

Juan Jesús Álvarez Andrés (DRAGADOS, Madrid)*

Juan Carlos Arroyo Portero (CALTER, Madrid)

Jaime Fernández Gómez (INTEMAC, Madrid)

Jaime C. Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)

David Izquierdo López (CONSTRUCCIONES SANDO, Madrid)

Francisco Morán Cabré (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)

Antonia Pacios Álvarez (ETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)*

Javier Ripoll García-Mansilla (RCI, Barcelona)

Julio Vaquero García (IPAC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO:

Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

David Fernández-Ordóñez Hernández (PREFABRICADOS CASTELO, Madrid)

Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)

Miguel Gómez Navarro (ES ARTE Y ARQUITECTURA - UEM, Madrid)

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

Javier León González (FHECOR, Madrid)

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)

Antonio Martínez Cutillas (CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L., Madrid)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)

Jesús Rodríguez Santiago (DRAGADOS, Madrid)

Mike Schlaich (SCHLAICH BERGERMANN UND PARTNER, Stuttgart, Alemania)

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

José M^a de Villar Luengo (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)

El Consejo Editorial de la revista tiene como misión la definición de la política editorial (estilo de la revista, redacción, normas de presentación de originales, diseño, creación y orientación de las distintas secciones). El Comité de Redacción se constituye como un comité permanente del Consejo Editorial y se encarga de dirigir y supervisar la gestión diaria de la revista, controlar la selección de contribuciones y tomar las decisiones sobre los contenidos que han de conformar cada número de la revista. La función del Consejo Asesor Científico es la de velar por el prestigio científico y técnico de la revista, promoviendo e impulsando su difusión internacional. Una descripción más amplia puede consultarse en www.e-ache.com/hya

REDACCIÓN / CONTACTO:

E.T.S.I CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

Avda. Profesor Aranguren, s/n.

Ciudad Universitaria. 28040 Madrid

Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02

E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

www.e-ache.com/hya

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos:

ICYT - Dialnet - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: Walter Lance

Imprime: FISELGRAF

SUMARIO

C O N T E N T S

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 7 | **Puente arco de la Vicaría**
La Vicaría arch bridge
Santiago Pérez-Fadón, José Emilio Herrero Beneítez
Luis Martín-Tereso López
- 43 | **Las vigas Vierendeel curvas para la construcción de grandes cubiertas**
Curved Vierendeel trusses for large roofs
Félix Escrig, José Sánchez y Víctor Compán

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

- 55 | **Análisis lineal de la interacción losa-pilares en edificios sin juntas bajo deformaciones impuestas instantáneas y en el tiempo**
Linear analysis of slab-column interaction in jointless buildings subjected to instantaneous imposed strains
Jorge Aparicio García
- 73 | **Influencia de la estructura porosa en la durabilidad de hormigones autocompactantes con propiedades mecánicas similares**
Effect of pore structure on the durability of self-compacting concretes of similar strength
E. B. Bermejo Núñez, J.C. Gálvez Ruiz,
A. Moragues Terrades y M. Fernández Cánovas

SUMMARIES

- 85 | ***La Vicaría arch bridge***
Santiago Pérez-Fadón, José Emilio Herrero Beneítez
Luis Martín-Tereso López
- 86 | ***Curved Vierendeel trusses for large roofs***
Félix Escrig, José Sánchez y Víctor Compán
- 87 | ***Linear analysis of slab-column interaction in jointless buildings subjected to instantaneous imposed strains***
Jorge Aparicio García
- 88 | ***Effect of pore structure on the durability of self-compacting concretes of similar strength***
E. B. Bermejo Núñez, J.C. Gálvez Ruiz,
A. Moragues Terrades y M. Fernández Cánovas

RINCÓN DE ACHE

- 89 | **El profesor José Calavera elegido "Fellow" de la "American Association of Civil Engineers" (ASCE)**
Juan José Arenas, galardonado con el premio Gustave Magnel por el puente del Tercer Milenio
- 90 | **Situación del monográfico dedicado a las obras relacionadas con la alta velocidad ferroviaria**

MIEMBROS PATROCINADORES 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 como **Miembros Patrocinadores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



ACCIONA INFRAESTRUCTURAS
Avda. de Europa, 18
28108 ALCOBENDAS (MADRID)



AGUAS Y ESTRUCTURAS, S.A. (AYESA)
Pabellón de Checoslovaquia - Isla de la Cartuja
41902 SEVILLA



ALATEC, S.A.
C/ José Echegaray, 14 - Parque Empresarial Las Rozas
28230 LAS ROZAS (MADRID)



ALE HEAVYLIFT IBÉRICA, S.A.
C/ San Romualdo, 26 - 6ª planta
28037 MADRID



ANEFHOP
C/ Bretón de los Herreros, 43 - bajo
28003 MADRID



ARENAS & ASOCIADOS, INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.
C/ Hernán Cortés, 19 - 1º Dcha
39003 SANTANDER



ASOCIACIÓN NACIONAL DE PREFABRICADOS Y DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE)
Paseo de la Castellana, 226 - Entrepantalla A
28046 MADRID



ASSOCIACIÓ DE CONSULTORS D'ESTRUCTURES
C/ Gran Capitán, 2-4. Edificio Nexus
08034 BARCELONA



CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 10º
28006 MADRID



CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, S.L.
C/ Orense, 10
28020 MADRID



CEDEX (Laboratorio Central)
C/ Alfonso XII, 3
28014 MADRID



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
C/ Almagro, 42
28010 MADRID



CONSEJO GENERAL COLEGIOS ARQUITECTOS TÉCNICOS
Paseo de la Castellana, 155 - 1º
28046 MADRID



CYPE INGENIEROS, S.A.
Avda. Eusebio Sempere, 5 - Bajo
03003 ALICANTE



DRAGADOS, S.A.
Avda. Camino de Santiago, 50
28050 MADRID



EDARTEC CONSULTORES
C/ Manufactura, 4 - Planta 2 - Mod. 3
41297 MAIRENA DE ALJARAFE (SEVILLA)



E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS - DPTO. MECÁNICA
Ciudad Universitaria, s/n
28040 MADRID



EUROCONSULT
Avda. Camino de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur
28703 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (MADRID)



FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
C/ Acanto, 24 - 4º
28045 MADRID



FLORENTINO REGALADO & ASOCIADOS
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE



FUNDACIÓN LABEIN
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700
48160 DERIO (VIZCAYA)



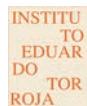
GRUPO MECÁNICA ESTRUCTURAL S.L.
C/ Amílcar González Díaz, 18
38550 ARAFO (SANTA CRUZ DE TENERIFE)



HILTI ESPAÑOLA, S.A.
Avda. Fuente de la Mora, 2 - Edificio I
28050 MADRID



HORMIPRESA
Ctra. Igualada, s/n
43420 STA. COLOMA DE QUERALT (TARRAGONA)



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



IECA
C/ José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID



INTEINCO
C/ Serrano, 85-2º dcha.
28006 MADRID



INTEMAC
C/ Mario Roso de Luna, 29 - Edif. Bracamonte
28022 MADRID



OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alcalá, 54 - 1º dcha.
28014 MADRID



GRUPO PRAINSA
C/ Madrazo, 86 - Entlo 1º
08021 BARCELONA



PROYECTOS Y OBRAS DE ESTRUCTURAS E INSTALACIONES, S.L. "ZUBÍA INGENIEROSÓ"
C/ República Argentina, 27 - 5º Izda.
36201 VIGO (PONTEVEDRA)



GRUPO PUENTES
PUENTES Y CALZADAS, GRUPO DE EMPRESAS, S.A.
Ctra. de la Estación, s/n
15888 SIGÜEIRO-OROSO (A CORUÑA)



SGS TECNOS, S.A.
C/ Trespaderne, 29
28042 MADRID

MIEMBROS PROTECTORES 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 como **Miembros Protectores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



Colegio Ingenieros Técnicos
Obras Públicas



Fundación
Agustín de Bertancourt



Tel: + 34 91 375 7160
Fax: + 34 91 304 4426
Email: info@ale-heavylift.com
Web: www.ale-heavylift.com



Más de 25 años aportando soluciones innovadoras





Hacemos GRANDES hasta los SUEÑOS más pequeños...

... porque en Ferrovial Agromán,
ponemos en tus manos
a los profesionales más cualificados del sector,
las más avanzadas tecnologías y más de 80 años
de experiencia en servicio y atención al cliente,
lo que nos ha dado reconocido prestigio
como empresa líder a nivel nacional e internacional.

Nosotros creemos en cada uno de nuestros clientes,
creemos en **ese sueño** y lo convertimos
en el más importante, dándole el respaldo
y la **seguridad** de hacerlo realidad.



Puente de la Vicaría sobre el Embalse de la Fuensanta.
Yeste, Albacete.

ferrovial
agroman

Puente arco de La Vicaría

La Vicaría arch bridge

Santiago Pérez-Fadón⁽¹⁾, José Emilio Herrero Beneítez⁽¹⁾ y Luis Martín-Tereso López⁽¹⁾

Recibido | Received: 11-09-2009
Aceptado | Accepted: 01-12-2009

Resumen

El puente de La Vicaría es un arco mixto de tablero intermedio situado sobre el embalse de La Fuensanta en el río Segura, Albacete (España). La longitud total del viaducto es 260 m, con 1 arco doble de luz 168 m. Cada arco está inclinado 10° hacia el interior, a ambos lados del tablero. La sección transversal del arco es un cajón con chapas plegadas relleno con hormigón autocompactante con conectadores. La sección del tablero comprende 2 vigas metálicas longitudinales, de sección en U, conectadas con una losa de hormigón. El método constructivo consiste en ensamblar un arco atirantado (bowstring) de 120 m en el fondo del valle y después elevarlo 40m con gatos hidráulicos para conectarlo con el resto de la estructura, construida en voladizo desde las laderas.

Palabras clave: Arco atirantado, puente mixto, acero Corten, hormigón autocompactante, izado, péndola.

Abstract

The Vicaría Bridge is a half-through arch viaduct with a composite deck. It crosses La Fuensanta, a reservoir in the Spanish province of Albacete fed by the Segura River. The viaduct's two arches, each positioned on one side of the deck, span 168 m of its total 260-m length. Both slant inward at a 10° angle. The quasi-rectangular arch sections consist of folded steel plates filled with self-consolidating concrete, while the deck comprises two longitudinal steel trough girders connected by a concrete slab. The construction procedure used was to assemble the 120-m bowstring arch on the reservoir bed first and then hoist it into place 40 m above ground level with hydraulic jacks. It was subsequently joined to the rest of the bridge members built to cantilever from the two banks.

Keywords: bowstring arch, composite bridge, Cor-ten steel, self-consolidating concrete, hoisting, hangers.

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

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dirección Técnica. Ferrovial-Agromán, S.A. (Madrid, España).

Translation: Margaret Clark

Persona de contacto / Corresponding author: l.martin@ferrovial.es



Figura 1. Vistas de Yeste, hacia el sur. El río Segura discurre por un cañón a la izquierda
 Figure 1. View of Yeste, facing south. The Segura River flows through a canyon on the left

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Localización: Yeste

El término municipal de Yeste se encuentra situado en la unión de las sierras de Alcaraz, Segura y la Sagra, en el sureste de la provincia de Albacete. Forma parte de un extenso territorio entre Castilla, Murcia y Andalucía, con estrechos valles y escarpadas sierras, origen del río Segura y algunos de sus afluentes, como el río Mundo. En el lado andaluz de las sierras se ubica el Parque Natural de Cazorla, y el nacimiento del Guadalquivir.

El municipio incluye gran parte del curso alto del Segura, desde cerca de su nacimiento hasta la presa de La Fuensanta, y el valle del río Tus, que se une al Segura en el embalse. La población está dispersa entre el pueblo de Yeste en la ladera del monte Ardal, principal núcleo urbano, y 13 pedanías y pequeñas aldeas, muchas de ellas emplazadas en lo alto de las laderas de los valles de ambos ríos. Esta distribución se debe principalmente a la colonización durante la Reconquista, cuando la región, administrada por la Orden de Santiago, fue una insegura y prolongada frontera con el reino musulmán de Granada.

El río Segura divide el término municipal y sus aldeas en 2 partes; el habitualmente escaso caudal del Segura y del Tus no era obstáculo para las comunicaciones dentro del municipio. Sin embargo, la intrincada orografía complica las comunicaciones con el exterior. Las sierras dificultan los accesos excepto en la dirección de las aguas del Segura, que fluyen hacia el norte; por la margen izquierda, la del pueblo, una sinuosa carretera conecta con Elche de la Sierra, Hellín y la meseta castellana. Por la margen derecha del río, los pueblos más cercanos están conectados con el tramo medio del Segura y la región de Murcia.

1.2. Antecedentes: la presa de La Fuensanta

La construcción de la presa [1], de 1929 a 1933, fue proyecto largamente esperado y necesario para la regulación de las catastróficas avenidas del Segura, y para las comunidades de regantes en Murcia. Sin embargo, tuvo un efecto muy negativo en Yeste [2].

1. INTRODUCTION

1.1. Location: Yeste

Yeste municipal district is located at the confluence of the Alcaraz, Segura and Sagra mountain ranges, in the southwestern corner of the Spanish province of Albacete. This large area straddles the regions of Castile, Murcia and Andalusia. The Segura River and some of its tributaries, such as the Mundo, flow through its narrow valleys and craggy mountains. The Andalusian side of the mountains is home to Cazorla Natural Park and the source of the Guadalquivir River.

The upper Segura flows across the district, from near its source to La Fuensanta dam and the valley formed by the Tus River which, like the Segura, feeds the reservoir. Part of the population lives in Yeste itself, the main urban centre located halfway up Ardal Hill, and the rest in 13 villages and hamlets, many sited on the hillsides overlooking the two river valleys. This distribution is due primarily to Medieval colonization during the Spanish "Reconquest" when the region, then administered by the Order of Santiago, was a long and unsafe frontier bordering the Muslim kingdom of Granada.

While the Segura River flows down the middle of the district and in-between its villages, the generally semi-dry riverbeds of the Segura and the Tus were never any obstacle to intra-municipal communications. The roughness of the mountain terrain, however, did hinder connections outside these valleys. The mountains obstruct access except in the direction of the Segura River, which flows northward. A winding road runs from the town, located on the left bank, to Elche de la Sierra, Hellín and the Castilian plain. On the right bank, the nearest towns are connected to the middle stretch of the Segura River and the region of Murcia.

1.2. Background: La Fuensanta Dam

Dam construction [1], which took place between 1929 and 1933, was a long-awaited project, much needed both to prevent disastrous Segura River flooding and to provide irrigation water for Murcia. Its impact on Yeste, however, was wholly adverse [2].



Figura 2. Carretera de acceso a Yeste, sobre el Tus
Figure 2. Road to Yeste, bridge over the Tus River



Figura 3. Reposición de caminos sobre el embalse
Figure 3. Pathways rebuilt over the reservoir

Las colas del embalse en los ríos Tus y Segura encerraron a Yeste entre el embalse y las sierras, y cortaron las comunicaciones de las aldeas de la margen derecha del Segura con el pueblo. Además, el embalse eliminó las 2 únicas fuentes de ingresos: anegó las escasas tierras de labor, e interrumpió el transporte de troncos por el río, acabando con el aprovechamiento maderero de los bosques.

Algunas vías de comunicación cortadas por el embalse se repusieron previamente a su llenado; se restituyó la carretera a Hellín por encima del embalse, con un puente arco de la colección de Ribera y varios tuneles de un solo sentido de circulación. Hasta hoy, sigue siendo el único acceso a Yeste por carretera. Además, se construyeron 2 pasarelas colgantes metálicas de 85 m de luz sobre el Tus y el Segura, para reponer el paso peatonal de los principales caminos [3]. Estos interesantes proyectos no solucionaron los problemas económicos que el embalse creó en la zona. Otras medidas anunciadas, como proyectos de regadío o un puente de carretera que cruzase el Segura, no se llevaron finalmente a cabo.

Durante la construcción de la presa, sus efectos no se notaron por el trabajo generado por la obra. Pero cuando se terminó, la mayoría de la masa laboral del municipio, compuesta por jornaleros, se encontró sin medios de subsistencia. Esta conflictiva situación culminó en los dramáticos hechos de mayo de 1936, en los que después de la ocupación comunal de unas tierras, hubo violentos enfrentamientos con las fuerzas del orden que se saldaron con numerosos muertos [2].

1.3. Proyecto del puente

En 1998, el propietario del embalse, la CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL SEGURA, decidió construir un puente emblemático para resolver los problemas de comunicación del pueblo, una antigua reivindicación de sus habitantes desde la construcción de la presa.

El puente forma parte de la futura carretera que unirá Yeste con sus pedanías de la margen derecha y el pueblo de Letur, y dará acceso directo al pueblo desde el Este,

It cornered the town between the mountains and its Tus and Segura River tail waters, and cut it off from the villages on the right bank of the Segura. Not only that, but the reservoir eliminated its two sole sources of income: it flooded the scant available farmland and put an end to down river logging, thereby doing away with the region's forestry.

Some of the roads flooded by the reservoir were rebuilt prior to filling. The road to Hellín was reconstructed via an arch bridge and several one-way tunnels. To date, this is still the only way to access Yeste by road. Two steel suspension footbridges with spans of 85 m were also built over the Tus and Segura Rivers to replace the main pathways [3]. However, these interesting structures failed to solve the economic problems generated by the reservoir. Other measures, such as irrigation projects and a bridge across the Segura, were announced but never implemented.

None of these adverse effects were felt during dam construction thanks to the work generated. However, when it was finished most of the district's labour force, primarily farmhands, could find no work. This explosive situation culminated in the dramatic events of May 1936, when communal occupation of lands prompted a violent confrontation with officers of the law in which several lives were lost [2].

1.3. Bridge conception

In 1998 the owner of the reservoir, the SEGURA RIVER WATER MANAGEMENT BOARD, decided to build an emblematic bridge to solve the town's communications problems and to satisfy a long-standing demand of its inhabitants.

The bridge is part of the future road that will connect Yeste with the villages on the right bank and the town of Letur. It will provide direct access to the town from the east by avoiding the drive around the entire reservoir and shortening travel time by 50 minutes. Its sole carriageway accommodates two lanes of traffic and two walkways.

It is sited at a place where the river flows out of a series of canyons and into the reservoir. Here the river runs over a



Figura 4A. Vista desde aguas arriba
Figure 4A. Downstream view



Figura 4B. Vista desde el río
Figure 4B. View from the river

evitando bordear todo el embalse y reduciendo el recorrido en 50 minutos. Su única calzada consta de 2 carriles para vehículos y 2 aceras.

Está emplazado en el lugar donde el río deja una zona de cañones y se encuentra con la cola del embalse. En este punto, el río discurre sobre una la terraza horizontal de 120 m de ancho; a ambos lados, hay 25 m de laderas empinadas donde aflora la roca caliza y después, 45 m de suave pendiente hasta la carretera. Ésta pasa 24 m sobre el embalse casi lleno; y 44 m sobre el río, con el embalse vacío.

Después de un proyecto previo firmado por D. Juan Jodar, de CETEC, donde se definió la tipología y el encaje del arco en sus parámetros básicos, FERROVIAL-AGROMÁN fue elegido como constructor y responsable del diseño final. La Dirección Técnica de Ferrovial-Agromán adaptó el diseño partiendo de estas ideas previas, y elaboró una solución completa que incluye un singular proceso de construcción.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura es un puente arco mixto de tablero intermedio, de luces 20+25+170+25+20 (Figura 5).

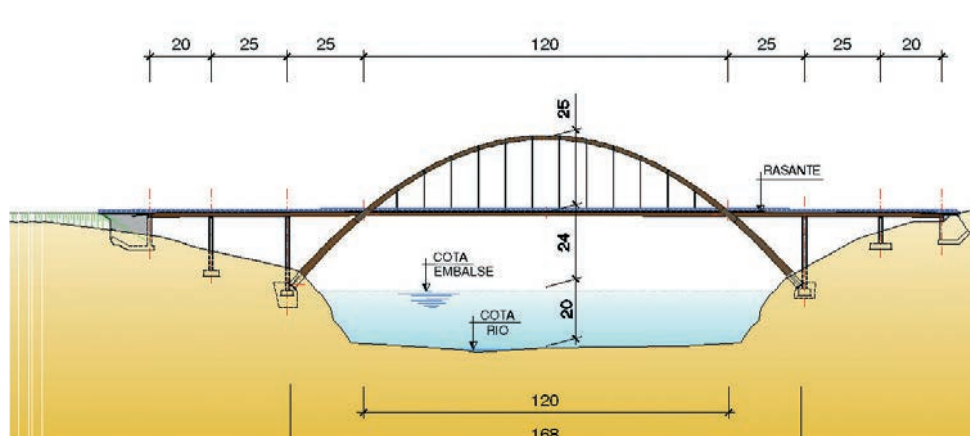


Figura 5. Alzado. Dimensiones generales
Figure 5. Elevation view. General dimensions

horizontal terrace 120 m wide skirted on both sides by 25 m of steep hills whose limestone outcrops give way to a gentle slope that climbs 45 m up to the road. The road itself is 24 m above the reservoir when nearly full and 44 m over the river when the reservoir is nearly empty.

FERROVIAL-AGROMÁN was awarded final bridge design and construction, which was to be based on a preliminary design drafted by Juan Jodar of CETEC. The Technical Office of Ferrovial-Agromán adapted the bridge typology and basic parameters for the arch defined in that design, formulating a comprehensive solution that included a singular construction method.

2. DESCRIPTION OF THE STRUCTURE

The structure is a composite half-through arch bridge with 20+25+170+25+20 spans (Figure 5).

2.1. Arches

The arches span 168 m, 120 of which over the deck, and slant inward towards the deck at a 10° angle. The rise is 48,9 m, with a total height above the deck of 25 m. The two arches are

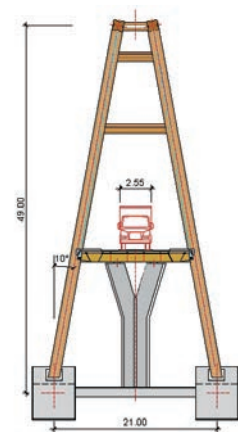


Figura 6. Sección transversal
Figure 6. Cross section

Tabla 1. Parametros principales del puente / Table 1. Main bridge parameters

Luz / Flecha (arco) Span / rise (arch)	3.4	Acero s355 "Corten" s355 Cor-ten steel	890 ton. (300 kg/m ² tab)
Luz / Canto (clave del arco) Span / depth (crown)	140	Acero pasivo Conventional steel	480 ton.
Luz / Canto (Arranque del arco) Span / depth (arch springer)	70	Hormigon Concrete	6150 m ³
Luz / Canto (tablero) Span / depth (deck)	134	Horm. autocompactante Self-consolidating concrete	600 m ³

2.1. Arcos

La luz de los arcos es de 168 m, 120 m de los cuales están sobre el tablero, con una inclinación de 10° hacia el interior del tablero. La flecha es de 48,9 m, 25 m de ellos sobre el tablero; ambos arcos están arriostrados entre si por 6 vigas metálicas de sección exterior similar a la sección del arco.

Las secciones de los arcos son tubos metálicos cuasi-rectangulares, rellenos de hormigon autocompactante, formado por chapas plegadas y soldadas en sus extremos. Su anchura es de 1,2 m, constante a lo largo del arco. La variación de canto no es constante; en los 100 m centrales, el canto es constante de 1,2 m; a partir de ahí hasta los arranques, la variación del arco es lineal de 1,2 m a 2,4 m.

Cada arco está empotrado en sus arranques, mediante 28 barras de acero, a zapatas de hormigon armado (la más pequeña de 6mx7mx5m), hasta alcanzar la superficie de cimentación en la roca. Para evitar transmitir fuerzas transversales al macizo rocoso debidas a la inclinación de los arcos, las zapatas están arriostradas entre si mediante un tirante de hormigon armado, que equilibra las reacciones de los 2 arcos en cada margen.

Las péndolas son barras de acero al carbono de diámetro 85 mm, protegidas con vainas de polietileno rellenas

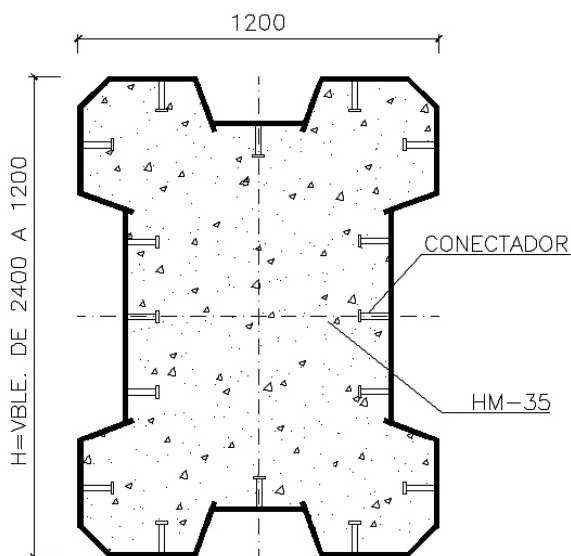


Figura 7. Sección de arco
Figure 7. Cross-section of arch member

braced against one another with six steel girders whose outer section is similar to the arch section.

The nearly rectangular arch sections are steel tubes made of corrugated sheet steel plates welded at the edges and filled with self-consolidating concrete. Their 1,2-m width is constant throughout. Their depth, by contrast, varies from 1,2 m in the 100 central metres to 2,4 m at the springers.

The arch springers are restrained with 28 steel bars embedded in reinforced concrete footings (the smallest measuring 6x7x5 m) that rest on the underlying rock. To prevent the transfer of the transverse forces generated by the slant in the arches to the rock, these footing blocks are braced together with a reinforced concrete tie that balances the reactions of the two arches on each bank.

The hangers are 85-mm diameter carbon steel bars protected by mortar-filled polyethylene sheathes. Their anchors are inside the arch and the deck.

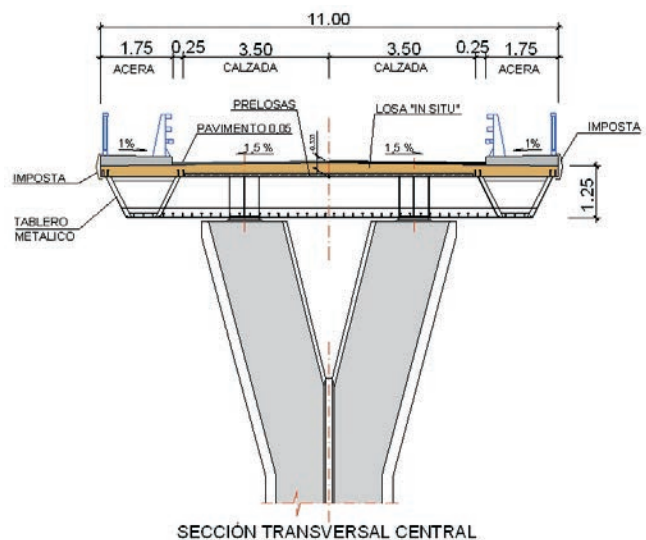


Figura 8. Sección de tablero
Figure 8. Deck cross-section

2.2. Deck

The deck, a continuous composite concrete and Cor-Ten steel girder, is simply supported on piers and abutments. It is secured elastically to the arches by means of 12 pairs of hangers and rigidly by a brace at the intersections between the two, located 60 m from the middle of the bridge.



Figura 9. Pilas y plataforma del bowstring
Figure 9. Piers and bowstring platform

de mortero. Sus anclajes están alojados en el interior del arco y el tablero.

2.2. Tablero

El tablero está compuesto de una viga continua mixta, de hormigón y acero Corten, simplemente apoyada en las pilas y estribos, elásticamente unida a los arcos por 12 pares de péndolas, y rígidamente conectada a los arcos en su intersección, a 60 m desde el centro del puente, mediante una riostra.

Su sección transversal está compuesta de 2 artesas metálicas longitudinales de 1m de canto, arriostradas por vigas en doble T cada 3m. El tablero está hormigonado in situ sobre prelosas colaborantes.

2.3. Pilas y estribos

Las pilas son de hormigón armado con forma de Y. El tablero se conecta a cada pila en una viga transversal que une las 2 vigas longitudinales principales. Las pilas más altas, junto a los arranques de arco, tienen una altura de 24,3 m, y se apoya en una zapata coincidente con el tirante que arriostra las cimentaciones de los arcos.

El estribo de la margen izquierda es cerrado, para limitar el derrame de tierras en su frente. En la margen derecha es de tipo abierto, y queda casi enterrado. Los muros laterales de los estribos alojan en su interior los cables de retenida que fijan el tablero al estribo durante el izado (ver el proceso constructivo).

Todas las cimentaciones son directas. El reconocimiento geotécnico en el macizo rocoso de la margen izquierda aconsejó la realización de unas inyecciones de consolidación en el trasdós de los arranques de arco.

Los apoyos del tablero en las pilas se realiza mediante neoprenos zunchados. En los estribos, los apoyos son tipo pot, que se completan con unos amortiguadores y topes que coaccionan los desplazamientos horizontales del tablero.



Figura 10. Estribo 2. Vainas de retenida
Figure 10. Abutment 2. Guyline sheaths



Figura 11. Cimentación de los arcos
Figure 11. Arch foundations

Its cross section consists of two longitudinal steel trough girders one metre deep, connected by I-section transverse girders spaced at 3-m intervals. The deck was cast on site over precast concrete slabs.

2.3. Piers and abutments

The piers are reinforced concrete Y-leg supports that are joined to the deck at the transverse girder which becomes a box-section over the piers. The tallest piers, positioned alongside the arch springers, are 24,3 m high and rest on a footing that also houses the tie bracing the arch foundations.

The left bank abutment is closed to prevent land from sliding along its front side, while the one on the right bank is open and almost completely underground. The abutment side walls housed the guylines that secured the deck to the abutment during the hoisting operation (see the following item).

All foundations consist of footing. After a geotechnical survey, the rocky base was consolidated with injections on the left bank around the arch springer.

The deck rests on the piers over neoprene pads. Pot bearing supports were installed at the abutments, supplemented with dampers and stops to constrain horizontal deck movements.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

La eficacia estructural de los arcos acabados contrasta con la dificultad de su construcción. El motivo es que con el método tradicional de construcción (cimbrado), el arco no trabaja soportando su propio peso hasta que está totalmente cerrado en clave. El alto coste de estas cimbras provocó que cayeran de desuso, desplazados por otras tipologías.

En las últimas décadas, los arcos han experimentado un considerable auge por la aparición de modernos métodos constructivos (en voladizo [4], [5], [6], y giros [7], [8]) y de baratos y potentes medios auxiliares [9], [10], [11], [12].

Sin embargo, ninguno de estos procedimientos parecía ajustarse bien al proyecto; por un lado, los métodos de avance en voladizo o abatimientos se complican con arcos tan esbeltos e inclinados. Por otro lado, las dificultades de acceso y las alturas de colocación (60 m sobre el lecho del embalse, 170 m de largo), disuaden del empleo de cimbras o grúas.

Finalmente se decidió el empleo de un proceso constructivo inspirado en la cimbra de los arcos de La Guaira [13]. El procedimiento consiste en dividir la estructura metálica (arcos + tablero) en 3 subestructuras metálicas parciales autoportantes; un arco central atirantado (bowstring) de 120 m construido cimbrado en el fondo del embalse, y 2 voladizos laterales compuestos por los arranques del arco y el tablero exterior al arco. Una vez que las 3 estructuras parciales han sido construidas, se iza el arco central hasta su posición final y se conectan las 3 estructuras. Así se reducen los voladizos, y el tamaño de la cimbra y grúas necesarias.

3.1. Bowstring

Se realizó una plataforma temporal de trabajo en el lecho del embalse. Se colocaron unos tubos de drenaje

3. CONSTRUCTION PROCESS

The structural effectiveness of arches is offset by the complexity involved in their construction. The reason is that with traditional construction methods (centring), no arch is able to support its own weight until the crown is set in place. The high cost of such centring led to their gradual replacement by other structural typologies.

In recent years, the use of arches has grown substantially with the advent of modern building methods (cantilevering [4], [5], [6] and rotating [7], [8]) and inexpensive and powerful ancillary equipment [9], [10], [11], [12].

None of these procedures seemed to be appropriate for this project, however. On the one hand, methods involving balanced cantilevering and rotating are extremely complex with slender, inclined arches. On the other, the limited accessibility and the working heights (60 m over the reservoir bed, 170 m long) advised against the use of falsework or cranes.

Finally, the construction process chosen was based on the falsework procedures used in the La Guaira arches [13]. According to this approach, the steel structure (arches + deck) was divided into three self-supporting steel sub-structures: a central bowstring arch 120 m long, to be built on the bottom of the reservoir, and two cantilevers (one on each bank) comprising the arch springers and the deck outside the arch. Once all three partial structures were built, the central arch would be hoisted into its final position and joined to the other sub-structures. These arrangements reduced the cantilevering, the size of the falsework and the number of cranes needed.

3.1. Bowstring

A temporary work platform was built on the reservoir bed. The course of the water was diverted with drain pipes installed pursuant to a study of the upstream regime. The Segura Water Board was working on the dam. That, together



Figura 12. Montaje de la estructura metálica, con el bowstring y los voladizos laterales
 Figure 12. Steel structure assembly: bowstring and side cantilevers



Figura 13. Bowstring (I). Tablero
Figure 13. Bowstring (I). Deck



Figura 14. Bowstring (II). Montaje de arco
Figure 14. Bowstring (II). Arch assembly



Figura 15. Bowstring (III). Desapeo y péndolas
Figure 15. Bowstring (III). De-shoring and hangers

para el paso del caudal, después de un estudio del régimen hidráulico de aguas arriba. Aguas abajo, el nivel del embalse estaba garantizado por las obras que la Confederación del Segura estaba realizando simultáneamente en la presa; la sucesión de presas aguas abajo y la prolongada sequía permitía cumplir este objetivo.

Se colocaron y soldaron entre sí los 120 m centrales del tablero metálico, apeados cada 9 m con apoyos superficiales coincidiendo con la posición de las péndolas. Seguidamente, se montaron las 6 parejas de torres de apeo para el arco, cada 18 m o 2 péndolas. Su posición transversal cambiaba debido a la inclinación de los arcos, y hubo que resolver su interferencia con el tablero montado en el suelo. Se cimentaron por debajo de los lodos del embalse mediante pozos.

Cada semi-arco fue dividido en 3 piezas de montaje, más una pieza en la clave. La primera pieza se soldó al tablero mediante una riostra de unión ("riostra de bowstring"), y se apoyó en la primera torre. Las siguientes piezas se unían en el extremo dorsal a la anterior mediante uniones atornilladas provisionales que reproducían su posición relativa, y se apoyaba el extremo frontal en la torre siguiente (Figura 14). Por último, se colocaba la riostra entre arcos (una por torre), se soldaba, y se repetía el proceso.

A continuación se retiraron las torres y se colocaron las péndolas. Se tesaron por roscado desde su extremo inferior hasta eliminar la catenaria de peso propio. El desapeo del bowstring se realizó elevando con gatos los extremos del tablero, desapeando simultáneamente el tablero de sus apoyos y cargando el arco atirantado a través de las péndolas.

3.2. Vanos de acceso y voladizos de arcos

Al mismo tiempo se construyeron los vanos de aproximación para mejorar el acceso al vano central. Su estructura metálica fue montada por vanos completos

with the existence of downstream dams and a long drought, guaranteed the reservoir level downstream of the bridge.

The 120 metres of mid-span deck were welded together and shored at 9-m intervals with supports laid on the ground in the positions designated for the hangers. Six pairs of shoring towers for the arch were then assembled at 18-m or 2-hanger intervals. Due to the inclination of the arches their transverse position varied and had to be arranged to avoid any interference with deck assembly on the ground. Pits were dug to build tower foundations under the reservoir sludge.

Each semi-arch was divided into three elements, plus the crown. The first element was welded to the deck with a structural brace ("bowstring brace") and leaned against the first tower. The back end of each successive element was connected to the preceding element with provisional bolts to hold it in its relative position, while the front side was set on the following tower (Figure 14). Lastly, a brace (one per tower) was welded into position to join the two arches. This process was repeated with each element.

The towers were removed after the entire bowstring was assembled. The hangers were then set into place and stressed by tightening the bottom bolt until the self-weight catenary disappeared. The deck shoring was removed by raising the ends with jacks. With that, the hangers transferred the self-weight of the deck to the arch.

3.2. Approach spans and arch cantilevers

The approach spans were built at the same time as the middle span. Each whole steel structure was set on the piers and abutments with cranes. Immediately thereafter, concrete was cast into the box section composite transverse steel girder on the piers, the precast slabs were laid and the slab was cast in situ. Finally, the ends of the deck were secured to the abutment by tightening the guylines.

The arch springer elements (33,2 m long from the foundation to the intersection with the deck) were crane-lifted into posi-



Figura 16. Voladizo (I). Arranques de arco
Figure 16. Cantilever (I). Arch springers



Figura 17. Voladizo (II). Riostra de voladizo
Figure 17. Cantilever (II). Cantilever brace



Figura 18. Voladizo (III). Tablero del voladizo
Figure 18. Cantilever (III). Cantilevered deck

con grúas sobre pilas y estribos. Seguidamente se procedió al hormigonado de la doble acción mixta de la viga metálica transversal sobre apoyos, se colocaron las prelosas, y se hormigonó la losa in situ. Finalmente, los extremos del tablero se fijaron al estribo mediante el tesado de los cables de retenida.

Las piezas de arranques de arcos (de cimentación a intersección con el tablero, 33,2 m de longitud) fueron colocadas en su posición en una única operación con grúa y empotradas en las barras de cosido a la zapata.

Una vez posicionados correctamente en voladizo los arranques de cada arco, se unieron en su extremo superior por medio de una riostra ("riostra de voladizo"), colocada también con grúa y soldada en el sitio.

Por último, se colocó el tramo completo de tablero metálico desde pila hasta arco, primero uniendo el extremo dorsal al vano de acceso, y posteriormente

tion and fixed to the connecting bars in the footing in a single operation.

Once the two springers for each arch were cantilevered into right position, they were joined at the top with a sway brace ("cantilever brace"), likewise positioned with a crane and welded on site.

Lastly, the whole section of steel deck running from pier to arch was hoisted into place, first by joining the rear to the approach span and then resting the front end on the cantilever brace. Adjustments to correct the geometry were planned in all three assembly operations (see item 7.3).

3.3 Hoisting

Four hoisting jacks were then assembled and set onto a cantilevered structure made of steel profiles positioned at the end



Figura 19. Gatos de izado
Figure 19. Hoisting jacks



Figura 20. Izado a media carrera
Figure 20. Hoisting operation



Figure 21. Riostra de bowstring
Figure 21. Bowstring brace



Figura 22. Topes de junta después izado
Figure 22. Joint stops after hoisting



Figura 23. Carrete de unión en tablero
Figure 23. Extension plate on deck

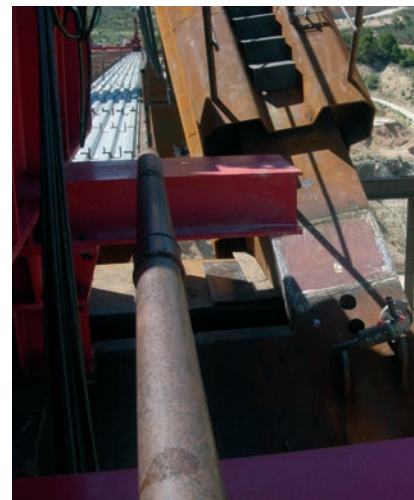


Figura 24. Carrete de unión en arcos
Figure 24. Extension plate on arches

apoyando el extremo frontal en la riostra de voladizo. Estas tres operaciones de montaje llevaron asociadas maniobras de ajuste de la geometría (ver 7.3).

3.3. Operación de izado

A continuación, se procedió al montaje de los 4 gatos de izado, colocados sobre una estructura de perfiles en voladizo en los extremos de cada artesa, y en la vertical de los puntos de apoyo del bowstring.

El arco bowstring se colgó en sus extremos de 4 cables de izado mediante orejetas, que en su extremo superior estaban sustentados por los gatos. Éstos constan de 2 cabezales que anclan el cable de manera alterna; el cabezal inferior tiene un recorrido vertical ascendente con el cable anclado en él y produciendo su ascenso. Una vez agotada la carrera de subida de 48 cm, el cable se ancla en el cabezal superior y se suelta el inferior, que realiza el movimiento descendente libre. Las acciones de todos los gatos se centralizan en un ordenador, que controla las cargas y sus carreras para evitar desfases.

La operación fue realizada por ALE-LASTRA y fue celebrada por muchos habitantes de Yeste que se acercaron para presenciar la maniobra; el bowstring de 470 ton fue elevado 40 m en 8 horas sin incidencias.

3.4. Unión de las estructuras metálicas

Finalizado el izado, se procedió a la unión por soldadura de los extremos enfrentados de arcos y tableros. La operación, de una semana de duración en cada margen, requería que las juntas no experimentasen desplazamientos relativos que rompieran o deteriorasen la unión. Sin embargo, la variación térmica diaria imponía carreras en las juntas de varios centímetros.

En la ejecución de la última junta, con el puente todavía colgando de los gatos de izado, y los cables de retenida

of each trough girder directly above the bearings of the bowstring.

The bowstring was hung from the jacks by four hoisting cables whose lower ends were attached to the bowstring braces. The jacks had two heads where the cable was alternately anchored: the lower head travelled vertically upward, pulling the cable up with it. At the end of the 48-cm run, the cable was anchored on the upper head, while the lower head was released and descended in free-fall. Jack loads and movements were all computer-controlled to ensure perfect synchronization.

The 8-hour operation was performed smoothly by ALE-LASTRA in the presence of many of Yeste's residents, anxious to see a 470-tonne steel structure lifted 40 m off the ground.

3.4. Joining the steel members

Once the arch was hoisted into place, the respective ends of the arches and decks were welded together. In this operation, which lasted one week on each bank, all relative movements of the members that could break or weaken the joints had to be avoided. Yet the variation in daily temperatures generated shifts at the joints of several centimetres.

All these thermal deformations accumulated in the last joint, when the bridge was still hanging from the hoisting jacks and the guylines were still securing the deck to the abutments (this was indispensable to ensure the stability of the entire structure).

The solution was to open another "breathing point" on the bridge. Steel stops were positioned in the joint (Figure 22) and the guylines on the opposite bank were severed. With the release of the tensile force that kept the structure in balance, the bridge's static configuration changed, compressing the stops where it came to rest. Once the expansion joint in the abutment opened, the welding operation proceeded smoothly.

3.5. Concrete casting in arches and deck

A series of difficulties had to be surmounted to cast concrete in the arches.

cosiendo el tablero a los estribos (imprescindibles para la estabilidad del conjunto), se concentraban todas las deformaciones térmicas del tablero en la unión a soldar.

Se procedió a abrir otro punto por donde el puente “respirase”. Se colocaron unos topes de perfilera en la junta (Figura 22), y se cortaron los cables de retenida en la orilla opuesta. El puente, al perder el tiro de tracción que mantenía en equilibrio a la estructura, cambió su esquema estático, pasando a apoyarse en los topes a compresión. Una vez abierta la junta de dilatación en el estribo, se soldó la unión sin problemas.

3.5. Hormigonado de arcos y tablero

El hormigonado de los arcos presentaba una serie de dificultades a resolver:

- Las complicadas y reducidas formas interiores del arco a rellenar (difícilmente vibrable) aconsejaban usar un hormigón autocompactante.
- La presión del hormigón fresco (especialmente del autocompactante) podía agotar las chapas a partir de cierta altura.
- El hormigonado no podía hacerse de continuo, esperando el fraguado de lo vertido (controlando por la temperatura [10], o por fases [9]), por la elevada flexibilidad de los arcos metálicos, que consolidarían las deformadas parciales.
- Debido a las características locales, no había disponibilidad de hormigón (en volumen y por tiempo de recorrido) para realizar el hormigonado completo de los 2 arcos en 1 día.

Por todo ello, se decidió dividir el hormigonado de los arcos en 2 fases independientes de una jornada de duración, que permitía el suministro requerido en el día, desde 2 plantas situadas a una distancia de 1 hora.

Cada arco fue dividido en módulos estancos de 4,5 m de longitud, rellenos alternativamente en cada fase con hormigón autocompactante. Esta dimensión se fijó después de comprobar los módulos y sus diafragmas para esa altura de presión de hormigón fresco.

- *Given the intricate shape of the arch sections, which could barely be vibrated, self-consolidating concrete was considered to be the most suitable choice.*
- *Beyond a certain height, the pressure exerted by fresh (particularly self-consolidating) concrete could exhaust the steel plate.*
- *The concrete could not be cast continuously and then allowed to harden (monitoring the temperature [11], or by phases [11]) because this would risk consolidating partial deflections in these extremely flexible steel arches.*
- *Due to local limitations in terms of volume and travel time, the concrete supply was not sufficient to cast both arches completely in one day.*

Thus, the arches were cast in two separate one-day long stages. The supply needed could then be jointly handled by two concrete production plants, each located one hour from the worksite.

Each arch was divided into separate modules 4,5 m long, which were alternately filled with self-consolidating concrete. This length was established after checking the modules and their diaphragms for their ability to resist the pressure exerted by the fresh concrete.

At the end of the first stage, half of the modules had been alternately filled with concrete and these loads were applied on a bare steel structure. In this inverted funicular position, with no perceptible deflection, the first batch of concrete (containing 12-hour retarding admixtures) poured in this stage began to harden. The remaining modules were filled during a second stage when the concrete acquired sufficient strength (one week later) and half of the length of the arch had consequently become a composite structure.

The modules were filled through holes cut out from the top. A handle and an injection tube were welded to the piece of steel removed, which then served as a lid. After the concrete was cast, these lids were welded to the body of the module and the concrete was topped off by injection through the tube.

Four casting teams worked simultaneously: the two in the centre filled the modules from the crown to the deck by casting the concrete manually out of a bucket hung from a crane (pumping was ruled out because of the high elevation



Figura 25. Hormigonado de una fase del arco
Figure 25. Concrete casting in the arch



Figura 26. Hormigonado de módulo
Figure 26. Concrete casting in a module



Figura 27. Hormigonado del tablero
Figure 27. Laying concrete on the deck



Figura 28. Control de carga en las péndolas
Figure 28. Monitoring load on hangers



Figura 29. Amortiguador
Figure 29. Damper



Figura 30. Imposta metálica
Figure 30. Steel railing

Al final de la primera fase, los arcos todavía metálicos estaban cargados con la mitad de los módulos rellenos de manera alterna; en esta posición antifunicular, y sin flechas apreciables, el primer hormigón vertido en esa fase comenzaba su fraguado (aditivado con retardadores para 12 horas). Cuando el hormigón adquirió resistencia (una semana después), se realizó la segunda fase para rellenar los módulos restantes, con la mitad de la longitud de los arcos en sección mixta.

Cada módulo se rellenaba desde unos orificios practicados en su parte más alta. El recorte de chapa, al que se le añadía un asa y un tubo de inyección, servía de cierre. Posteriormente al hormigonado, se soldaban las tapas y se procedía a la inyección de los puntos altos del módulo donde no había llegado el hormigón.

El hormigonado de cada fase se hizo con 4 equipos simultáneos; los 2 equipos centrales (responsables cada uno desde la clave hasta el tablero) estaban formados por una grúa con cuba y vertido manual, debido a la altura sobre el suelo. Los 2 equipos exteriores, en los arranques de cada margen, eran bombas con personal en cestas. Cada equipo tenía asignado una secuencia de llenado, con puntos de espera en función del avance de los otros equipos. El criterio era no superar unos desequilibrios máximos de carga fijados.

Una vez el arco mixto adquirió resistencia suficiente, se colocaron las prelosas del tablero con grúa, se colocó la ferralla y se hormigonó la losa in situ desde el centro hacia el exterior.

3.6. Acabados

Finalmente se realizaron trabajos de acabado: colocación de aceras, impostas, pretiles y barandillas, comprobación de cargas en péndolas, carenado de sus anclajes, e instalación de amortiguadores y topes en estribos.

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. Características generales

La estructura es un puente arco mixto de tablero *inter-medio*. Presenta las siguientes características:

involved). The two outer bridge teams used pumps and cherry pickers to cast concrete in the springers on the two banks. Each team had an assigned casting sequence and waiting points depending on the progress made by the other teams. The criterion was not to exceed certain pre-established maximum load imbalances.

When the composite arch attained the required strength, precast slabs were laid on the deck with a crane, the rebar was set into position and the slab was cast in situ from the centre outward.

3.6. Finishes

Finally, the finish work was performed: the walkways, railings and parapets were built, the loads on hangers checked, the anchorages covered, and the dampers and stops installed in the abutments.

4. STRUCTURAL ANALYSIS

4.1. General characteristics

The structure is a composite half-through arch bridge characterized by the features listed below.

- *Very slender arch and deck (Table 2). Arch bridges counterbalance high values of slenderness in arches with lower values in deck [14], [12] to absorb the bending moments generated by live loads, or otherwise, inclining and criss-crossing hangers that work, together with arch and deck, like a truss (Nielsen or network arch bridges [11]). In upper deck arch bridges, wider arches permit slenderer structures [15], [14], [5].*
- *Arches with a low span/rise ratio. This is due to positioning in the valley; with a fixed grade and arch foundations designed to a minimum span criterion, the rise can only be reduced by increasing the length of the deck span that is external to the arch, between its intersection and the pier (see item 4.2).*
- *High self weight-live load ratio, closer to concrete than steel structures.*

Tabla 2. Esbeltez en arcos de carretera, sección maciza o aligerada. Datos [16], [5] y elaboración propia
Table 2. Slenderness in road arches (solid or voided cross-sections). Data from [16], [5] and compiled by authors

Nombre Name	Tipo Type	Mat Mat.	LUZ Span	L/flecha S/rise	L/e_clave S/Th_kystr	L/e_arr S/Th_spr	L/b_arc L/W_arc	L/e_tab S/Th_dck	L/b_tab L/W_dck
Blennerhassett[11]	Netw Netw.	Met. Steel	268	5	160	160	2 x 220	126	8.7
3Milenio [12]	Bowst. Bowst.	Horm Cncrt	216	4.7	115	115*	1.5*x 40	67	5.0
Panes [17]	Bowst. Bowst.	Met. Steel	96	8.0	120	120	2 x 120	80	9.6
Lupu [18]	Interm. Thru	Met. Steel	550	5.5	92	61	2 x 110	183	13.5
Roosevelt [19]	Interm. Thru	Met. Steel	329	4.7	134	67	2 x 274	157	27
Vicaria	Interm. Thru	Mix. Cmp.	168	3.4	140	70	2 x 140	134	15.3
Ricobayo [9]	TbSup. UpDck	Mix Cmp.	164	6.7	97	52	1 x 42	186	14.0
Burguillo [5]	TbSup. UpDck	Horm. Cncrt	165	7.5	94	53	1 x 41	183	13.8
Henrique [14]	TbSup. UpDck	Horm. Cncrt	280	11.2	186*	186	1 x 19*	62*	15
Kyll valley [15]	TbSup. UpDck	Horm. Cncrt	222	3.8	148	64	1 x 32	148	15.1
Los Tilos [4]	TbSup. UpDck	Horm. Cncrt	250	5.4	83	83	1 x 42	200	20.8

- Gran esbeltez de arco y tablero (tabla 2). Las realizaciones con valores superiores de esbeltez en el arco lo compensan con grandes cantos en tablero [14],[12], que recogen las flexiones debidas a la sobrecarga, o bien inclinan las péndolas para el trabajo conjunto a modo de celosía (tipo nielsen o network[11]). En el caso de arcos de tablero superior, hay que contar con el mayor ancho de los arcos [15], [14], [5].
- Arcos bastante peraltados. Es el resultado del encaje en el valle; fijada la rasante y la cimentación de los arcos por el criterio de luz mínima, solo se puede reducir su flecha aumentando el vano “exterior” entre la pila y el arco (ver 4.2).
- Elevada relación peso propio-sobrecargas, más cercana a realizaciones en hormigón que metálicas.

Se describe seguidamente el proceso evolutivo de análisis de la estructura que llevó a la definición final del puente. Aspectos clave para encajar el puente fueron la vinculación arco-tablero, el peralte de los arcos (que contrarresta en parte su esbeltez), y la coacción de los desplazamientos horizontales.

4.2. Cargas permanentes. Antifunicularidad

El primer paso es estimar la carga permanente del puente y calcular su antifunicular, que será la directriz del arco. En un arco de tablero intermedio, en la unión arco-tablero existe la reacción de las cargas que se apli-

The structural analysis that led to the final bridge design is described in the following item. Key considerations for this design included the arch-deck connection, the arch span/rise ratio (which partially offsets their slenderness) and the constraint of horizontal movements.

4.2. Permanent loads. Funicular arch

The first step is to estimate the permanent load on the bridge and calculate its antifunicular, which defines the directrix of the arch. In half-through arch bridges, the loads applied to the length of the deck external to the arch, between the arch-deck intersection and the nearest pier, must be supported by “hangers” in compression, placed in that length of the bridge [18]. Otherwise, the entire reaction would be transferred to the arch-deck intersection, generating a significant point load, which would call for angular divergence in the curve of the arch. If neither of these two scenarios applies, the half-through arch is not the antifunicular of the loads.

This effect is particularly visible in this arch because of:

- *the considerable length of the deck outside the arch (30 % of the total span of the arch)*
- *the angle at which the load is applied, 45° at the arch ribs.*

Determining the antifunicular was even more complex due to its evolving character. There are two distinct sets of circumstances to be considered here:

can en el tramo exterior entre el arco y la pila más cercana. Salvo que existan péndolas en compresión en ese tramo [18], o que haya un quiebro en la directriz según esa carga puntual, un arco de tablero intermedio no es el antifunicular de las cargas.

Este efecto es particularmente notable en este arco por:

- La gran longitud de tablero fuera del arco en el vano central (el 30% de la luz total del arco).
- El ángulo de aplicación de esta carga, en los riñones del arco a 45°.

Existe una complicación adicional para establecer el antifunicular de las cargas, y es su marcado carácter evolutivo. En realidad, hay 2 situaciones de antifunicularidad a cumplir:

- Un arco metálico flexible que recibe una carga variable según su desarrollo, como es el relleno del arco de sección variable con hormigón autocompactante.
- Un arco mixto, 3 veces más rígido, que recibe una carga uniforme según el eje horizontal (hormigonado de tablero y resto de carga permanente).

Las cargas aplicadas en ambos estados son muy similares. Sin embargo, después del análisis que se detalla a continuación, se llegó a la conclusión que no era necesario modificar la directriz del proyecto original, ni incluir péndolas adicionales en los vanos exteriores.

4.3. Cargas permanentes. Vinculación Arco-Tablero

La manera de resolver la vinculación arco-tablero cambia sustancialmente el comportamiento de la estructura, y los esfuerzos que se generan en ella:

4.3.1. Solución 1. Tablero apoyado en el arco

En esta solución, arco y tablero son independientes, y el tablero se apoya sobre una riostra que une los 2 arcos entre sí. De esta manera, hay continuidad en el arco desde la clave a su cimentación, y el axil de compresión que recorre el tramo central del arco sigue su camino hasta el terreno. El tablero es una viga continua sobre apoyos elásticos.

El apoyo simple del tablero sobre el arco recoge el peso de los vanos adyacentes (vano exterior de 25 m hasta la pila, y el interior de 10.5m hasta la primera péndola). Si se descompone esta importante reacción en una componente paralela y otra perpendicular al arco, el 70% de esta carga se aplica perpendicularmente al arco en riñones. Para esa carga puntual, el arco funciona casi como viga a flexión. En el caso de sobrecargas asimétricas, las flexiones se incrementan aún más. No es la mejor solución, que obliga a renunciar a los criterios de esbeltez fijados en el arco (especialmente en arranques) y a reducir el peso propio del vano central.

- *a flexible steel arch subject to loads which vary along its axis, such as the complete filling of variable arch sections with self-consolidating concrete.*
- *a composite arch three times stiffer, subject to a uniform load per horizontal metre (concrete casting on the deck and rest of the permanent load).*

The range of load values applied were similar in both cases. After the analysis described below, the conclusion drawn was that no change was required in the original curve of the arch, nor were any additional hangers necessary in the outer lengths.

4.3. Permanent loads. Arch-deck connection

The way that arch and deck are connected largely affects the behaviour of the structure and the forces generated in it:

4.3.1. Solution 1. Deck simply supported by arch

In this solution, arch and deck are independent of one another and the deck rests on a brace that joins the two arches. This ensures continuity in the arch from the crown to the foundations and transfer of the axial compression force running along the central length of the arch to the terrain. The deck is a continuous girder resting on elastic supports.

The simply supported connection deck-arch absorbs the weight of the adjacent spans (25-m outer span to the pier, and 10,5-m inner span to the first hanger). Decomposing this sizeable reaction into its components parallel and perpendicular to the arch revealed that 70 % of the load is applied perpendicularly to the haunches. The arch behaves with respect to this point load almost like a flexural beam. In the case of asymmetrical live loads, bending moments are even greater. This is not the optimal solution, because it entails forfeiting the slenderness criteria for the arch (particularly in the springers) and reducing the self weight in the central span.

4.3.2. Solution 2. Bowstring + cantilevers (bridge under construction, until hoisted)

A second configuration would replace flexural with axial forces (to take full advantage of the material and slenderise structures) by "breaking" the deck and the arches at the intersection, connecting the outer deck to the arch springers with a brace that joins them transversally ("cantilever brace") and, analogously, restraining the inner section of the deck against the central arch with a structural brace ("bowstring brace").

The permanent loads applied to the central section are borne as an axial compression force in the central arch and an axial tensile force in the central deck (bowstring). Consequently a sole vertical reaction is transferred from the supports of the

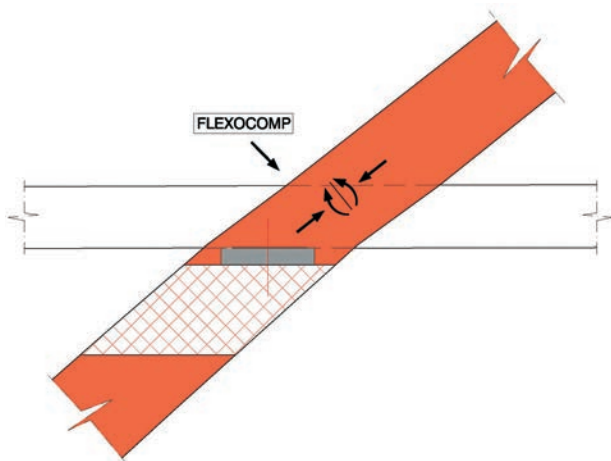


Figura 31. Solución 1. Tablero apoyado
Figure 31. Solution 1. Supported deck

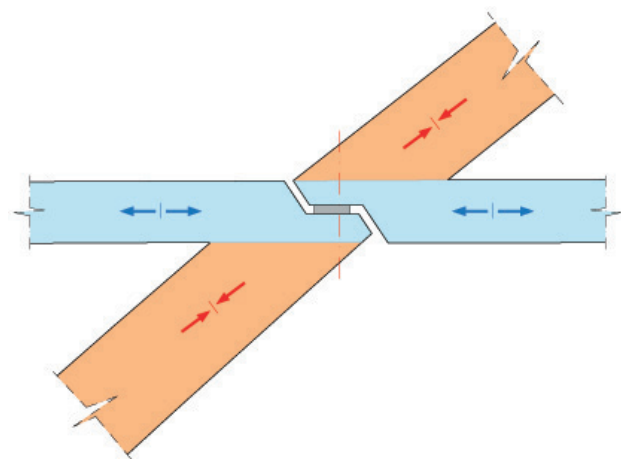


Figura 32. Solución 2. Voladizo + bowstring
Figure 32. Solution 2. Cantilever + bowstring

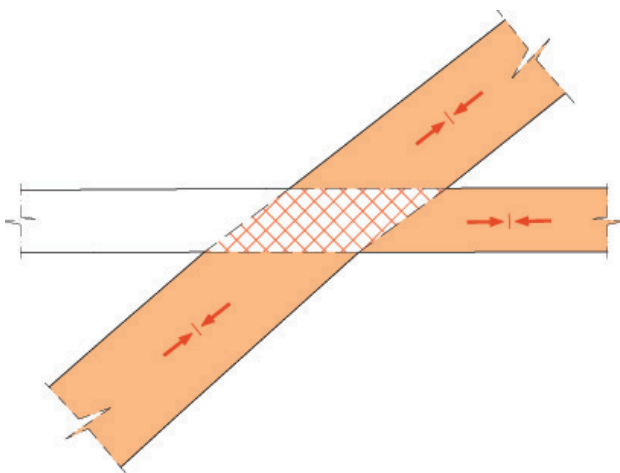


Figura 33. Solución 3. Arco-tablero empotrado
Figure 33. Solution 3. Fixed arch-deck

4.3.2. Solución 2. Bowstring + Voladizos (puente en construcción, hasta el izado)

Una configuración que sustituye flexiones por axiles (para aprovechar el material y obtener estructuras más esbeltas), consiste en “romper” el tablero y los arcos en su intersección; conectar el tablero exterior con los arranques de arco a través de una riostra que los une transversalmente (“riostra de voladizo”), y análogamente, empotrar el tramo interior del tablero al arco central a través de una riostra de unión (“riostra de bowstring”).

Las cargas dentro del tramo central se resuelven como compresión en el arco central, y tracción en el tablero central (bowstring), transmitiendo exclusivamente una reacción vertical en sus apoyos extremos, sobre las estructuras exteriores en voladizo. Si se ancla el extremo del tablero exterior al estribo mediante anclajes al terreno, estas estructuras cambian de ser una ménsula a flexo-compresión a una celosía triangulada trabajando a axiles; la reacción vertical del bowstring se convierte en una tracción que el tablero transporta al estribo, y una compresión que el arranque del arco transmite al terreno.

bowstring to the cantilevered structures on each side. If the outer ends of the deck are then fixed to the abutments, these structures work like a triangulated lattice. The bowstring's vertical reaction is absorbed as a tensile force transferred by the deck to the abutment and a compression force transferred by the springer to the terrain.

This solution meets the antifunicular condition for the permanent loads. The deck, under tensile stress across its entire length, helps support the vertical loads on the arch. What appears to be a 170-m half-through arch is actually three independent antifunicular structures: a 120-m central bowstring with two triangulated lattices, one on each end, that cantilever across a span of 25 m.

This was the scheme used to build the present bridge up to the hoisting operation. The reaction at the ends of the bowstring assembled on the reservoir bed was transferred to the ends of the cantilevers by the hoisting cables (Figure 34).

Nonetheless, this scheme has several substantial drawbacks.

- It requires the use of permanent anchorages to transfer the significant horizontal tensile forces to the terrain, whose failure would lead to the collapse of the structure.
- It calls for transverse expansion joints at the arch-deck intersection, whose construction is complex and maintenance uncertain.
- It weakens bridge performance when subjected to horizontal transverse actions.
- It calls for discontinuity in the arches, which is hard to cover up and unsightly.

Consequently, this solution was ruled out for the bridge once in service.

4.3.3. Solution 3. Fixed Arch and deck (bridge in service)

The logical solution was to eliminate the source of these drawbacks, welding the joints after hoisting and fixing arch

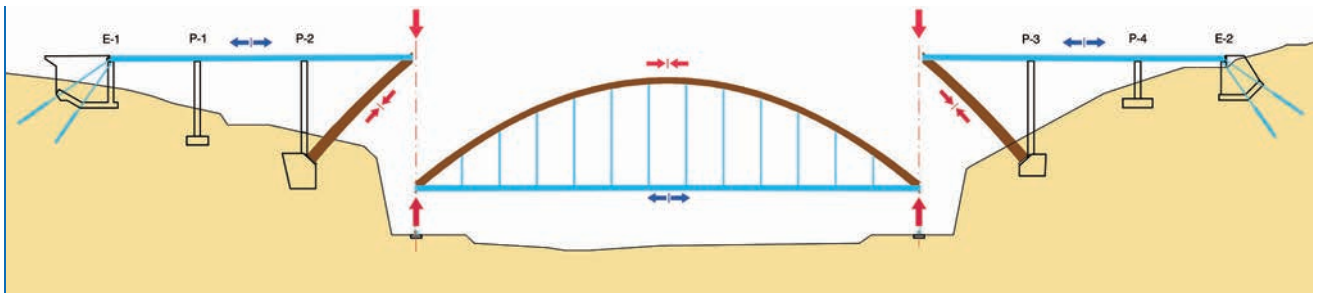


Figura 34. Solución 2. Esquema de fuerzas durante el izado
Figure 34. Solution 2. Force diagram during hoisting

Esta solución cumple la antifunicularidad de las cargas permanentes. El tablero, traccionado en toda su extensión, ayuda al soporte de las cargas verticales del arco. En realidad, lo que aparenta ser un arco intermedio de 170m se trata de 3 estructuras antifuniculares independientes: un bowstring central de 120m que se apoya en sus extremos en 2 voladizos en celosía triangulada de 25m de vuelo.

Este es el esquema empleado para la construcción hasta el izado; la reacción en los extremos del bowstring montado en el fondo de embalse se transfirió al extremo de los voladizos a través de los cables de izado (Figura 34).

Sin embargo, este esquema tiene algunas desventajas importantes:

- Obliga a mantener importantes fuerzas horizontales de tracción ancladas permanentemente al terreno, cuyo fallo supondría el colapso de la estructura.
- Obliga a disponer juntas de dilatación en la intersección arco-tablero, complicadas constructivamente y con incertidumbre en su mantenimiento.
- Empeora el comportamiento del puente frente a acciones transversales horizontales.
- Obliga a una discontinuidad en los arcos, difícilmente disimulable y poco estética.

Por tanto, se desechó esta solución para el puente en servicio.

4.3.3. Solución 3. Arco y tablero empotrados (puente en servicio)

La evolución lógica es eliminar el origen de las desventajas, soldando las juntas después del izado, y empotrando los arcos y tableros entre si. Estructuralmente, queda un tablero continuo con los extremos fijos en estribos, un puente integral de 260m de longitud. Para evitar los grandes esfuerzos por variaciones térmicas que esto genera en el tablero, hay varias opciones:

- 1 junta de dilatación en el centro del puente manteniendo los anclajes activos provisionales como definitivos (con los problemas que se mencionaron anteriormente, y por tanto también se descartó).

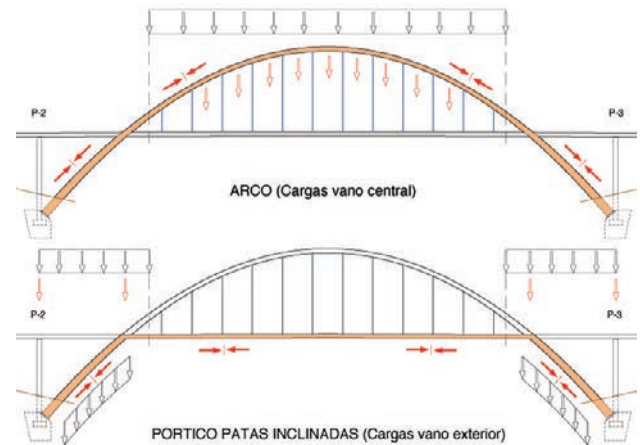


Figura 35A. Solución 3. Esquema resistente para cargas permanentes
Figure 35A. Solution 3. Force diagram for permanent loads

and deck at their intersection. Structurally, the result would be a continuous deck with the ends fixed at the abutments; an integral, 260-m bridge. Several options were considered to prevent the substantial forces induced in the deck by temperature changes:

- to build an expansion joint at mid-span in the bridge, keeping the anchorages at the abutments in service (ruled out due to the problems described above)
- to remove the anchorages and release the deck at the abutments, establishing expansion joints in the usual position adjacent to the abutments.

This would seem to entail a return to Solution 1, forfeiting the antifunicular structure for the distributed loads. That impression is false, however, because in addition to the bowstring, a second structural system materializes whereby the antifunicular shape of the distributed loads is maintained. That structure is the "leaning pier portal frame" formed by the arch springers and the central section of the deck (Figure 35A).

When the anchorages in the abutments are released, the vertical reaction in the deck section between pier and arch applied at the arch-deck intersection can be decomposed, given the symmetrical actions on the other bank, into two compression forces: one on the arch springers and another on the central section of the deck. The loads distributed across the central section of the deck are converted into compression forces on the arch and transferred directly to the ground.

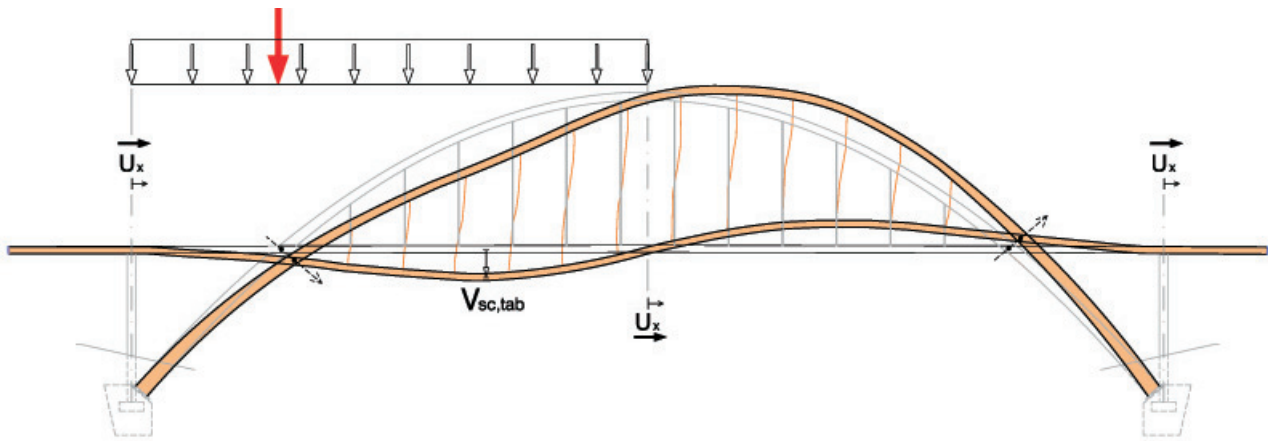


Figura 35B. Solución 3. Sobrecarga asimétrica
 Figure 35B. Solution 3. Asymmetrical live load

– retirar los anclajes y liberar en estribos, estableciendo juntas en su posición habitual, junto a los estribos.

Aparentemente, se ha vuelto a la solución 1 y ha perdido la antifunicularidad de las cargas repartidas. Sin embargo, esto no es así, porque se moviliza un segundo esquema estructural superpuesto al bowstring, que permite mantener la antifunicularidad de las cargas repartidas; se trata del “pórtico de pilas inclinadas” formado por los arranques de arco y el tramo central de tablero (Figura 35A).

La reacción vertical del tramo de tablero entre pila y arco, aplicada en el nudo de intersección arco-tablero, y liberados los anclajes en estribos, se descompone en una compresión en los arranques de arco y una compresión en el tramo central de tablero por simetría de acciones con la otra margen. Las cargas repartidas en el tramo central del tablero son transformadas en compresiones en el arco que bajan directamente al terreno.

Los axiles en el centro del tablero durante el proceso constructivo evolucionan de estar en tracción (1170kN/artesa, como tirante del bowstring provisional) para acabar en compresión (-570kN/artesa, como puntal del pórtico de pilas inclinadas).

4.3.4. Conclusions

El estudio de la vinculación arco-tablero ha permitido ir adaptando la unión a las necesidades del proceso constructivo. La existencia de un segundo esquema antifunicular (el pórtico), junto a la capacidad de estas secciones mixtas a trabajar a flexión en relación a su peso propio, ha

The axial forces on the centre of the deck during the construction process switch from tensile stress (1170 kN/trough girder on the provisional bowstring) to compression forces (-570 kN/trough girder on the leaning pier portal frame).

4.3.4. Conclusions

A study of the arch-deck intersection made it possible to adapt the connection to the needs arising during construction. The existence of a second antifunicular system (the portal frame), together with the ability of these composite sections to resist bending moments in relation to their self weight, lessened the importance traditionally attached to adjusting the arch to the antifunicular of the permanent loads. The moments generated by the permanent loads on the arch springers were 60 % lower and the moments due to live loads 43 % lower in the final design than in Solution 1 (Table 3).

4.4. Asymmetrical live loads

The worst case combination of live loads maximizes the anti-symmetric deflection of the arch, consisting of uniform live loads located at mid-span of the 170-m central span and a point live load at the arch-deck intersection (asymmetrical live load, Figure 35B).

The solutions that fix the deck at the abutments perform well in such circumstances because the deck, behaving like an anchored tie, constrains arch deflections. In Solution 3, where arch and deck are fixed at the intersection and released at the abutments, structural performance depends primarily on flexural strength.

Tabla 3. Comparación esfuerzos entre el puente construido y la solución 1, ejecutada cimbrada
 Table 3. Comparison of forces on the bridge as built and in Solution 1 (with falsework)

Solución 1 vs Solución 3 Solution 1 vs Solution 3	Mcp,arr Mpl,sprg	Mcp,arc_tab Mpl,arc_dck	Mcp, clave Mpl,crown	Msc,arr Mll,sprg	Vsc,tab. VII,dck
Tab apoyado en arcos (s1) Deck supported by arches (s1)	-8610kNm	+3060kNm	-1310kNm	-14170/ +12300kNm	-193mm
Tab empotrado en arcos (s3) Fixed Arch & Deck (s3)	-3470kNm	+2110kNm	-350kNm	-8020/ +9270kNm	-155mm

reducido la importancia que tradicionalmente ha tenido el ajuste de la directriz del arco al antifunicular de las cargas permanentes. Comparando la solución 1 y el finalmente construido, se aprecia que en los arranques del arco los momentos debidos a la carga permanente se han reducido un 60%, y por sobrecargas, un 43% (Tabla 3).

4.4. Sobrecarga asimétrica

La combinación pésima de la sobrecarga de uso es aquella que maximiza la deformación asimétrica del arco, y corresponde a la sobrecarga uniforme situada en la mitad del vano central de 170 m, y la sobrecarga puntual en la intersección arco-tablero (“sobrecarga asimétrica”, Figura 35B).

Las soluciones que empotran el tablero en estribos presentan un buen comportamiento frente a esta sobrecarga porque el tablero, actuando de tirante anclado, retiene la deformación del arco. La Solución 3, empotrando arco y tablero en su intersección, y liberando en estribos, resiste principalmente por flexión.

Por un lado, para las sobrecargas aplicadas en el tramo entre el tablero y la pila, el “portico de pilas inclinadas” resiste por flexión de los arranques del arco, empotrados en la cimentación y con desplazamientos asimétricos en el nudo de intersección con el arco.

Por otra parte, para las sobrecargas aplicadas en el tramo central, la flexión se reparte entre arco y tablero según su rigidez relativa, teniendo en cuenta la compatibilidad entre ambos en el nudo rígido de su intersección; como los dos tienen una rigidez semejante, estas flexiones son similares en arco y tablero central.

Estas sobrecargas de uso, del orden del 25% de las cargas permanentes, provocan en el tablero flexiones 5 veces mayores que las cargas permanentes. Aun así, su valor es del mismo orden de magnitud que las flexiones en los vanos de acceso; y por la continuidad del canto a lo largo del puente, la sección del tablero en el vano central es la adecuada para resistir esos esfuerzos.

Debido a la singularidad del puente y a su complejidad estructural, nos preocupaba la deformabilidad de la estructura en carga asimétrica, cercana al límite establecido por la RPX95 [20], “a falta de estudios más detallados en relación con el comportamiento dinámico” (art.5.2), y su relación con fenómenos de 2º orden.

En este sentido, se realizaron las siguientes medidas:

1. Se hizo un cálculo p-delta con sobrecargas asimétricas y las excentricidades accidentales para arcos que indica la RPX, para estimar los incrementos de momentos respecto a la solución lineal. Como envolvente de los diferentes modos de pandeo, las solicitaciones en ELU en el arco se mayoraron por 1,30.

On the one hand, in the case of live loads applied to the outer lengths of the deck, between the arch and the pier, the “leaning pier portal frame” can resist thanks to the flexural strength of the arch springers, fixed at the foundations and deflected antisymmetrically at the intersection with the arch.

On the other hand, in the case of live loads applied on the central length, bending is distributed between arch and the deck according to their relative stiffness, and the compatibility of movements at their intersection. Because the stiffness at the centre is similar in both, bending forces are also similar in the two elements.

These live loads, of approximately 25 % of the permanent loads, generate five times greater bending on the deck than the said dead loads. Even so, their value is of the same order of magnitude as the bending on the approach spans, and given the continuity of the depth across the entire bridge, the deck section in the central span suffices to absorb these forces.

In light of the singular nature of the bridge and its structural complexity, concerns arose about deformability under asymmetrical loading, near the limit value laid down in RPX95 [20] (Art.5.2) “in the absence of more detailed studies on dynamic behaviour”, and its relationship to second order phenomena.

The following measures were consequently taken:

1. *A p-delta analysis was performed for the arches with asymmetrical live loads and incidental eccentricities as stipulated in the RPX to estimate the moment increases with respect to the linear solution. As an envelope for the various forms of buckling, the design forces on the arch at the ultimate limit state were raised by a factor of 1,30.*
2. *A dynamic study conducted with lorries crossing the bridge at a critical speed (80 km/h) that could be coupled to anti-symmetric vibrations identified no perceptible difference between these results and the linear calculations.*
3. *The law of variation for the depth section in the arch was shifted slightly toward the crown to reinforce the sections at the arch-deck connection foreseeing redistributions that might overload these sections.*
4. *Some of the bars used to join the arch springer to the foundations were prestressed to ensure there would be no loosening at the base under the typical combination of live loads.*

Additional design measures were also taken to reduce the effect of the least favourable conditions in critical sections to accommodate possible unforeseen events. Two alternatives were studied:

1. *Springs: Installing springs between the end of the deck and the abutments. Their constant K should equate the thermal action-induced tensile stress on the deck to the tensile stress generated by the asymmetrical load. A relatively high value of K would lead to a huge decline in axial thermal compatibility forces while a small axial force on the deck would greatly reduce traffic-induced moments on the arch.*

2. Se estudió dinámicamente el paso de camiones reales a velocidad crítica (80 km/h) que se pudiesen acoplar al modo de vibración antimétrico, que no incrementaron apreciablemente los resultados del cálculo lineal.
3. Se desplazó ligeramente la ley de variación de cantos hacia la clave para reforzar las secciones en la unión con el tablero, en previsión de redistribuciones en el empotramiento que sobrecargaran esta sección.
4. Se pretensaron algunas de las barras de cosido del arranque del arco a la cimentación, para garantizar que no se produjese el despegue en la base, en la combinación característica de sobrecarga.

Además, se decidió tomar unas medidas adicionales de diseño destinadas a reducir las sollicitaciones pésimas en las secciones críticas frente a sucesos no previstos en el cálculo. Se planearon 2 alternativas:

1. *Muelles*: Instalar unos muelles en el extremo del tablero a los estribos, con una constante K tal que se igualasen las tracciones en el tablero debidas a las acciones térmicas, con las tracciones producidas por la carga asimétrica; un valor relativamente alto de K produce un gran descenso de los axiles de compatibilidad térmica, y por otro lado, un pequeño axil en el tablero consigue reducir mucho los momentos del arco debidos al tráfico.

La aplicación era complicada; los aparatos resultaban caros y su mantenimiento, una incógnita. Se estudió la posibilidad de volver a anclar los cables de retenida alojados en el estribo como muelles pasivos que suministrasen la K necesaria (el área y longitud de los cables lo permitía). Se desechó por razones constructivas.

2. *Amortiguadores + topes*: Finalmente, se instalaron unos amortiguadores que reforzaron la seguridad frente a fenómenos dinámicos, junto con unos topes de neopreno en el intradós del estribo.

Estos topes limitan la carrera horizontal del tablero. Como este desplazamiento está acoplado al movimiento del arco, indirectamente, se limita la deformación del arco; llegado al tope, el arco actúa como fijo en estribos, empezando a trabajar el tablero a compresión para resistir cualquier incremento de las sobrecargas. Este diseño aporta una gran *robustez* a un coste adicional muy reducido.

4.5. Otras acciones: reparto transversal, deformaciones impuestas, viento

La respuesta frente a sobrecargas desigualmente distribuidas transversalmente mejora por la inclinación de los arcos. En el máximo desequilibrio (reparto en la mitad de la sección del tablero), el arco más cargado recibe el 63%, y el otro arco, el 37% restante. En un diseño con 2 arcos verticales bajo tablero, esta combinación supone el 100% de su carga de diseño. Por tanto, los

Implementation of this solution was complex, the devices expensive and their maintenance an enigma. The possibility of re-anchoring the guylines housed in the abutment as passive springs that might provide the K needed (the area and length of the lines sufficed for this purpose) was studied but ruled out for reasons of construction.

2. *Dampers + stops*: Finally, dampers were installed to reinforce safety in the event of dynamic phenomena, together with neoprene stops on the inner side of the abutments.

These stops limit horizontal movement in the deck. Because such movement is coupled to arch movements, arch deformation is also indirectly limited. When the stop is engaged, the arch acts as if restrained at the abutments, and the deck begins to work under compression to resist any increase in live loads. This design rendered the structure much more robust at a minimum additional cost.

4.5. Other actions: transverse distribution, imposed strain and wind

The slant on the arches improves their response to unevenly distributed transversal live loads. At peak imbalance (loads on one half of the deck platform), the most heavily loaded arch receives 63% of the load and the other arch receives the remaining 37%. Under these circumstances, in a deck arch bridge with two vertical arches, 100% of the design load would be borne by the loaded side. Consequently, slanted arches are normally less loaded than would be allowed by their design strength.

The impact of imposed strain (rheological, thermal and settling of supports) is minor because:

- *The watertightness of the modules prevents moisture loss, which is essential to shrinkage.*
- *Creep is small for the above reason and due to the small stress on the concrete (<5 MPa); the steel section resists the weight of the steel and the concrete in the arch; the composite section only receives the weight of the concrete in the deck and the rest of the permanent load.*
- *Inside the composite section, the strain generated by thermal and rheological variations in each material must be made compatible with the others, reducing deformation in the entire cross-section.*
- *The statically indeterminate forces, induced by strain imposed on the arch, depend on its span/rise ratio; because the ratio is low, the forces generated are small. If all other parameters remain unchanged, doubling the S/R ratio of an arch more than doubles the moments at its the spring line as a result of shortening equivalent to 20° (-8910 kNm compared to -3940 kNm).*

The bridge deck responds to wind action like a beam on elastic supports; if it had a joint at mid-span, barring complex construction constraints, it would act like two cantilevers,

arcos inclinados trabajan normalmente a un nivel de carga menor respecto a su resistencia.

Las deformaciones impuestas (reológicas, térmicas, y descensos de apoyos) tienen unos efectos reducidos por:

- La estanqueidad de los módulos impide la pérdida de humedad, factor fundamental para la retracción.
- La fluencia es pequeña por lo anterior, y por las bajas tensiones en el hormigón (< 5 Mpa); el peso metálico, y el hormigón del arco, es resistido por la sección metálica. La sección mixta recibe sólo el peso del hormigón del tablero y el resto de carga permanente.
- En la sección mixta, las deformaciones introducidas por variaciones térmicas y reológicas de los diferentes materiales debe compatibilizarse internamente, reduciendo la deformación a nivel seccional.
- Los esfuerzos hiperestáticos por deformaciones impuestas en el arco dependen de su peralte (relación Luz/Flecha). Al ser un arco peraltado, los esfuerzos generados son pequeños; a igualdad de otros parámetros, un arco del doble de rebajamiento ($L / F = 6,86$) tiene más del doble de momentos en arranque debido a un acortamiento equivalente a 20° (-8910kNm frente -3940kNm).

La respuesta del tablero del puente frente al viento es la de una viga sobre apoyos elásticos; si tuviese una junta en el centro del tablero, salvo complicadas coacciones constructivas, funcionaría en ménsula incrementando tanto los desplazamientos como las reacciones laterales. En los arcos, unidos por riostras, sería de esperar un comportamiento similar al tablero (como viga Vierendeel), estableciendo la compatibilidad de movimientos en su intersección.

Sin embargo, la ligera inclinación de los arcos hacia el tablero (10°) modifica su comportamiento frente al viento, activando su respuesta con axiles (traccionando el arco de barlovento y comprimiendo el de sotavento), más rígida que la respuesta de viga, y disminuyendo tanto la flexión como los desplazamientos laterales, comparando este caso con los arcos verticales; en clave del arco, los desplazamientos y momentos se reducen a menos de un 30% (139mm y 620kNm frente a 599mm y 2230kNm).

5. DISEÑO DE LA MANIOBRA DE IZADO

La operación del izado probablemente sea el aspecto más llamativo del proyecto. El diseño de esta maniobra presenta a priori una elevada incertidumbre, por la aparente vulnerabilidad de la estructura en esa situación (un gran péndulo frente a las acciones del viento). El proceso consistió en anticipar todas las posibles causas de fallo y ponerles remedio, estableciendo para qué rango de valores estas soluciones son válidas y seguras [21].

with an increase in both movements and lateral reactions. The arches, being braced together, might be expected to behave much like the deck (i.e., like a Vierendeel beam), which would ensure compatibility between their movements at the intersection.

Nonetheless, the slight (10°) inward inclination of the arches modifies their behaviour in the wind, increasing axial forces (pulling on the windward and pushing on the leeward arch) that make them stiffer and reduce their bending moments and lateral movements, in comparison to those of vertical arches. Movements and moments both are reduced to under 30 % at the crown (139 mm and 620 kNm compared to 599 mm and 2 230 kNm).

5. HOISTING OPERATION DESIGN

The hoisting operation was arguably the most striking feature of this project. A priori, the design for this operation faced a good deal of uncertainty due to the apparent vulnerability of the structure in such circumstances (a huge pendulum exposed to wind action). The procedure consisted of anticipating and remedying all possible causes of failure, while establishing the range of values for which the solutions would be valid and safe [21].

5.1. The “lame leg” effect

The most probable cause of failure is the effect of differential hoisting by one jack with respect to the others. In a stiff structure, the result would be that the bowstring would rest on the shortest cable and the one diagonally opposite it, and a third support would pivot alternately between the other two. In the event, the individual reactions double.

A limit value of 2 clearly stands on the side of safety in this case, due to the great flexibility of the steel bowstring; for one of the supports to be reaction-free, it would have to descend 170 mm more than the others. A number of criteria were followed to prevent the consequences of this effect:

- *The bridge members and hoisting structure were engineered for 1,7 to 2 times the values of the hoisting actions.*
- *The two jacks on each bank shared a single hydraulic press, ensuring that the same pressure would be delivered to both (2-by-2 imbalances between the two banks do not affect the reactions).*
- *The hoisting operation was centralized and synchronized (monitoring the forces on and positions of each jack to a stroke precision of 2 mm) and back-up topographic monitoring was also in place.*

5.2. Wind during hoisting

The question posed was not the degree to which the structure (in this case, a mechanism) would resist the possible “charac-

5.1 Efecto de “pata coja”

La posibilidad más importante de fallo es el efecto producido por el izado diferencial de un gato respecto al resto; en una estructura rígida, esto provocaría que el bowstring se apoyase en el cable más recogido y su opuesto en diagonal, pivotando alternadamente su tercer apoyo en los otros dos. Si esto ocurre, las reacciones individuales se duplican.

Este valor límite de 2 está claramente del lado de la seguridad en este caso debido a la gran flexibilidad del bowstring metálico; para que un apoyo perdiese toda su reacción, debería descender 170 mm más que los otros. Se establecieron una serie de criterios para prevenir cualquier problema por esta cuestión:

- Los elementos del puente y la estructura de izado se dimensionaron mayorando por valores entre 1.7 y 2 las acciones del izado.
- Los 2 gatos de cada margen compartían una única unidad hidráulica, que aseguraba la misma presión a ambos (los desequilibrios 2 a 2 entre ambas márgenes no modifica las reacciones).
- La maniobra de izado estaba centralizada y sincronizada (controlaba las fuerzas y posiciones de cada gato, hasta 2mm de diferencia de carrera), y se fijó un segundo control externo mediante topografía.

5.2. Viento durante el izado

Es importante precisar que no se trata de saber cuánto resiste la estructura (en este caso, un mecanismo) frente al posible valor “característico” de la acción. Se trata de fijar qué condiciones aseguran que durante la maniobra “no haya viento”; el proyectista decide en qué momento la estructura va a estar en situación “vulnerable”. El diseño de la maniobra debe responder a 2 cuestiones; que previsiones P_o deben darse para asegurar que en un día determinado el viento no supera en el emplazamiento un valor umbral máximo admisible, V_{adm} .

5.2.1. Previsión del tiempo

Se realizó un registro sistemático en el mes previo al izado, de la velocidad media y de ráfaga del viento en la obra; estos datos se compararon con las previsiones del Instituto Nacional de Meteorología para Yeste, a 5Km y con 350m más de altitud. Se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- La previsión a 7 días de antelación sufría variaciones apreciables; esto era así hasta 3 días antes, que el margen de variación se reducía mucho y la previsión se ajustaba bastante bien al valor medido.
- Las mediciones del viento medio en obra fueron iguales o inferiores a las de Yeste; interpretamos que Yeste estaba en una zona más expuesta que el puente, situado en el fondo del valle.

teristic” value of the action. Rather, it was a matter of establishing conditions that would ensure “no wind” during the operation, enabling the design engineer to decide when the structure would be “vulnerable”. Two parameters had to be defined in the design for this operation: the maximum allowable wind speed, V_{adm} , and the forecast, P_o , needed to ensure that on a given day it would not be exceeded.

5.2.1. Weather forecast

In the month prior to the operation, the mean wind and gust speeds at the worksite were systematically recorded. These data were compared to the National Meteorological Institute’s forecast for Yeste, 5 km away and at an elevation of 350 m above site level. The following conclusions were drawn.

- *Forecasts for seven and up to three days in advance were highly variable. From three days prior, the differences narrowed considerably and the forecasts were fairly close to the measured value.*
- *The mean wind speeds measured at the worksite were lower than or equal to the values at Yeste, inferring that the town was more exposed than the protected end of the valley where the bridge stands.*
- *The values resulting from applying a factor of 1,7 to the mean wind speed measured at 5-minute intervals at the weather station were greater than the gusts measured in the respective interval.*

5.2.2. Maximum allowable speed

Possible failure due to the wind may be induced by:

- *variation in the distribution of vertical reactions because the centre of gravity of the areas exposed to the wind differs from the centroid of the solid suspended in the air (leeward overloading).*
- *absorption of the horizontal wind force on the hoisting machinery and remainder of bridge.*
- *snapping of the hoisting cables due to peak stress on the external strands as a result of bending moments at anchorage induced by the horizontal displacement of cables due to wind.*

The first two effects were not regarded to be significant because of the geometric dimensions involved and the ratio between the wind and the weight to be hoisted. Even so, the hoisting units were bolted to their support beams, which were braced against one another.

The increased stress on the strands of cable generated by oscillation-induced anchorage bending depends on the angle adopted by the cable and the square root of the mean stress to which it is exposed [22].

- Aplicando un coeficiente de 1.7 al viento medio medido en la estación meteorológica (suministrados en intervalos de 5min), los vientos de ráfaga de ese intervalo tenían valores inferiores.

5.2.2. Velocidad máxima admisible

El fallo posible debido al viento podría ser provocado por:

- Variación de la distribución de las reacciones verticales porque el centro de gravedad de las áreas expuestas al viento no coincide con el centro de gravedad del sólido colgado (sobrecarga a sotavento).
- Absorción de la fuerza horizontal del viento en la maquinaria de izado y resto del puente.
- Rotura de los cables de izado por tensiones punta en las fibras extremas, debidas a las flexiones producidas en los anclajes por la incurvación del cable, al ser desplazado horizontalmente por el viento.

Los 2 primeros efectos no son significativos por las dimensiones geométricas y la relación del viento con el peso a elevar. Aun así, las unidades de izado se atornillaron a sus vigas de apoyo y éstas se arriostraron entre sí.

Respecto al incremento de tensión en las fibras del cable introducido por la flexión en el anclaje al oscilar el bowstring, depende del ángulo que tome el cable al oscilar y de la raíz de la tensión media del cable [22].

Debido a las incertidumbres de las acciones y las consecuencias del fallo, se fijó como seguro limitar la máxima tensión en la fibra extrema del cable al 55% de la tensión de rotura, incluyendo los incrementos de tensión por incurvación del cable pero no el efecto de “pata coja”. Para garantizar este valor máximo se decidió:

- Un cable de izado de 19 cordones; las tensiones sin incurvación ni “pata coja” quedaban al 22% de la rotura.
- No sobrepasar un ángulo de oscilación de 2° sexagesimales durante el izado.

Esta última condición nos iba a fijar la máxima velocidad del viento admisible (ráfaga que se presenta en un instante dado); suponiendo esta acción no resonante con la oscilación del puente, se consideró suficientemente aproximado estimar V_{adm} mediante un cálculo en equilibrio estático.

En un primer cálculo unidimensional, se obtuvo que para ángulos de oscilación de 2°, la velocidad de viento “estática” debía estar en torno a 50-60 Km/h. Esto implica una amplitud de oscilación de 1,39 m en el inicio del izado.

Se colocaron cables de estabilización para reducir estas oscilaciones; su eficacia es grande aunque su acción depende de dónde se coloque (su longitud y el ángulo que forme con el izado). Se definieron 8 cables en el

In light of the uncertainty about these actions and the consequences of failure, the maximum stress on the cable strands, including the increases in stress due to cable bending but not the “lame leg” effect, was limited to 55 % of the failure stress. To guarantee that this maximum value was not exceeded, the following measures were taken:

- *a 19-strand hoisting cable was used: stress excluding bending and “lame leg” effects came to 22% of the ultimate strength;*
- *oscillation angle during hoisting was kept below two sexagesimal degrees.*

The latter condition established the maximum allowable gust speed. Assuming that this action would not resonate with bridge oscillations, a static approach was taken to estimate the value of V_{adm} .

According to a first one-dimensional calculation, for 2° oscillation angles, the “static” wind speed would be on the order of 50-60 km/h. This corresponds to an oscillation amplitude of 1,39 m at the beginning of the hoisting operation.

Stabilizing cables were used to reduce this amplitude. This method is efficient, but its performance depends on the positioning (length and angle with respect to the object hoisted). Eight cables were anchored to the bottom of the reservoir; halfway through the hoisting operation, they were replaced with eight others anchored in the arch footings and surrounds. These cables were secured symmetrically to the ends of the bowstring (Figure 36).

A second, three-dimensional static model involving all the geometric features (stabilizing and hoisting cables, centre of gravity, centre of thrust, areas and inertia) was developed for verification. This was tested for several hoisting levels assuming a mean transverse wind pressure and an imbalance of half that speed from one bank to another (minor rotations on the vertical axis substantially amplified the oscillation at the ends where the hoisting cables were attached).

5.2.3. Hoisting protocol

The findings from this study were used to draft a hoisting protocol.

- *Hoisting was scheduled for a day fulfilling the following conditions: the NMI’s forecast for Yeste for that day, the previous and the next should be below 25 km/h ($V_{adm}/1,7$). The purpose was to avoid an imminent weather change while hoisting in case of unforeseen circumstances.*
- *The cables were dimensioned for stiffness, but the load could not exceed 6 tonnes during hoisting, the limit imposed by their length regulation system. In the event of interruption during the 8-hour operation, all the stabilizing cables would be anchored directly to the foundations to increase their strength.*

This protocol would allow time to warn everyone concerned about the preliminary date and start preparations 6 days in

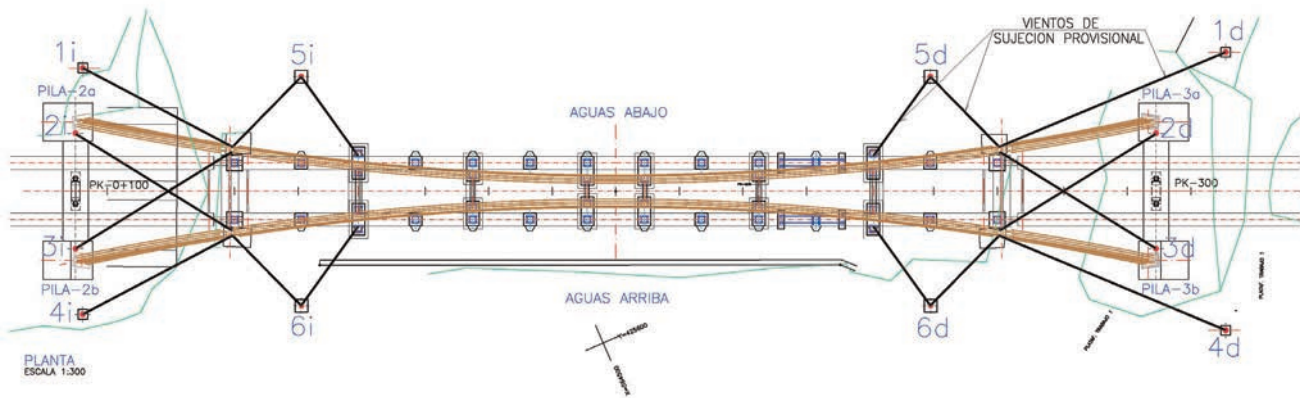


Figura 36. Distribución de cables de estabilización
 Figure 36. Distribution of stabilizing cables

fondo de embalse; a la mitad de la carrera de izado, se sustitúan por otros 8 cables en las zapatas de los arcos y sus proximidades. Se ubicaron en los extremos del bowstring y simétricamente distribuidos (Figura 36).

Se realizó un segundo modelo estático de comprobación, en 3 dimensiones, con sus características geométricas (cables de estabilización, de izado, centro de gravedad, centro de empuje, áreas, e inercias). Se aplicó, para diferentes alturas de izado, la presión de un viento transversal medio (en el espacio), y un desequilibrio de una margen a la otra de la mitad de esa velocidad (pequeños giros de eje vertical amplificaban mucho las oscilaciones en los extremos, donde estaban los cables de izado).

5.2.3. Protocolo del izado

Los resultados de este estudio se aplicaron para la redacción de un protocolo de izado:

- El día del izado se fijó como aquel día que, y tanto un día antes como un día después, se cumpliera que la previsión de viento del INM para Yeste fuese de 25Km/h, es decir, (Vadm/1,7). Se evitaba así la posibilidad de izar con un cambio inminente de tiempo, en caso de imprevistos durante la operación.
- Los cables estaban dimensionados por rigidez, pero durante el izado no podían sobrecargarse más de 6 ton, límite del sistema de regulación. Si durante la operación de 8 horas era necesario parar el izado, se procedía al anclaje directo de todos los cables de estabilización, incrementando su resistencia.

Este protocolo permitía con 6 días antes, hacer un preaviso de fecha a los participantes e iniciar los preparativos; con 3 días, confirmar la fecha, y no iniciar la manobra si no se cumplían las previsiones.

6. DISEÑO DE DETALLES DE CONSTRUCCIÓN

Este proyecto tiene numerosos detalles constructivos que han debido ser resueltos durante su diseño. El

advance and confirm 3 days in advance. However, the operation would not be initiated unless the forecasts proved to be correct.

6. CONSTRUCTION DETAILS

Many of the construction details involved in this project had to be anticipated during the design stage. The purpose of all these details was to coordinate partial structures with permanent bridge construction, fulfil all the arch requirements, provide spatial solutions for oblique intersections and ensure the final geometry. Nearly all the bridge elements were conditioned by one or several of these objectives. A number of these elements are described below.

6.1. Arch design

Both arches are parabolic and their complex and variable sections must be defined in simple pieces, folded, mounted, shipped and assembled on site; concrete must be cast into elements whose size varied (Figure 37).

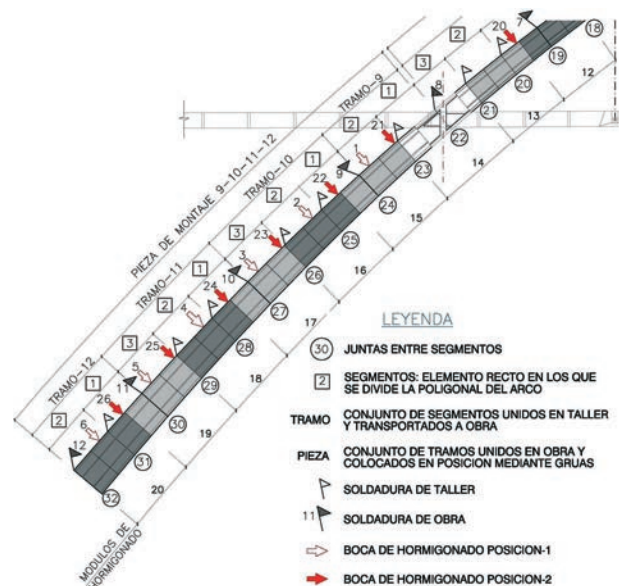


Figura 37. Discretización del arco
 Figure 37. Arch, constituent parts

origen de todos estos detalles es: compaginar estructuras parciales de construcción con el puente permanente, compaginar todos los requerimientos del arco, resolver las intersecciones oblicuas en el espacio, y asegurar la geometría final. Prácticamente todos los elementos del puente están condicionados por alguna o varias de las razones enumeradas. A continuación, se explican algunos de estos elementos.

6.1. Diseño del arco

Los arcos tienen una directriz parabólica, y su complicada sección variable se debe despiezar, plegar, armar, transportar, montar en obra y hormigonar en elementos de diferentes dimensiones válidas para cada operación (Figura 37).

El arco es una poligonal de 63 segmentos rectos de aproximadamente 3 m. Cada segmento se compone de 4 chapas que se pliegan y sueldan en sus extremos para formar la sección transversal; y se une con el siguiente formando un ángulo diferente cada vez, según la directriz del arco. La unión de 2 o 3 segmentos forma un tramo de transporte (Figura 38). Una vez en obra, varios tramos se unen para formar una pieza de montaje.

Hay diafragmas cada 1,5 m, y cada 2 diafragmas abiertos hay 1 cerrado. Una vez montado el arco, los diafragmas cerrados definen módulos estancos que son unidades de hormigonado.

6.2. Riostras arco-tablero

Las riostras arco-tablero son las piezas que unen transversalmente los 4 elementos estructurales que desarrollan el trabajo longitudinal del puente; los arcos inclinados y las vigas artenas del tablero. Su función es establecer una vinculación rígida entre ellos, transmitiendo los esfuerzos para asegurar la compatibilidad de sus movimientos.

Presentan 3 zonas diferenciadas; el tramo interior entre las artenas de tablero, y los 2 tramos exteriores, más solidificados, entre el arco y la artena de cada lado.

Las dimensiones de las riostras están determinadas por motivos *geométricos y evolutivos*; las secciones de unión de los arcos y el tablero están simplificadas a rectángulos (ver 7.2). Por tanto, en su tramo exterior, la riostra debe unir un prisma rectangular girado en el espacio (arco) con un prisma rectangular en posición horizontal (tablero), y en su tramo interior, unir 2 secciones como esta última (Figura 39).

La sección transversal de la riostra se ha ajustado al exterior de la intersección de arcos y tablero para optimizar su capacidad estructural, por resistencia y rigidez; según la directriz de la riostra (vista del alzado longitudinal del puente), esto resulta una sección romboidal en el tramo exterior y un rectángulo en el tramo interior.



Figura 38. Tramos en taller preparados para el transporte
Figure 38. Stretches in shop prepared for shipping

The arch is a polygon comprising 63 straight segments measuring approximately three metres each. Each segment is made from four plates, folded and welded at the edges to form the cross-section. It is then joined to the next segment at the angle defined by the curve of the arch. A set of two or three segments constituted a shippable stretch (Figure 38). Once on the worksite, several stretches were joined to form an assembly unit.

Diaphragms were spaced at 1,5-m intervals, every third of which was closed. Once the arch was assembled, the closed diaphragms delimited the water-tight modules used as concrete casting units.

6.2. Arch-deck braces

The arch-deck braces transversally join the four structural members that absorb the longitudinal forces on the bridge: the two slanted arches and the two trough girders in the deck. The purpose is to establish rigid connections between these members and with them the transfer of forces required for the compatibility of their movements

They have three distinct stretches: the inner stretch between the trough girders and two more heavily stressed outer stretches between the arch and the trough girder on each side.

The brace dimensions are determined by considering the geometry and construction process. The end sections of arches and deck were simplified to rectangles ("stumps", see 7.2). Consequently, the outer stretch of the brace joins a rectangular prism on an inclined plane (arch) to a horizontal rectangular prism (deck), while the inner stretch joins two of the latter (Figure 39).

The cross-section of the brace was adjusted to the outside of the arch-deck intersection to optimize structural strength and stiffness; the cross-section of the brace is rhomboid on the outer and rectangular on the inner stretch.

These braces were necessary for the two partial structures and, therefore, had to be duplicated, one for the bowstring (bowstring brace) and the other for the cantilevers (cantilever

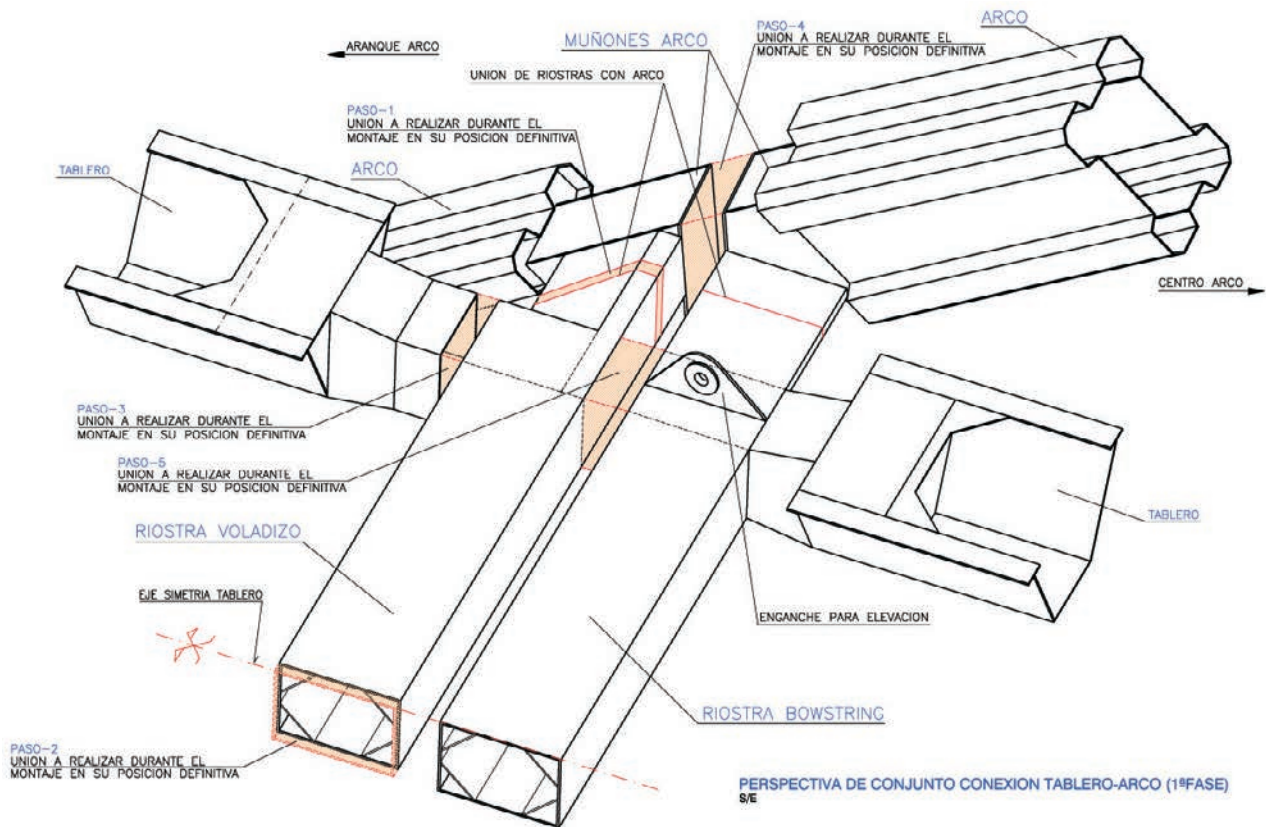


Figura 39. Riostras arco-tablero y sus fases constructivas
Figure 39. Arch-deck braces and their construction stages

Las riostras son necesarias para las 2 estructuras parciales durante el proceso constructivo, debiendo dividir la riostra en dos, una para el Bowstring (“riostra de bowstring”) y otra para voladizos (“riostra de voladizo”). Se pierden los 0,40 m centrales de la “sección conjunta”, y quedan para el tramo exterior 2 riostras cuasi-trianguulares.

Los esfuerzos son espaciales; la reacción vertical en los ejes de las vigas del tablero (según qué riostra sea, por apoyo o cuelgue) está en equilibrio con la compresión del arco (según su directriz), y el axil del tablero. Los signos de estos esfuerzos cambian según las fases (bowstring, izado, retirada de izado, retirada de retenidas, hormigonados).

Las chapas de las riostras se maclaron con los muñones de arco y tablero en su intersección. Se estudiaron las secuencias de armado en taller para evitar soldaduras en las zonas más críticas. Los espesores se calcularon en 2 fases; primero un dimensionamiento manual siguiendo el recorrido de las fuerzas, para las hipótesis más importantes. Posteriormente, se elaboró un modelo de placas en 3D donde se contrastaron para cada fase constructiva.

6.3. Anclaje de péndolas y riostras entre arcos

Las péndolas se anclaron en el interior de las secciones del arco y tablero por motivos estéticos, evitando las soluciones con orejetas exteriores, más sencillas constructivamente.



Figura 40. Riostra entre arcos, péndola y apoyo cimbra
Figure 40. Inter-arch brace, hanger and falsework support

brace). Since the 0,40 m separating the two braces were lost for the “joint section”, the two outer cross-sections of each brace adopted a quasi-triangular shape.

The forces involved are spatial; the vertical reaction along the axes of the deck girders is in equilibrium with the compression force on the arch (depending on its direction) and the axial force on the deck. The signs of these forces change depending on the stage of construction (bowstring, hoisting, removal of hoisting and guylines, concreting).

The brace plates were fitted to the arch and deck “stumps” at their intersection. Assembly sequences were studied in the

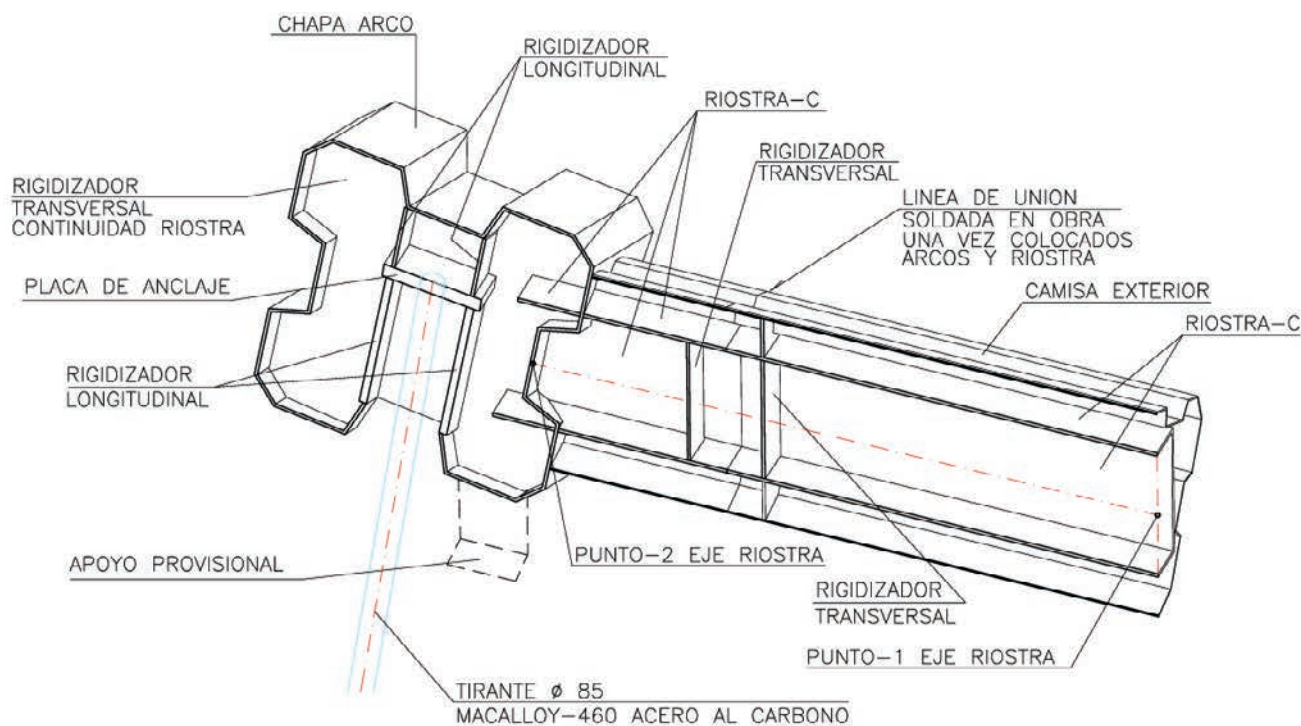


Figura 41. Esquema del encuentro de riostras en arcos
Figure 41. Brace connection on arches

El anclaje está compuesto por 2 chapas verticales transversales al eje longitudinal del puente, a cada lado de la péndola. Otras 2 chapas, perpendiculares a las anteriores y paralelas a la péndola, forman un cajón rectangular por donde entra la barra en la sección. Una chapa taladrada de 60 mm de espesor se apoya en las 4 anteriores chapas, y sirve de apoyo al anclaje de la barra, compuesto de una tuerca esférica y una rótula deslizante que permite giros espaciales sin introducir flexiones en la péndola (Figura 41, 42).

La cavidad rectangular que aloja el anclaje, accesible desde el extremo opuesto al de introducción de la barra, se selló con una tapa y se rellenó de cera petrolífera para su conservación.

En el tablero, las chapas transversales del anclaje son prolongación de las almas de la viga transversal, en sección cajón, que une el par de péndolas simétricas. Para mejorar el aspecto del voladizo de anclaje, se forró el cajón con chapas no estructurales que suavizan la unión con las artesas (Figura 42).

En el arco, las chapas transversales del anclaje de la barra transmiten directamente la reacción del anclaje a las chapas exteriores de la sección del arco. Estas chapas rompen la continuidad del interior del arco, y suponen unos diafragmas adicionales cerrados. La modulación de diafragmas y el hormigonado se adaptó en esas zonas.

La mitad de las péndolas coinciden con las riostras entre arcos, y sus anclajes coinciden con los empotramientos de las riostras en un mismo punto de la directriz. Estas riostras tienen una sección similar al arco y

shop to avoid welding in the most critical areas. The thicknesses were calculated in two stages: first manually following the path of the forces for the most important assumptions. Subsequently, a three-dimensional plate model was formulated to verify the findings for each construction stage.

6.3. Anchoring hangers and inter-arch braces

The hangers were anchored inside the arch and deck for aesthetic reasons, ruling out simpler solutions that would have involved the use of visible external studs.

The housing for the anchorage comprises two vertical plates perpendicular to the longitudinal axis of the bridge, one on each side of the hanger. These plates, with two further plates perpendicular to them and parallel to the hanger, form a rectangular cavity where the hanger bar is inserted into the section. A 60-mm thick plate with drill holes rests on the other four. This plate supports the bar anchorage, a spherical bolt and sliding ball socket that allow rotational movements avoiding flexural stress on the hanger (Figures 41, 42).

The rectangular cavity that houses the anchorage, accessible from the side opposite to where the bar is inserted, was sealed with a lid and filled with petroleum wax for protection.

In the deck, the transverse anchorage plates are an extension of the webs in the transverse box girders that join each pair of symmetrical hangers. To enhance the appearance of their cantilevered edges, these boxes were faced with non-structural plate that smoothed the connection to the trough girders (Figure 42).

In the arch, the transverse plates that anchor the bar transfer the anchorage reaction directly to the outer plates on the arch. The former plates break the continuity of the inside of the



Figura 42. Anclaje péndola en tablero, en construcción
Figure 42. Hanger anchorage on deck, under construction

están giradas con el ángulo de inclinación del arco a dónde se unen. Visualmente esta disposición es bastante lógica, pero une 3 elementos estructurales con ángulos y orientaciones oblicuos entre ellos (Figuras 40, 55, 56).

Se creó dentro de la riostra entre arcos una sección rectangular inscrita. Las chapas transversales del anclaje de la péndola se prolongan y constituyen las almas del rectángulo. Los anclajes de las péndolas se armaban con el arco en taller. En el caso de riostra, estos tramos incluían los primeros 0,75 m de la riostra rectangular. Las riostras de arcos se armaban en taller completas (Figura 43). Una vez montado el arco, las riostras se soldaban a sus arranques en el arco. Finalmente, se soldaba chapa a chapa los encuentros del carenado con el arco (Figura 40).

7. ASEGURAMIENTO DE LA GEOMETRÍA

Los proyectos deben tener presente en fase de diseño la capacidad durante su construcción de reproducir la geometría “perfecta” de los planos. De no hacerlo así, pueden presentarse graves problemas en obra que se resolverán de manera improvisada, con consecuencias no deseables.

En este proyecto, la unión soldada de las 3 estructuras parciales (bowstring y los 2 voladizos a cada lado) sólo podía realizarse si después del izado los extremos a unir se encontraban enfrentados. Para conseguir este objetivo, se diseñó un sistema de control y corrección en varios niveles.

7.1. Controles geométricos

Se establecieron unos planes de control geométrico. En el arco, se debía cumplir que:

- Los arranques del arco se colocaban en posición correcta.
- La geometría del sólido construido se ajustaba a la teórica.



Figura 43. Acopio de riostras entre arcos
Figure 43. On-site store of inter-arch braces

arch, constituting additional closed diaphragms. Module delimitation and concrete casting were adapted in these areas.

Half of the hangers concur with the inter-arch braces and their anchorages are positioned at the same point on the arch directrix. The brace and arch cross-sections are similar, and each brace is turned on its horizontal axis at an angle in keeping with the longitudinal angle of the arch at this connection point. While this arrangement is fairly logical, visually speaking, it entails joining three structural members at oblique angles and orientations (Figures 40, 55, 56).

Rectangular inserts were set inside the inter-arch braces for this purpose. The transverse plates on the hanger anchorages were extended to form the webs in this rectangle. The hanger anchorages were mounted on the arch in the shop. The first 0,75 m of the rectangular inserts in the braces were also built into the arches. The arch braces were fully mounted in the shop (Figure 43). Once the arch was assembled, the braces were welded to the rectangular protrusions prepared in the shop. Finally, the outer plate on the brace was welded to the arch (Figure 40).

7. VERIFYING THE GEOMETRY

The geometry reflected in drawings must be “perfectly” reproducible in actual construction. Bridge designers must not lose sight of this fact. Otherwise, serious worksite problems may arise prompting improvised solutions that will have undesirable consequences.

In this project, the weldability of the three partial structures (bowstring and the two cantilevers, one on each side) after hoisting was contingent upon the perfect alignment of the ends to be joined. A multi-phase monitoring and corrective system was devised to meet this need.

7.1. Geometric controls

Plans were drafted to monitor the geometry. The requirements for the arch were as follows:

- The arch springers had to be correctly positioned.



Figura 44. Replanteo de barras
Figure 44. Bar stake-out



Figura 45. Replanteo placa apoyo
Figure 45. Support plate stake-out



Figura 46. Control geométrico por tramos conjugados
Figure 46. Geometric control via matching sections

7.1.1. Control de posición del arco

Los arcos metálicos finalizan en una placa rectangular de 40mm de espesor, perpendicular a su directriz, que se apoya en la zapata de hormigón, y se conecta con este mediante 28 barras de acero de alta resistencia.

El procedimiento seguido para controlar su posición fue el siguiente:

- Las barras de cosido se replantearon con 2 plantillas de la chapa en sus extremos, definiendo así su posición relativa. Este conjunto se apeó y orientó en el espacio con una estructura regulable que se dejó embebida dentro del bloque de cimentación (Figura 44).
- Los extremos de las barras, donde la placa de apoyo del arco se iba a enhebrar, se replantearon con topografía en cada zócalo y en taller se realizaron los taladros a partir de esos datos.
- Las placas taladradas se enviaron a obra y se replanteó topográficamente su posición definitiva sobre las contratueras en las que se apoyan (ver 7.3). Se marcó la posición del arranque de arco en la placa (Figura 45).
- Las placas se devolvieron al taller, donde a partir de las marcas se soldó el arranque de arco.

7.1.2. Control de la geometría del arco

Las dimensiones del arco, y la planificación de los trabajos, impidieron realizar un montaje en blanco completo en taller. En su lugar, se estableció un sistema de tramos conjugados similar al empleado en dovelas prefabricadas.

Consiste en marcar unos puntos de control en los extremos de los tramos de transporte. Cada 3 tramos consecutivos se premontan en taller mediante angulares atornillados que reproducen su posición relativa. Se toman datos topográficos de los 3 para asegurar que su forma conjunta es correcta (Figura 46).

- The geometry of the as-built structure had to concur with the design.

7.1.1. Arch position

The ends of the steel arches consist of 40-mm thick rectangular plates perpendicular to the arch directrix. They rest on a concrete footing to which they are connected by 28 high strength steel bars.

Their position was controlled as described below.

- The bars were staked out with two steel templates on both ends to define their relative positions. This assembly was shored up and spatially oriented by means of an adjustable structure embedded in the foundation block (Figure 44).
- The ends of the bars, which were to be inserted into the arch support plate, were staked out topographically on each plate and holes were drilled in the shop based on these data.
- The drilled plates were sent to the worksite and their permanent position was staked out topographically over the grip nuts on which they rested (see 7.3). The arch spring position was marked on the plate (Figure 45).
- The plates were returned to the shop where they were welded to the arch along the marks made on site.

7.1.2. Arch geometry

Full-size trial assembly in the shop was ruled out because of the size of the arch and work schedule constraints. Instead, a system of matching sections was established, similar to the method use for match-cast segments.

This consisted of marking control points on the ends of the shipping stretches. Three consecutive stretches were bolted together into their relative positions in the shop with angle clips. Topographical readings were taken of all three to ensure that they formed the right overall shape (Figure 46).



Figura 47. Muñón de voladizo con dianas de replanteo
Figure 47. Cantilever stumps with stake-out targets



Figura 48. Bowstring: Muñón de riostra, gato de desapeo, orejeta de izado
Figure 48. Bowstring: bracing stump, de-shoring jack, hoisting stud



Figura 49. Empotramiento con contratuercas
Figure 49. Fixing with grip nuts

A continuación se separa el primer tramo y se envía a obra. Cuando está armado el siguiente, se premonta con los 2 restantes y se toman datos, repitiendo el proceso. Como cada punto de control se toma 3 veces, cruzando datos se sabe la geometría del conjunto y la precisión en las lecturas (datos redundantes).

En obra se ensamblan los tramos con los perfiles atornillados y se vuelve a comprobar topográficamente los puntos de control, antes de su definitiva unión para formar cada pieza de montaje. Soldadas las piezas, se colocan unas dianas de replanteo para el seguimiento de la geometría durante las diversas operaciones de montaje (Figura 47).

Los elementos de apoyo del arco bowstring sobre la cimbra consistían en unas chapas verticales en U inclinadas transversalmente (de forma única para cada apoyo), donde encajaban los resaltes de la esquina inferior de la sección del arco, facilitando su montaje y correcta ubicación (Figura 40).



Figura 50. Riostra de voladizo
Figure 50. Cantilever brace

The first stretch was then detached and sent to the worksite. The next (fourth) stretch was then bolted onto the other two, readings were taken, and the process was repeated. Because each control point was checked three times, a comparison of these data yielded the geometry of the assembly and the accuracy of the readings (redundant data).

The bolted stretches were assembled on site and the control points were topographically verified once more before securing them to form an assembly unit. After welding, stake-out targets were attached to the units to monitor the geometry during the subsequent assembly operations (Figure 47).

The support elements for securing the bowstring arch to the falsework consisted of transversally slanted (at a unique angle for each support) vertical U-plates that received the protrusions on the lower corner of the arch section, facilitating assembly and correct placement (Figure 40).

7.2. Allowances

The tolerances inherent in the geometric controls could have led to unacceptable maladjustments. The connections between the

7.2. Establecimiento de holguras

Los controles geométricos llevan asociados unas tolerancias que podrían producir desajustes excesivos. Se adaptó el diseño de las uniones de ambas estructuras (bowstring y voladizos), para aumentar su capacidad de absorber desviaciones geométricas.

Las secciones estructurales de los elementos a unir (artesas en tablero y las secciones del arco) se simplificaron a secciones rectangulares (“muñones”), que estaban retranqueadas 10 cm respecto a la silueta de las secciones exteriores. Se estableció unas zonas de transición, entre 1 m y 1,5 m, donde se solapan ambas secciones, y los esfuerzos pasan de una sección a otra por rasante, a través de unas chapas de conexión (fig. 39, 47, 48).

Los extremos a unir de los muñones de bowstring y voladizos se separaron 0,40 m. La unión consistía en realidad en soldar por ambos lados unas chapas en prolongación de las superficies interrumpidas (“carretes”, Figuras 23, 24).

Una vez realizada la unión estructural, se procedía a restituir la sección exterior mediante un “carenado” de chapas. Sus extremos en el arco estaban separados 3 m; en esa longitud no se aprecia una posible falta de alineación. A continuación el carenado se rellenó con hormigón autocompactante.

7.3. Maniobras de corrección: de base, transversal y alzado

A pesar de todas las medidas explicadas, existía la posibilidad de incidencias durante la ejecución no previstas. Por ello, se incluyó en el proceso constructivo un movimiento adicional de ajuste de geometría en las 3 operaciones en que se divide el montaje de los voladizos:

- Operación 1: Los arranques de arco en voladizo no se empotraron directamente a la zapata, sino que se empotraron a las barras de cosido mediante un sistema de tuercas y contratueras. Así se podía corregir repetidamente la posición de la pieza, colgada de una grúa, modificando las contratueras de apoyo.

El objetivo para pasar a la siguiente fase era dejar los 2 arranques de arco a la misma altura y a la misma distancia del eje longitudinal (Figura 49).

- Operación 2: La riostra de voladizo estaba dividida en 2 en su centro; unidos sus extremos a los muñones del arco, se regulaba su apertura con husillo, controlando la separación transversal de los arcos.

El objetivo del movimiento era igualar esta distancia transversal a la distancia entre los muñones del bowstring, construido 40 m más abajo (Figura 50, 51).

- Operación 3: El extremo posterior del tablero en voladizo se suelda a los vanos de acceso sostenido por la grúa. A continuación, se apoya su extremo anterior en la riostra de voladizo por medio de un emparrillado de perfiles soldados en su cara superior (“lazo”, Figuras 52, 53, 54).

two structures (bowstring and cantilevers) were designed to enhance their ability to absorb geometric deviations.

The structural sections of the members to be joined (trough girders on the deck and arch sections) were simplified into rectangular sections (“stumps”), which were set 10 cm in from the edge of the outer plates. Transition zones measuring 1 to 1,5 m were established at the overlaps, where the forces are transferred by shear from one section to another across connection plates (Figures 39, 47, 48).

The ends of the bowstring and cantilever “stumps” were 0,40 m apart. The actual joint consisted of extension plates that were welded to both sides of the gap (Figures 23, 24).

Once the structural joint was made, the outer section was faced with a “cowling” plate. On the arch, its ends are three metres apart, a distance at which possible misalignments are not perceptible. After cladding, the section was filled with self-consolidating concrete.

7.3. Corrective operations: base, transverse and elevation

Despite all the measures described, the possibility of contingencies during construction could not be ruled out altogether. Consequently, additional procedures were included in the construction process to adjust the geometry in the three operations into which the cantilever assembly was divided.

- Operation 1: the cantilevered arch springers were not embedded directly in the footing, but in steel bars with grip nuts and bolts. This made it possible to repeatedly correct the position by adjusting the grip nuts while the member was still hanging from a crane.

The requisite for proceeding to the following stage was that the two springers had to be positioned at the same height and the same distance from the longitudinal centre line (Figure 49).

- Operation 2: the cantilever brace was split down the middle. After the ends were joined to the arch “stumps”, the gap between the two parts was adjusted with a spindle to control the transverse separation of the arches.

The purpose of this operation was to ensure that this transverse distance was equal to the distance between the bowstring “stumps” built on the ground 40 m below (Figures 50, 51).

- Operation 3: the cantilevered deck was hoisted into position with a crane and the rear end was welded to the approach span. The front end was then rested on the cantilever brace by means of a steel profiles welded to the top (the “loop”, Figures 52, 53, 54).

This device has a built-in stop with a jack that prevents both forward and (by compatibility of movements) downward movements when the arch is loaded. When the jack is



Figura 51. Apertura de riostra
Figure 51. Gap in brace



Figura 52. "Lazo"
Figure 52. "Loop"

Este dispositivo incorpora un tope frontal con gato que impide el avance del arco en ménsula al recibir la carga, y por compatibilidad de movimientos, también su descenso. Cuando se activa el gato, el mecanismo

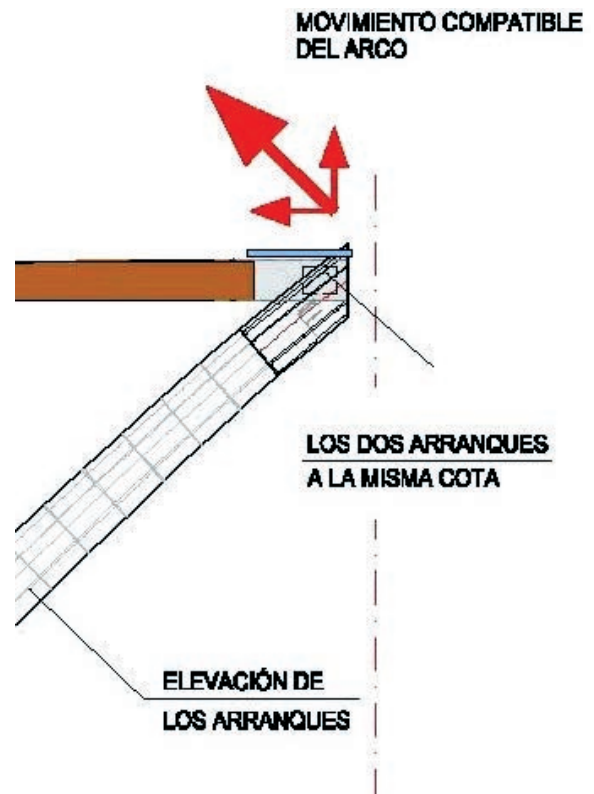


Figura 53. Esquema de funcionamiento
Figure 53. Operating diagram



Figura 54. Lazo en acción
Figure 54. Loop in action

engaged, the reverse mechanism prompts rearward movement, thereby raising the arch and deck.

This was how the cantilever height was adjusted to offset the deflection accumulated during the cantilevering operations.



Figura 55. Acabados (I)
Figure 55. Finishes (I)

inverso provoca el retroceso y por tanto, también la elevación del arranque del arco y tablero.

Así se controla la altura del voladizo, recuperando la flecha acumulada en las fases anteriores en voladizo.

8. CONCLUSIONES

El proyecto del Arco de la Vicaría ha hecho realidad un puente singular en un paraje de gran belleza natural, en una región de difícil acceso con un relieve complicado. Su diseño y construcción han satisfecho los requerimientos de la propiedad, y se ha desarrollado sin incidencias apreciables.

El diseño de un puente debe incluir la definición de todos sus elementos finales, así como el proceso constructivo detallado con sus medios auxiliares. Debe ser resultado del estudio de los factores concurrentes en el proyecto.

En este caso, el encaje del arco aprovecha la morfología del valle, y las condiciones geotécnicas de las laderas. Las terrazas del río, y el régimen hidráulico, permitió su uso para el bowstring provisional, ahorrando costosos medios auxiliares. La vinculación arco-tablero ha permitido adaptar la estructura en construcción y en servicio, manteniendo arco y tablero muy esbeltos.

La elección de una estructura mixta de arco y tablero con acero tipo "corten" ha permitido utilizar una estructura ligera durante las fases constructivas más complicadas, y la introducción de los materiales más pesados cuando el arco está completo, adquiriendo rigidez y resistencia [23]. Así además se ha resuelto la limitada disponibilidad de medios locales, maximizando la prefabricación en el exterior y reduciendo los trabajos en el sitio, y finalmente reducir los requerimientos de mantenimiento en servicio.

Los detalles del diseño son importantes para transmitir una imagen final espectacular, debiendo prevalecer en algunas ocasiones el criterio estético frente a otras consideraciones:

- La sección transversal del arco con superficies plegadas, además de dotar de rigidez a los paneles, realzan las líneas de los arcos.

8. CONCLUSIONS

The Vicaría Arch is an exceptional bridge erected in an area of enormous natural beauty but limited accessibility because of the roughness of the terrain. Its design and construction met all the client's requirements and were conducted with no significant incidents.

Bridge design, which should clearly define all the permanent elements, building procedures and ancillary resources in detail, should be the result of a study of the factors involved in the project.

In this case, the solution for the arch drew on valley morphology and hillside soil conditions. The provisional bowstring could be built on the river terraces thanks to its normally scant flow, for a considerable savings in costly ancillary equipment. The arch-deck connection was designed to ensure bridge adaptability during construction and throughout its service life, while maintaining the slenderness of both structural elements.

The advantage of choosing Cor-Ten steel and concrete to build the arch and deck was that the most complex stages of construction could be performed on a lightweight structure, while the heavier materials needed to enhance its stiffness and strength could be added after the arch was in place [23]. This approach also solved the problem of the limited local resources, maximizing off-site prefabrication and reducing both on-site works and maintenance requirements.

Design details are important where a forceful impact is sought, with aesthetic criteria occasionally prevailing over other considerations. Examples abound in the present project.

- The patterned cross-section of the arch not only stiffens the panels but also highlights the lines of the arch.
- The hanger anchorages are housed inside the arch and deck sections, affording an uncluttered, visually appealing finish.
- The Y-leg piers and deck supports inside the platform accentuate deck continuity and slenderness.
- The shape of the inter-arch braces, their connection with the arch and their orientation blend in perfectly with the bridge as a whole.



Figura 56. Acabados (II)
Figure 56. Finishes (II)

- Los anclajes de las péndolas se han realizado en el interior de las secciones de arco y tablero, permitiendo una gran limpieza visual en los acabados.
- Las pilas en Y y los apoyos del tablero en el interior de la plataforma, resaltan la continuidad del canto del tablero y su esbeltez.
- La forma de las riostras entre arcos, su orientación según el arco, y su encuentro con el mismo, se integran perfectamente en el conjunto del puente.

El Puente de La Vicaría, su diseño final y su construcción, ha supuesto un importante esfuerzo de ingeniería, donde se han aplicado técnicas ya conocidas de otros proyectos, junto con otros diseños creados expresamente para resolver los problemas que han surgido de su análisis. Especialmente importante ha sido la labor de anticipar las dificultades que pudieran aparecer en la ejecución, dotando al diseño de mecanismos de compensación de errores.

REFERENCIAS

- [1] PELEGRÍN GARRIDO, M.C. “La presa de la Fuensanta (1933). Record nacional en plazo de ejecución”. V *Jornadas Españolas de Presas*. Valencia, 1996.
- [2] REQUENA GALLEGO, M. *Los sucesos de Yeste (mayo 1936)*. Instituto de Estudios Albacetenses. [<http://www.dipualba.es/IEA/digitalizacion/OBRAS/lossucesosdeyeste.pdf> (dic. 2009)]
- [3] KRAHE, L. “Dos pasarelas colgadas en el Pantano de la Fuensanta”. *Revista de Obras Publicas*. 1936, vol. 84, n° 2684, p. 1-3. [http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/1936/1936_tomo1_2684_01.pdf (dic2009)]
- [4] PÉREZ-FADÓN, S., HERRERO, J.E., SANCHEZ, J.J., SANCHEZ, M. “El Arco de los Tilos en la isla de la Palma (Canarias)”. *Hormigón y Acero*. 2005, n° 236, p. 5-34.
- [5] CORRES PEIRETTI, H., PÉREZ CALDENTEY, A. “Puente arco sobre el embalse del Burguillo (Ávila). Diseño y control de ejecución”. *Hormigón y Acero*. 2001, n° 220, p. 3-17.
- [6] SIEGRIST RIDRUEJO, G. “Arco de Almonte. Autovía de la Plata. Tramo: Hinojal-Cáceres”. *Hormigón y Acero*. 2006, N° 240, p. 5-29.
- [7] LLOMBART, J.A., REVOLTOS, J. “Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara (“Arcos de Alconetar”)”. *Hormigón y Acero*. 2006, n° 242, p. 5-38.
- [8] CHEN, B.C. “An overview of concrete and CFST arch bridges in China (invited lecture)”. *Proceedings of the Fifth International Conference on Arch Bridge: Madeira*, 2007.
- [9] PÉREZ-FADÓN, S., HERRERO, J.E. “Proyecto y construcción del Arco de Ricobayo”. *Hormigón y Acero*. 1999, n° 212, p. 5-24.
- [10] GONZÁLEZ ESTEBAN, J.I. “Viaducto de Navia”. *Hormigón y Acero*. 2008, n° 250, p. 7-37.

The final design and construction of Vicaría Bridge constituted a significant engineering challenge, in which techniques acquired in prior projects were applied along with designs explicitly drafted to solve the problems identified in the analysis of this structure. The anticipation of difficulties that might arise during construction and the provision during the design stage of mechanisms to compensate for errors were instrumental to the success of the endeavour.

REFERENCES

- [1] PELEGRÍN GARRIDO, M.C. “La presa de la Fuensanta (1933). Record nacional en plazo de ejecución”. V *Jornadas Españolas de Presas*. Valencia, 1996.
- [2] REQUENA GALLEGO, M. *Los sucesos de Yeste (mayo 1936)*. Instituto de Estudios Albacetenses. [<http://www.dipualba.es/IEA/digitalizacion/OBRAS/lossucesosdeyeste.pdf> (Dec. 2009)]
- [3] KRAHE, L. “Dos pasarelas colgadas en el Pantano de la Fuensanta”. *Revista de Obras Publicas*. 1936, Vol. 84, No. 2684, p. 1-3. [http://ropdigital.ciccp.es/pdf/publico/1936/1936_tomo1_2684_01.pdf (Dec. 2009)]
- [4] PÉREZ-FADÓN, S., HERRERO, J.E., SANCHEZ, J.J., SANCHEZ, M. “El Arco de los Tilos en la isla de la Palma (Canarias)”. *Hormigón y Acero*. 2005, No. 236, p. 5-34.
- [5] CORRES PEIRETTI, H., PEREZ CALDENTEY, A. “Puente arco sobre el embalse del Burguillo (Ávila). Diseño y control de ejecución”. *Hormigón y Acero*. 2001, No. 220, p. 3-17.
- [6] SIEGRIST RIDRUEJO, G. “Arco de Almonte. Autovía de la Plata. Tramo: Hinojal-Cáceres”. *Hormigón y Acero*. 2006, No. 240, p. 5-29.
- [7] LLOMBART, J.A., REVOLTOS, J. “Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara (“Arcos de Alconetar”)”. *Hormigón y Acero*. 2006, No. 242, p. 5-38.
- [8] CHEN, B.C. “An overview of concrete and CFST arch bridges in China (invited lecture)”. *Proceedings of the Fifth International Conference on Arch Bridge: Madeira*, 2007.
- [9] PÉREZ-FADÓN, S., HERRERO, J.E. “Proyecto y construcción del Arco de Ricobayo”. *Hormigón y Acero*. 1999, No. 212, p. 5-24.
- [10] GONZÁLEZ ESTEBAN, J.I. “Viaducto de Navia”. *Hormigón y Acero*. 2008, No. 250, p. 7-37.
- [11] WOLLMANN, G., ZOLI, T. “Bridge Across Ohio River and Blennerhassett Island”. *Structural Engineering International*. 2008, vol. 18, No. 1, p. 28-30.

- [11] WOLLMANN, G., ZOLI, T. "Bridge Across Ohio River and Blennerhassett Island". *Structural Engineering International*. 2008, vol. 18, n° 1, p. 28-30.
- [12] ARENAS, J.J., CAPELLÁN, G., BEADE, H., MARTÍNEZ, J. "Puente del Tercer Milenio: Retos en el diseño de puentes desde la perspectiva de la ingeniería creativa". *IV Congreso de ACHE*. Valencia, 2008.
- [13] FERNÁNDEZ TROYANO, L. *Tierra sobre agua. Visión histórica universal de los puentes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección de Ciencias, Humanidades e Ingeniería, n° 55.
- [14] ADAO, A., MILLANES, F. "Infant Henrique Bridge over the River Douro, Porto". *Structural Engineering International*. 2005, vol. 15, n° 2, p. 85-85.
- [15] ZICHNER, T. "Kyll Valley Bridge". *Structural Concrete 1994-1998*. FIP. Deutscher Beton Verein. E.V.
- [16] SIEGRIST, C. *Curso de doctorado de Puentes-Arco*. Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de Caminos, Canales y Puertos, 2005.
- [17] SIEGRIST FERNÁNDEZ, C., SIEGREST RIDRUEJO, G., UTRILLA ARROYO, M.A. "Puente arco sobre el río Cares-Deva en Panes (Asturias)". *II Congreso de ACHE*. Madrid, 2002.
- [18] LIN, Y., ZHANG, Z., BIAO, ZHO, L. "Lupu Arch Bridge, Sanghai". *Structural Engineering International*. 2004, vol. 14, n° 1, p. 24-26.
- [19] MILLER, M.D. "Roosevelt lake bridge, Gila County, Arizona". *Structural Engineering International*. 1995, vol. 5, n° 1, p. 6-7.
- [20] *Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos de carreteras: RPX95*. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 1996.
- [21] PETROSKY, H. *La ingeniería es humana. La importancia del fallo en el éxito del diseño*. Madrid: CINTER Divulgación Técnica, 2008.
- [22] MANTEROLA, J. *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas, 2006.
- [23] MANTEROLA, J., MARTÍNEZ, A., GIL, M.A. "Puentes arco mixtos". *II Congreso de ACHE*. Madrid, 2002.
- [12] ARENAS, J.J., CAPELLÁN, G., BEADE, H., MARTÍNEZ, J. "Puente del Tercer Milenio: Retos en el diseño de puentes desde la perspectiva de la ingeniería creativa". *IV Congreso de ACHE*. Valencia, 2008.
- [13] FERNÁNDEZ TROYANO, L. *Tierra sobre agua. Visión histórica universal de los puentes*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección de Ciencias, Humanidades e Ingeniería, No. 55.
- [14] ADAO, A., MILLANES, F. "Infant Henrique Bridge over the River Douro, Porto". *Structural Engineering International*. 2005, Vol. 15, No. 2, p. 85-85.
- [15] ZICHNER, T. "Kyll Valley Bridge". *Structural Concrete 1994-1998*. FIP. Deutscher Beton Verein. E.V.
- [16] SIEGRIST, C. *Curso de doctorado de Puentes-Arco*. Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de Caminos, Canales y Puertos, 2005.
- [17] SIEGRIST FERNÁNDEZ, C., SIEGREST RIDRUEJO, G., UTRILLA ARROYO, M.A. "Puente arco sobre el río Cares-Deva en Panes (Asturias)". *II Congreso de ACHE*. Madrid, 2002.
- [18] LIN, Y., ZHANG, Z., BIAO, ZHO, L. "Lupu Arch Bridge, Sanghai". *Structural Engineering International*. 2004, Vol. 14, n° 1, p. 24-26.
- [19] MILLER, M.D. "Roosevelt lake bridge, Gila County, Arizona". *Structural Engineering International*. 1995, Vol. 5, No. 1, p. 6-7.
- [20] *Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos de carreteras: RPX95*. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 1996.
- [21] PETROSKY, H. *La ingeniería es humana. La importancia del fallo en el éxito del diseño*. Madrid: CINTER Divulgación Técnica, 2008.
- [22] MANTEROLA, J. *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Escuelas, 2006.
- [23] MANTEROLA, J., MARTÍNEZ, A., GIL, M.A. "Puentes arco mixtos". *II Congreso de ACHE*. Madrid, 2002.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES / LIST OF PARTICIPANT

NOMBRE DE LA OBRA: Puente de La Vicaría sobre el Embalse de la Fuensanta. Yeste (Albacete).

NAME: *Vicaría Bridge over La Fuensanta Reservoir. Yeste, Albacete, Spain.*

PROPIEDAD: Ministerio de Medioambiente. Confederación Hidrográfica del Segura

OWNER: *Ministry of the Environment. Segura River Water Management Board*

DIRECCION DE OBRA / PROJECT MANAGEMENT:

Director de Obra / Project Manager: D. Juan Ginés Muñoz López

Ingeniero Técnico / Associate engineer: D. José María Ruiz Sánchez

DISEÑO INICIAL / INITIAL DESIGN: CETEC

Autor del proyecto / Design engineer: D. Juan Jódar Martínez

DISEÑO FINAL: DIRECCIÓN TÉCNICA de FERROVIAL-AGROMÁN, SA.

FINAL DESIGN: TECHNICAL OFFICE, FERROVIAL-AGROMÁN, SA

Autores del proyecto / Design engineers:

Director Técnico Ferrovial-Agromán / Ferrovial-Agromán Technical Director:

D. Santiago Pérez-Fadón Martínez

Jefe Área de Puentes / Head of Bridge Department:

D. José Emilio Herrero Benéitez

Responsable de Proyecto / Project Design Manager:

D. Luis Martín-Tereso López

Director Técnico Ferrovial-Agromán en Irlanda / Ferrovial-Agromán Technical Manager in Ireland:

D. Marcos Sánchez Sánchez

EMPRESA CONSTRUCTORA: FERROVIAL-AGROMÁN, SA.

CONSTRUCTION COMPANY: FERROVIAL-AGROMÁN, S.A.

Equipo de obra / Site engineers:

Jefe de Grupo / Head of Construction Department: D. José Carmelo Manzano Conesa

Jefe de Obra / Project Construction Manager: D. José Juan Valverde Maiquez

Jefe de Producción / Production Chief: D. Sergio Cantero Carbonell

ASISTENCIA TÉCNICA / TECHNICAL ASSISTANCE: INTECSA-INARSA, SA.

ESTRUCTURA METÁLICA / STEEL STRUCTURE: ASCAMÓN

IZADO / HOISTING: ALE-LASTRA

PÉNDOLAS Y PRETENSADO / HANGERS AND PRESTRESSING: TECPRESA

Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

Invierno 2010
Ciclo 62



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.

28 ENERO
12,00 h

Alejandro Bernabeu Larena
DR. INGENIERO DE CAMINOS,
C Y P

ETS de Arquitectura, UPM

Diseño estructural en la arquitectura contemporánea

11 FEBRERO
12,00 h

Fernando J. García-Diego
DR. INGENIERO AGRÓNOMO
DPTO. FÍSICA APLICADA, UP
DE VALENCIA

Juan Pérez Miralles
Dr. en Bellas Artes
Inst. Valenciano de
Conservación y
Restauración

Microclima en edificios contenedores de obras de arte. Los Ángeles Músicos de la Catedral de Valencia y la Casa Ariadna en Pompeya

25 FEBRERO
12,00 h

M^a Dolores Gómez Pulido
DR. INGENIERO DE CAMINOS,
C Y P
INSTITUTO EDUARDO TORROJA,
CSIC, MADRID

Soluciones estructurales a base de materiales compuestos en Ingeniería Civil y Edificación

11 MARZO
12,00 h

David Sanz Arauz
DR. CONSTRUCCIÓN Y LIC.
C. GEOLÓGICAS

ESCUELA TS DE
ARQUITECTURA, UPM

Morteros históricos de yeso. Naturaleza y Propiedades

25 MARZO
12,00 h

Javier Sánchez Montero
DR. INGENIERO QUÍMICO
INSTITUTO EDUARDO
TORROJA, CSIC, MADRID

Pedro de Andrés Rodríguez
DR. EN CIENCIAS FÍSICAS
INSTITUTO DE CIENCIA DE
MATERIALES, CSIC, MADRID

Simulación de materiales a nivel atómico por teorías de primeros principios

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/ Serrano Galvache, 4 (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar *normalmente 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.

Seminarios Torroja

Programación

Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"
C/ Serrano Galvache, 4 28033 Madrid
Tlf.: 91 302 04 40 - Fax: 91 302 07 00

Las vigas Vierendeel curvas para la construcción de grandes cubiertas

Curved Vierendeel trusses for large roofs

Félix Escrig⁽¹⁾, José Sánchez⁽¹⁾ y Víctor Compán⁽¹⁾

Recibido | Received: 23-09-2009
Aceptado | Accepted: 07-11-2009

Resumen

Hace unos años construimos una gran cubierta para el Velódromo de Dos Hermanas en la cual demostramos las grandes posibilidades de la solución Vierendeel para resolver la malla de la cubierta si esta tenía curvatura.

La experiencia fue útil para resolver una marquesina de 150 m de longitud y 34 m de vuelo. Si en el Velódromo utilizamos formas cilíndricas, en este caso utilizamos doble curvatura negativa. De modo que vamos a explicar las fases del diseño, cálculo y construcción desde los primeros esquemas hasta el resultado final.

La importancia de la solución construida se basa en su ligereza, claridad formal, economía y buena imagen.

Palabras clave: acero, grandes luces, estructuras ligeras, vigas Vierendeel, geometría estructural, marquesinas, láminas, estructuras espaciales.

Abstract

Years ago we built a large cover to demonstrate the great possibilities that the Vierendeel solution has to solve double curved roof surfaces. It was the Dos Hermanas Velodrome, a good example of this solution.

Now we have planned to solve a large cantilever roof spanning 150 m and flying 34 m with a similar solution. For the Velodrome we proposed a double curvature shell form in cylindrical curvature. At present we propose a double inverted curvature. In this paper we will consider the design, analysis and construction of such an idea from the first sketches to the final results.

The advantages of the proposal are important: Lightness, clarity, economy and good appearance.

Keywords: Steel, great span, light structures, Vierendeel girder, Structural geometry, Cantilever, shells, spatial grids.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 86 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Dr. Arquitecto. Escuela de Arquitectura de Sevilla (Sevilla, España)

Persona de contacto / Corresponding author: felix@us.es



Figura 1. Estructura inicial que hubo que sustituir por daños irreparables

1. INTRODUCCIÓN

Se trataba de edificar una cubierta sobre el graderío del Estadio de Atletismo de Málaga para sustituir la que había sido desmontada por presentar patologías que le hicieron perder estabilidad (Figura 1).

El hecho de actuar en estas condiciones para sustituir un proyecto previo condicionó la base sobre la que establecer el diseño ya que había que aprovechar la estructura de hormigón preexistente. Además había unas condiciones funcionales como eran la de cubrir al menos el mismo número de gradas que la estructura sustituida y hacerlo con un presupuesto muy ajustado ya que el conjunto de la obra había superado todas las previsiones. La infraestructura de hormigón además estaba siendo reparada puesto que también presentaba numerosas grietas y desperfectos que hacían dudar de su capacidad resistente.

En estas condiciones se propuso un diseño alternativo que consistía fundamentalmente en utilizar una superficie de tipo laminar de barras en lugar de una marquesina a partir de ménsulas aisladas (Figura 2).



Figura 2. Estructura anterior apoyada sobre pantallas radiales

La base sobre la que se actuó consistía en una serie de machones de hormigón situados de forma radial en la parte trasera del graderío cuya misión consistía inicialmente en sostener las ménsulas metálicas mediante un par de fuerzas que dejaban la parte trasera en tracción.

2. PLANTEAMIENTO DEL DISEÑO

Al no confiar en la capacidad resistente del hormigón en las condiciones en que se encontraba se optó por plantear una cubierta de tipo continuo en doble curvatura que apoyara en conjunto por peso propio como un plato en su contorno aprovechando que este era curvo. Además para prevenir un desagüe posterior se planteó que utilizar la doble curvatura podría ser ventajosa. De modo que se diseñó un conjunto de malla en dos direcciones como el de la figura 3, en el que los esfuerzos no solo se transmitirían hacia atrás como en el caso de las ménsulas sino también hacia los lados por la colaboración transversal.

El comportamiento bidireccional ayudaría a repartir mejor los esfuerzos y por tanto a disminuir el canto excesivamente grande de la solución en ménsula.

Otra decisión que se tomó fue la de distribuir de distinta manera la superficie cubierta. En la solución en ménsula cada una de las cerchas tenía una longitud similar haciendo que en el centro hubiera un vuelo de 24 m, cantidad que se repetía en las restantes. Se cubriría por tanto la misma cantidad de gradas en el centro que en los laterales. En la solución laminar se podía hacer el centro mucho más avanzado, hasta 33 m en este caso, disminuyendo hacia los extremos la superficie porcentual cubierta. Esto representaba una mejora funcional que

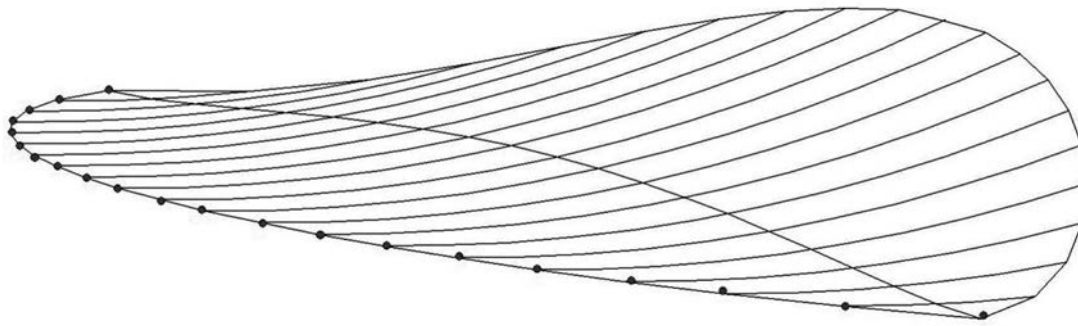


Figura 3. Forma de lenteja con curvatura invertida para apoyar en el contorno señalado

la solución en ménsula no podía alcanzar. En este caso se llegaba hasta la vertical del frente del graderío.

Otra decisión que se incorporó fue la de asumir la doble curvatura como una ventaja tanto estructural como funcional, ya que de este modo se limitaría la altura del frente que en la solución de ménsula era excesiva y quitaba por tanto protección. La doble curvatura nos proporcionaría una ventaja de tipo estructural muy importante, la supresión de las diagonales.

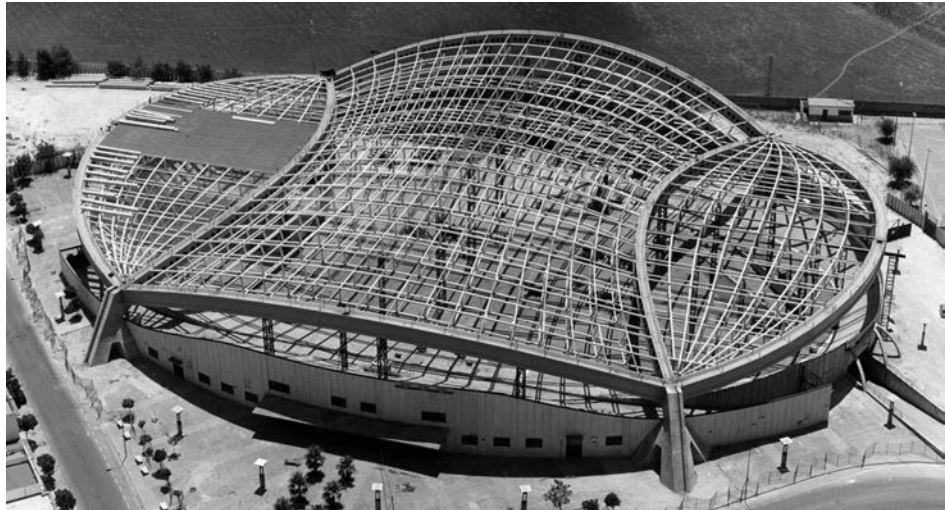


Figure 4. Malla Vierendeel de dos direcciones para cubrir el Velódromo de Dos Hermanas

En uno de los trabajos precedentes de este equipo, la cubierta del Velódromo de Dos Hermanas se demostró que en las vigas Vierendeel curvas la introducción de diagonales no aporta rigidez y pueden ser suprimidas sin pérdida de eficacia resistente del conjunto. Se puede crear una superficie pseudolaminar de barras prácticamente isotropa muy conveniente para las grandes luces (Figura 4). Si analizamos el estado del arte [Referencias 1,2 y 3] vemos que ésta es una solución novedosa que no cuenta con otros precedentes importantes.

En trabajos anteriores [4 y 5] se demostró que, en este caso, las diagonales eran completamente innecesarias y la práctica constructiva reveló lo útil que podía ser esto en términos de facilidad constructiva.

No obstante también hicimos las consideraciones pertinentes sobre la conveniencia o no de introducir diagonales en este caso. Su omisión podría ahorrarnos muchas dificultades en la confección de los nudos por su difícil estereotomía.

Comparamos pues tres ménsulas con diferentes características según figura 5.

En la Tabla 1 podemos ver los resultados comparativos

Como puede verse en el caso (a) la diferencia en flecha en el extremo es favorable al caso 3, mientras que el caso 2 es favorable en peso pero no en flecha. Lo mismo ocurre en el caso (b) pero con la diferencia que los casos

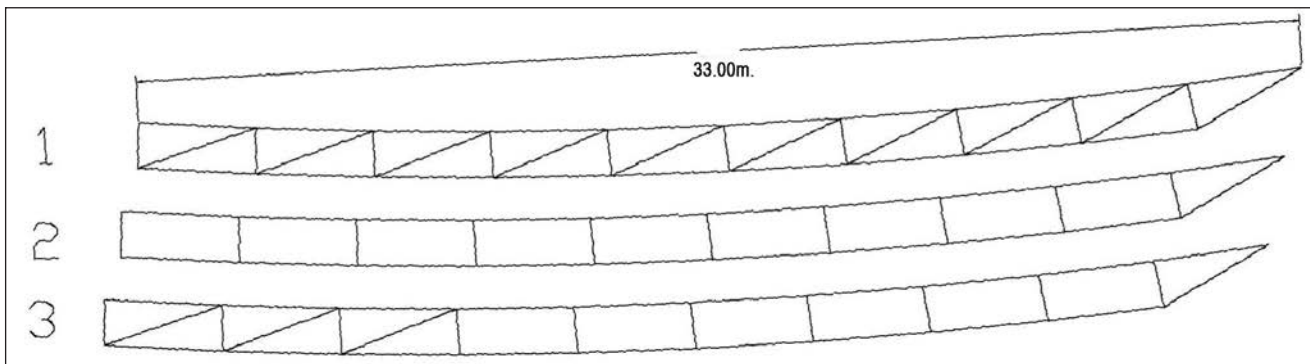


Figura 5. Comparación de ménsulas curvas con distintas propuestas de triangulación

Tabla 1. Comparación de vigas Vierendeel: a) Con los mismos perfiles. b) Perfiles con el mismo peso. c) Perfiles del caso b a peso propio y sobrecargas de 0,5 Ton/nudo

	LUZ VOLADIZO m	Longitud Total	ELEMENTOS	ESPESOR	A	Z	REACCIONES		PESO PROP
A	PESO PROPIO	m lineal	Ud.	mm	cm²	m	Fz	Fz	Ton
1	CON DIAGONALES	115,934	39	8	61,44	-0,17732	5,99	-0,4	5,59
2	SIN DIAGONALES	82,726	30	8	61,44	-0,2079	2,44	1,55	3,99
3	3 DIAGONALES	93,7945	33	8	61,44	-0,1691	4,79	-0,27	4,52
B	PESO PROPIO								
1	CON DIAGONALES	115,934	39	6,42	49,71	-0,17727	4,85	-0,32	4,53
2	SIN DIAGONALES	82,726	30	9,12	69,66	-0,2087	2,76	1,76	4,52
3	3 DIAGONALES	93,7945	33	8	61,44	-0,1691	4,79	-0,27	4,52
C	PP+SOB 500Kg/NUDO							Reacciones	
1	CON DIAGONALES	115,934	39	6,42	49,71	-0,59472	15,32	-1,3	14,02
2	SIN DIAGONALES	82,726	30	9,12	69,66	-0,67873	8,65	5,38	14,03
3	3 DIAGONALES	93,7945	33	8	61,44	-0,5962	15,27	-1,25	14,02

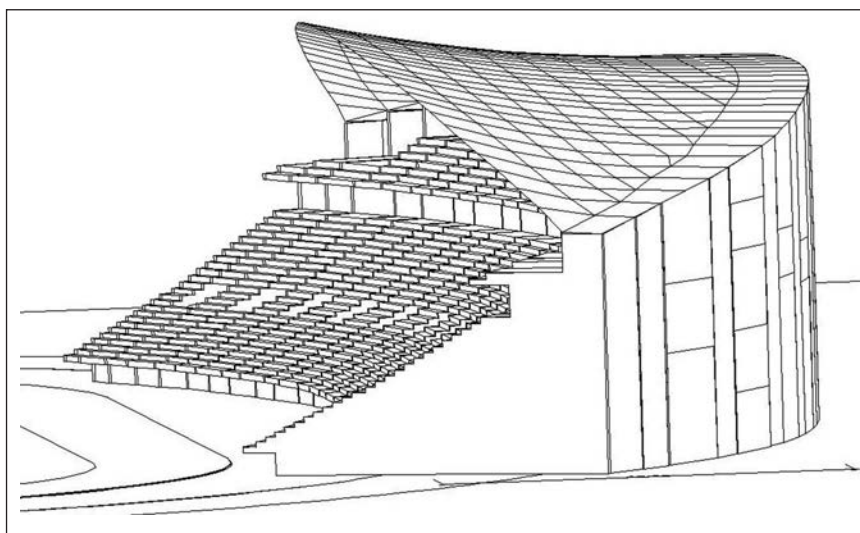


Figura 6. Solución en doble curvatura generada sobre los machones existentes



Figura 7. Anclajes preparados para el encuentro de la malla con los machones. La parte suplementada se muestra en tono oscuro hasta totalizar 1.50 m de canto

1 y 2 utilizan más material. El caso (c) que es el que nos atañe la solución 3 es la óptima.

Decidimos por tanto no llevar al límite la propuesta de eliminar las diagonales e introducimos las que consideramos imprescindibles para optimizar el peso. En cualquier caso la solución Vierendeel generalizada aporta innumerables ventajas que nos hacen optar por ella. La utilización de triangulaciones no representa ninguna ventaja y desperdicia material.

En nuestro diseño optamos por generar una malla en dos direcciones perpendiculares de dos capas generada por el desplazamiento de un arco de circunferencia cóncava en una dirección sobre otro arco de circunferencia convexa en la dirección perpendicular. Estamos pues ante una superficie pseudotórica de gran eficacia estructural (Figura 6)

Otra importante decisión que se tomó fue la de colocar la malla enrasada en el borde superior de los machones gracias a que podíamos resolverla con tan solo 1,50 m de canto. Queríamos aprovechar los anclajes existentes pero hubo que reforzar un tramo por debajo de ellos para poder conectar, aunque fuera en compresión los cordones inferiores (Figura 7).

La malla resultante final se ilustra en las figuras 8 y 9 con las siguientes características:

- Distancia entre los extremos 153 m
- Máximo vuelo en la parte central 34 m
- Canto constante de 1.5 m
- Superficie cubierta total fuera de los machones 3.500 m²

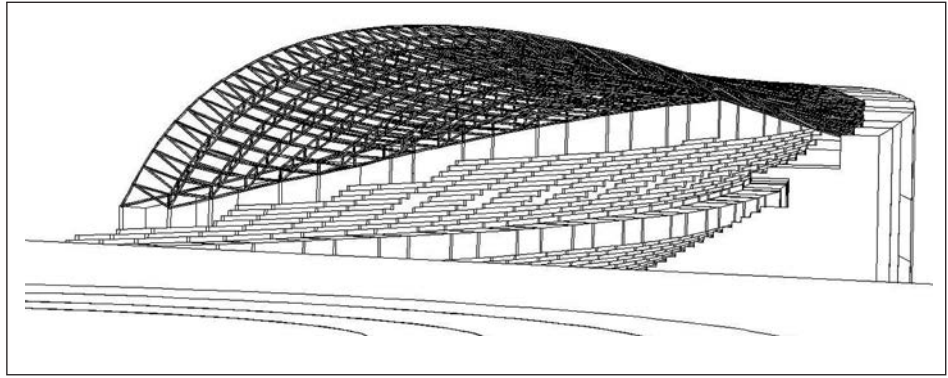


Figura 8. Malla soporte de la cubierta formada por vigas Vierendeel curvas en dos direcciones

En cuanto a los aspectos formales se ha afilado el frente para que presentara una arista viva y no el canto completo de la malla. La planta queda reflejada en la Figura 10.

Con respecto a los aspectos funcionales se ha procurado que el desagüe sea hacia un canalón trasero que adopta la curva de la cumbrera del estadio hacia los dos bajantes extremos. (Figura 11)

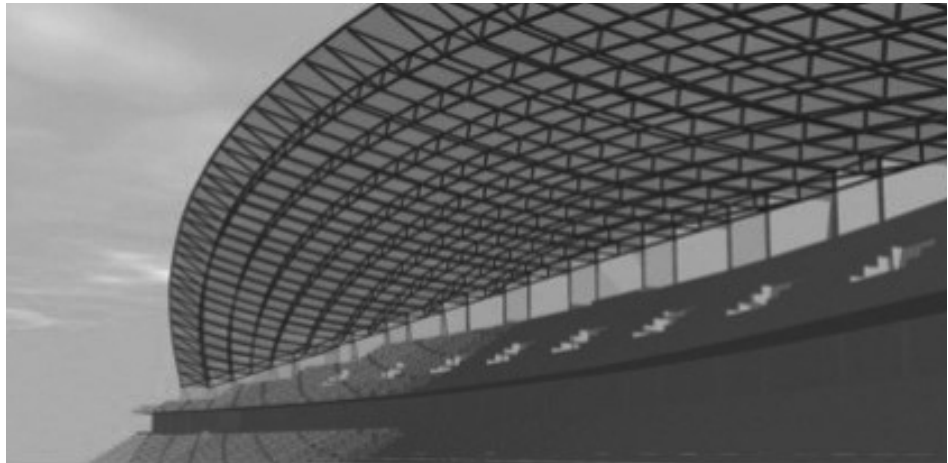


Figure 9. Infografía previa del conjunto

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis hemos utilizado el programa de Elementos Finitos SAP 2000 y hemos partido de un predimensionado de barras uniforme de tubos 200x200 esp. 8 mm que, aunque poco aprovechados, pues en general el aprovechamiento no sube del 70 % requiere alguna diagonalización en zona próximas a los apoyos, algo que ya habíamos previsto desde el principio. Las acciones consideradas incluían las verticales obligadas por norma y las dinámicas de viento y sismo vertical. También se introdujeron en el modelo matemático los machones en donde enganchan las cerchas.

En cuanto al viento se consideró zona especialmente expuesta por estar la boca del proyecto abierta al Mediterráneo como una gigantesca vela y se comprobó que para vientos de 45 m/s las flechas no superaban en el punto más desfavorable los 25 cm.

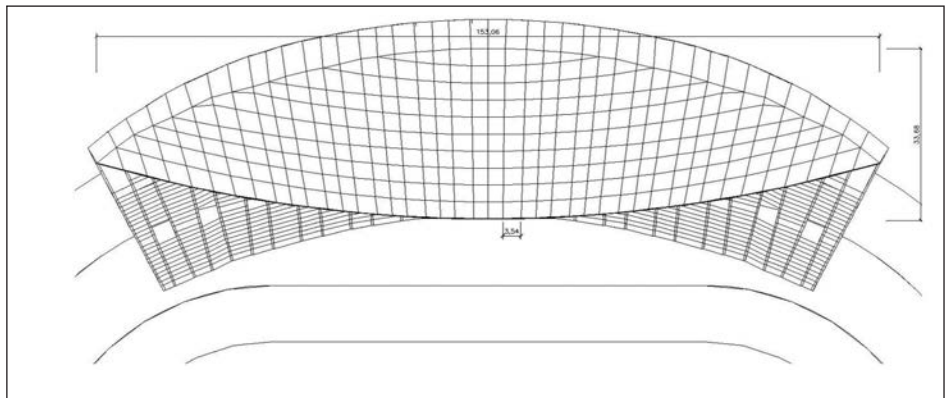


Figura 10. Planta propuesta del conjunto

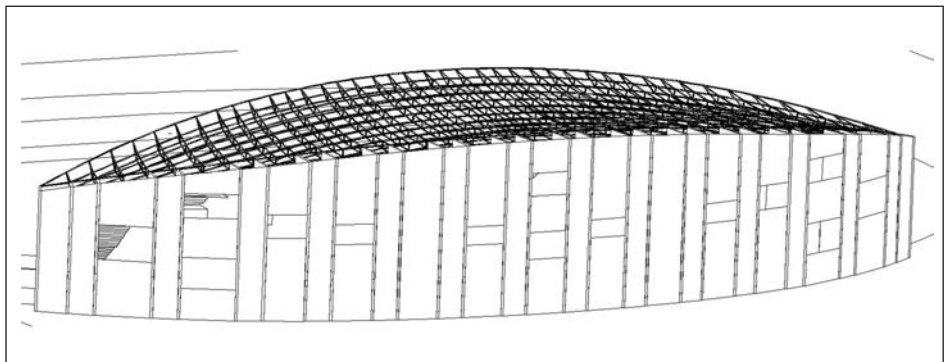


Figura 11. Vista trasera con la curva peraltada que permite al canalón desaguar hacia dos puntos bajos

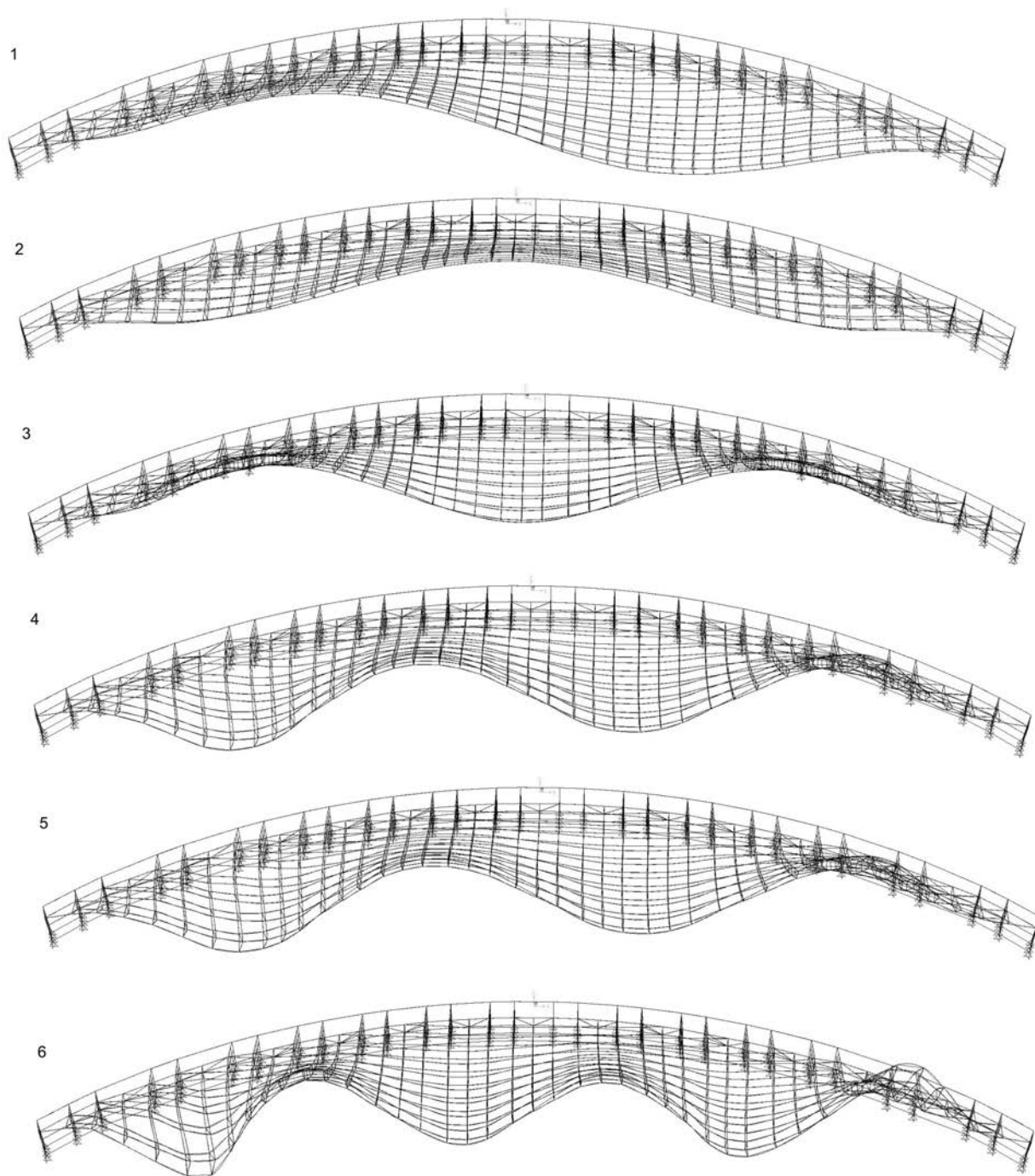


Figura 12. Respuesta geométrica de los seis primeros modos de vibración

En cuanto al sismo se consideraron los seis primeros modos de vibración y como si fuera una lámina de masa continua, apreciando las deformaciones que se ilustran en las figuras 12 en las formas de vibración de los seis primeros modos.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL

Se plantearon nudos soldados ya que la estereotomía de las barras resultaba fácil al poder cortar por planos. De este modo se dibujaron todas las cerchas en ménsula y se indicaron aparte las conexiones transversales (Figura 13).

En las figuras 14 y 15 se muestran los planos correspondientes al sistema de vertido a canalón y el detalle de conexión a los machones existentes.

5. CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE

El montaje de la estructura se hizo como era lógico para estas dimensiones en la explanada que se extendía frente al estadio y todos los ajustes geométricos, correcciones y modificaciones necesarias, se hicieron a pie de obra. Se aprovechó el peralte de la explanada para que partiendo la estructura en módulos de tres cerchas principales y sus correspondientes cordones transver-

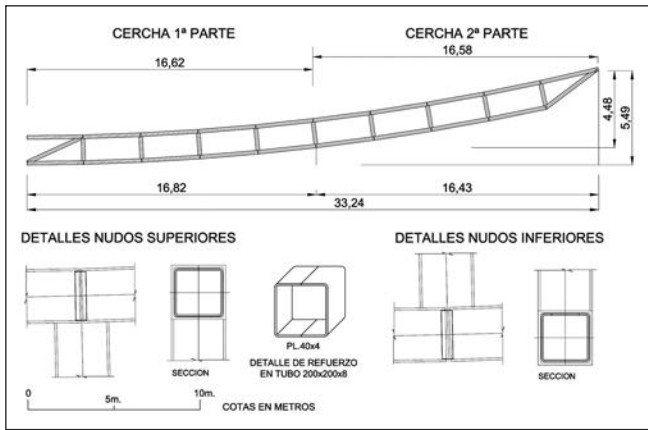


Figura 13. Diseño de una ménsula central y detalle de nudos y soldaduras

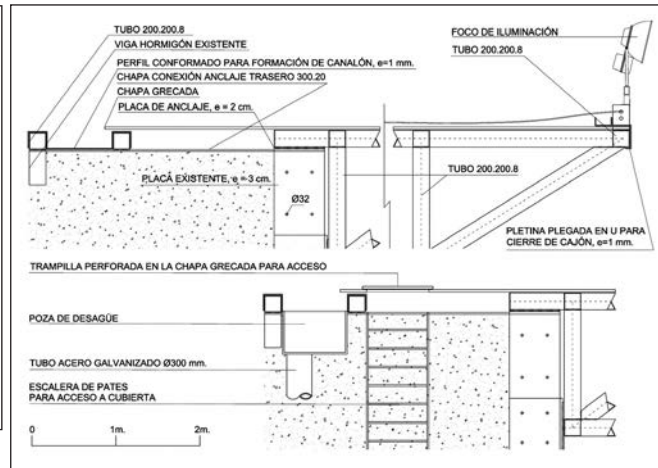


Figura 14. Detalle de las conexiones y vertido a canalón

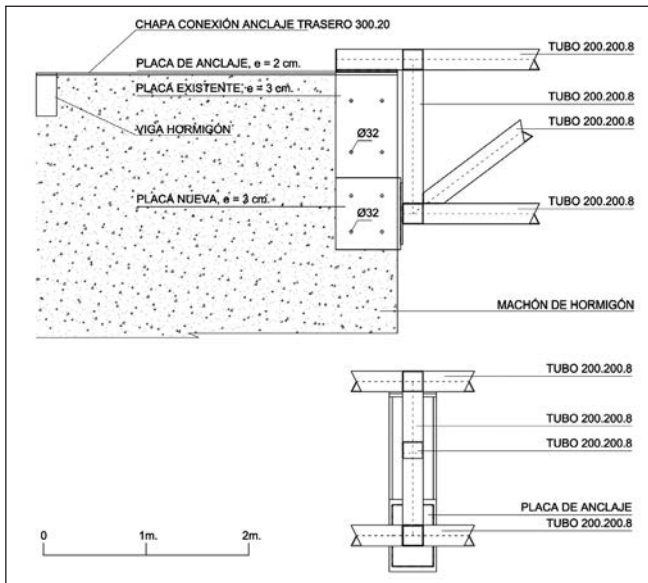


Figura 15. Detalle de conexiones al machón

sales pudiera reproducirse aproximadamente con su curvatura definitiva (Figura 16).

Un aspecto que se dispuso para el montaje de cada una de estas partes mientras trabajaban en ménsula es un cable de estabilización que puede verse en esta figura destensado durante la confección según diseño de la figura 17.

En la figura 18 puede verse la utilidad de estos cables durante el montaje. Se había estudiado una alternativa de apeo sobre las gradas que resultaba demasiado compleja y cara, mientras que ésta era económica y flexible ya que mediante tensado y destensado se podía ajustar la posición de la cabeza. Por ello se montó con contraflecha para prevenir el descenso que tendría como ménsula y ajustar el descenso a cero en la fase de montaje. Se calculó que este descenso sería de 15 cm en la cercha



Figura 16. Premontaje por módulos de la estructura en la explanada delantera

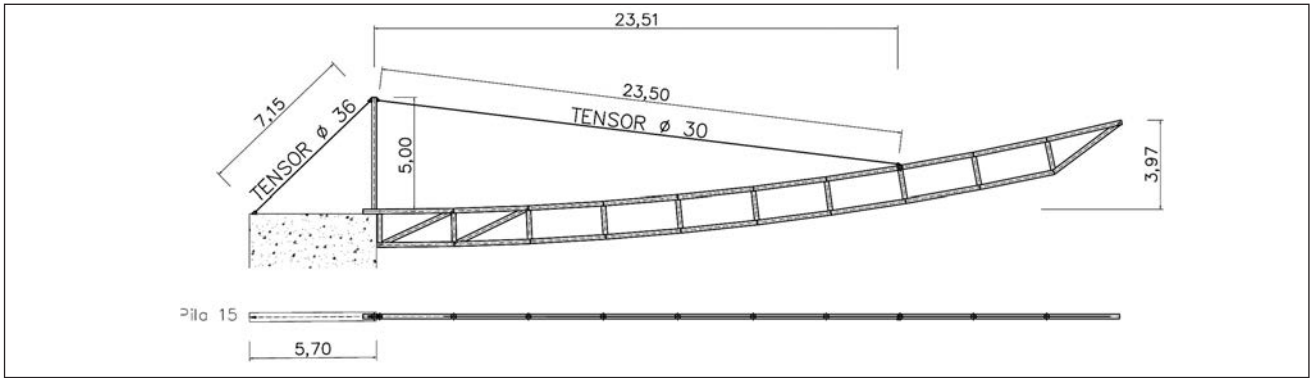


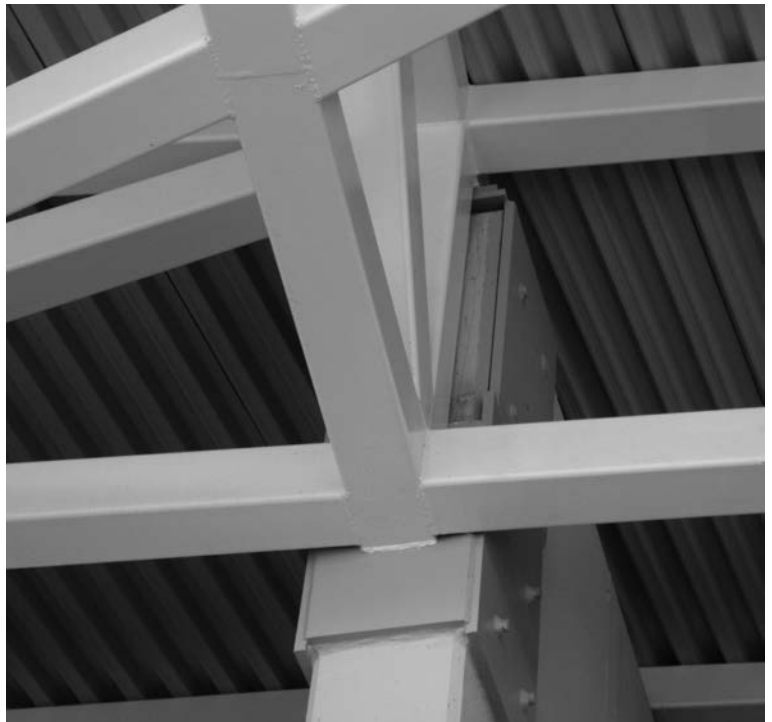
Figura 17. Diseño de los cables de estabilización de las cerchas durante el montaje



Figura 18. Cubierta durante su fase de trabajo en ménsula durante el montaje, mediante atirantamiento trasero

central y los resultados corroboraron las previsiones. Además en el acto de montaje ya estaban incluidos todos los elementos de seguridad personal tales como redes y protecciones.

En la figura 19 se aprecia el sistema de apoyo de la cerchas sobre los machones tal como se diseñaron en la figura 16 del proyecto. En la figura 20 se ve el mismo detalle acabado.



Figuras 19 y 20. Se aprecia la sencillez con que la nueva cubierta intesta en los machones de hormigón preexistentes

El proceso de montaje pudo continuarse módulo a módulo desde el centro hacia los laterales (figuras 21 y 22).

Una de las ventajas estéticas de la eliminación de las diagonales es el aspecto etéreo del conjunto y su sensación de ligereza como se aprecia en la figura 23.

Antes de ordenar el izado de los módulos se hicieron comprobaciones sistemáticas de ejecución que incluían calidad de los materiales, soldaduras y alineaciones (Figura 24).

En cuanto a las alineaciones se presentaban algunas dificultades que obligaron a hacer muchas modificaciones durante la ejecución debido a la estereotomía de las secciones cuadradas y su encuentro en distintas direcciones del espacio, ya que de una sección oblicua de un perfil cuadrado resulta un cuadrilátero imposible de encajar sobre una cara de otro perfil similar sin dejar aristas no alineadas. Esto sucede cuando se pierde la ortogonalidad de las barras (Figura 25).

Con el diseño que se ha descrito se ha podido reutilizar toda la infraestructura existente sin reforzarla práctica-



Figura 21. Sistema de estabilización global mediante cables adicionales durante el montaje

mente más que durante la fase de montaje para anclar los cables de estabilización, que luego fueron retirados. En conjunto la estructura pesa 300 t, lo que representa 85 Kg/m² de acero. Aquí se incluyen todas las chapas de nivelación, anclajes provisionales para el apeo y elementos complementarios de refuerzo. (Figuras 26 y 27).



Figura 22. Grupos aislados de módulos durante el montaje, todos estabilizados desde atrás



Figura 23. Aspecto flotante de la malla durante el montaje



Figura 24. Control de las soldaduras en nudos

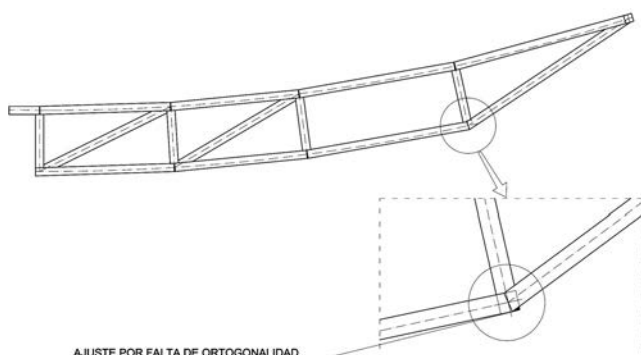


Figura 25. Dificultades para alinear las barras transversales sin dejar resquicios



Figura 26. Conjunto casi acabado de la malla de cubierta

Una vez colocada la chapa de cubierta el aspecto de conjunto puede verse en las figuras 28 a 31.

5. REFERENCIAS

- [1] ARAUJO, R., SECO, E. *Construir en acero: arquitectura en España*. Navarra: Publicaciones ENSIDESA, 1994.
- [2] BARNES, M, DICHSON, M. *Widespan. Roof Structures*. London: Thomas Telford Publishing, 2000.



Figure 27. Aspecto de conjunto de la malla terminada



Figura 28. Vista general de la cubierta terminada con los focos instalados en el borde



Figura 29. Vista en escorzo de la cubierta terminada



Figuras 30 y 31. Vistas de detalle de la cubierta terminada

[3] CHILTON, J. *Space Grid Structures*. Oxford: Architectural Press, 2000.

[4] ESCRIG, F., SÁNCHEZ, J. "La construcción del Velódromo de Dos Hermanas. Sevilla (España)". *Informes de la Construcción*. 2007, vol. 59, nº 508, p. 5-27.

[5] ESCRIG, F., SÁNCHEZ, J. "Proyecto de cubierta del Velódromo de Dos Hermanas". *Hormigón y Acero*. 2007, nº 246, p. 5-32.

RELACIÓN DE PARTICIPANTES

- **Promotor:** Consejería de Comercio, Turismo y Deporte de la Junta de Andalucía.
- **Autores de Proyecto y Dirección de Obra:** Félix Escrig y José Sánchez.
- **Dirección Seguridad y Salud:** Juan Ramón Baeza.
- **Empresa Constructora:** ANFRASA. S. L.
- **Empresa subcontrata Estructura metálica:** TEMSA. Técnicas Europeas del Metal. S.A.
- **Empresa de Control:** CEMOSA Centro de estudios de Materiales y Control de Obra S.A.



INGETURARTE, S.L.

ingeturarte@telefonica.net
Tlfno. 91 758 46 77

EL ARTE DE APLICAR EL INGENIO A LA TÉCNICA



Pasarela peatonal en Alcorcón (Madrid)



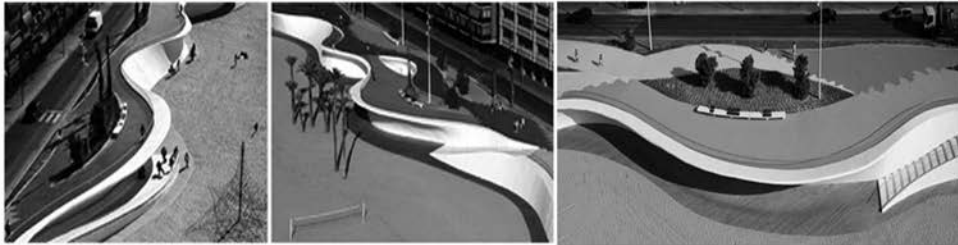
Cubierta de la Biblioteca Municipal de Carabanchel (Madrid)



Foro Sur. Feria de Valencia



Cubierta del Ayuntamiento de Cabanillas (Madrid)



Paseo marítimo de Benidorm

E - 13

Estructuras

y

Edificación

Construcción de Edificios Altos



CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS ALTOS

1. Introducción
2. Cimentación
3. Muros de contención
4. Soportes
5. Forjados
6. Hormigones
7. Bombeo de hormigón
8. Paramentos de hormigón
9. Elementos prefabricados de hormigón
10. Grúas Torre
11. Interrelación de la estructura con otros elementos no estructurales
12. Topografía
13. Organización de la obra
14. Control

(RME-10) rústica. Tamaño 21 x 29,7 cm. 224 Págs.

Precios:

- Para miembros o Colegiados 48,00 €
- Precio venta al público 60,00 €



COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Tel. 91 308 19 88. Ext. 272/298 www.ciccp.es

ACHE
SECRETARÍA DE ACHE

Tel. 91 336 66 98 - www.e-ache.com

Análisis lineal de la interacción losa-pilares en edificios sin juntas bajo deformaciones impuestas instantáneas y en el tiempo

Linear analysis of slab-column interaction in jointless buildings subjected to instantaneous imposed strains

Jorge Aparicio García⁽¹⁾

Recibido | *Received:* 07-08-2009
Aceptado | *Accepted:* 07-10-2009

Resumen

La disposición de juntas en edificios para el control de las deformaciones impuestas (de origen térmico o bien reológico) provoca dificultades constructivas y estructurales además de aumentar el coste de ejecución y mantenimiento de las obras. La realización de edificios sin juntas requiere una evaluación suficientemente aproximada, y del lado de la seguridad, de los esfuerzos que aparecen tanto en sus losas como en sus pilares debido a la presencia de deformaciones impuestas.

En este artículo se presenta en su primera instancia un modelo analítico que permite el estudio de dicho problema, permitiendo el análisis de una situación relativamente compleja y fuertemente hiperestática con base en una herramienta matemática sencilla bajo la adopción de una serie de hipótesis simplificadoras. El modelo se aplica a un caso real.

Tras esta primera parte del documento se procede a realizar un breve repaso conceptual de las diferentes variables que influyen en el estudio del problema.

Palabras clave: estructuras integrales, edificios sin juntas, deformaciones impuestas, deformaciones reológicas.

Abstract

Joints are placed in buildings to control the effect of imposed strains (temperature, shrinkage...) in the structure. However, several constructive and structural problems are originated due to the placement of such elements, increasing the final execution and maintenance costs. The design of jointless buildings requires a detailed assessment of the internal forces created by these actions.

In the first part, this paper investigates this topic presenting an analytical model to study a rather complex and highly redundant system in a simple way, by adopting several reasonable assumptions. The model is applied to a real case.

In a second part all the factors that are involved in this problems are reviewed.

Keywords: integral structures, jointless buildings, imposed strains, rheological strains.

* *An extensive English language summary of the present article is provided on page 87 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.*

(1) Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeturarte, S.L. (Madrid, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:* ingeturarte@telefonica.net

1. INTRODUCCION

El análisis y dimensionamiento adecuado del comportamiento de estructuras integrales para definir adecuadamente cada elemento resistente perteneciente a un proyecto concreto de edificación, conlleva complejos cálculos y una cuidadosa introducción de las hipótesis de partida.

El presente artículo pretende dar una visión global del proyecto, análisis y dimensionamiento de las estructuras integrales de edificios, no sólo desde el punto de vista teórico, con la implementación de una formulación sencilla que permite acotar el orden de magnitud de los esfuerzos resultantes de las acciones indirectas, sino revisando una por una cada una de las variables que intervienen en el fenómeno físico que se quiere cuantificar.

Ninguna de estas variables es suficientemente importante como para que se pueda desprestigiar el resto, ni suficientemente insignificante como para que se pueda desprestigiar en todos los casos con respecto a las demás.

Además, se incluyen consideraciones relativas al procedimiento constructivo y a las condiciones de contorno de la estructura que no suelen tenerse en cuenta en el análisis numérico, pero que pueden resultar determinantes para acotar más fielmente el valor de las acciones iniciales a tener en cuenta.

1.1. Primera parte

La realización de juntas para el control de las deformaciones impuestas reológicas y de temperatura en estructuras de hormigón ha sido una constante tanto en edificación como en puentes para distancias superiores a los 50 metros. Sin embargo, es conocido que dicho límite puede ser claramente superado [1, 2, 3].

El interés en la realización de estructuras sin juntas (o con un número mínimo de ellas) proviene fundamentalmente del incremento de coste tanto de ejecución como de mantenimiento que suponen para la obra. Además, en la edificación aparece la dificultad añadida para acoplar de manera satisfactoria la arquitectura de un edificio con su estructura resistente. La disposición de juntas limita e hipoteca los tajos constructivos a desarrollarse en obra, al dividir o parcelar la misma en un conjunto de estructuras de menor tamaño y de obligada desconexión, lo que obliga, por ejemplo, a hormigonados más discontinuos.

Los límites razonables para la realización de estructuras sin juntas, así como sus posibilidades estructurales, se encuentran en estudio actualmente tanto en puentes [4 - 6] como en estructuras de edificación [1, 7, 8].

Respecto a la edificación, a la hora de determinar la distancia máxima para la disposición de juntas en edifi-

cios, existe actualmente una serie de reglas basadas fundamentalmente en la experiencia [1, 9].

La base empírica de dichos límites se encuentra motivada por dos causas fundamentales:

1. La incertidumbre en el valor de las acciones.
2. La falta de métodos de análisis rigurosos y sencillos para el estudio de la respuesta de este tipo de estructuras.

En este artículo se presenta un modelo que puede ser aplicado para evaluar analíticamente (siempre que una serie de hipótesis sean respetadas) el comportamiento de una estructura frente a deformaciones impuestas de diferente naturaleza. Dicho modelo pretende ser una herramienta sencilla para el predimensionamiento de edificios sin juntas (o bien con juntas, pero con distancias entre ellas cerca de los límites aconsejados o incluso superiores), donde se consideran los efectos de los fenómenos de retracción, fluencia y temperatura en el conjunto de la estructura tipo losa-pilares.

Los resultados del modelo se aplican a un caso real (losa N-10 de la Feria de Valencia) discutiéndose los resultados obtenidos y presentándose finalmente una serie de recomendaciones de carácter práctico para el proyecto de edificios de este tipo.

1.2. Análisis de un sistema losa-pilares de una planta

En este apartado se presenta un modelo analítico para estudiar el comportamiento de un sistema compuesto por una losa apoyada sobre un sistema de pilares (Figura 1a). Para ello se asumen las siguientes hipótesis:

La estructura se encuentra dentro de su rango de comportamiento elástico y lineal. Por lo tanto, los resultados de diferentes acciones pueden sumarse.

Los pilares se asumen idénticos y repartidos de manera uniforme en planta.

Gracias a la segunda hipótesis, puede suponerse que la losa trabaja en primera aproximación como una viga sobre un medio de rigidez constante (Figura 1b). Dicha rigidez se denomina k , teniendo unidades de [Fuerza/Longitud²] y siendo su valor para el caso de pilar empotrado en base y cabeza:

$$k = n_i n_t \frac{12E_p I_p}{H^3} \frac{1}{L} \quad (1)$$

En este caso, la ecuación diferencial que rige el problema es la siguiente (Figura 1c):

$$df = ku \, dx \quad (2)$$

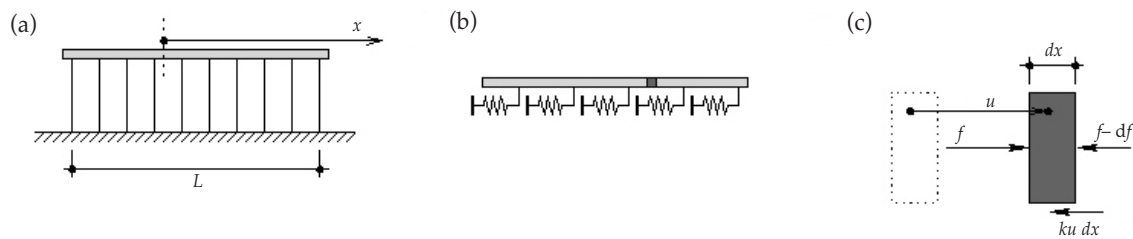


Figura 1. Idealización de cálculo: (a) realidad física; (b) modelo estructural; y (c) detalle del equilibrio y desplazamientos de un elemento diferencial

donde la ecuación constitutiva del material (elástica y lineal según la primera hipótesis realizada) permite escribir:

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} = \frac{\sigma}{E_c} = \frac{f}{E_c A_c} \quad (3)$$

de donde se obtiene derivando respecto de x:

$$\frac{df}{dx} = E_c A_c \frac{d^2 u}{dx^2} = ku \quad (4)$$

por lo que resulta la siguiente ecuación diferencial de segundo orden:

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{k}{E_c A_c} u \quad (5)$$

Dicha ecuación diferencial puede resolverse como:

$$u = C_1 \sinh\left(x \sqrt{\frac{k}{E_c A_c}}\right) + C_2 \cosh\left(x \sqrt{\frac{k}{E_c A_c}}\right) \quad (6)$$

Cuyas constantes de integración C_1 y C_2 pueden ser obtenidas introduciendo las condiciones de borde pertinentes.

1.3. Respuesta bajo deformaciones impuestas instantáneas

El primer caso que se propone analizar mediante el modelo anterior corresponde al de una deformación impuesta instantánea (por ejemplo de temperatura), donde no se produce una relajación de los esfuerzos debido a la fluencia del sistema.

Previamente a la resolución de este caso, se estudia la expresión de la ecuación diferencial para el caso de una losa sometida a dos cargas opuestas aplicadas en sus bordes según se muestra en la Figura 2. Esta solución será empleada posteriormente en la resolución del sistema losa-pilares. Para la resolución de la ecuación diferencial basta con imponer las siguientes condiciones de borde de equilibrio y simetría:

$$\begin{cases} f(x = \ell) = F_b \\ u(x = 0) = 0 \end{cases} \quad (7)$$

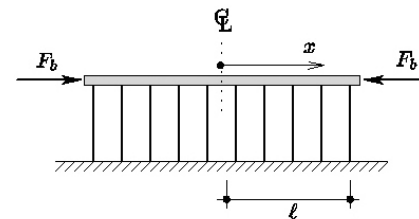


Figura 2. Condiciones de borde de la estructura en caso de aplicar dos fuerzas opuestas en los bordes

Por lo que resulta como solución para u:

$$u = F_b \sqrt{\frac{1}{k \cdot E_c A_c}} \left(\frac{\sinh\left(x \sqrt{\frac{k}{E_c A_c}}\right)}{\cosh\left(\ell \sqrt{\frac{k}{E_c A_c}}\right)} \right) \quad (8)$$

y para f:

$$f = F_b \left(\frac{\cosh\left(x \sqrt{\frac{k}{E_c A_c}}\right)}{\cosh\left(\ell \sqrt{\frac{k}{E_c A_c}}\right)} \right) \quad (9)$$

Conocida esta solución, el cálculo del sistema bajo una deformación impuesta puede ser abordado en tres etapas:

1. Se desvincula el sistema losa-pilares y se permite una deformación libre de la losa frente a las deformaciones de temperatura (ε_T).
2. Con el sistema aún desvinculado, se aplica una fuerza en los extremos de la losa de forma que se anulen los desplazamientos del paso anterior (dicha fuerza se llama F_{com}).
3. Se reconectan los dos sistemas y se reaplica la fuerza de compatibilidad anterior sobre el sistema conjunto.

En este caso, la fuerza de compatibilidad vale:

$$F_{com} = E_c A_c \varepsilon_T \quad (10)$$

por lo que se obtienen los siguientes desplazamientos para la losa:

$$u = \epsilon_T \sqrt{\frac{E_c A_c}{k}} \left(\frac{\sinh \left(x \sqrt{\frac{k}{E_c A_c}} \right)}{\cosh \left(\ell \sqrt{\frac{k}{E_c A_c}} \right)} \right) \quad (11)$$

así como las siguientes tensiones para la losa:

$$\sigma = -E_c \epsilon_T \left(1 - \frac{\cosh \left(x \sqrt{\frac{k}{E_c A_c}} \right)}{\cosh \left(\ell \sqrt{\frac{k}{E_c A_c}} \right)} \right) \quad (12)$$

Conocidos los acortamientos de la losa, pueden calcularse los momentos en cabeza de pilares. Asumiendo nuevamente un comportamiento empotrada-empotrada (Figura 3) se obtendrían los siguientes momentos en cabeza de pilares debidos a este efecto:

$$M(x) = \frac{6E_p I_p}{H^2} u(x) \quad (13)$$

1.4. Respuesta bajo deformaciones impuestas en el tiempo

Una vez conocida la solución para el caso de deformaciones impuestas instantáneas, puede abordarse el efecto de las deformaciones en el tiempo. Para ello se propone emplear el método del coeficiente de envejecimiento siguiendo los tres pasos del apartado anterior pero empleando las rigideces ajustadas a la edad en cada caso.

Como ejemplo, se propone a continuación el análisis de las deformaciones de retracción de la losa (ϵ_{cs}). Primero debe estimarse la deformación de la losa en el tiempo considerando la misma desconectada del sistema de pilares (primera etapa de cálculo). Para ello debe considerarse el grado de armado de la losa ($\rho = A_s/A_c$). Según el método del coeficiente de envejecimiento, resulta una deformación de:

$$\epsilon_{losa,s}(t, t_s) = \frac{\epsilon_{cs}(t, t_s)}{1 + \rho \frac{E_s}{E_c} (1 + \chi \phi(t, t_s))} \quad (14)$$

donde χ (coeficiente de envejecimiento) es igual a 0,60 para el caso de deformaciones de retracción. Evidentemente, si $\rho = 0$ se tiene para la losa un acortamiento igual al de la retracción libre. En el resto de casos, la armadura coartará una parte de las deformaciones de retracción del hormigón a costa de desarrollar éstas tensiones de tracción que deberán ser sumadas a las obtenidas de la interacción con el sistema de pilares. El valor

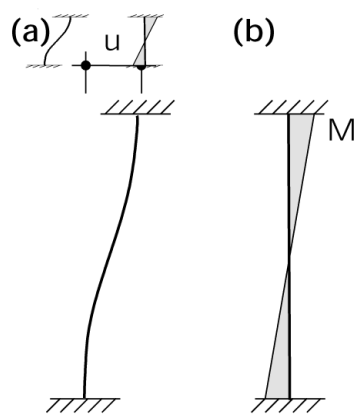


Figura 3. Pilar biempotrado sometido a un desplazamiento impuesto en cabeza: (a) desplazamiento impuesto; (b) ley de momentos flectores

de las tensiones en el hormigón generadas por la coacción de la armadura resulta:

$$\Delta \sigma(t, t_s) = \frac{-\epsilon_{cs}(t, t_s) E_c}{1 + \chi \phi(t, t_s)} \left(1 - \frac{1}{1 + \rho \frac{E_s}{E_c} (1 + \chi \phi(t, t_s))} \right) \quad (15)$$

Las otras dos etapas de cálculo pueden realizarse con la misma sistemática que en el apartado anterior. Simplemente debe considerarse la rigidez ajustada a la edad en ambos casos, resultando finalmente unos desplazamientos de:

$$u(t, t_s) = \epsilon_{losa,s}(t, t_s) \sqrt{\frac{E_c A_c}{k'}} \left(\frac{\sinh \left(x \sqrt{\frac{k'}{E_c A_c}} \right)}{\cosh \left(\ell \sqrt{\frac{k'}{E_c A_c}} \right)} \right) \quad (16)$$

así como unas tensiones en la losa iguales a:

$$\sigma(t, t_s) = -\epsilon_{cs}(t, t_s) E_c' \left(1 - \frac{1}{1 + \rho \frac{E_s}{E_c} (1 + \chi \phi(t, t_s))} \right) - \epsilon_{losa,s}(t, t_s) E_c' \left(\frac{\cosh \left(x \sqrt{\frac{k'}{E_c A_c}} \right)}{\cosh \left(\ell \sqrt{\frac{k'}{E_c A_c}} \right)} \right) \quad (17)$$

y unos momentos en cabeza de pilares iguales a:

$$M(x, t, t_s) = \frac{6E_p' I_p}{H^2} u(x, t, t_s) \quad (18)$$

donde las rigideces ajustadas a la edad a considerar en el cálculo resultan:

$$\left\{ \begin{aligned} E_c^* &= \frac{E_c}{1 + \chi\phi(t, t_s)} \\ k^* &= \frac{k}{1 + \chi\phi_{pil}(t, t_s)} \\ E_p^* &= \frac{E_p}{1 + \chi\phi_{pil}(t, t_s)} \end{aligned} \right. \quad (19)$$

1.5. Zonas de rigidez variable

Otro caso de gran interés donde el modelo puede aplicarse corresponde al caso en el que existan zonas de diferente rigidez de pilares (Figura 4a).

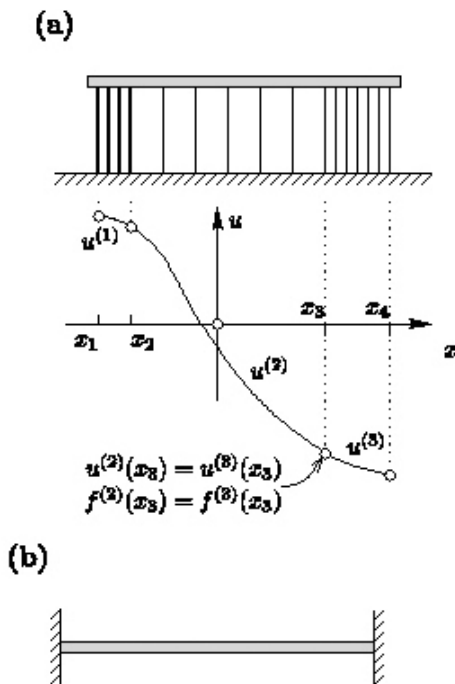


Figura 4. Estructura con densidades de rigidez diferentes: (a) caso general y ley de desplazamientos; y (b) caso de coacciones muy potentes en los extremos

En estos casos, la expresión que describe la solución de la ecuación diferencial debe ser planteada para cada subtramo, imponiendo en los puntos comunes a dos tramos la igualdad en fuerzas y desplazamientos (conjuntamente con las condiciones de borde en los tramos exteriores):

$$\left\{ \begin{aligned} u^{(i)}(x_{i+1}) &= u^{(i+1)}(x_{i+1}) \\ f^{(i)}(x_{i+1}) &= f^{(i+1)}(x_{i+1}) \end{aligned} \right. \quad (20)$$

Un caso particular del anterior es aquel en el cual se tienen dos puntos muy rígidos en los extremos de la losa (Figura 4b). En ese caso, la solución es trivial y resulta (para el caso de deformaciones de temperatura por ejemplo):

$$\left\{ \begin{aligned} u &= 0 \\ \sigma &= -E_c \epsilon_T \end{aligned} \right. \quad (21)$$

1.6. Sistemas de varias plantas

Otro sistema estructural que también debe ser analizado cuidadosamente corresponde al de edificios con varias plantas (Figura 5a). En este caso, la respuesta de un elemento depende de la rigidez y número de forjados y pilares del sistema.

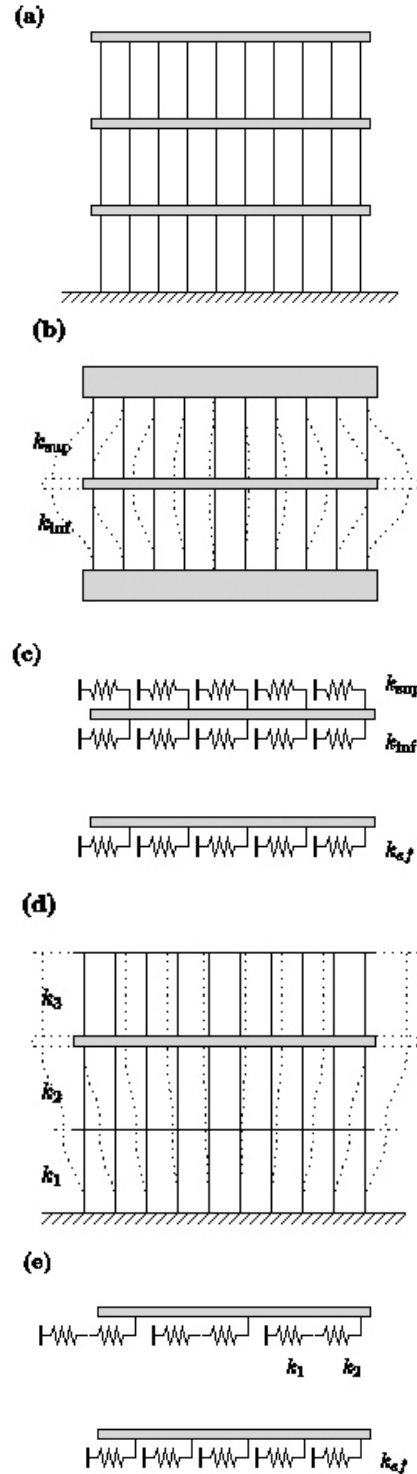


Figura 5. Estructuras de varias plantas: (a) caso general; (b) caso de losa intermedia unida a dos losas muy rígidas, estructura antes y después de la aplicación de deformaciones impuestas en la losa intermedia; (c) sistema de rigideces real y efectivo del caso (b); (d) caso de losa unida a losas de rigidez axial despreciable (estructura antes y después de la aplicación de deformaciones impuestas en la losa de segunda planta); y (e) sistema de rigideces real y efectivo del caso (d)

Si los pilares a los que se encuentra unido un forjado sometido a una deformación impuesta son relativamente esbeltos o bien los forjados a los que se encuentra unido son muy rígidos, la losa en estudio puede ser analizada mediante el modelo anteriormente descrito, donde la rigidez a considerar de los pilares resulta (Figuras 5b y 5c):

$$k_{ef} = k_{sup} + k_{inf} \tag{22}$$

Esta hipótesis es además conservadora para el forjado y pilares en estudio.

En cambio, si los forjados a los que se encuentra unido el forjado tienen una rigidez axial pequeña, la rigidez efectiva a considerar del sistema depende de las rigideces de los pilares de las plantas inferiores ($i \in (1, n)$, (Figuras 5d y 5e)), resultando:

$$k_{ef} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{k_i}} \tag{23}$$

En la realidad, se tendrá un caso intermedio entre los extremos descritos en este apartado. Sin embargo, a efectos de realizar un predimensionamiento de una estructura resulta suficiente con las consideraciones simplificadas descritas anteriormente.

1.7. Aplicación a un caso real

En este apartado se aplica el modelo anterior para el estudio del comportamiento reológico de la losa N10 construida en la Feria de Valencia (Figura 6). La losa en estudio

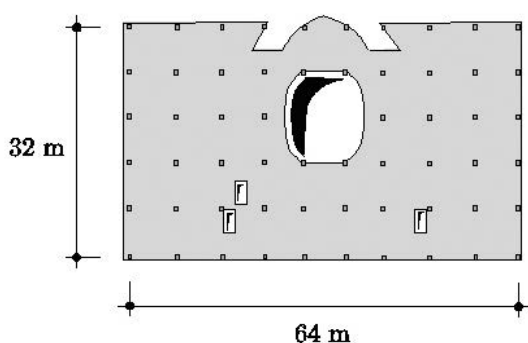


Figura 6. Vista y principales dimensiones en planta de la losa N10 de la Feria de Valencia

posee unas dimensiones en planta aproximadamente rectangulares de $32 \times 64 \text{ m}^2$ ($\ell \times 2\ell$), encontrándose soportada por 60 pilares ($n_l = 10$, $n_t = 6$). Los pilares presentan 6,10 m de altura y una sección de $0,60 \times 0,60 \text{ m}^2$.

Los parámetros adoptados en el cálculo son los siguientes:

- Módulo de rigidez del hormigón $E_{c,28} = 30000 \text{ MPa}$

- Coeficiente de fluencia de la losa a tiempo infinito $\varphi(\infty, t_0) = 2,0$.
- Deformaciones de retracción a tiempo infinito $\epsilon_{cs}(\infty, t_s) = 350 \cdot 10^{-6}$
- Rigidez de los pilares $E_p I_p = 324 \text{ MN m}^2$
- Espesor de la losa $e = 0,28 \text{ m}$
- Cuantía media de armado $\rho = 0,01$

El análisis se realiza mediante el modelo propuesto en la dirección larga de 64 m. Con estos datos se tiene una densidad de rigidez instantánea por unidad de longitud de:

$$k = n_l n_t \frac{12 E_p I_p}{H^3} \frac{1}{L} = 16 \text{ MN/m}^2 \tag{24}$$

En cuanto al efecto de segundo orden en los pilares, éste puede despreciarse para la geometría y niveles de carga de servicio (valor del coeficiente de amplificación de segundo orden $\lambda = 1,02$).

Empleando las relaciones expuestas anteriormente, puede estimarse la tensión de tracción en el hormigón de la losa ($\sigma_c = 0,6 \text{ MPa}$) y la deformación efectiva de retracción de la losa ($\epsilon_{losa,s} = 0,86 \epsilon_{cs} = 300 \cdot 10^{-6}$).

Con el valor de la deformación efectiva, pueden calcularse finalmente las tensiones en la losa así como sus des-

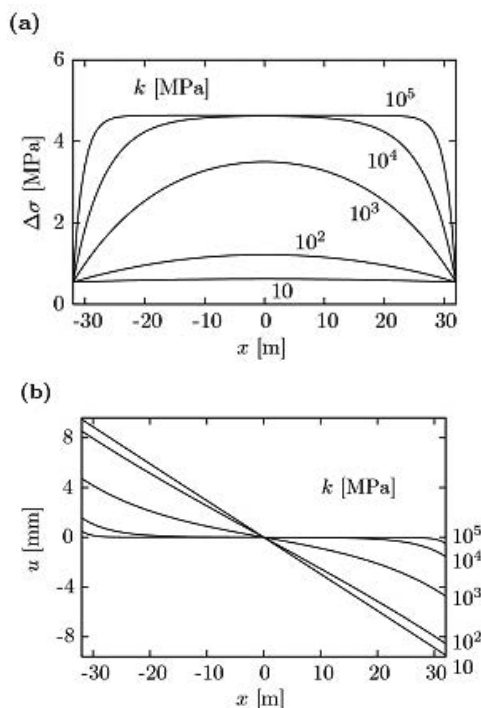


Figura 7. Resultados para la losa estudiada en la dirección larga (64 m): (a) tensiones en la losa a tiempo infinito debidas a la retracción en la losa para diferentes valores de la rigidez de los pilares; y (b) desplazamientos en la losa a tiempo infinito debidos a la retracción de la losa para diferentes valores de la rigidez de los pilares

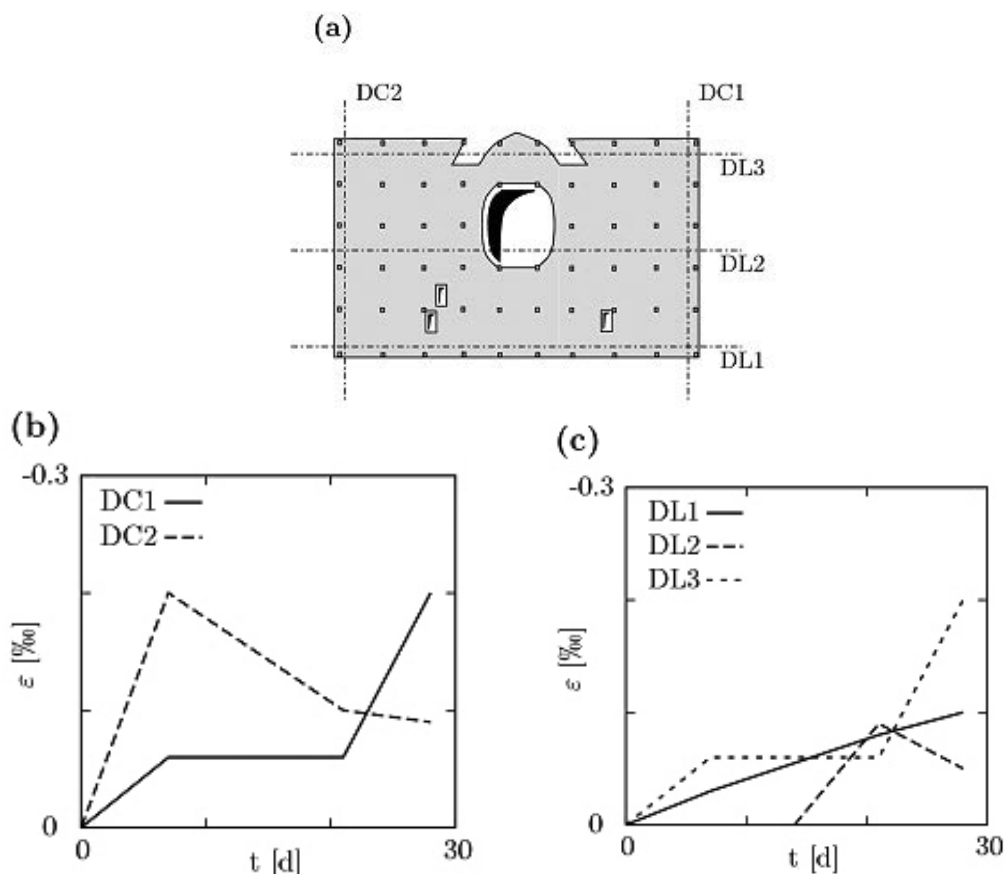


Figura 8. Deformaciones de retracción medidas en la losa durante el primer mes tras su hormigonado: (a) esquema de losa y direcciones instrumentadas; (b) deformaciones de retracción en la dirección corta; y (c) deformaciones de retracción en la dirección larga

plazamientos en función de la rigidez de los pilares (k) tal y como se muestra en la figura 7. Como puede apreciarse, el efecto de la coacción de los pilares no provocará fisuración en la losa hasta relaciones cercanas a 500 MN/m^2 , cuando la suma de las tensiones debidas a la retención de la armadura y las de retención de los pilares se acercan al límite de fisuración del hormigón. Por lo tanto, con los valores estimados de rigidez de pilares $k \approx 15 \text{ MN/m}^2$ no es previsible la aparición de fisuración longitudinal debida a la retracción de la losa. Puede observarse también en dicha figura cómo un aumento de la rigidez de los pilares disminuye sus movimientos pero aumenta sus tensiones de tracción.

Por lo tanto, con la rigidez elegida para el subsistema de los pilares, la losa debe presentar un acortamiento prácticamente libre sin apenas incrementar las tensiones de tracción en la losa. En cuanto a los pilares, el incremento de momento a considerar debido al acortamiento a tiempo infinito de la losa resulta:

$$M(x) = 23.7u(x) \rightarrow M_{\max} = 0.2 \text{ m} \cdot \text{MN} \quad (25)$$

Es decir, los pilares sufren en cabeza un incremento de momento debido a la retracción que puede evaluarse en $200 \text{ m} \cdot \text{kN}$.

Durante el primer mes tras el hormigonado de la losa, se tomaron diferentes medidas de la losa que permitieron observar un comportamiento muy similar en las

direcciones corta y larga del edificio (Figura 8). Este resultado, aunque cualitativo y parcial, permite confirmar que el grado de retención de los pilares fue estimado razonablemente con el modelo propuesto.

1.8. Influencia de las deformaciones impuestas en los estados límites últimos

El análisis de los desplazamientos en cabeza de los pilares es necesario para el control de la estructura en servicio, principalmente para verificar su estado de fisuración. No obstante, su efecto debe ser considerado también en los estados límites últimos, evitando que puedan tener un comportamiento frágil.

Por ejemplo: *Punzonamiento*. La presencia de un momento en la cabeza de un pilar conduce a una concentración del flujo de esfuerzos cortantes en la losa, lo que reduce su resistencia a punzonamiento. Este efecto se recoge por ejemplo en la norma suiza SIA 262 [10] de construcción en hormigón reduciendo la resistencia a punzonamiento por un factor denominado K_e [11]:

$$K_e = \frac{1}{1 + \frac{e}{b}} \quad (26)$$

siendo e la excentricidad del axil en cabeza del soporte y b su ancho.

Pandeo. En este caso, la presencia nuevamente de un momento en cabeza de un soporte aumenta la excentricidad inicial de la carga, disminuyendo el valor de la carga de pandeo del mismo. En general esto no es un problema en estructuras con soportes de hormigón por las esbelteces resultantes del diseño convencional. Sólo habría de estudiarse en soportes singulares con doble altura. Sí es importante en edificios con soportes metálicos.

2. SEGUNDA PARTE

En esta segunda parte del artículo se pretende un acercamiento conceptual a todos los factores que influyen en la aproximación realista al comportamiento estructural de las losas de forjados sobre pilares ante acciones impuestas, comenzando por la evaluación de los valores característicos de las acciones pasando por los métodos constructivos y las condiciones de contorno de la estructura.

2.1. Acciones (I): la temperatura

En este apartado se hace referencia a la normativa española en cuanto a la definición de acciones térmicas.

Cabe destacar la ausencia de normativa específica de la edificación, hasta la llegada del nuevo CTE [12], en que se trata con rigor la determinación del valor característico de la *carrera térmica DT*, que es como se va a basar en la *variación uniforme de temperatura*, definida por la IAP [6] como la *diferencia entre los valores medios mínimos y medios máximos de la temperatura media de las secciones transversales de una estructura*.

En la IAP [6] se obtiene la carrera térmica de la fórmula:

$$DT = k \cdot z \cdot h^c \quad (27)$$

donde, s es la separación de vigas de hormigón acotada entre 1,5 metros y 3,5 metros, siendo $s=1$ en el resto de casos, por lo que, trasladando el problema de la determinación de las acciones a la aplicación práctica de losas de hormigón o vigas de hormigón, la fórmula se reduce a

$$DT = k \cdot z \cdot h \quad (28)$$

La IAP [6] distingue tanto las *zonas climáticas (z)* como *tipologías estructurales y materiales*. Para el caso que nos compete, el de la edificación, se pueden extrapolar los valores de las acciones para diferentes espesores de puentes de losa maciza como si fueran forjados.

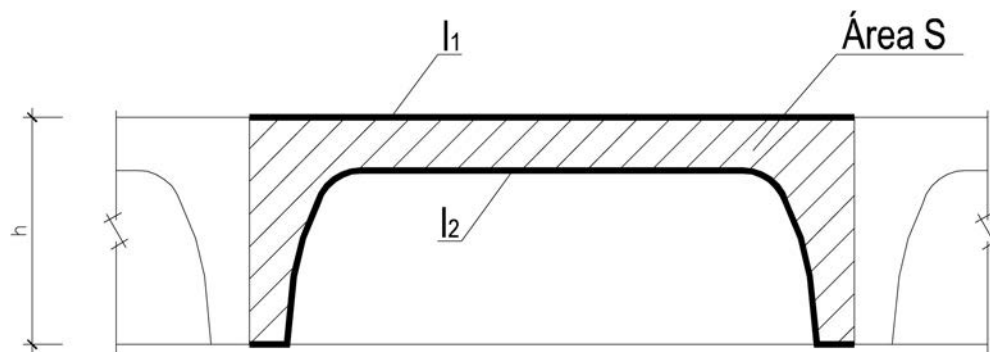
Es importante además acotar el problema físico, ya que, en función del *canto del forjado* y de su *tipología*, se establece una luz entre pilares de referencia que permite acotar el valor medio de las escuadrías de los soportes, en orden a cuantificar rigideces de soportes y los efectos de las acciones impuestas sobre los mismos.

Para forjados reticulares se podrían utilizar las mismas fórmulas que las correspondientes a las losas macizas con base en un espesor equivalente obtenido como la relación entre el área transversal y el perímetro del área expuesto al contacto con el aire (Figura 9)

A continuación (Tabla 1) se resumen las carreras térmicas a tomar como acciones características para diferentes espesores de losa de forjado ($L/h=28$).

Las zonas térmicas se encuentran definidas con el mapa que se recoge en la IAP (Figura 10).

Para otro tipo de estructura de hormigón, como pudiera ser la reticular a base de pilares y vigas descolgadas o peraltadas in situ, se podrían utilizar las mismas fórmulas que las correspondientes a las losas macizas con base en un espesor equivalente obtenido como la rela-



$$P_{rq} = \frac{2 \cdot S}{l_1 + l_2}$$

Figura 9. Obtención del espesor equivalente en losa para forjados reticulares



Figura 10. Tabla nº 7 de la IAP de determinación de las diferentes zonas climáticas (z) para obtener la carrera de temperaturas medias

Tabla 1. Acciones térmicas IAP [6]

ACCIONES TÉRMICAS EN LOSAS SEGÚN IAP. (L/h=28)						
k	z	a	h	b	DT	LUZ L
23,89	1	0,292	0,20	-0,139	29,88	5,6
23,89	1	0,292	0,25	-0,139	28,97	7,0
23,89	1	0,292	0,30	-0,139	28,24	8,4
23,89	1	0,292	0,35	-0,139	27,64	9,8
23,89	1	0,292	0,40	-0,139	27,13	11,2
23,89	2	0,292	0,20	-0,139	36,58	5,6
23,89	2	0,292	0,25	-0,139	35,47	7,0
23,89	2	0,292	0,30	-0,139	34,58	8,4
23,89	2	0,292	0,35	-0,139	33,84	9,8
23,89	2	0,292	0,40	-0,139	33,22	11,2
23,89	3	0,292	0,20	-0,139	41,18	5,6
23,89	3	0,292	0,25	-0,139	39,92	7,0
23,89	3	0,292	0,30	-0,139	38,92	8,4
23,89	3	0,292	0,35	-0,139	38,10	9,8
23,89	3	0,292	0,40	-0,139	37,40	11,2
23,89	4	0,292	0,20	-0,139	44,79	5,6
23,89	4	0,292	0,25	-0,139	43,42	7,0
23,89	4	0,292	0,30	-0,139	42,33	8,4
23,89	4	0,292	0,35	-0,139	41,44	9,8
23,89	4	0,292	0,40	-0,139	40,68	11,2
23,89	5	0,292	0,20	-0,139	47,80	5,6
23,89	5	0,292	0,25	-0,139	46,34	7,0
23,89	5	0,292	0,30	-0,139	45,19	8,4
23,89	5	0,292	0,35	-0,139	44,23	9,8
23,89	5	0,292	0,40	-0,139	43,41	11,2

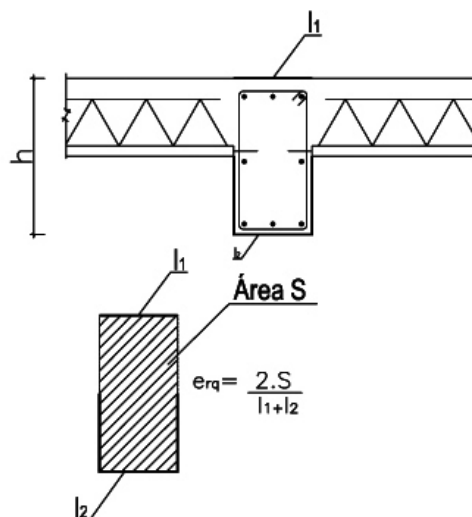


Figura 11. Obtención del espesor equivalente en losa para forjados de vigas descolgadas

La antigua norma AE-88 [9] era especialmente parca en la definición de acciones térmicas, distinguiendo sólo si el material estructural es hormigón o acero (Tabla 2):

Tabla 2. Acciones térmicas AE-88 [9]

ΔT °C (HA)	ΔT °C (ACERO)
40	60

No obstante hace una apreciación importante, y es que en estructuras con revestimientos que aseguren una variación de temperatura no superior a +10° puede prescindirse, en general, de considerar las acciones térmicas.

La EHE [13] habla de la caracterización de las acciones térmicas en términos similares a los de la EH-91 [14]

ción entre el área transversal y el perímetro del área expuesto al contacto con el aire (Figura 11).

(Tabla 3). Así, la mitad de la carrera térmica se obtiene como

$$\Delta T / 2 = 20 - 0,75 \sqrt[0,5]{h} \quad (28)$$

Donde h es el espesor del elemento estructural en metros

Tabla 3. Acciones térmicas EH-91 [14]

ACCIONES TERMICAS. EH-91. EHE		
CANTO h (m)	ΔT (°C)	LUZ L (m)
0,20	33,29	5,6
0,25	32,50	7,0
0,30	31,78	8,4
0,35	31,13	9,8
0,40	30,51	11,2

Se hace además una referencia explícita a la disminución al 50% de las acciones térmicas cuando la estructura se encuentre protegida de la intemperie. Se recuerda además que han de considerarse el 60% de las cargas térmicas cuando no sean las sobrecargas predominantes para el ELU.

El nuevo CTE [12] no distingue materiales ni tipologías de forjados para el establecimiento de las acciones térmicas (Figura 12) eso sí, permite no considerar los efectos térmicos al tomar con valor constante de 20°C la temperatura, en estructuras protegidas de la intemperie.

De la nueva normativa se deduce que no hace falta considerar las acciones térmicas en estructuras de edificios en servicio y que tengan la estructura protegida de la intemperie para los ELU. Sí hay que considerarla, sin embargo, durante el tiempo en que la estructura no esté

- 1 El valor característico de la temperatura máxima del aire, depende del clima del lugar y de la altitud. A falta de datos empíricos más precisos, se podrá tomar, independientemente de la altitud, igual al límite superior del intervalo reflejado en el mapa de la figura E.1

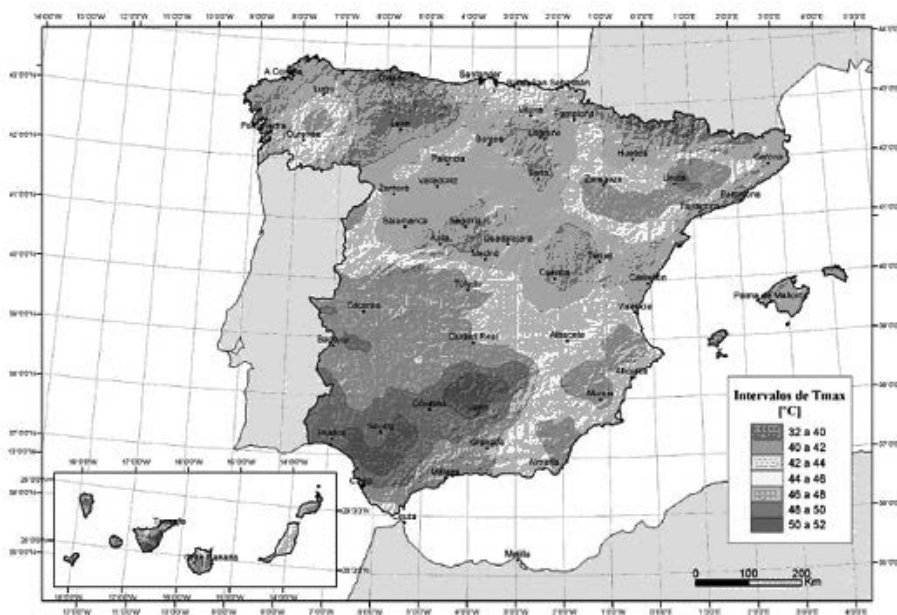


Figura E.1 Isotermas de la temperatura anual máxima del aire (T_{max} en °C)

- 2 Como valor característico de la temperatura mínima del aire exterior, puede tomarse la de la tabla E.2, en función de la altitud del emplazamiento, y la zona climática invernal, según el mapa de la figura E.3.

Tabla E.1 Temperatura mínima del aire exterior (°C)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1.000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1.200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1.400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1.600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1.800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2.000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Figura 12. Temperatura máxima del aire según el CTE

protegida. No obstante, parece recomendable considerar una mínima carrera térmica de 20°C centrada en la temperatura en que se estima se vaya a construir el forjado de planta baja.

Como novedad se introduce en el CTE [12] el aumento de la carrera térmica por efecto de la orientación y soleamiento del elemento estructural.

Hay que resaltar que el CTE [12] hace referencia a la temperatura ambiental mínima y su máximo grado de variación –o carrera térmica– pero en realidad, dada la inercia térmica del hormigón, la carrera térmica media a nivel seccional será menor, tal y como demuestran las medidas realizadas en la estructura del aeropuerto de Barajas [8].

A efectos prácticos del cálculo en lo que se refiere a la acción térmica hay que destacar:

La **carrera térmica máxima** para cualquier estructura en términos de microdeformaciones para un coeficiente de dilatación térmica de 0,00001 tiene una **cota máxima de 520 mm/m**, es decir **+260 mm/m** y una **cota mínima de 320 mm/m**, o bien **+160 mm/m**.

En general, la corrección por soleamiento no se aplica a los forjados según el CTE [12].

La dilatación térmica compensa la retracción, de existir, anulando en parte o casi totalmente sus efectos.

Con base en la anterior premisa, es importante conocer la temperatura de construcción del primer forjado, la cual conviene, idealmente, que sea inferior a la temperatura media anual del lugar de construcción, y siempre inferior a la temperatura media de explotación del edificio. Dicha temperatura de explotación suele ser mayor que la temperatura ambiental media, y del orden de los 20 °C según el CTE [12]. El objeto que se persigue es el de no maximizar la contracción térmica a concomitar con la acción correspondiente a la retracción, y si es posible, minimizarla.

No convendría descartar que la temperatura de puesta en servicio de la estructura hormigonada fuera la correspondiente a la del calor de hidratación, con lo que se simplificaría el problema de elección de la temperatura media de referencia para considerar a posteriori la carrera térmica. Corres [8] anticipa que se pueden constatar experimentalmente los efectos térmicos del calor de hidratación.

Las acciones térmicas tienen sus efectos nocivos sobre los tramos de soportes y pantallas entre cimentación y planta baja (Figura 13) ya que se supone que la variación térmica de los forjados afecta a todos a la vez.

Tabla 4. Acciones diferidas EHE [13]

t_s [días]	t [días]	HR [%]	e [mm]	f_{ck} [MPa]	b_{HR} [-]	e_s [-]	e_{s0} [-]	$bs(t-t_s)$ [-]	$e_{cs}(t-t_s)$ [$\mu\epsilon$]
1	10000	50	200	30	-1,356	0,000420	-0,000570	0,936580	-533,5
1	10000	60	200	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,936580	-478,0
1	10000	70	200	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,936580	-400,6
1	10000	80	200	30	-0,756	0,000420	-0,000318	0,936580	-297,5
1	10000	50	250	30	-1,356	0,000420	-0,000570	0,905813	-516,0
1	10000	60	250	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,905813	-462,3
1	10000	70	250	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,905813	-387,4
1	10000	80	250	30	-0,756	0,000420	-0,000318	0,905813	-287,8
1	10000	50	300	30	-1,356	0,000420	-0,000570	0,872031	-496,7
1	10000	60	300	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,872031	-445,1
1	10000	70	300	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,872031	-373,0
1	10000	80	300	30	-0,756	0,000420	-0,000318	0,872031	-277,0
1	10000	50	350	30	-1,356	0,000420	-0,000570	0,836595	-476,5
1	10000	60	350	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,836595	-427,0
1	10000	70	350	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,836595	-357,8
1	10000	80	350	30	-0,756	0,000420	-0,000318	0,836595	-265,8
1	10000	50	400	30	-1,356	0,000420	-0,000570	0,800626	-456,1
1	10000	60	400	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,800626	-408,6
1	10000	70	400	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,800626	-342,4
1	10000	80	400	30	-0,756	0,000420	-0,000318	0,800626	-254,3

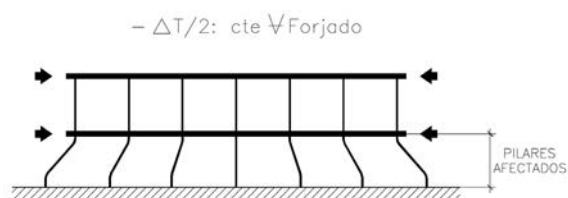


Figura 13. Efectos nocivos en pilares y pantallas entre cimentación y planta baja por efecto de los incrementos térmicos y la retracción

2.2. Acciones (II): la retracción

En este apartado se trata de acotar el valor de las acciones diferidas de retracción aplicando lo indicado en la EHE [13] (Tabla 4).

De la aplicación de las fórmulas se obtiene la tabla 4 (en página anterior).

A efectos prácticos del cálculo en lo que se refiere a la acción de retracción hay que destacar los siguientes aspectos:

La carrera de retracción es siempre en el mismo sentido

En términos de microdeformaciones, en la cuantificación de la acción impuesta correspondiente a la retracción, se tiene una cota máxima de -535 mm/m , y una cota mínima de -250 mm/m

Merece especial mención la necesidad de distinguir entre la retracción hidráulica y la retracción térmica producida por la disipación del calor de hidratación. El calor de hidratación produce un aumento de la temperatura del hormigón de 20° durante las primeras 24 horas. Dicha temperatura tiende a disiparse dejando tensiones de tracción remanentes en el hormigón que, compuestas con el primer escalón de retracción hidráulica, del orden de 10% , y concomitante a una baja resistencia a tracción en las primeras edades, parece la causa más probable de fisuración a tempranas edades [8].

Este calor de hidratación es el que invita a un curado riguroso durante el primer día, ya que así se consigue disipar muchas de las tensiones térmicas autoequilibradas.

2.3. Acciones (III): la fluencia

A efectos prácticos de estudio y comprensión del problema de la fluencia, ésta ejerce su acción sobre dos elementos estructurales bien diferenciados y con edades diferentes de los hormigones que los constituyen:

La losa sufre la retención de la armadura base y de los soportes, por lo que se produce una relajación de las tracciones sobre la misma. El modelo planteado no considera más que la retención de la armadura, prescindiendo de la relajación provocada por la retención de los soportes.

$\frac{\sigma}{f_c}$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
η	1,0	1,0	1,0	1,0	1,03	1,1	1,3	1,5	1,8

Cuadro D.2: Valores medios del coeficiente η (según resultados experimentales)

Figura 14. Coeficiente de amplificación de la fluencia por efecto de la no linealidad de la misma

Las cabezas y arranques de los soportes, por el contrario, sufren la fluencia debida a los momentos inducidos por la contracción de la losa, acercando las tensiones del hormigón, en la parte de la sección más comprimida, por encima de $0,4f_c$, por lo que la consideración de fluencia no lineal es de total aplicación para obtención del momento real en soportes. De la tesis de Fernández Ruiz [15] (Figura 14) se puede obtener el valor del coeficiente η de amplificación de la fluencia por consideraciones no lineales, y que es perfectamente aplicable a la relajación de momentos de arranque y cabeza de soportes.

2.4. Efecto de retención de la armadura

Una de las tentaciones desde el punto de vista estructural, que no económico, es la de reducir el efecto de la retracción a base de aumentar la armadura base de las losas.

Como ejemplo para una losa de 30 cm, disponer de armadura base diámetros del 16 a 25 cm reduce la retracción un $5,2\%$, mientras que una armadura del mismo diámetro a 10 cm reduce los efectos de la retracción un $11,7\%$.

2.5. Las juntas de hormigonado

En la experiencia de la estructura de la feria de Valencia, se observó una gran fisura en la junta de hormigonado entre las dos pastillas correspondientes a una misma planta. Es de prever siempre la aparición de una fisura entre las juntas de hormigonado y la necesidad de cuidados ejecución de la misma, así como la conveniencia de definir las juntas de hormigonado ya desde el proyecto.

2.6. La fisuración en la losa

En los sistemas estructurales planteados de losas y soportes pueden acontecer, ante los fenómenos de retracción y temperatura, cuatro fenómenos:

- *Ausencia de fisuración*, lo que parece darse, con base en la experiencia, por debajo de 40 metros de longitud de estructura.
- *Fisuración de pilares*, cuando éstos no tienen rigidez suficiente para absorber los momentos, tanto en cabeza como en base, producidos por los desplazamientos de la losa.
- *Fisuración de losa*, cuando los soportes tienen gran rigidez.

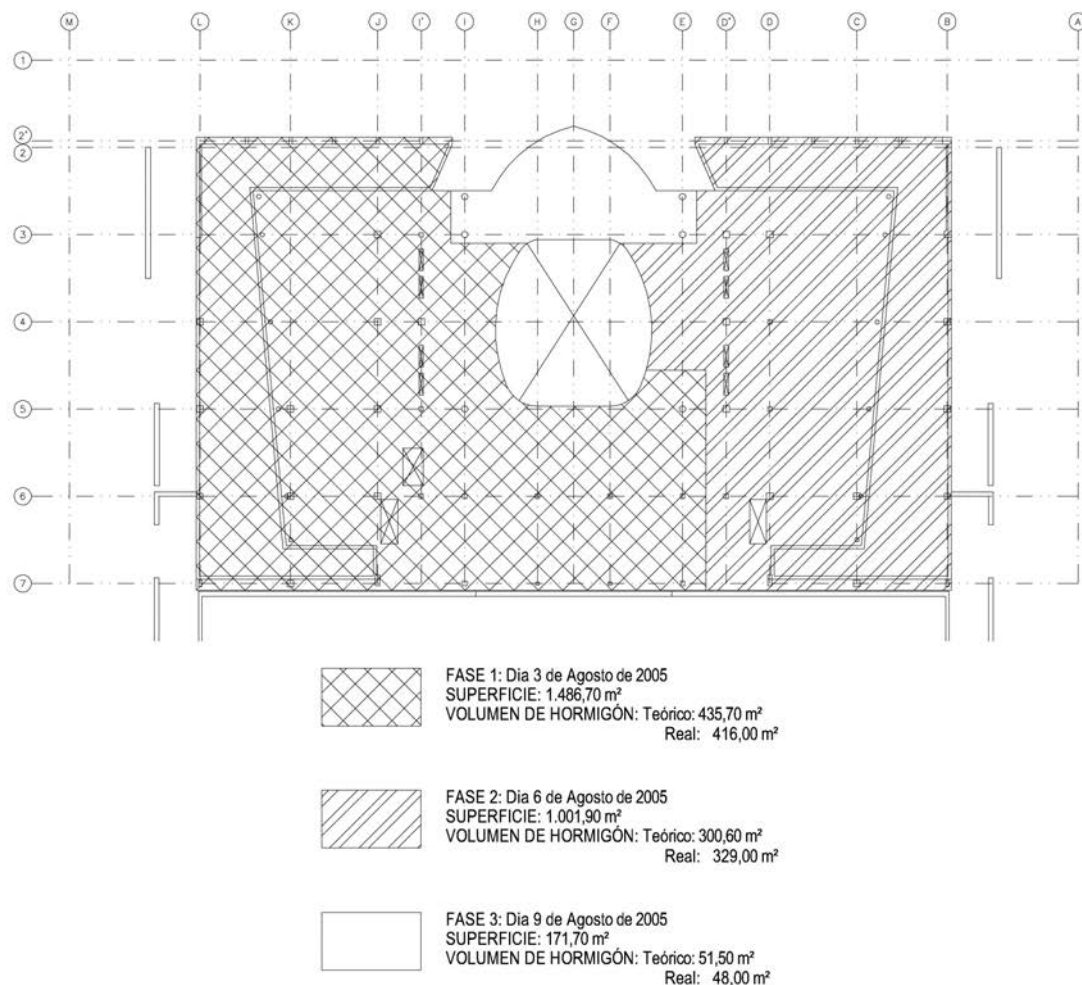


Figura 15. Juntas de hormigonado en la planta tipo de la Feria de Valencia

– Fisuración de losa y pilares en circunstancias intermedias

En este punto se estudia la fisuración de la losa de forjado.

Como ya se avanzó en el punto anterior, las zonas de juntas de hormigonado son puntos seguros de fisuración por lo que conviene preverlos e indicarlos desde proyecto. Así, si se supone un ritmo de ejecución de 450 m² de forjado cada 14-21 días, se puede estimar el número de juntas –y las zonas de fisuración casi segura.

Como ejemplo se presentan los ritmos de ejecución de cada planta llevados a cabo en la citada obra de la Feria de Valencia (Figura 15).

Con base en el número n de fisuras se pueden disminuir las acciones en la proporción de n veces 0,3 mm de apertura de cada fisura respecto al acortamiento total previsto. En el caso concreto estudiado, las dos fisuras observadas, coincidentes con las juntas de hormigonado, con respecto al acortamiento esperado, inducen una disminución de las acciones sobre soportes de 0,3 mm/11mm de acortamiento mitad respecto a la longitud total, lo que supone un 2,7% que no se ha tenido en cuenta en el cálculo.

No es de desdeñar el estudio del número de fisuras producidas en una losa, ya que un número de 36 fisuras admisibles de 0,3 mm de apertura –una cada 87 cm– disiparían la acción reológica en su totalidad en el caso práctico de la Feria de Valencia en que nos encontramos.

Cabría preguntarse la capacidad resistente de la zona fisurada y si es posible controlar la zona de fisura o provocarla de alguna manera en las zonas menos dañinas tal como se hace con las soleras de naves industriales.

Otra línea de investigación que probablemente sea más fructífera es la indicada en la tesis de Fernández Ruiz [15]: se ha comprobado la relación directa entre la separación de cercos y la separación entre fisuras en elementos de hormigón. Este hecho físico que indica que la sección transversal más débil es la que contiene la armadura transversal, invita a disminuir el diámetro y separación de la armadura base prevista para forzar más puntos débiles y una fisuración más difusa y repartida.

2.7. Influencia de la fisuración en pilares

La fisuración en cabeza y base de los pilares introduce una no linealidad en su respuesta. Para tenerla en cuen-

ta en el análisis anterior (elástico y lineal) debe trabajarse con una densidad de rigidez ficticia k_{fic} que incluya dicho efecto y que se supone constante para todo el análisis.

Este efecto depende de:

- La pérdida de rigidez debida a fisuración de la sección (donde debe considerarse el efecto del esfuerzo axial en el pilar) [8].
- La longitud sobre la cual se extiende la zona fisurada en la columna.

Un estudio paramétrico del valor de k_{fic} considerando este efecto resulta normalmente suficiente para tener una idea de la respuesta del sistema, teniendo en cuenta las hipótesis de partida e incertidumbres del resto de parámetros del modelo analítico propuesto en la primera parte.

De forma más precisa puede también considerarse la integración directa de diagramas esfuerzo cortante-desplazamiento en cabeza de pilar con leyes analíticas simples $k=k(u)$ (trilineales o hiperbólicas por ejemplo); sin embargo, esto conlleva la pérdida de linealidad del sistema y por lo tanto de la superposición de estados. Un tratamiento alternativo puede consistir en considerar dos zonas de pilares con diferentes rigideces: rigidez no fisurada cuando los desplazamientos en cabeza de los pilares sean menores que aquéllos que provocan su fisuración y rigidez fisurada en el resto. La extensión de ambas zonas puede determinarse mediante una serie de tanteos sucesivos [8].

En cualquier caso, adoptar la rigidez no fisurada de los pilares en el análisis queda del lado de la seguridad para ambos elementos.

2.8. El caso particular de forjados con muros o pantallas perimetrales

Es habitual la ejecución de losas de forjado como sótano excavado mediante muros o pantallas ancladas o arriostadas conteniendo perimetralmente las tierras. En este caso, dada la mayor rigidez de los muros cuando se construyen las losas de forjado, se produce un fenómeno parecido al de los alzados de los muros cuando se ejecutan sobre una zapata retenida por el rozamiento del suelo y con la retracción mucho más desarrollada.

En el caso de las losas, las fisuras no se sabe por dónde pueden aparecer, dado que su esquema de trabajo es bidireccional, pero lo que sí es seguro es que la fisuración disipa los esfuerzos indirectos, y que, además, se pueden extrapolar datos de los estudios de fenómenos físicos análogos tales como la fisuración de alzados de muros.

En el caso de las losas apoyadas en muros de pantallas hay un factor favorable, que corresponde a la labor de

sellado que se produce gratuitamente por el empuje de las tierras al soltar los anclajes provisionales y que comprimen las losas de forjado. En el caso de muros se produce el mismo efecto si se rellena el trasdós tras la ejecución de la losa de forjado.

2.9. Efecto del giro de la cimentación

Corres [8] advierte del efecto beneficioso del giro en la cimentación para descargar los momentos de arranque y cabeza de los soportes.

De hecho, un planteamiento de concepción estructural de estructura de hormigón, reticulada, articulada en base de soportes y de no mucha altura, permite una optimización de la cimentación así como una disminución ostensible de los esfuerzos por retracción sin temer a los efectos del viento, pues pocos pórticos trabajando pueden soportar su empuje.

2.10. El arranque, la sección pésima en soportes biempotrados

Corres [8] advierte igualmente de la fisuración en arranque de pilares antes que en cabeza de los mismos. Esto tiene la explicación física en el procedimiento constructivo. La retracción a edades tempranas se realiza sin la continuidad de los soportes con la planta superior, por lo que se articula parcialmente la cabeza de soporte, siendo el arranque del mismo la sección más cargada en las primeras fases, por lo que es de prever que será la primera en fisurarse. Además, el grado de empotramiento del soporte en la losa de forjado es menor que en cimentación salvo escasísimas excepciones.

2.11. Influencia del procedimiento constructivo

Un orden adecuado en el procedimiento constructivo, tal que dilate en el tiempo la conexión de n pastillas de 40 metros de longitud máxima cada una y correspondientes a un mismo forjado, permite una reducción de la retracción en cierta medida tal como la que se justifica a continuación según la Tabla 5 que se sigue para un ejemplo concreto de $n=2$:

Igualmente, los ritmos habituales de construcción explican la poca influencia de los esfuerzos de retracción en los tramos de soportes por encima de la primera planta. De hecho, se puede asegurar que una rápida construcción minimiza los esfuerzos parásitos de retracción. En la Tabla 6 se puede observar la retracción diferencial entre dos plantas para ritmos de construcción por planta t de 14, 28 y 42 días por planta.

2.12. Diseño estructural de edificios integrales

Esquemas tipológicos en que se descarga la función de estabilidad horizontal a los elementos verticales interiores a los 50x50 m² centrales y, en los que se permite la

Tabla 5. Reducción de la retracción

t_s [días]	t [días]	HR [%]	e [mm]	fck [MPa]	b_{HR} [-]	e_s [-]	e_{s0} [-]	$bs(t-t_s)$ [-]	$e_{cs}(t-t_s)$ [$\mu\epsilon$]	
1	14	60	200	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,095918	-49,0	10%
1	10000	60	200	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,936580	-478,0	
1	14	60	250	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,076862	-39,2	8%
1	10000	60	250	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,905813	-462,3	
1	14	60	300	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,064109	-32,7	7%
1	10000	60	300	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,872031	-445,1	
1	14	70	200	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,095918	-41,0	10%
1	10000	70	200	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,936580	-400,6	
1	14	70	250	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,076862	-32,9	8%
1	10000	70	250	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,905813	-387,4	
1	14	70	300	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,064109	-27,4	7%
1	10000	70	300	30	-1,018	0,000420	-0,000428	0,872031	-373,0	

Tabla 6. Retracción diferencial

t_s [días]	T [días]	HR [%]	e [mm]	fck [MPa]	b_{HR} [-]	e_s [-]	e_{s0} [-]	$bs(t-t_s)$ [-]	$e_{cs}(t-t_s)$ [$\mu\epsilon$]	Retracción diferencial entre dos plantas
1	14	60	200	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,095918	-49,0	10%
1	28	60	200	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,137553	-70,2	15%
1	42	60	200	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,168679	-86,1	18%
1	10000	60	200	30	-1,215	0,000420	-0,000510	0,936580	-478,0	

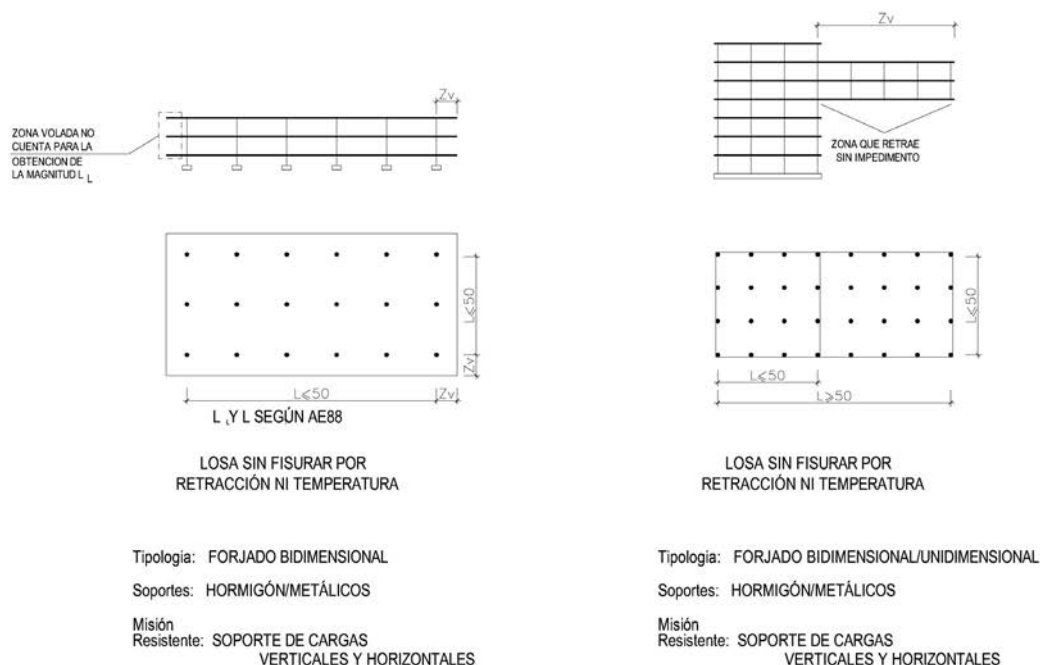


Figura 16. Obtención de la distancia L que hay que acotar por debajo de los 50 m para evitar el estudio de los efectos de la retracción

formación de rótulas plásticas de las crujeas exteriores a la superficie antes mencionada, con un armado coherente del forjado bidimensional sin empotrar en los

soportes, permiten perfectamente el proyecto de edificios sin juntas de más de 50 metros de longitud bajo la actual normativa.

Es recomendable aumentar la longitud del primer tramo de soportes entre baja y primera con respecto al resto de tramos para minimizar los efectos de la retracción.

La Figura 16 (en página anterior) recuerda que la distancia máxima a considerar para que haya junta se mide entre soportes o muros y no entre extremos de losa [10].

2.13. Una propuesta práctica inspirada en la construcción de arcos

De lo expuesto hasta aquí se puede inferir que, para el caso de losas de forjado de hormigón, apoyados sobre soportes metálicos o de hormigón:

- El tramo de soportes solicitado por las acciones indirectas es el correspondiente al comprendido entre baja y primera
- El resto de tramos apenas sufren los efectos de la retracción
- Los soportes más solicitados son los extremos
- Para paliar los esfuerzos de la retracción de un edificio se plantea la presolicitación de los soportes mediante la introducción de un esfuerzo horizontal mediante gatos y posterior cierre entre pastillas tal y como indica la Figura 17.

2.14. Recomendaciones constructivas. Aplicación práctica

En este apartado se discuten una serie de recomendaciones prácticas sobre la disposición de juntas en edificios:

Según la norma NBE-AE-88 [9], la disposición de juntas en edificios no es necesaria en estructuras ordinarias de edificación de acero laminado o de hormigón armado para distancias inferiores a los 40 metros, considerando los fenómenos diferidos y de temperatura. Ésta distancia puede aumentarse a 50 metros para casos de pilares con poca rigidez (lo que requiere la presencia de un núcleo para recoger el empuje de viento) y a 30 metros para casos de pilares con mucha rigidez. Según Calavera [1], estos valores podrían ser superiores, estando en el rango de 60 a 90 metros (o mayores incluso) para la estructura (siempre que se respete una distancia entre juntas para el cerramiento de 12 a 18 metros). En general, puede afirmarse que valores por debajo de los 50-60 metros, en estructuras ordinarias, no presentarán problemas. Para estructuras con distancias superiores, deben realizarse estudios específicos de su comportamiento bajo deformaciones impuestas y, *sobre todo, cuidar la distancia entre las juntas de cerramientos*.

Debido a la naturaleza de las juntas de hormigonado, éstas constituyen un punto débil en las mismas y son por lo tanto más sensibles a desarrollar problemas de fisuración. Dichas juntas deben por lo tanto ejecutarse con el mayor cuidado posible.

Realizar un curado apropiado de la losa permite reducir sensiblemente las deformaciones diferidas desarrolladas por la misma y es por lo tanto una medida complementaria que debe ser estudiada en casos problemáticos.

En caso de existir pilares excesivamente solicitados debido a las deformaciones impuestas, y que puedan por ello presentar problemas, pueden estudiarse soluciones de unión a la losa en las que se reduzca su rigidez.

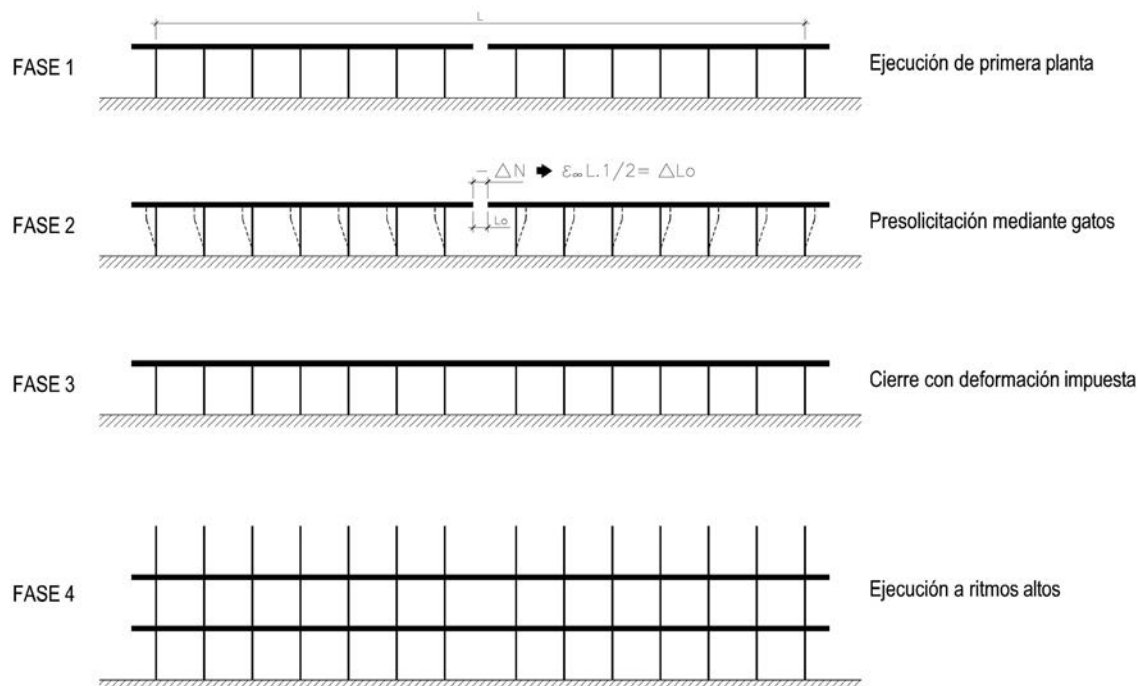


Figura 17. Propuesta para la disminución de los efectos nocivos de la retracción en edificios sin juntas

3. CONCLUSIONES

En este artículo se ha presentado un modelo que permite analizar el comportamiento de un sistema compuesto por una losa apoyada sobre pilares cuando se encuentra sometida a deformaciones impuestas. Las principales aportaciones de dicho modelo son:

- La descripción de un comportamiento complejo y fuertemente hiperestático se realiza mediante un modelo físico sencillo cuyos parámetros son además fáciles de medir y cuantificar.
- El modelo permite obtener información tanto del comportamiento de la losa como de los pilares sobre los que se apoya.
- El modelo es suficientemente general para poder adaptarse a diferentes situaciones.
- El modelo permite realizar de manera sencilla estudios paramétricos para tener una sensibilidad del efecto producido por diferentes acciones.

Finalmente, se presentan también una serie de recomendaciones de carácter práctico, entre las que se debe destacar:

- La necesidad de ajustar más las acciones térmicas a considerar, haciendo especial hincapié en que la temperatura de puesta en obra de referencia pueda ser siempre igual a la temperatura provocada por el calor de hidratación.
- Las acciones térmicas se acotan superiormente en +260 mm/m e inferiormente +160 mm/m
- Las acciones debidas a la retracción se acotan igualmente entre las -535 mm/m, y las -250 mm/m
- La fluencia no lineal debe ser tenida en cuenta para disminuir los esfuerzos en cabeza de soportes
- No merece la pena desde el punto de vista económico el disminuir la retracción por efecto del aumento de la armadura base de la losa de forjado
- La influencia de la tipología y proceso constructivo de la losa y pilares en su comportamiento y la necesidad de estudio ya desde la fase de proyecto

Agradecimientos

El autor desea expresar su agradecimiento a D. Miguel Fernández sin cuya ayuda, el modelo analítico y su desarrollo físico-matemático difícilmente hubiera podido dar la luz. Igualmente se agradece a la UTE Feria de Valencia su desinteresada colaboración en las medidas de campo. Particularmente a D. Juan Ramón Pascual (jefe de obra), D. Fernando Lloréns (responsable de la oficina técnica) y D. Jerónimo García (responsable de la topografía en la obra).

Mención especial merecen los doctores D. Alejandro Pérez Caldentey (Cátedra de Hormigón Estructural, ETSICCP, Universidad Politécnica de Madrid) y D. Miguel Gómez Navarro (Cátedra de Estructuras, ETSA, Universidad Politécnica de Madrid) por sus consejos y ayuda durante la redacción del artículo.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] CALAVERA, J. *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón*. Tomo I. Madrid: INTEMAC, 1999.
- [2] MINISTERIO DE FOMENTO. *Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras*. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 2000.
- [3] NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES. *Expansion Joints in Buildings, Technical Report, N° 65*. Washington, 1974.
- [4] PÖTZL, M., SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken*. Berlin: DAFS, Heft 461, 1996.
- [5] ENGELSMANN, S., SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*. Berlin: DAFS, Heft 496, Berlin, 1999.
- [6] MINISTERIO DE FOMENTO. *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, 1998.
- [7] FAVRE, R., JACCOUD, J-P., BURDET, O., CHARIF, H. *Dimensionnement des structures en béton, TGC-8*. Lausana, Suiza: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 1997.
- [8] CORRES PEIRETTI, H., MARTÍN-CARO ÁLAMO, J. A., PETSCHKE, T., MORENO PADILLA, V., TORRICO NARVÁEZ, J., "Estudio analítico y experimental de los efectos de las deformaciones impuestas en las estructuras integrales". *Hormigón y Acero*. 2004, n° 232, p. 63-81.
- [9] MOPU. NBE AE-88, *Acciones en la edificación*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, 1988.
- [10] SIA. *SIA 262, Betonbauten*. Zürich: Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, 2003.
- [11] MUTTONI A., GUANDALINI S. "Kommentar zum Durchstanzen nach SIA 262". Lausana, Suiza: EPFL, 2006.
- [12] MINISTERIO DE LA VIVIENDA. *CTE, Código Técnico de la Edificación*. Madrid: B.O.E., 2006.
- [13] MINISTERIO DE FOMENTO. *EHE. Instrucción de hormigón estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica, 1998.
- [14] MINISTERIO DE FOMENTO. *EH-91, Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*. Madrid: Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica, 1991.
- [15] FERNÁNDEZ RUIZ, M. *Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero*. Madrid: ACHE, Tesis doctorales, 2004.

NOTACIÓN

A_c : Sección transversal de la losa.	k : Rigidez del sistema de pilares.
E_c : Módulo de rigidez del hormigón de la losa.	ℓ : Semi-longitud de la losa.
E_p : Módulo de rigidez de los pilares.	n_l : Número de pilares longitudinales.
E_s : Módulo de rigidez del acero pasivo de la losa.	n_t : Número de pilares transversales.
ΔT : Carrera de temperatura	u : Desplazamiento en la losa o cabeza de pilar.
F_b : Fuerza en el borde de la losa.	χ : Coeficiente de envejecimiento.
F_{com} : Fuerza de compatibilidad.	ε : Deformación de la losa.
H : Altura de los pilares.	ε_T : Deformación de temperatura de la losa.
e : Canto de losa	ε_{cs} : Deformación de retracción de la losa.
I_p : Inercia de los pilares.	$\varepsilon_{losa,s}$: Deformación de retracción efectiva de la losa.
L : Longitud total de la losa.	φ : Coeficiente de fluencia.
M : Momento en cabeza de pilares.	ρ : Cuantía de armado.
f : Fuerza en la losa.	σ : Tensión de la losa.
	σ_c : Tensión en el hormigón.
	z : Zona térmica según la IAP.

Influencia de la estructura porosa en la durabilidad de hormigones autocompactantes con propiedades mecánicas similares

Effect of pore structure on the durability of self-compacting concretes of similar strength

E. B. Bermejo Núñez⁽¹⁾, J.C. Gálvez Ruiz⁽¹⁾, A. Moragues Terrades⁽¹⁾ y M. Fernández Cánovas⁽¹⁾

Recibido | Received: 17-02-2009
Aceptado | Accepted: 05-09-2009

Resumen

Los estudios de hormigón autocompactante realizados se han centrado en obtener dosificaciones óptimas, pero hay dudas acerca de su durabilidad, en especial en hormigones de resistencia moderada.

Este trabajo estudia la durabilidad de tres hormigones autocompactantes de resistencia moderada (resistencia característica aproximada de 25 MPa), cuya dosificación y propiedades mecánicas son casi iguales, pero que emplean cementos con distinto tipo de adición. El estudio pone de manifiesto la importancia de la estructura porosa, en particular de la distribución de tamaño de poro, en la durabilidad. Los ensayos realizados han sido: ensayo de profundidad de penetración de agua bajo presión, penetración de CO₂ en cámara ambiental con atmósfera controlada y penetración del ión cloruro por difusión en probetas saturadas. Además, se ha obtenido el volumen total de poros y su distribución por tamaños mediante porosimetría por intrusión de mercurio.

El trabajo muestra cómo hormigones autocompactantes con comportamientos muy similares, tanto en estado fresco como endurecido, presentan una estructura porosa distinta, que afecta de forma directa a su durabilidad potencial.

Palabras clave: hormigón autocompactante, durabilidad, estructura porosa, cemento, adiciones.

Abstract

The research on SCC has been focussed on optimizing the dosage, but there are open questions, especially regarding on durability of medium strength SCC.

This work deals with the durability behaviour of three SCCs, with moderate compression strength (25 MPa), made with same dosage, but different cement (different cement additions). The results emphasize the influence of the pore size distribution on the durability. The performed tests carried out had been: water permeability under pressure, chloride diffusion and CO₂ penetration. The mercury intrusion porosimetry was also performed.

* An extensive English language summary of the present article is provided on page 88 of this issue both for the convenience of non-Spanish-speaking readers and inclusion in databases.

(1) Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, España).

Persona de contacto / Corresponding author: jcalvez@caminos.upm.es

The results show how SCCs with very similar fresh and hardened behavior have different pore size distribution, and such an aspect affects to the potential durability.

Keywords: self-compacting concrete, durability, pore size distribution, cement, admixtures.

1. INTRODUCCIÓN

El hormigón autocompactante (HAC) inicia su desarrollo en Japón, a mediados de los años 80, bajo la dirección del Profesor Okamura [1]. Se trataba de buscar un hormigón de calidad, compacto y durable, para estructuras fuertemente armadas donde el proceso de vibración era complicado. Desde entonces se ha avanzado mucho, especialmente en los HACs de altas prestaciones. Se han dedicado importantes esfuerzos a la optimización de la dosificación y el estudio de las propiedades en estado fresco [2-6], sin embargo hay importantes aspectos pendientes de estudio en el campo de la durabilidad, especialmente de HAC de resistencia moderada [7-9].

El principal rasgo distintivo del HAC frente al hormigón convencional (HC) es su comportamiento en estado fresco. Esta diferencia de comportamiento es debida a su composición, diferente a la del HC, con un alto contenido de finos, aditivos de última generación en dosis mayores y reducción del contenido de árido grueso. Trabajos previos [7-8, 10-12] han puesto de manifiesto que el alto contenido de finos y el empleo de dosis mayores de superplastificantes, en comparación con el HC, modifican la estructura porosa, afectando a los mecanismos de transporte de líquidos y gases en el hormigón.

El término "durabilidad potencial" hace referencia al comportamiento frente a posibles ataques del HAC en distintos ambientes, con especial atención a los mecanismos de transporte y difusión [8], muy directamente relacionados con la corrosión de la armadura. En este trabajo se estudia y compara la durabilidad potencial de tres HACs de resistencia moderada (aproximadamente 25 MPa de resistencia característica), cuyo comportamiento en estado fresco y sus propiedades mecánicas en estado endurecido son prácticamente iguales. Los tres hormigones se han fabricado con los mismos áridos e igual dosificación. La única diferencia radica en el tipo de cemento empleado y el contenido de aditivo superplastificante. Uno de los cementos utilizados es portland sin adiciones, y los otros dos son portland con adición de puzolanas y escorias respectivamente. Los ensayos de durabilidad realizados son: ensayo de profundidad de penetración de agua bajo presión, penetración de CO₂ en cámara ambiental con atmósfera controlada y penetración del ión cloruro por difusión en probeta saturada. Además, se ha obtenido el volumen total de poros y su distribución por tamaños mediante porosimetría por intrusión de mercurio.

El trabajo pretende resaltar cómo HACs con comportamiento muy similar, tanto en estado fresco como endurecido, presentan una estructura porosa distinta, que afecta de forma directa a los procesos de transporte

tanto de cloruros como de CO₂ [13]. En este campo de los HACs aún hay mucho que investigar, y los resultados que se presentan ponen de manifiesto la influencia que tiene en la durabilidad potencial del HAC la combinación cemento-aditivo-filler.

El artículo se inicia con la descripción de la campaña experimental, a continuación se muestran los resultados obtenidos, su discusión y finalmente se presentan las conclusiones.

2. CAMPAÑA EXPERIMENTAL

2.1. Materiales empleados

Cementos

Como ya se ha indicado, se han elegido tres cementos comunes, uno portland sin adiciones y dos portland con adiciones: CEM I 42,5 R, CEM II/A-S 42,5 N y CEM II/A-P 42,5 R. Los tres cumplen la Instrucción para la Recepción de Cementos (RC-08).

Áridos

Se ha empleado arena de río y árido grueso rodado, ambos de naturaleza silíceo. El tamaño máximo del árido se ha fijado en 16 mm. El módulo granulométrico de la arena ha sido 3,70.

Se ha empleado filler calizo en todos los casos, consistente en un material que procede de moler el árido calizo, pasando la mayor parte del material por el tamiz 0,063 mm, cuya granulometría cumple con la norma UNE 12620: 002.

La cantidad máxima de partículas finas añadidas o filler (que pasan por el tamiz UNE 0,063 mm), incluidas las adicionadas al cemento, no superó los 250 kg por metro cúbico de hormigón.

Aditivo

En los tres hormigones se ha empleado el mismo aditivo superplastificante, SIKA Viscocrete 3425, basado en policarboxilatos modificados en base acuosa. No se han empleado aditivos modificadores de viscosidad.

2.2. Fabricación de las probetas

A partir de las recomendaciones disponibles [2, 5, 6, 14-16] se han ajustado las dosificaciones de HAC para obtener una resistencia característica de aproximada-

Tabla 1. Dosificaciones propuestas para cada hormigón estudiado (por m³ de hormigón)

Hormigón	1	2	3
Tipo de cemento	CEM I 42,5 R	CEM II/ A-S 42,5 N	CEM II/ A-P 42,5 R
Adición	Filler calizo	Filler calizo	Filler calizo
Cemento (kg)	350	350	350
Adición (kg)	200	200	200
Agua (kg)	193	193	193
Arena (kg)	960	960	960
Grava (kg)	695	695	695
Aditivo (kg)	7,4 (2,1%)	2,8 (0,8%)	6,3 (1,8%)
a/c	0,55	0,55	0,55

mente 25 MPa. En la Tabla 1 se muestran las dosificaciones, por metro cúbico, empleadas para cada uno de los hormigones estudiados. Las mismas permiten obtener HAC de resistencia característica superior a 25 MPa, cumpliendo con los requisitos de autocompactabilidad. Como se puede observar, las diferencias entre las tres dosificaciones son el tipo de cemento y la cantidad de aditivo que varía entre el 0,8% y el 2,1%.

Una vez adoptada la dosificación idónea para cada cemento utilizado se confeccionaron dos amasadas para cada dosificación, y se hicieron dos tipos de probetas cilíndricas (15 ϕ x 30 cm de altura y 10 ϕ x 20 cm de altura) para la realización de ensayos de resistencia a compresión, módulo de elasticidad, tracción indirecta, profundidad de penetración de agua bajo presión, penetración de CO₂, penetración del ión cloruro y ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio.

2.3. Ensayos realizados en estado fresco del hormigón

Los ensayos realizados fueron tres: ensayo del escurrimiento (UNE 83361:2007), ensayo de la caja en L (UNE 83363:2007) y ensayo del embudo en V (UNE 83364:2007), siempre en el mismo orden. El primer ensayo realizado fue el escurrimiento, cuyo objetivo era evaluar la capacidad de fluir del hormigón y, además, comprobar visualmente la posible segregación del mismo. El siguiente ensayo efectuado fue el de la caja en L, cuyo objetivo era cuantificar el posible bloqueo de la masa fresca al pasar entre armaduras, así como la fluidez del hormigón. Por último, se realizó el ensayo del embudo en V, cuyo objetivo era evaluar la capacidad del hormigón para fluir por zonas de paso estrechas y la capacidad de relleno de los moldes. La Figura 1 muestra el hormigón extendido tras realizar el ensayo de extensión de flujo, y la Figura 2 el hormigón al finalizar el ensayo de la caja en L.

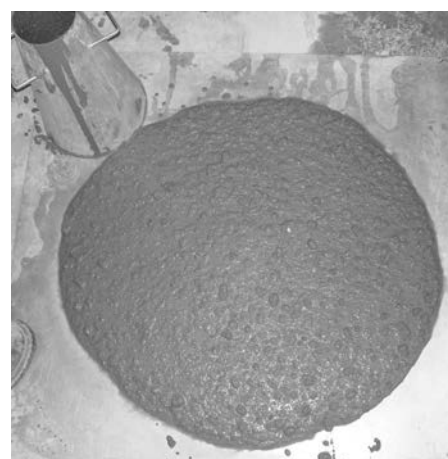


Figura 1. Hormigón extendido al final del ensayo de extensión de flujo



Figura 2. Resultado final del ensayo de la caja en L

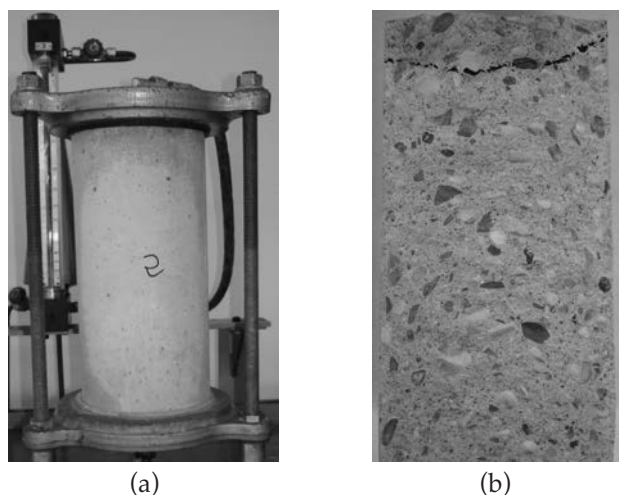


Figura 3. Ensayo de penetración de agua a presión:
a) detalle de la probeta durante el ensayo,
y b) muestra del perfil de humedad de la probeta

2.4. Ensayos realizados en el hormigón endurecido

A las edades de 7, 28 y 91 días, desde la fecha de confección del hormigón, se procedió a la realización de los ensayos de caracterización de las propiedades mecánicas del hormigón endurecido. Estos consistieron en la determinación de la resistencia a compresión (UNE-EN 12390-3:2003), módulo de elasticidad (UNE 83316:1996) y resistencia a tracción indirecta (UNE-EN 12390-6:2001).

2.5. Ensayos de durabilidad realizados

Los ensayos de penetración de agua bajo presión, CO_2 e ión cloruro se iniciaron cuando la edad del hormigón, medida desde su fabricación, era de 91 días, con una duración de 72 horas para el ensayo de profundidad de penetración de agua bajo presión y de 3 meses para el resto de los ensayos.

El ensayo de penetración de agua bajo presión se realizó sobre probetas cuyas dimensiones eran $15 \phi \times 30$ cm de altura siguiendo la norma UNE-EN 12390-8. La presión aplicada fue de 500 kPa siendo constante durante todo el ensayo. La Figura 3 muestra una fotografía de la probeta durante el ensayo (Figura 3a), y del perfil de penetración de agua tras el ensayo (Figura 3b).

La penetración del CO_2 se midió mediante el ensayo de carbonatación acelerada sobre probetas cuyas dimensiones eran $10 \phi \times 20$ cm de altura. Este ensayo se realizó en una cámara de carbonatación (véase Figura 4a) con atmósfera controlada: temperatura constante a $23 \text{ }^\circ\text{C} \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ y humedad relativa de $65\% \pm 1\%$. Las probetas se mantuvieron en el interior de la cámara durante 91 días, con un ambiente de $6\% \pm 1\%$ de dióxido de carbono y la diferencia hasta el cien por cien de gas nitrógeno. Para medir la profundidad de carbonatación se siguió la norma UNE 112011:1994. Se realizaron 3 mediciones, una cada 28 días, sobre la misma probeta, cortando con un disco de diamante por vía húmeda rodajas de 2 cm de espesor y, aplicando un indicador de fenolftaleína. La Figura 4b muestra la profundidad de la carbonatación, mediante el indicador de fenolftaleína, en una de las probetas.

La norma UNE-EN 13295:2005 para la determinación de la resistencia a carbonatación de productos de reparación establece el empleo de aire con una concentración del 1% de dióxido de carbono. Sin embargo, en ensayos acelerados de carbonatación de hormigón se emplean concentraciones de dióxido de carbono de hasta el 50% [16, 17], siendo habituales las concentraciones del 5% al 10% [9, 18-19] con temperatura de $21 \text{ }^\circ\text{C}$ y humedad relativa del 65%. En este trabajo, como se ha indicado, se ha adoptado una concentración del 6% de dióxido de carbono, $23 \text{ }^\circ\text{C}$ y 65% de humedad relativa. La razón de emplear ensayos acelerados, con concentración de dióxido de carbono muy superior al ambiental (aproximadamente 0,3%) reside en disponer en un plazo razonable (tres meses) de resultados apreciables de carbonatación.

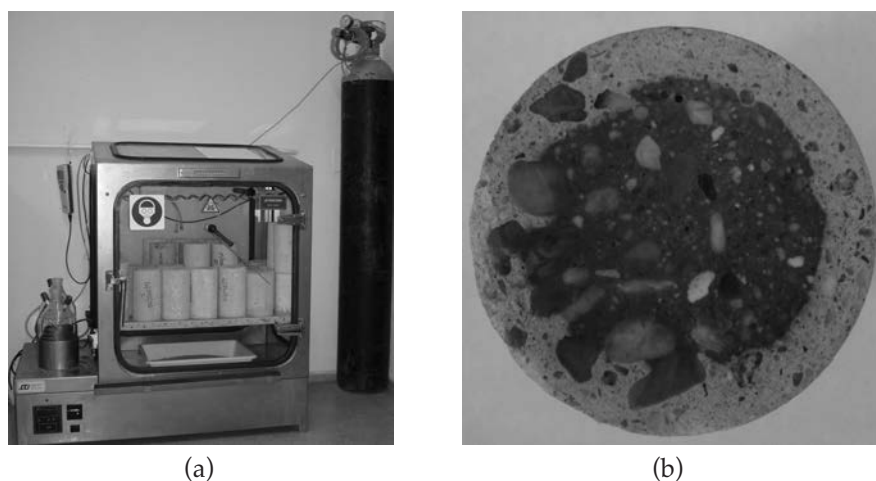


Figura 4. Ensayo de carbonatación acelerada:
a) cámara empleada para la realización del ensayo,
y b) muestra en la que se observa la zona carbonatada tras la aplicación del indicador

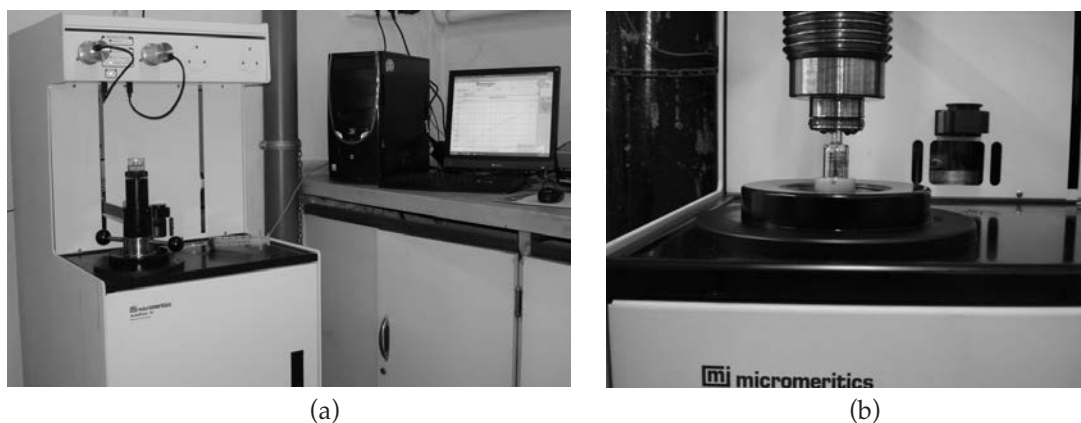


Figura 5. Ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio: a) porosímetro, y b) penetrómetro en la cámara de alta presión

La penetración del ión cloruro se midió sobre probetas cuyas dimensiones eran $10 \phi \times 20$ cm de altura y siguiendo las recomendaciones de la norma ASTM C1543-02. Las probetas se saturaron en agua, tras lo cual se cubrieron todas las caras, excepto la superior, con una pintura epoxi impermeable. El objetivo de la impermeabilización fue garantizar la difusión de cloruro durante el ensayo de forma unidireccional. Una vez endurecida la pintura epoxi se sumergieron durante 3 meses en una solución de agua destilada y NaCl al 3%, a temperatura de laboratorio. Pasado el tiempo de exposición, se obtuvo el perfil de penetración de cloruro mediante extracción, con un taladro de columna, del material en seco, hasta una profundidad de 30 mm, con intervalos cada 5 mm, obteniéndose un total de 6 puntos en cada perfil de cloruros. La determinación de la concentración del ión cloruro se realizó según la norma UNE 112010: 994.

2.6. Ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio

Los ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio se llevaron a cabo con un porosímetro Micromeritics, modelo Autopore IV 9500, que opera hasta una presión de 33.000 psi (228 MPa) y cuyo rango de medida de diámetro de poro es de $0,006 \mu\text{m}$ hasta $175 \mu\text{m}$.

Los ensayos se realizaron a los 91 días de edad de las muestras, siguiendo la norma ASTM D4404-84 (2004),

que aunque sea específica para el análisis de rocas y suelos, la metodología que emplea es válida para el hormigón. Las muestras que se obtuvieron eran redondeadas de $3,5 \text{ g} \pm 0,3 \text{ g}$ aproximadamente.

Aunque no existe consenso entre los investigadores respecto a cuáles deben ser las condiciones de preparación de la muestra, en nuestro caso el tratamiento previo elegido ha consistido en el secado de la misma a una temperatura de 40°C , hasta peso constante, y en la posterior desgasificación durante 30 minutos mediante bomba de vacío. La Figura 5 muestra una imagen del porosímetro empleado y del penetrómetro en la cámara de alta presión.

Esta técnica asume como hipótesis que los poros son cilíndricos, por lo que la medida de la porosidad no es real, pero se acepta como aproximación razonable de la estructura porosa en los materiales de base cemento desde 1961, fecha en que fue propuesta por Edel'man [20]. Esta técnica permite medir un amplio rango de diámetro de poros, desde los $2,5 \text{ nm}$ hasta los $100 \mu\text{m}$.

3. RESULTADOS

3.1. Resultados de los ensayos de hormigón en estado fresco

La Tabla 2 muestra un resumen de los valores obtenidos en los ensayos de caracterización de los HACs en estado fresco (ensayo de escurrimiento, embudo en V y caja

Tabla 2. Resultados de los ensayos de hormigón fresco y comparación con el rango admisible de la Instrucción EHE-08 [21]

Hormigón		1	2	3	Rango admisible (EHE-08)
Extensión de flujo	$T_{500} (s)$	3	3	1,2	$T_{50} \leq 8 \text{ seg}$
	$\varnothing_m (cm)$	65	63	70	$550 \text{ mm} \leq d_f \leq 850 \text{ mm}$
Embudo V	$T_V (s)$	14	10	5,5	$4 \text{ s} \leq T_V \leq 20 \text{ s}$
Caja en L	$T_{600} (s)$	3	3	1,4	
	H_2 / H_1	0,63	0,74	0,80	$0,75 \leq C_{bL} \leq 1,00$

en L) para cada uno de los hormigones estudiados y se establece una comparación con los rangos admisibles para cada uno de los ensayos de la Instrucción EHE-08 [21].

3.2. Resultados de los ensayos de caracterización del hormigón endurecido

Las Figuras 6, 7 y 8 muestran los resultados de resistencia a compresión, módulo de elasticidad y resistencia a tracción indirecta (ensayo de brasileño) para cada uno de los tres hormigones estudiados. Los valores presentados corresponden al valor medio de tres probetas ensayadas.

Como se observa en la Figura 6, el hormigón 3 es el que mayor resistencia a compresión presenta a los 28 y 91

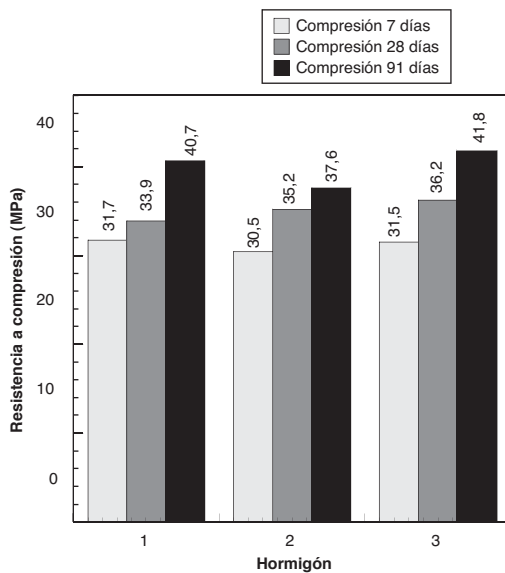


Figura 6. Resistencia a compresión

días; el hormigón 2 presenta una ligera mayor resistencia a compresión a 28 días respecto el hormigón 1, pero a 91 días la resistencia es mayor en el hormigón 1. En todos los casos se alcanza la resistencia solicitada a los 28 días.

Como se muestra en la Figura 7, se obtiene un módulo de elasticidad ligeramente mayor en el hormigón 3 a 91 días, pero a 7 días y 28 días es el hormigón 1 el que tiene un módulo de elasticidad mayor respecto a los otros dos hormigones. En el hormigón 1 se observa que apenas ha habido variación del módulo de elasticidad en el tiempo.

Como se puede ver en la Figura 8, se obtiene una resistencia a tracción indirecta relativamente parecida en todos los hormigones siendo ligeramente superior, a 28 días, en los hormigones 1 y 3.

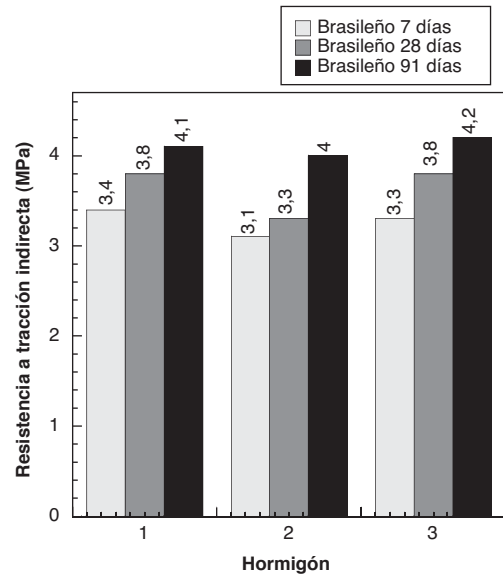


Figura 8. Resistencia a tracción indirecta

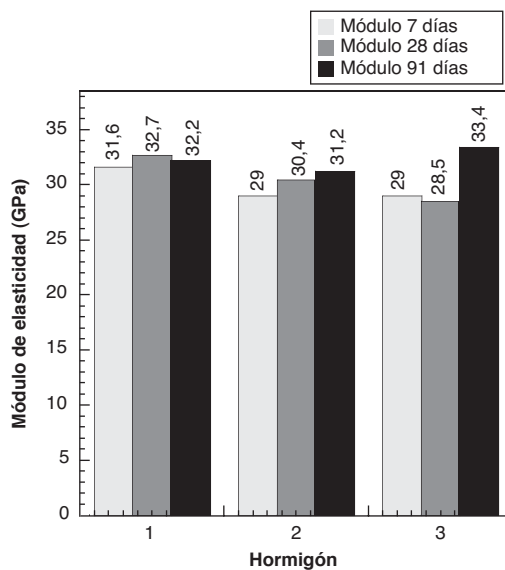


Figura 7. Módulo de elasticidad

3.3. Resultados de los ensayos de durabilidad

La Figura 9 muestra la profundidad máxima de penetración de agua y la resistencia a compresión a los 91 días. Los valores corresponden al valor medio de tres probetas ensayadas. Como se ve a simple vista, la penetración máxima de agua es notablemente mayor en el hormigón 2 respecto a los hormigones 1 y 3, siendo ligeramente menor en el hormigón 1 respecto al 3.

La Figura 10 muestra la profundidad media de penetración de agua y la resistencia a compresión a los 91 días. Como se observa ocurre lo mismo que con la profundidad máxima de penetración, siendo mayor en el caso del hormigón 2 respecto a los hormigones 1 y 3, siendo ligeramente menor en el hormigón 1.

En la Figura 11 se puede observar que la profundidad máxima de carbonatación es mayor en el hormigón 2 respecto a los otros dos hormigones. El hormigón 1 es el

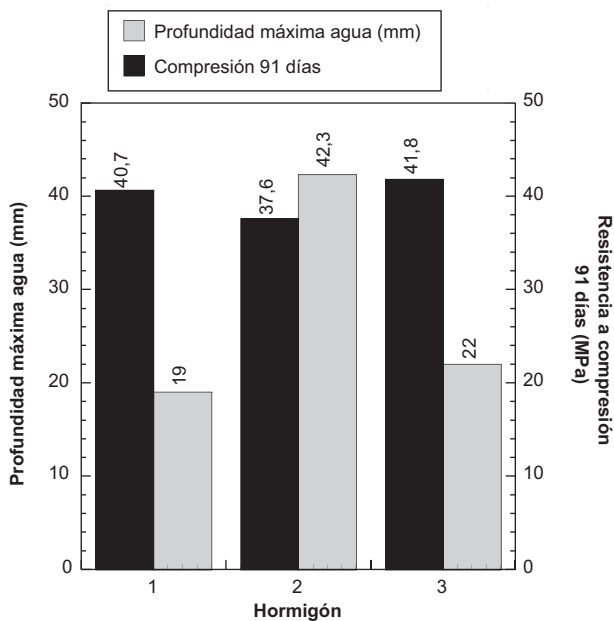


Figura 9. Profundidad máxima de penetración de agua y resistencia a compresión

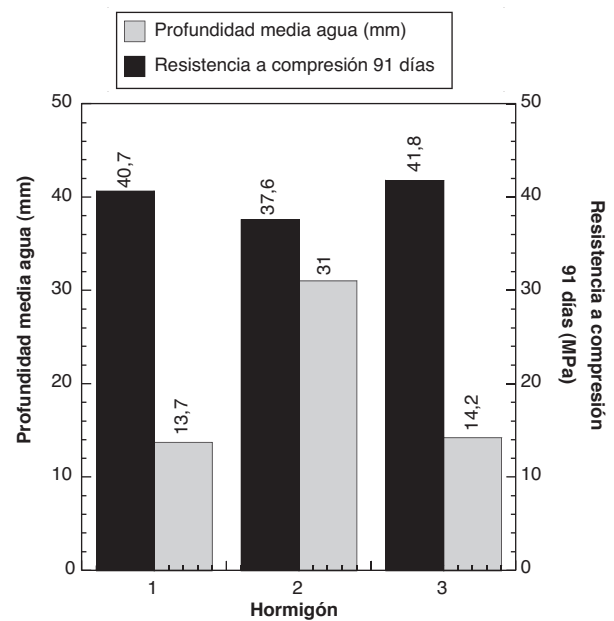


Figura 10. Profundidad media de penetración de agua y resistencia a compresión

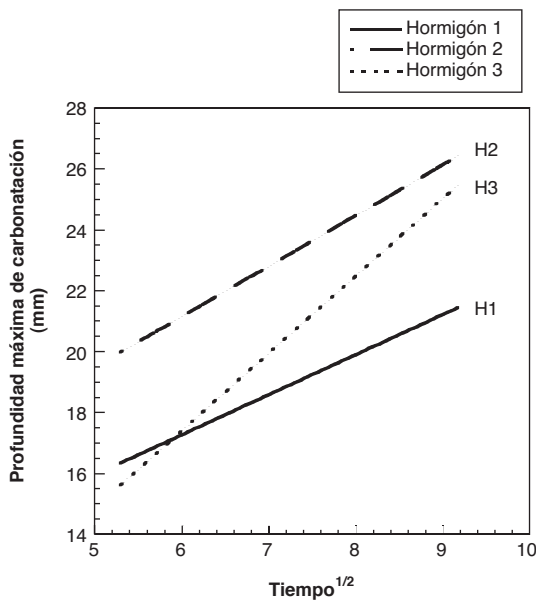


Figura 11. Carbonatación acelerada

que menor profundidad máxima de carbonatación presenta. El hormigón 3 muestra una profundidad máxima de penetración del CO₂ menor respecto al hormigón 1 al principio, pero con el tiempo crece por encima de la del hormigón 1, alcanzando una profundidad máxima lige-

Tabla 3. Velocidad de carbonatación (mm/días^{1/2})

Hormigón	Velocidad de carbonatación (mm/días ^{1/2})
1	0,9
2	0,8
3	1,7

ramente inferior al hormigón 2; esto se debe a que la velocidad de carbonatación en el hormigón 3 es algo más del doble con respecto a los otros dos hormigones. En la Tabla 3 se recogen los valores de las velocidades de carbonatación de los tres hormigones.

La Tabla 4 muestra el coeficiente efectivo de transporte del ión cloruro de los tres hormigones. El hormigón 2 es el que presenta un coeficiente mayor que los otros dos hormigones.

Tabla 4. Coeficiente efectivo de transporte de Cl⁻ (m²/s)

Hormigón	Coeficiente efectivo difusión Cl ⁻ (m ² /s)
1	2,98E-12
2	3,60E-12
3	1,95E-12

3.4. Resultados de los ensayos de porosimetría por intrusión de mercurio

La Figura 12 muestra la porosidad total y la resistencia a compresión a los 91 días de los tres hormigones. Se observa que no hay grandes diferencias en cuanto a la porosidad total entre los mismos, siendo ligeramente superior en el hormigón 3 y ligeramente inferior en el hormigón 2.

La Figura 13 presenta el diámetro promedio de poro y la profundidad máxima de penetración de agua en el ensayo de penetración de agua bajo presión. El hormigón 3 es el que presenta un diámetro promedio de poro

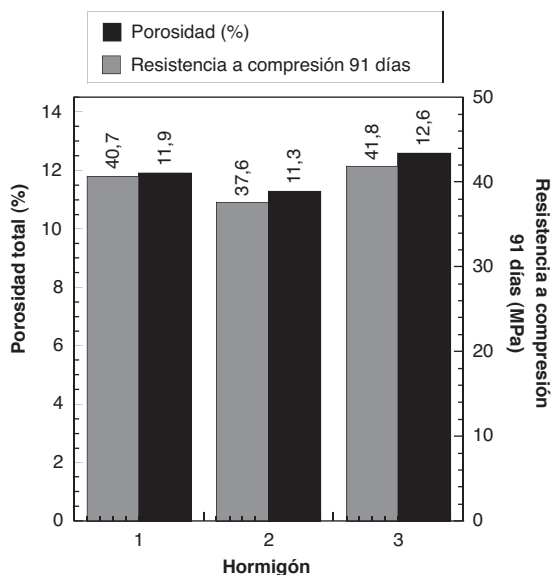


Figura 12. Porosidad total y resistencia a compresión

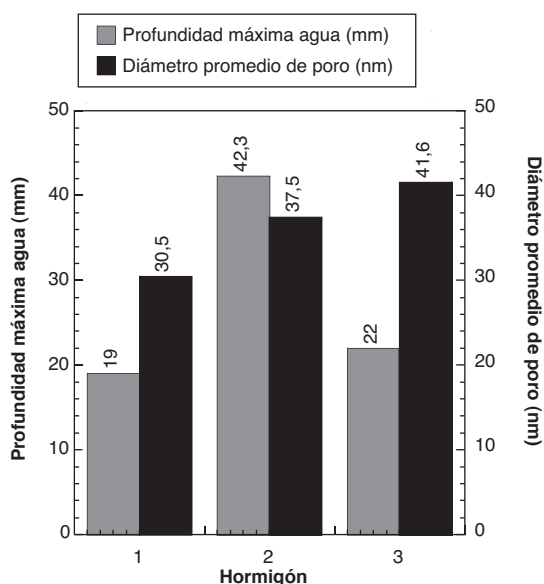


Figura 13. Diámetro promedio de poro y profundidad máxima de agua

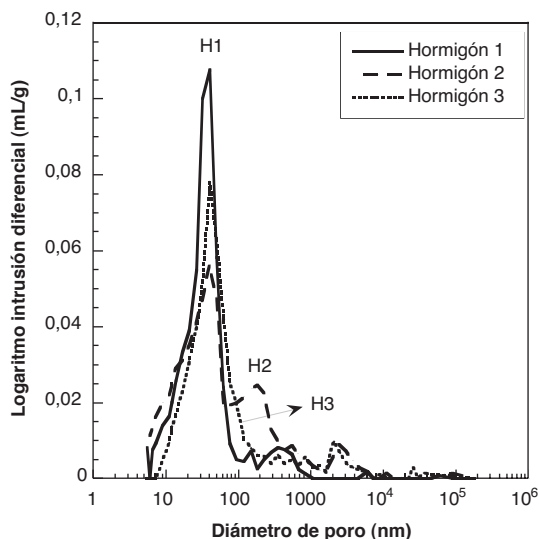


Figura 14. Logaritmo de la intrusión diferencial de mercurio

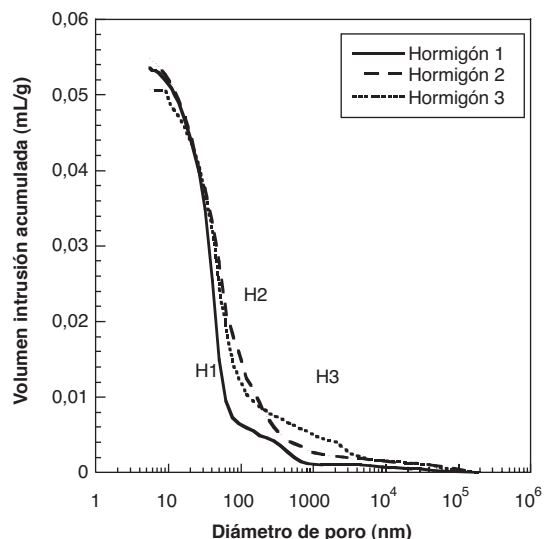


Figura 15. Volumen acumulado de intrusión de mercurio

Tabla 5. Volumen de macro-poros y meso-poros

Hormigón	Volumen de macro-poros (ml/g)	Volumen de meso-poros (ml/g)
1	0,016	0,038
2	0,036	0,025
3	0,032	0,026

mayor, aunque no coincide con la máxima penetración de agua.

Las Figuras 14 y 15 y la Tabla 5 muestran los resultados obtenidos en el ensayo de porosimetría por intrusión de mercurio para los tres hormigones estudiados.

En la Figura 14 se pueden observar los resultados de los logaritmos de los volúmenes de las intrusiones diferen-

ciales obtenidas en los diferentes ensayos de porosimetría. En la Figura 15 se presentan los resultados del volumen de intrusión de mercurio acumulado para cada hormigón estudiado. La Tabla 5 muestra el volumen de macro-poros y meso-poros de cada uno de los HACs.

Claramente se observa que la estructura porosa es muy diferente en los tres hormigones estudiados.

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos muestran que con los cementos empleados se consiguen HACs con resistencia característica a compresión de aproximadamente 25 MPa, pero con comportamiento y estructura porosa notablemente diferente entre ellos.

Las dosificaciones propuestas para los tres hormigones son casi iguales, variando tan solo el contenido de aditivo superplastificante y el tipo de cemento: el cemento 1 es sin adición (CEM I 42,5 R), el cemento 2 tiene adición de escorias (CEM II/A-S 42,5 N) y el cemento 3 adición de puzolana (CEM II/A-P 42,5 R).

En la Tabla 2 se puede observar que dos de los hormigones (1 y 2) ensayados poseen un coeficiente de bloqueo en la caja en L por debajo del límite de 0,75 que se establece en el Anejo 17 de la EHE-08 [21], aunque el coeficiente de bloqueo del hormigón 2 tiene un valor muy próximo a 0,75. No obstante algunos autores como Gettu *et al.* [6] indican que hormigones con coeficientes más bajos, hasta 0,60, han mostrado resultados aceptables en aplicaciones estructurales [15]. Los ensayos se realizaron antes de la entrada en vigor de la Instrucción EHE-08 [21].

Las propiedades mecánicas de los hormigones (resistencia a compresión, módulo de elasticidad y resistencia a tracción indirecta) son muy parecidas a las tres edades evaluadas (7, 28 y 91 días).

La resistencia a compresión de los hormigones 1 y 3 es muy similar a 91 días, aunque es ligeramente superior en el 3. El hormigón 2 es el que menor resistencia a compresión presenta. El módulo de elasticidad es similar en los tres HACs, pero su evolución en el tiempo es diferente, es decir, en el hormigón 1 apenas varía el módulo de 7 a 91 días; en cambio, esta variación es mayor en los otros dos hormigones.

Con respecto a la resistencia a tracción indirecta, se obtiene un valor similar a 91 días en los tres hormigones, aunque a 28 días, en el hormigón 2 el valor es ligeramente inferior al resto.

Los valores obtenidos de la porosidad total (véase Figura 12), son muy parecidos en los tres hormigones, lo que se corresponde con que sus propiedades mecánicas sean muy similares, especialmente la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad.

Los resultados de los ensayos de profundidad de penetración de agua bajo presión (Figuras 9 y 10) y carbonatación acelerada (Figura 11 y Tabla 3) reflejan que el comportamiento del hormigón 1 es el mejor de todos, siendo el hormigón 2 el que presenta peor comportamiento. El hormigón 2 muestra una profundidad de la penetración de agua bajo presión mayor del doble de la presentada por el hormigón 1, siendo muy similar en los hormigones 1 y 3.

Los resultados de los ensayos de carbonatación acelerada (Figura 11 y Tabla 3) muestran una velocidad de carbonatación similar en los hormigones 1 y 2. La velocidad de carbonatación del hormigón 3 es casi el doble de la de los otros dos. En cuanto a las profundidades máximas de carbonatación alcanzadas durante el ensayo, la menor es la del hormigón 1, siendo muy parecidas las de los hormigones 2 y 3 al final del ensayo.

En cuanto a la difusión del ión cloruro (Tabla 4), el peor comportamiento lo presenta el hormigón 2, seguido de los hormigones 1 y 3.

Por todo ello se puede concluir que el mejor comportamiento frente a la durabilidad potencial lo presenta el hormigón 1, el peor el hormigón 2 y un comportamiento intermedio el hormigón 3, aunque éste es más parecido al del hormigón 1 que al del hormigón 2.

Los resultados de porosimetría por intrusión de mercurio muestran algunas diferencias entre los tres hormigones, que pueden ayudar a entender su diferente comportamiento frente a los ensayos de durabilidad antes comentados. El volumen total de mercurio intruido es muy similar en los tres hormigones (Figura 15) lo que indica una porosidad total muy parecida (Figura 12). La diferencia se muestra en:

- El diámetro promedio de poro (Figura 13), que es notablemente mayor en el hormigón 3 alcanzando un valor de 41,6 nm, respecto al hormigón 2 (37,5 nm) y el hormigón 1 (30,5 nm).
- En la distribución de macro-poros y meso-poros (Tabla 5). Los hormigones 2 y 3 muestran un volumen de macro-poros doble que el del hormigón 1. El volumen de meso-poros es mayor en el hormigón 1, siendo muy parecido en los hormigones 2 y 3.

El bajo contenido de macro-poros del hormigón 1, en comparación con los 2 y 3, justifica su buen comportamiento frente a los ensayos de permeabilidad al agua bajo presión y carbonatación acelerada. Su mayor contenido de meso-poros da lugar a que su coeficiente de difusión efectiva de ión cloruro sea mayor.

La distribución porosa del hormigón 2, con un volumen de macro-poros mayor al doble del hormigón 1, justifica su peor comportamiento frente a los ensayos de penetración de agua bajo presión y carbonatación acelerada, así como sus propiedades mecánicas, ligeramente inferiores. Además, tiene un volumen de meso-poros elevado que afecta a la penetración del ión cloruro. A estos aspectos hay que añadir que las escorias, por su forma irregular, parece que suelen conducir a un peor sellado de los poros.

En el caso del hormigón 3, con una estructura porosa muy parecida a la del hormigón 2, no se puede justificar su comportamiento frente a los ensayos de durabilidad sólo a partir de ella, pues los resultados son notablemente diferentes. En este caso, la adición activa de puzolana que incluye el cemento mejora los resultados de los ensayos de durabilidad, lo que parece deberse a que la puzolana genera centros de nucleación en los poros que facilitan su sellado. La resistencia a compresión es ligeramente mayor en el hormigón 3 que en el 2 debido al carácter activo de la puzolana, lo que contribuye a alcanzar una mayor resistencia a largo plazo. La profundidad de penetración de agua en el ensayo de

agua bajo presión y el coeficiente efectivo de difusión de cloruro son mucho mayores en el hormigón 2 que en el 3. En cuanto a la penetración máxima del CO₂ no existen grandes diferencias, pero la velocidad de carbonatación es el doble en el hormigón 3 que en el hormigón 2. Esto puede deberse a que la adición de puzolanas crea centros de nucleación haciendo que la matriz sea más compacta y ello dificulte la entrada del agua y de algunos de los agentes agresivos. No obstante, es un aspecto que requiere un trabajo químico de identificación y valoración de los productos de hidratación del cemento y las adiciones, de su interacción mutua y con el aditivo, que queda fuera del alcance de este trabajo.

5. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos se puede extraer las siguientes conclusiones:

- HACs con igual dosificación y misma clasificación por sus propiedades mecánicas pueden presentar comportamiento muy distinto frente a los ensayos de durabilidad. La diferencia reside en el tipo de cemento empleado y la interacción cemento-adición-aditivo, que puede modificar su estructura porosa, en especial la distribución de tamaños de poro.
- En los tres HACs estudiados la porosidad total obtenida es muy similar, aunque la distribución por tamaños de los poros muestra notables diferencias.
- Se ha confirmado la importancia del tamaño de macro-poros en la resistencia a compresión, profundidad máxima en el ensayo de penetración de agua bajo presión y difusión de CO₂. El volumen de mesoporos parece afectar fundamentalmente a los resultados del ensayo de difusión de cloruros.
- El hormigón fabricado con cemento CEM II/A-S 42,5 N es el que ha mostrado peor comportamiento frente a los ensayos de durabilidad, lo cual puede deberse a la forma irregular de las partículas de escoria, que pueden provocar un peor sellado de los poros.
- En el caso del hormigón fabricado con cemento CEM II/A-P 42,5 R la adición activa de puzolana que incluye el cemento mejora los resultados de los ensayos de durabilidad, lo que parece deberse a que la puzolana genera centros de nucleación en los poros que facilitan su sellado.
- Dado que la distribución de tamaños de poros juega un papel decisivo en el comportamiento frente a los ensayos de durabilidad, conviene profundizar en el papel que juega la interacción cemento-adiciones (al cemento) y filler-aditivo en la estructura porosa y su evolución en el tiempo.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer al Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA) la financiación parcial de los ensayos realizados. Además agradecen al Ministerio de Educación y Ciencia la concesión de los proyectos BIA 2005-09250-C03-02 y BIA2008-03523, y al Ministerio de Fomento el proyecto MFOM 01/7.

REFERENCIAS

- [1] OKAMURA, H. "Self Compacting High-Performance Concrete". *Concrete International*. 1997, vol. 19, nº 7, p. 50-54.
- [2] EFCA, EFNARC. *The European Guidelines for Self-Compacting Concrete*. 2005.
- [3] ACI 237R-07 *Self-Consolidating Concrete*. American Concrete Institute, 2007.
- [4] DE SCHUTTER, G., BARTOS, P.J; DOMONE, P. and GIBBS, J. *Self-Compacting Concrete*. CRC Press, 2008. 296 pág.
- [5] GETTU, R. y AGULLÓ, L. "Estado del arte del hormigón autocompactable y su caracterización (Parte I)". *Cemento y Hormigón*. 2004, nº 861, p. 50-67.
- [6] GETTU, R. y AGULLÓ, L. "Estado del arte del hormigón autocompactable y su caracterización (Parte II)". *Cemento y Hormigón*, 2004, nº 862, p. 32-55.
- [7] ASSIÉ, S., ESCADEILLAS, G., MARCHESE, G. and WALLER, V. "Durability properties of low-resistance self-compacting concrete". *Magazine of Concrete Research*. 2006, 58, nº 1, February, p. 1-7.
- [8] ASSIÉ, S., ESCADEILLAS, G. and WALLER, V. "Estimates of self-compacting concrete "potential" durability". *Construction and Building Materials*. 2007, 21, p. 1909-1917.
- [9] DE SCHUTTER, G., AUDENAERT, K. *Durability of Self-Compacting Concrete. State of the Art Report of RILEM Technical Committee 205-DSC*. RILEM, France, 2007. 208 p.
- [10] BOEL, V., AUDENAERT, K. and DE SCHUTTER, G. "Pore distribution of hardened cement paste in self compacting concrete". *Seventh CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, SP-234-11*. 2006, p. 167-178.
- [11] AUDENAERT, K., BOEL, V. and DE SCHUTTER, G. "Influence of capillary porosity on transport properties of self compacting concrete". *Eight CANMET/ACI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology, SP-235-1*. 2006, p. 1-12.

- [12] ZHU, W. and BARTOS, P.J.M. "Permeation properties of self-compacting concrete". *Cement and Concrete Research*. 2002, 33, p. 921-926.
- [13] ALIGIZAKI, K.K. *Pore Structure of Cement-Based Materials. Modern Concrete Technology, vol. 12*. Taylor & Francis, 2006.
- [14] FERNÁNDEZ GÓMEZ, F. y BURÓN MAESTRO, M. "Determinación de las características mecánicas de un hormigón autocompactante H-30". *Cemento y Hormigón*. 2007, n° 903, p. 52-65.
- [15] TVIKSTA, L. "Guidelines, Report of Task 9: End Product". *Rational Production and Improved Working Environment through using Self-Compacting Concrete. Brite EuRam project BRPR-CT96-0366*. 2000, p. 48.
- [16] ROUGEAU, P., MAILLARD, J. and MARY-DIPPE, C. "Comparative study on properties of self-compacting concrete". En: Skarendahl A., Petersson, O. (Ed.) *First International RILEM Symposium on Self-compacting Concrete*. Sweden, 1999, p. 251-261.
- [17] ASSIÉ, S. *Durabilité des bétons autopaçants*. PhD Thesis INSA de Toulouse, France, 2006, 248 p.
- [18] MAKISHISMA, O., TANAKA, H., ITOH, Y., KOMADA, K. and SATOH, F. "Evaluation of mechanical properties and durability of super quality concrete". *Second International Symposium on Self-compacting Concrete*. Japan, 2001, p. 475-482.
- [19] AUDENAERT, K. *Transport mechanisms in self-compacting concrete in relation with carbonation and chloride penetration*. PhD Thesis Ghent University. Belgium, 2006, 370 p.
- [20] EDEL'MAN, L.I., SOMINSKII, D.S. and KOPCHIKOVA, N.V. "Pore size distribution in cement rocks". *Colloid Journal*, 1961, n° 23 (2), p. 192-196.
- [21] EHE-08. Anejo17, "Recomendaciones para la utilización del Hormigón Autocompactante". *Instrucción de Hormigón Estructural (EHE 08)*. 2008, p. 569-582.

RESUMEN DE COMISIONES Y GRUPOS DE TRABAJO DE ACHE

Comisión	Grupo de trabajo	Coordinador
C1 Proyecto Presidente: Antonio Martínez Cutillas	GT1/1 Recomendaciones para el proyecto de losas alveolares	Manuel Burón Maestro
	GT1/2 Representación gráfica de estructuras de hormigón de edificación	Roberto Brufau Niubó
	GT1/3 Proyectos de estructuras de hormigón en zona sísmica	José Romo Martín
	GT1/4 Adherencia en elementos prefabricados con armadura pretesa	Fernando Martínez Abella
	GT1/5 Proyecto de edificios altos	H. Jesús Gómez Hermoso
C2 Materiales Presidente: David Fernández-Ordóñez Hernández Vicepresidente: Honorio Ortega Valencia	GT2/1 Armaduras activas	Jaime C. Gálvez Ruiz José Quereda Laviña
	GT2/3 Aditivos químicos para el hormigón estructural	Joana Roncero
	GT2/4 Estadística aplicada. Modelos lineales	Juan Carlos López Agüi
	GT2/5 Sostenibilidad en estructuras de hormigón y acero	Antonio Aguado de Cea
	GT2/6 Áridos para hormigón estructural	José Luis Parra
C3 Ejecución Presidente: H. Jesús Gómez Hermoso Secretario: José Antonio del Rosario	GT3/4 Seguridad y Salud	Luis Villamonte Varela Manuel Burón Maestro
	GT3/5 Andamios y Apeos	H. Jesús Gómez Hermoso
	GT3/7 Muros-Pantalla	Javier Fernando Jiménez Alonso Manuel Escamilla García-Galán
	GT3/8 Movimiento de grandes pesos	Javier Ripoll García-Mansilla
	GT3/9 Ejecución de elementos mediante encofrados trepantes y delizantes	Abel Ercilla
	GT3/10 Ejecución de tableros empujados	Benjamín Navamuel Aparicio
	GT3/11 Forjados pretensados con armadura postesa	Fernando Martínez Pérez-Beato
	GT3/12 Hormigón visto	Eduardo Montero
C4 Uso y mantenimiento Presidente: Javier León González Secretario: Eduardo García	GT4/1 Sistemas de protección de estructuras existentes para garantizar la durabilidad	Miguel Ángel Bermúdez
	GT4/2 Demoliciones	Fernando Pinedo
	GT4/3 Reparación de juntas y apoyos en puentes, grupo mixto con la ATC (C11GT2).	Luis Villamonte Varela
C5 Estructuras y elementos estructurales Presidente: Miguel Gómez Navarro	GT5/2 Resistencia a cortante en elementos sin armadura transversal	Alejandro Pérez Caldentey
	GT5/6 Forjados mixtos con chapa nervada	Guillermo Corres Peiretti

La Vicaría arch bridge*

Santiago Perez-Fadón⁽¹⁾, Jose Emilio Herrero Beneitez⁽¹⁾ and Luis Martín-Tereso López⁽¹⁾

Received: 11-09-2009

Accepted: 01-12-2009

Summary

Yeste municipal district and its two villages are divided in two by the Fuensanta Reservoir and Segura River. The Vicaría Arch Bridge was built over the reservoir to restore the former road to Letur and reduce driving time by 50 minutes. Its sole carriage-way accommodates two lanes of traffic and two walkways.

The structure consists in a bridge arch and mid-height deck, both composite, with spans measuring 20+25+170+25+20 m. Its shape is adapted to the shape of the valley itself and the width of the reservoir. The arch foundations are built over limestone on both banks, near the high water line of the reservoir.

The deck, a composite concrete and weathering or Cor-Ten steel girder, is simply supported on piers that in turn rest on neoprene bearing pads. It is secured elastically to the arches by means of 12 pairs of hangers and rigidly at the intersections between the two. Its cross section consists in two longitudinal steel troughs braced to one another by I-section girders. The deck was cast *in situ* over precast slabs that work in conjunction with the slab once in service.

The two composite arches span a distance of 168 m (120 m over the deck), slant 10° inward and are inter-connected with swaybraces. They have a 49-m rise (25 m over the deck). The nearly rectangular arch sections are tubes made of four corrugated sheet steel plates welded at the edges and filled with self-consolidating concrete. Each arch is restrained by reinforced concrete blocks up to the top of the foundations. To prevent the transfer of transverse forces generated by the slant in the arches, these blocks are braced together with a reinforced concrete tie that balances the reactions of the two arches on each bank.

A temporary platform was erected on the bottom of the reservoir to assemble the 120-m central section of the steel deck. Bracing towers were used to centre the section of the arch spanning the deck during bowstring assembly. The ends of the arch were joined to the deck with a corner brace. The arch centring was then removed and the hangers bolted into place. Finally, the two ends of the deck were raised with jacks and the shoring underneath was also removed to load the arch, forming a bowstring.

The steel structure for the two approaches was assembled on the ground and hoisted into place with cranes. The two steel springers (cantilevering 33,2 m from the deck foundations) were positioned in a single operation and then braced together at the top (along the intersection with the deck). The steel deck section running from the pier to the end of the springers was then hoisted into place.

The ends of the deck were secured to the terrain with prestressed cables, housed in the sides of the abutments. The 4 700-kN bowstring, hung from four cables, was then raised with hoisting jacks in a continuous, 8-hour operation, from the bottom of the reservoir to its final position 40 m higher, where it was tied to the cantilevered springers.

The arches were divided into isolated moduli and alternately filled with self-consolidating concrete, in two stages, to ensure equilibrium during concrete casting. Each stage lasted a full working day, after which the concrete began to set, loading the arches in an inverted funicular position with no perceptible deflection in the bridge.

When the composite arch attained the required strength, the precast slabs were laid and the slab was cast *in situ*, beginning at the centre and working outward. After walkways, guard rails, paving and so on was completed, dampers and arresters were installed on the abutments to reduce the vertical deflection generated by asymmetric service loads and accommodate any gradual deformation induced by rheological action.

Bridge geometry and the construction process called for any number of complex construction details, in particular to segment the arch into sections compatible with its reinforcement, shipping, assembly and casting. The definition of the rigid nodes at the intersection between arches and deck girders, in turn, had to be compatible with the successive partial structures as they were erected. Finally, positioning the hanger anchorages on the deck and arches also called for careful detailing, as the operation involved three structural members that concurred obliquely in space.

The design addressed these structural complexities and construction difficulties by instituting geometric control of manufacturing and erection and building error compensation mechanisms into the design.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 7-41.

(1) Ferrovial-Agromán, S.A. (Madrid, Spain).

Corresponding author: l.martin@ferrovial.es

Translation: Margaret Clark

Curved Vierendeel trusses for large roofs*

Félix Escrig⁽¹⁾, José Sánchez⁽¹⁾ and Víctor Compán⁽¹⁾

Received: 23-09-2009

Accepted: 07-11-2009

Summary

This article describes the roof built over the seating in Malaga's track and field stadium to replace a former structure afflicted with pathologies that had rendered it unstable. The basis for the design was consequently conditioned by the need to make use of the existing concrete grandstand. Additional conditions had also to be considered, namely that the new roof had to cover at least the same number of seats as the original structure and it had to be erected on a very tight budget, for the works as a whole had exceeded the estimated cost. In addition, the concrete infrastructure was under repair, because it, too, had exhibited a fair number of cracks and flaws that compromised its bearing capacity.

Under these circumstances, an alternative design was proposed consisting essentially in a shell-type structure resting on bars instead of separate corbelled canopies.

The point of departure was a series of concrete buttresses positioned radially along the rear of the grandstand, initially designed to support the steel corbels by a pair of forces that were to generate tensile stress on that side.

Since the bearing capacity of the concrete was not regarded to be wholly reliable, however, a continuous, doubly curved roof design was chosen, that would rest on the entire structure under its own self weight, like a dish on its rim. This double curve design was also felt to be advantageous to prevent rainwater runoff behind the stadium. Consequently, a two-way lattice with a pseudo-torus shape was adopted in which the forces would be transferred not only rearward as in the corbels, but also laterally across the transverse elements. This two-way arrangement distributed the forces more evenly, thereby reducing the excessive depth required by the corbelled solution.

Changes were also introduced in the area covered. With the corbel solution, all the trusses were similar in length, cantilevering 24 m both at the centre and along the sides. In other words, the same amount of seating was roofed throughout. With the shell solution, by contrast, the centre could be extended substantially, up to 34 m, and the roof tapered inward at the two ends.

Envisioning the double curve as a functional as well as a structural advantage, due consideration was given to the suitability or otherwise of using diagonals. In light of the complex stereotomy of these elements, their omission would facilitate node construction considerably. Finally, such a radical decision was not implemented, although only the diagonals regarded to be indispensable to lighten the load were included in the design. In any event, the general use of the Vierendeel solution afforded countless advantages, whereas triangulations provided none and entailed wasting material.

By positioning the web flush against the upper edge of the buttresses, the roof only had to be 1,50 m deep and the existing anchorages could be used. Supplementary anchors were nonetheless needed immediately underneath to secure the bottom chords, albeit by compression.

The characteristics of the resulting lattice are: distance from end to end: 153 m; maximum cantilever at centre: 34 m; constant depth: 1,5 m; total roof area excluding buttresses: 3 500 m²; tube size throughout: 200x200 mm, 8-mm steel; total weight: 300 t.

The structural design called for welded nodes, inasmuch as the bars, which could be cut on a plane, exhibited a simple stereotomy.

The structure was assembled on the spacious area alongside the stadium and all necessary geometric adjustments, corrections and modifications were made on site. Cables were strung to stabilize the corbelled trusses as they cantilevered during erection. An alternative consisting in shoring secured to the seating was found to be overly complex and expensive, whereas the cable solution was not only less costly but flexible, for the outermost end of each truss could be adjusted by merely tightening or loosening the cable. For that reason, the elements were assembled with a camber to compensate for deflection during erection. All the necessary personal safety devices, such as nets and barriers, were in place during assembly.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 43-53.

(1) Escuela de Arquitectura de Sevilla (Seville, Spain)

Corresponding author: felix@us.es

Translation: Margaret Clark

Linear analysis of slab-column interaction in jointless buildings subjected to instantaneous imposed strains*

Jorge Aparicio García⁽¹⁾

Received: 07-08-2009

Accepted: 07-10-2009

Summary

The positioning of joints in buildings to control thermally or rheologically induced imposed strains generates construction and structural problems, while increasing building and maintenance costs. The erection of jointless buildings calls for a sufficiently accurate estimate, biased on the side of safety, of the stress appearing in slabs and columns as a result of imposed strains.

This article introduces a mathematical model that delimits the fairly complex analysis of situations characterized by a high degree of static indeterminacy.

Practically speaking, this tool, whose use entails the adoption of a series of simplifying assumptions, will be particularly helpful for structural predimensioning in jointless buildings, where issues such as shrinkage, creep and temperature must be taken into consideration in slab-column structures.

The paper also provides an overview of the design, analysis and dimensioning of building structures as a whole, with specific reference to the variables involved in each physical phenomenon to be quantified. None of these variables is sufficiently predominant to rule out the others, nor sufficiently insignificant to be ignored.

The added difficulty encountered in buildings is that their architecture must be satisfactorily wedded to their bearing structure. Joint positioning limits and compromises construction scheduling, for it divides the works into a series of smaller, necessarily disconnected elements that call for more discontinuous concrete casting, among others.

The second part of the article aims to provide a conceptual view of all the factors involved in the understanding of the structural behaviour of slabs supported by columns and subjected to imposed actions. This includes the assessment of the characteristic values of shrinkage, creep and temperature, and consideration of the necessary construction joints, the effect of slab and column cracking, the specific case of slabs connected to perimeter bearing or diaphragm walls, the effects of rotation in column foundations, the location of the maximum stress on columns, and construction methods. A number of design possibilities and recommendations for erecting integral structures are also discussed.

Finally, a series of practical considerations are addressed, including most prominently:

- The need for estimates as accurate as possible of any thermal actions that must be accommodated, bearing in mind that the on-site placement temperature may be a constant, practically independent of the ambient temperature and always equal to the heat of hydration-induced temperature.
- The delimitation of thermal actions to values between ± 260 mm/m and ± 160 mm/m.
- The delimitation of shrinkage actions to values between -535 mm/m and -250 mm/m.
- The consideration of non-linear creep to reduce stress on the top of columns.
- The unjustifiable costs of attempting to reduce shrinkage by increasing bottom slab reinforcement, which render any such approach anti-economical.
- The need to take reduction of the rheological effects resulting from slab typology, the construction process and distribution of construction joints into consideration in the design stage.
- The need to include the construction process in the assessment of the stress on columns to more effectively lower the bending stress to which they are subject.
- The importance of paying special attention to the distance between enclosures when positioning joints.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 55-72.

(1) Ingeturarte, S.L. (Madrid, Spain)

Corresponding author: ingeturarte@telefonica.net

Translation: Margaret Clark

Effect of pore structure on the durability of self-compacting concretes of similar strength*

E. B. Bermejo Núñez⁽¹⁾, J.C. Gálvez Ruiz⁽¹⁾, A. Moragues Terrades⁽¹⁾ and M. Fernández Cánovas⁽¹⁾

Received: 17-02-2009

Accepted: 05-09-2009

Summary

Self-compacting or self-consolidating concrete (SCC) was initially developed in Japan in the nineteen eighties. The aim was to produce high quality, consolidated and durable concrete for heavily reinforced structures where vibrating is particularly difficult. Much progress has since been made in SCC design and proportioning, as well as in the study of fresh concrete properties. And yet many questions around durability remain underexplored, especially as regards standard strength SCCs.

This paper addresses the durability of three SCCs with medium characteristic strength (approximately 25 MPa) and nearly identical proportions and mechanical properties, but made from cements containing different types of additions. The study conducted revealed the importance of concrete pore structure, especially pore size distribution, for durability. The tests conducted included: depth of penetration of water under pressure, CO₂ penetration in a controlled atmosphere (climatic chamber) and chloride ion diffusion in saturated specimens. In addition, mercury intrusion porosimetry was used to find the total pore volume and pore size distribution.

The three types of cement used to prepare the concretes were: CEM I 42,5 R (no addition), CEM II/A-S 42,5 N (added with slag) and CEM II/A-P 42,5 R (added with pozzolan).

The cement content was 350 kg per m³ of concrete in all cases. A limestone filler was used in the three cements, while the same water-base modified polycarboxylate was included as an admixture in the three concretes, albeit at a different replacement ratio in each. Siliceous rolled sand and smooth coarse aggregate, also siliceous, were used to prepare the concretes. The maximum aggregate particle size was 16 mm and the water/cement ratio was 0,55. All three concretes were compliant with the fresh state specifications for the slump, L-box flowability and "V" funnel tests.

The compressive and tensile strength test findings and the yield stress values were practically the same in the three concretes and consistent with the properties sought with the mix design (characteristic strength = 25 MPa).

The total porosity measured in the three concretes varied over a very narrow range: 11,3 to 12,6 %. The volume of macro-pores, however, ranged from 0,016 to 0,036 ml/g and meso-pores from 0,025 to 0,038 ml/g. These differences in pore structure determined variations in concrete performance in the accelerated carbonation, penetration of water under pressure and chloride diffusion tests.

Good performance in the accelerated carbonation and pressurized water penetration tests was found to be related to a low macro-pore content. The higher meso-pore content in the concrete made with CEM I 42,5 R cement would explain its higher effective chloride ion diffusion than observed in the other two concretes.

The pozzolanic addition in the CEM II/A-P 42,5 R cement improved 90-day durability test performance. The reason would appear to lie in the pozzolan-mediated nucleation in the pores and their subsequent sealing.

The findings showed that SCCs with the same proportioning and strength classification may perform very differently in durability tests. The differences were attributed to the cement used and the cement-addition-admixture interaction, which may modify the pore structure, in particular pore size distribution.

While the three SCCs studied had similar total porosities, substantial differences were observed in their pore size distributions. The study confirmed the impact of the size of macro-pores on compressive strength, maximum penetration depth of water under pressure and CO₂ diffusion. The volume of meso-pores appeared to chiefly affect chloride diffusion test results.

Since pore size distribution has a decisive effect on durability test results, the role of cement-addition and filler-admixture interactions in pore structure and its variations over time should be researched in greater depth.

The tests conducted in this study were partially funded by the Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA). Funding was also received from the Spanish Ministry of Education and Science under projects BIA 2005-09250-C03-02 and BIA2008-03523, and the Ministry of Internal Development, under project MFOM 01/7.

* This extensive summary is intended for non-Spanish-speaking readers. The Spanish language version of the full paper is published in this issue at pages 73-83.

(1) Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (Madrid, Spain).

Corresponding author: jcgálvez@caminos.upm.es

Translation: Margaret Clark

El profesor José Calavera elegido "Fellow" de la "American Association of Civil Engineers" (ASCE)



Recientemente le ha sido concedido el título de "FELLOW" de la "AMERICAN ASSOCIATION OF CIVIL ENGINEERS" (ASCE) al Prof. JOSÉ CALAVERA. ASCE agrupa a los 140.000 ingenieros civiles de Estados Unidos.

El Prof. JOSÉ CALAVERA es Catedrático Emérito de Edificación y Prefabricación de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (UPM) y Presidente de Honor de INTEMAC. Está en posesión de numerosas distinciones internacionales.

Juan José Arenas, galardonado con el premio Gustave Magnel por el puente del Tercer Milenio

El ingeniero de Caminos y catedrático de Puentes de la Universidad de Cantabria, Juan José Arenas de Pablo, ha sido galardonado con el premio Gustave Magnel Golden Medal 2004-2008 por el diseño del puente del Tercer Milenio sobre el río Ebro en Zaragoza, realizado para la Exposición Internacional sobre Agua y Desarrollo Sostenible.



El premio ha sido concedido a esta obra, que se concibió como pieza esencial de la circunvalación de Zaragoza, por su alto interés arquitectónico, ambiental y ciudadano. Para el jurado, el perfil del puente, adosado al terreno de la Expo'08, ha jugado un papel decisivo en el logro de una imagen moderna y renovada. Fue construido por Dragados y es propiedad de Zaragoza Alta Velocidad, entidad formada por la Diputación General de Aragón, el Ayuntamiento de Zaragoza, ADIF y RENFE.

Este concurso internacional es uno de los más prestigiosos en el campo de la ingeniería civil, se otorga sólo cada cuatro o cinco años y trata de premiar la calidad de los puentes y estructuras de hormigón armado y pretensado. Desde hace treinta años, el premio ha sido otorgado a ingenieros de fama y reconocimiento internacionales, entre ellos, los alemanes Fritz Leonhard, Ulrich Finsterwalder y Jörg Schlaich, y el ingeniero francés Michel Virlogeux, autor del viaducto de Millau.

Situación del número monográfico de Hormigón y Acero dedicado a las obras relacionadas con la alta velocidad ferroviaria

Como ya se anunció a los miembros de la Asociación el pasado mes de julio de 2009, Hormigón y Acero va a publicar en el año 2010 un monográfico dedicado a las estructuras (puentes, estaciones) más relevantes ejecutadas en los últimos años en las líneas de ferrocarril de alta velocidad que van ocupando gran parte del territorio nacional, así como a aquellos estudios e investigaciones específicas de directa aplicación en tales estructuras.

El Consejo Editorial de Hormigón y Acero considera un éxito la amplia repercusión que ha tenido la convocatoria de este monográfico y agradece a todos los autores que han presentado sus contribuciones, puesto que el conjunto de propuestas recibidas demuestran el alto nivel de la ingeniería y construcción en España.



Tras la convocatoria inicial y hasta el mes de septiembre de 2009 se recibieron un total de 49 resúmenes o artículos cortos. Se estableció un proceso de selección de los artículos cortos recibidos, siguiendo una serie de criterios, entre los que se encontraban la variedad de la tipología de estructuras y temas tratados, grado de difusión previa de los mismos, posible interés para los lectores, etc., y se invitó formalmente a los autores de los textos seleccionados a redactar y enviar, antes del 30 de diciembre de 2009, un artículo largo, que cumpliera las normas habituales exigidas a los artículos a publicar en la Revista.

Con un mes adicional de tiempo, el 29 de enero de 2010 se cerró el plazo para la recepción de dichos artículos completos, habiéndose recibido la gran mayoría de los artículos seleccionados. Por el interés de las propuestas, tanto a los autores de los artículos que no se han recibido ahora, como a los de los resúmenes no incluidos en la selección inicial, se les ha animado a presentar igualmente los textos, si lo consideran oportuno, de forma que puedan constituir futuros artículos de los números convencionales de Hormigón y Acero.

En estos momentos se ha comenzado el proceso de revisión que establece la normativa de la Revista, de forma que pueda iniciarse la edición antes del verano de 2010 y se llegue a tiempo para la publicación del monográfico en el último trimestre de este año, con todos aquellos artículos que hayan superado el proceso de revisión de forma satisfactoria.

RELACIÓN DE EVALUADORES DE HORMIGÓN Y ACERO EN EL BIENIO 2008-2009 (VOL. 59 Y 60)

La revista Hormigón y Acero agradece a los siguientes evaluadores su participación en la revisión de los trabajos recibidos y espera seguir contando con su valiosa colaboración.

Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)	Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)
Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)	Ignacio Granell Vicent (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)
Juan Luis Alcalá Sánchez (IPES, Madrid)	David Izquierdo López (CONSTRUCCIONES SANDO, Madrid)
Juan Jesús Álvarez Andrés (DRAGADOS, Madrid)	Javier León González (FHECOR, Madrid)
Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)	Rafael López Palanco (ETS ARQUITECTURA, Sevilla)
José M ^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)	José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)
Juan Carlos Arroyo Portero (CALTER, Madrid)	Antonio Marí Bernat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)
Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	Julio Martínez Calzón (MC2, Madrid)
Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS - UPC, Barcelona)	Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)
Manuel Burón Maestro (IECA, Madrid)	Francisco Morán Cabré (INSTITUTO E. TORROJA - CSIC, Madrid)
Antonio Carnerero Ruiz (BRISSA, Madrid)	Luis M ^a Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)
Luis Casas López-Amor (ARQUING, Madrid)	Antonia Pacios Álvarez (ETSI INDUSTRIALES - UPM, Madrid)
Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)	Santiago Pérez-Fadón Martínez (FERROVIAL AGROMÁN, Madrid)
Manuel Fernández Cánovas (ETS CAMINOS - UPM, Madrid)	Luis Peset González (DRAGADOS, Madrid)
David Fernández-Ordóñez (PREFABRICADOS CASTELLO, Madrid)	Javier Ripoll García-Mansilla (RCI, Barcelona)
Silvia Fuente García (CARLOS FDEZ. CASADO, Madrid)	Fernando Rodríguez García (FHECOR, Madrid)
Jaime C. Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS - UPM, Madrid)	Jesús Rodríguez Santiago (DRAGADOS, Madrid)
Marta García Guillot (INES Ingenieros, Madrid)	Álvaro Serrano Corral (MC2, Madrid)
Jesús Gómez Hermoso (FCC CONSTRUCCIÓN, Madrid)	Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)
Miguel Gómez Navarro (ES ARTE Y ARQUITECTURA - UEM, Madrid)	Julio Vaquero García (IPAC, Madrid)

INFORME ANUAL ESTADÍSTICO DEL PROCESO EDITORIAL DE HORMIGÓN Y ACERO (2009)

	Cantidad	%
Número de artículos recibidos	43	100
Número de artículos en proceso	16	37
Número de artículos tramitados	27	63
Número de artículos tramitados aceptados	23	85
Número de artículos tramitados rechazados	4	15
Número de artículos recibidos por secciones		
- Realizaciones y proyectos	18	42
- Conservación y explotación	1	2
- Investigaciones y estudios	24	56
Número de artículos aceptados por secciones	23	100
- Realizaciones y Proyectos	10	43
- Conservación y Explotación	1	5
- Investigaciones y Estudios	12	52
Número de artículos rechazados sin usar revisión entre pares	1	4
Número de artículos publicados	19	44
Número total de páginas publicadas (incluye noticias, anuncios, normas de publicación, etc.)	480	100
Número total de páginas publicadas de artículos	335	70
Plazo medio de publicación (desde recepción hasta publicación)	233	Días naturales
Plazo medio de evaluación (desde recepción hasta aceptación o rechazo)	117	Días naturales
Plazo medio de evaluación (desde envío hasta recepción del evaluador)	37	Días naturales
Número de evaluadores por artículo	2 revisores	92
	3 revisores	4
	4 revisores	4
Número medio de evaluaciones por artículo	2,11	
Número de artículos evaluados por revisor	1,86	

PETICIÓN DE PUBLICACIONES

Dirección de la Secretaría de ACHE:
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Laboratorio de Estructuras
Avda. Profesor Aranguren, s/n 28040 Madrid - Tlf: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02 NIF: G28813442
info@e-ache.net

Complete los datos requeridos a continuación. Luego rellene el número de unidades de las publicaciones que desee solicitar
Recuerde que NO SE REALIZARÁ LA COMPRA Y EL ENVÍO hasta no haberse procedido al pago de la forma elegida
en el formulario.

Datos de Envío

Nombre completo Empresa

Dirección Población C.P.

Provincia Email Fax Teléfono

Datos de Facuración

Nombre completo Empresa

Dirección Población C.P.

Provincia Email Fax Teléfono

¿ Es miembro de ACHE ?

Forma de pago:

- Cheque nominal a nombre de ACHE
- Transferencia bancaria a: Banco Español de Crédito, c.c. 0030-1125-19-0001560271

LISTA DE PRECIOS

LIBROS

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades
B-1	Evaluación de la capacidad portante de estructuras mediante pruebas de carga	4,81	3,61
B-2	Inyección de fisuras con formulaciones de resinas epoxídicas	6,01	4,51
B-4	Morteros de reparación	6,01	4,51
B-5	Modelos de análisis de estructuras de hormigón	13,22	9,22
B-7	Recomendaciones CEB para empalmes mecánicos de armaduras	12,02	9,02
B-8	Tecnología del hormigón Código MC-90 e instrucciones EH-91	12,02	9,02
B-9	Recomendaciones CEB para separadores, calzos y atado de armaduras	6,01	4,51
B-10	Encuesta sobre patología de estructuras de hormigón	9,02	6,77
B-11	Recomendaciones CEB para uniones soldadas en barras de armado	6,01	4,51
B-13	Consideraciones de seguridad para variables hidráulicas	7,81	5,86
B-14	Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón. Guía FIB de buena práctica	12,02	9,02
B-15	Comentarios a las modificaciones de la EH-91 relativas a la calidad de hormigones	12,02	9,02
B-16	Estado límite de fisuración en el hormigón estructural	9,62	7,21
B-17	Cálculo simplificado de flechas en estructuras de edificación	9,62	7,21
B-18	El fenómeno de tensión-stiffening en las estructuras mixtas	6,01	4,51
B-19	Propuesta de Documento Nacional de Aplicación del Eurocódigo 4. Estructuras mixtas. Parte 1.1	3,01	2,25
B-20	Hormigón de alta resistencia. Fabricación y puesta en obra	12,02	9,02
B-21	Demolición y reutilización de estructuras de hormigón	12,02	9,02
B-22	Caracterización de las propiedades diferidas del hormigón y su incidencia estructural	12,02	9,02
B-23	Análisis de estructuras mixtas en ordenador	9,02	6,76
E-1	Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados HP 7-92	12,02	9,02
E-4	Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural	60,10	45,08
E-5	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de losas postesadas con tendones no adherentes	25,24	18,93
E-6	Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior HP 10-96	24,04	18,03
E-8	Problemas de vibraciones en estructuras	30,05	24,04
E-9	Hormigones de ejecución especial (seis tipos)	24,00	20,00
E-10	Recomendaciones para el Proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados	55,00	44,00
	Comunicaciones al 1º Congreso ACHE 1999 (Vol. 1,2,3)	62,51	56,25
	Comunicaciones II Congreso ACHE 2002. Puentes y Estructuras de Edificación (4 volúmenes + CD)	112,00	75,00
E-11	Diseño y utilización de Cimbras	26,25	21,00
E-12	Manual de Tirantes	42,00	34,00
E-13	Construcción de edificios altos	60,00	48,00

Código	Título	PVP	PV Miembros	Pedido en Unidades	
G-1 3ª Edición	Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno	16,25	13,00	
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 1	12,02	9,02	
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 2	12,02	9,02	
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 3	12,02	9,02	
	Hormigón pretensado. Realizaciones españolas. Tomo 4	24,04	18,03	
	Estructuras pretensadas en España 1994 -1997	36,06	30,05	
	Estructuras de edificación prefabricadas	39,67	29,75	
	Comunicaciones presentadas a las Jornadas sobre El Estado del Arte en Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón	24,04	18,03	
	Primeras Jornadas de AÇHE sobre la enseñanza del hormigón estructural	30,05	22,54	
	Patología y control de calidad del hormigón	28,25	16,23	
	Comunicaciones Primer Congreso Nacional de Prefabricación (Libro+CD)	60,00	45,00	
	Comunicaciones "Jornada Comportamiento de Estructuras de Hormigón en zonas Sísmicas Madrid 5/6 Mayo 2004"	50,00	37,50	
	Comunicaciones "Seminario Proyecto de Estructuras de Hormigón de Alta Resistencia Madrid 30 Noviembre 2004"	50,00	37,50	
	Comunicaciones III Congreso ACHE 2005. Puentes y Estructuras de Edificación (5 volúmenes + CD)	120,00	90,00	
	M-1	Armaduras pasivas en la EHE	19,83	15,03
	M-2	Manual de tecnología del hormigón reforzado con fibras de acero	19,83	15,03
	M-3	Principios generales para el proyecto de detalles de armado	19,83	15,03
M-4	Manual de ejemplos de aplicación a la EHE a la edificación	27,05	21,64	
M-5	Conceptos de aseguramiento de la calidad aplicados al control de recepción del hormigón estructural adaptado a la EHE	19,83	15,03	
M-6	Método de Bielas y Tirantes	25,00	20,00	
M-7	Control estadístico del hormigón estructural	35,00	30,00	
M-8	Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia	25,00	20,00	
M-9	Pruebas de Carga de Estructuras	25,00	20,00	
M-10	Comprobación de un tablero mixto	25,00	20,00	
M-11	Utilización de árido reciclado para fabricación de hormigón estructural	30,00	25,00	
M-12	Ejemplo de tablero de hormigón pretensado según la normativa española	30,00	25,00	
M-13	Hormigón autocompactante: diseño y aplicación	30,00	25,00	
M-14	Recomendaciones para el proyecto y construcción de forjados mixtos de chapa nervada (F.M.C.N)	30,00	25,00	
M-15	Ejemplos de aplicación de la IAPF-07	30,00	25,00	

TESIS DOCTORALES

Reparación de elementos lineales de hormigón armado. Comportamiento en servicio - Manuel Octavio Valcuende Payá	18,03	9,02
Comportamiento en servicio del hormigón estructural. Estudio teórico y experimental - Alejandro Pérez Caldenty	24,04	12,02
El efecto del tamaño y mecanismos de rotura en el ensayo de comprensión diametral - Claudio Rocco	30,05	15,03
Influencia del tamaño y de la adherencia en la armadura mínima de vigas en flexión - Gonzalo Ruiz López	30,05	15,03
Análisis acoplado de los fenómenos de fluencia, retracción y fisuración y efectos de segundo orden en estructuras de hormigón armado - José Antonio Martínez	30,05	15,03
Análisis técnico-económico de la influencia que presenta el empleo de diferentes materiales y tipologías estructurales en el proyecto de estructuras de edificios - Jesús Gómez Hermoso	30,05	15,03
Estudio de los mecanismos combinados de fisuración y adherencia en elementos de hormigón armado y pretensado- Bahaa Sharaf Tork	19,83	15,03
Estudio experimental y numérico del comportamiento en servicio y rotura de puentes continuos prefabricados monoviga - Gustavo Ariel Pérez	19,83	15,03
Influencia de la puesta en obra del hormigón en la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y pretensado(+ separata) - Manuel Burón Maestro	19,83	15,03
Comportamiento y optimización de puentes atrilantados continuos - Juan Rodado López	19,83	15,03
Establecimiento de índices de calidad de la unión entre tongadas en presas de hormigón HCR - Jesús M. de la Fuente González	19,83	15,03
Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de comprobación - José A. Martín Caro Álamo	19,83	15,03
Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradadosado - Gustavo Chio Cho	19,83	15,03
Estudio de la adherencia de cordones de pretensado en elementos prefabricados de hormigones de altas prestaciones iniciales - Cristina Vázquez Herrero	19,83	15,03
Estudio experimental de la adherencia de cordones pretensos en hormigones de altas prestaciones iniciales - José Rocío Martí Vargas	19,83	15,03
Comportamiento diferido del hormigón estructural considerando la no linealidad mecánica. Estudio teórico y experimental - Mirian Valentina Sánchez Pérez	19,83	15,03
Shear Strength of Reinforced High-Strength Concrete Beams - Antoni Cladera Bohigas	19,83	15,03
Estudio del comportamiento del hormigón con fibras de acero en elementos laminares de pequeño espesor y su comportamiento postfisuración- Alberto Domingo Cabo	19,83	15,03
Evaluación no lineal de los efectos estructurales producidos por las deformaciones diferidas del hormigón y el acero - Miguel Fernández Ruiz	19,83	15,03
Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: Dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante - Belén González Fonteboa	19,83	15,03
Estudio del comportamiento a flexión y cortante de puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca - José Turmo Coderque	25,63	20,50
Optimización heurística de pórticos de edificación de hormigón armado - Ignacio Payá Zaforteza	25,63	20,50
Modelo de comportamiento aplicable a hormigones de edad avanzada afectados por la reacción álcali-silicatos: desarrollo teórico y calibración experimental - Manuel F. Herrador Barrios	25,63	20,50
Diseño óptimo de forma y armado de láminas de hormigón - Antonio Tomás Espín	25,63	20,50
Puentes en arco tipo Network - Franck Schanack	25,63	20,50

Última monografía publicada

ACHE
Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

MONOGRAFÍA 15

M

**Ejemplos de
aplicación de la
IAPF-07**

Grupo de trabajo 5/1
Puentes de Ferrocarril

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE - Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com



Normas para la publicación de contribuciones en la revista HORMIGÓN Y ACERO

1. GENERALIDADES

Hormigón y Acero, revista trimestral de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), acoge para su publicación contribuciones que estén relacionadas con el campo de las estructuras de obra civil y edificación y los materiales que las conforman.

La presentación de contribuciones para publicación en la revista está abierta a todos los técnicos o científicos interesados en publicar y divulgar sus experiencias y conocimientos u opiniones sobre diferentes aspectos de las estructuras y sus materiales.

2. TIPOS DE CONTRIBUCIONES

Las contribuciones, según su extensión y profundidad podrán clasificarse como Artículos, Comunicaciones y Comentarios o Notas.

Los Artículos constituyen la base de la revista y podrán referirse a estudios y trabajos de investigación, proyectos y realizaciones, o aspectos relacionados con la explotación, mantenimiento, rehabilitación o demolición de las estructuras. Básicamente deberán contemplar aspectos científicos y técnicos de las estructuras, pero además podrán también referirse a aspectos estéticos, socio-económicos, o ambientales de las mismas.

Además de los Artículos, podrán presentarse asimismo otras contribuciones más breves para su publicación en la sección del Rincón de ACHE. Estas contribuciones podrán ser comentarios a artículos publicados anteriormente en la revista, recomendaciones, revisiones de normas, etc.

La Revista se imprime en blanco y negro salvo el artículo central. El artículo central es seleccionado por el Comité de Redacción de entre los artículos que se vayan a incluir en cada número. Normalmente se tratará de un artículo sobre alguna realización estructural significativa que se imprime en color y con el texto completo en español e inglés.

3. CONDICIONES GENERALES

Solo podrá solicitarse la publicación de Artículos que no hayan sido previamente publicados o que no estén en proceso de revisión en otros medios de difusión. Se exceptúan los resúmenes publicados sobre el tema y las tesis doctorales elaboradas por alguno de los autores.

Es responsabilidad del autor el disponer de un permiso por escrito para poder reproducir cualquier material (texto, imágenes, tablas, etc.) que haya sido publicado en otra publicación o página web, por lo que Ache no se hace responsable del copyright anterior del material recibido.

El procedimiento para solicitar la publicación de una contribución se describe detalladamente en el apartado 4. Los originales de las contribuciones que se deseen publicar en *Hormigón y Acero* deberán redactarse cumpliendo estrictamente las normas que se especifican en el apartado 5.

Cualquier contribución que ACHE reciba y que incumpla el procedimiento de solicitud de publicación o la normativa de redacción será devuelta a su autor para su oportuna rectificación.

4. PRESENTACIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA SU PUBLICACIÓN EN HORMIGÓN Y ACERO

El autor o autores que deseen publicar una contribución en la Revista Hormigón y Acero deberán remitir a ACHE la siguiente documentación:

1. Escrito solicitando la publicación de la contribución enviada, lo que supone la aceptación de estas Normas de Presentación de artículos.

En el mismo escrito deberán incluirse los siguientes datos:

- Nombre completo del autor con el que se desea que se mantenga la comunicación mientras dure el proceso de publicación de la contribución.

- Dirección postal, dirección de correo electrónico, teléfono y fax de dicho autor.
2. Original completo de la contribución (incluyendo figuras y fotos) en formato .pdf o alternativamente impreso en papel, siendo necesario en este caso enviar tres copias. En este fichero las figuras y fotos se insertarán en el texto con el tamaño aproximado con el que el autor desearía que cada figura fuera publicada y en las posiciones aproximadas dentro del texto en las que desearía que quedasen finalmente insertadas, según la estructura indicada en el apartado 5.8..
 3. Texto de la contribución (sin figuras) en un archivo con formato Word (.doc) (ver apartado 5 de estas normas). Las figuras quedarán referenciadas en el texto y se incluirá una lista con los textos de los pies de las mismas al final del escrito.
 4. Ficheros independientes de cada una de las figuras, en alta resolución (ver 5.3), cuyos nombres permitan identificar claramente su contenido (*v.gr.* Figura 3). Se admiten los siguientes formatos de archivo de figura: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf y .dxf. Además se aceptan los gráficos generados por los programas Excel, Freehand (versión 9 o posterior), CorelDraw e Ilustrador. **No se admite como archivo de figura la simple inclusión de la figura en el archivo de texto Word (doc.), o los archivos en formato Power Point (.ppt).**

La dirección de envío de toda la documentación anteriormente indicada, necesaria para solicitar la publicación de una contribución, es la siguiente:

Para envíos postales:

Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

Para envíos por correo electrónico:
secretaria_revista@e-ache.com

5. CARACTERÍSTICAS Y ESTRUCTURA DE LAS CONTRIBUCIONES

5.1. Extensión

Los Artículos no deberán tener una extensión superior a las 8.000 palabras (10.000 en el caso de artículos que sean seleccionados como centrales; véase apartado 2 de estas normas) ni inferior a las 3.000 palabras, sin incluir tablas y figuras. Las Comunicaciones y Comentarios tendrán un límite máximo de 3.000 palabras sin incluir tablas y figu-

ras e incluyendo éstas no podrán equivaler finalmente a más de 6 páginas de la revista con el formato habitualmente empleado.

5.2. Formato del texto

El texto de las contribuciones deberá estar escrito en español con interlineado doble, márgenes de al menos 3 cm. y en hojas numeradas de tamaño UNE A4.

Las tablas no deben duplicar información o resultados incluidos en el texto de la contribución.

Si un artículo es seleccionado por el Comité de Redacción de la revista para aparecer como artículo central, se solicitará a los autores que envíen también el texto completo del mismo en inglés (incluidos los pies de las figuras y fotos).

5.3. Gráficos, figuras y fotos

Los gráficos, figuras y fotos deberán ir numerados correlativamente en el orden que se citen en el texto. **La numeración no distinguirá entre gráficos, figuras y fotos.**

Las figuras, gráficos y fotografías se citarán en el texto mediante la palabra *Figura* y su número correspondiente.

Dado que la mayor parte de la revista se publica en blanco y negro deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Las fotos, especialmente si el original es en color, deben tener el contraste suficiente para que cuando se imprimen en blanco y negro permitan distinguir claramente su contenido e información.
- Es recomendable que no se incluyan gráficos y figuras cuya información se distinga por el color de las curvas, sugiriéndose el empleo de distintos trazos, puntos y/o tramas que permitan la distinción clara de las curvas y de la información contenida en la figura o gráfico al imprimirlo en blanco y negro.

Las figuras y gráficos se publican habitualmente en la revista con tamaños aproximados de 8, 12 o 18 cm. de anchura. Esta circunstancia debe ser tenida en cuenta al preparar las fotos y figuras que ilustren el artículo.

Las fotos deberán tener, al tamaño al que el autor pretenda que aparezcan publicadas, una resolución mínima de 300 pixels por pulgada (120 pixels por cm. aproximadamente).

En cuanto a los dibujos delineados y gráficos deben ser claros, esquemáticos (no con excesivos detalles) y deben contener el mínimo posible de información en

forma de texto, números y símbolos. En todo caso ésta última deberá ser claramente legible al tamaño al que se pretende que aparezca la figura en la publicación. Debe, por tanto, evitarse incluir en las figuras información innecesaria para la adecuada comprensión de la contribución. Este aspecto afecta especialmente a los planos en los artículos sobre realizaciones estructurales, que habitualmente incluyen información excesivamente prolija para el artículo e innecesaria para su comprensión, con el agravante de que al reducir el tamaño del plano al necesario para la publicación en la revista, el texto y números quedarían apelmazados e ilegibles. En estos casos se solicitará al autor la sustitución del plano por una figura análoga más adecuada al artículo.

5.4. Tablas

Las tablas deberán ir numeradas correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación. Cada tabla tendrá su título.

Las tablas se citarán en el texto mediante la palabra *Tabla* y su número correspondiente, que será independiente a la numeración de las *Figuras*.

5.5. Unidades

Las magnitudes se expresarán en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las normas UNE 82 100 y UNE 82 103.

5.6. Ecuaciones y expresiones matemáticas

En las ecuaciones se procurará la máxima calidad de escritura y el empleo de las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Las ecuaciones se numerarán consecutivamente y se citarán en el texto mediante la palabra *Ecuación* y su número correspondiente.

Se elegirá un tipo de letra (Times New Roman u otra similar) tal que las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables.

Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (*v. gr.* la l y el uno (1); la O y el cero (0); la K y la k, etc.).

5.7. Citas de otros autores

Las citas en el texto deberán ir acompañadas de un número entre corchetes que permita localizar el documento citado en las referencias bibliográficas incluidas al final del artículo.

5.8. Estructura general de las contribuciones

En la página web de la Revista hay, a disposición de los Autores, una plantilla en Word (.doc) para la redacción de los manuscritos.

Como norma general la estructura de los artículos se ajustará al siguiente esquema:

Título: El título deberá presentarse en español e inglés, ser breve y explícito y reflejar claramente el contenido de la contribución. Deberá evitarse el uso de siglas y nombres comerciales.

Autores y filiación: Se hará constar el nombre y apellidos completos del autor o autores, su titulación profesional y el Centro o Empresa donde desarrollan sus actividades, indicando la ciudad y el país.

Resumen: Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen en español e inglés, de extensión no inferior a cincuenta (50) palabras ni superior a ciento cincuenta (150) palabras.

Palabras clave: Se incluirán cinco (5) palabras clave, en español e inglés, que faciliten la búsqueda y clasificación del Artículo en las bases de datos.

Texto del artículo: Se organizará con un esquema numerado de apartados y subapartados. Normalmente contendrá una breve introducción, el cuerpo principal del artículo y unas conclusiones o comentarios finales, así como un apartado final de agradecimientos (si procede).

Apéndices: En artículos de carácter científico en los que haya una cierta profusión de expresiones matemáticas es recomendable la inclusión de un apéndice que resuma la notación empleada.

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. En lo posible se seguirán los siguientes criterios de referencia adoptados por la normativa internacional:

a) *Referencias a 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; número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

b) *Referencias de libros:*

Apellidos e iniciales del autor o autores; título del libro; edición; editorial y año de publicación.

En la estructura de contribuciones que no sean artículos sólo se requerirá obligatoriamente la existencia de título, autores y filiación de los autores.

6. REVISIÓN DE CONTRIBUCIONES ORIGINALES PARA PUBLICACIÓN

Todos los artículos recibidos que cumplan con los requisitos de recepción exigidos serán revisados por al menos dos evaluadores externos, de acuerdo con los criterios de calidad de las publicaciones científicas seriadas.

Como consecuencia de esa revisión, el Comité de Redacción decidirá sobre la aceptación o no de la contribución presentada para su publicación en *Hormigón y Acero*. En caso de aceptación esta podrá estar condicionada a que el autor realice los cambios que, a juicio del Comité, deban efectuarse para que la contribución pueda ser finalmente publicada en *Hormigón y Acero*.

7 . CESIÓN DE DERECHOS

Una vez que la contribución haya sido aprobada por el Comité de Redacción de la Revista, la Secretaría de ACHE remitirá a los autores un "Acuerdo de publicación" que deberá ser firmado por todos y cada uno de los autores de la contribución y devuelto a ACHE, por el cual cedan todos los derechos de publicación de dicha contribución a ACHE como editora de *Hormigón y Acero*.

8 . MAQUETACIÓN, PRUEBAS DE IMPRESIÓN Y PUBLICACIÓN

Tras la aceptación del original definitivo con los formatos adecuados para su impresión ACHE lo entregará a la imprenta para que realice la maquetación y prepare las pruebas de impresión correspondientes.

La prueba de impresión se remitirá al autor en formato .pdf para que dé su visto bueno definitivo o, en

su caso, corrija los posibles errores. El autor deberá devolver esta prueba de impresión con sus correcciones en un plazo máximo de 10 días para no retrasar la publicación a un número posterior de la revista. No se admitirán correcciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación de la contribución original.

Finalmente, tras la corrección de los posibles errores de la prueba de imprenta, la contribución se incluirá y publicará en la Revista.

9. SEPARATAS

En el caso de contribuciones en forma de artículos, ACHE enviará, sin coste adicional, diez separatas y el archivo .pdf del artículo publicado al autor responsable.

El autor de un artículo podrá encargar un mayor número de separatas (mínimo 50), lo cual deberá indicar al remitir la versión final de su artículo. El coste de estas separatas adicionales correrá a cargo de los autores del artículo.

En el caso de los artículos centrales, y siempre y cuando se publiquen en ese número de la revista anuncios de empresas que estén directamente relacionadas con el artículo central correspondiente (proyectista, constructora, asistencia técnica, subcontratistas o proveedores, etc.), ACHE ofrece a esas empresas anunciantes la posibilidad de encargar separatas especiales (mínimo 50) de ese artículo central, en las que figurará como portada la del número correspondiente de la revista y como contraportada el anuncio de la empresa que encargue las separatas. Este encargo de separatas especiales deberá ser abonado a ACHE por la empresa anunciante que lo solicite, conforme a las tarifas que se establezcan para cada año.



HORMIGÓN Y ACERO Instructions for authors

1. GENERAL

Hormigón y Acero, the official quarterly of the Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), welcomes papers on civil and building structures and their constituent materials.

All architects, engineers and scientists interested in disseminating their experience and knowledge or opinions on structures and the materials used to build them may submit manuscripts for publication in the journal.

2. TYPES OF PAPERS

Depending on their length and depth, journal contributions may be classified as articles, communications or comments/notes.

Articles, the backbone of the journal, may address research studies, designs and works, or the operation, maintenance, rehabilitation or demolition of structures. They should deal essentially with scientific and technical questions, but they may also refer to the aesthetics or socio-economic or environmental relevance of structures.

Papers that are shorter than full articles may be submitted for publication in the "ACHE Corner" section of the journal. Such papers may consist in comments on articles in previous issues of the journal, recommendations, revised versions of standards and so on.

The journal is printed in black and white, with the exception of one featured article per issue, selected by the Editorial Board. Featured articles, usually on a significant structural accomplishment, are printed in colour in both Spanish and English.

3. GENERAL CONDITIONS

Only papers not previously published and not under consideration for publication in other media are

eligible for submission. Abstracts published on the subject and PhD theses written by one of the authors are excepted from this rule.

Authors must, under their own responsibility, secure written permission to reproduce any material (text, pictures, tables and so on) published elsewhere. ACHE accepts no responsibility for prior copyrights to which material received may be subject.

The procedure for requesting publication of a manuscript is described in detail in Section 4 below. Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* must be written in strict compliance with the rules set out in Section 5.

Manuscripts received by ACHE that fail to comply with the submission procedure or drafting rules will be returned to their authors for revision.

4. SUBMISSION OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION IN HORMIGÓN Y ACERO

Authors who wish to contribute to *Hormigón y Acero* must submit the following documents:

1. Text requesting publication of the manuscript submitted, which entails acceptance of these Instructions for Authors.

This text must include the following:

- Full name of the corresponding author.
 - Corresponding author's mailing address, e-mail address, telephone and fax.
2. Full manuscript (including figures and photographs) in .pdf format or on hard copy, in triplicate. Figures and photographs will be embedded in this file in the approximate size intended by the author and in the approximate position for the published version, as indicated in Item 5.8.

3. Text of the manuscript (without figures) in a Word (.doc) file (see Section 5 for details). Figures must be cited in the text and a list including their legends must be provided at the end of the file.
- 4 A separate file for each figure, in high resolution format (see 5.3) and named in a way that clearly identifies the content (e.g., Figure 3). Any of the following formats are acceptable for figures: post script, .jpg, .tiff, .pict, .pdf and .dxf. Graphs generated by Excel, Freehand (version 9 or higher), CorelDraw or Illustrator are also admissible. **Figures embedded in the Word (.doc) file or in PowerPoint (.ppt) format will not be accepted as figure files.**

The aforementioned documents should be sent to the following address:

For manuscripts submitted by post:

Revista Hormigón y Acero
ACHE
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Laboratorio de Estructuras
Av. Profesor Aranguren s/n
Ciudad Universitaria
28040 Madrid

For manuscripts submitted by e-mail:

secretaria_revista@e-ache.com

5. PAPER CHARACTERISTICS AND STRUCTURE

5.1. Length

Articles should not be longer than 8 000 (or 10 000 for featured articles: see Section 2 above) or shorter than 3 000 words, excluding tables and figures.

Communications and comments may be no longer than 3 000 words excluding tables and figures, and may not occupy over six pages in all (including illustrations) of the journal in its standard format.

5.2. Text format

Manuscripts must be typed in double spacing in Spanish, with 3-cm margins on numbered DIN A4 pages.

Tables should not duplicate information or findings given in the text.

If an article is chosen by the Editorial Board for publication as a featured article, the authors will also be asked to submit the full text (including figure and photograph legends) in English.

5.3. Graphs, figures and photographs

Graphs, figures and photographs must be consecutively numbered in the order cited in the text. **Figure numbers will include all graphs, figures and photographs, without distinction.**

Figures and photographs will be referred to in the text with the word *Figure* followed by the respective number.

Since most of the journal is published in black and white, the following recommendations should be borne in mind:

- Particularly where original photographs are in colour, the colour contrast should be sufficient to clearly distinguish content and information when printed in black and white.
- Curves on graphs and figures should not be distinguished by colour, but rather by using different line thicknesses, dots and/or dashes to ensure that the information on the figure or graph can be clearly distinguished when printed in black and white.

The standard widths used for figures and graphs in the journal, 8, 12 and 18 cm, should be borne in mind when preparing photographs and figures.

Photo resolution, at the author's recommended size, must be 300 pixels per inch (approximately 120 pixels per cm).

Linear drawings and graphs, in turn, should be clear and schematic (not overly detailed) and text, numbers and symbols should be kept to a minimum. In any event, such information must be clearly legible at the size at which the illustrations are to be reproduced in the journal. The inclusion of information not required to understand the contribution should, therefore, be avoided.

Architect's and engineer's design drawings, in particular, are poorly suited to reproduction in the journal, for they tend to include much more information than strictly necessary, most of which, moreover, is illegible when the drawings are reduced to a size compatible with journal layout. Authors submitting such drawings will be requested to replace them with analogous figures more appropriate for publication.

5.4. Tables

Tables must be numbered consecutively in the order in which they are cited in the text, where their position should be indicated. Tables must be titled.

Tables will be referred to in the text with the word *Table* followed by the respective number, and numbered separately from *figures*.

5.5. Units

Magnitudes will be expressed in International System (SI) units, pursuant to standards ISO 31:1992 and ISO 1000: 1992.

5.6. Equations and mathematical expressions

An attempt will be made to ensure maximum clarity and the use of expressions as concise as possible, without forfeiting comprehension. They will be identified by a number in parentheses positioned to the right of the formula.

Equations will be numbered consecutively and will be referred to in the text with the word *Equation* followed by the respective number.

Authors must choose a font type (Times New Roman or similar) in which Greek letters, subscripts and superscripts are readily identifiable.

Upper (capital) and lower (small) case letters and any other characters that may be misinterpreted must be clearly differentiated (e.g., the letter "l" and the number one (1); the letter "O" and the number zero (0); capital "K" and small "k" and so on).

5.7. Citations

Citations in the text must be followed by a number between brackets to identify the paper cited in the references listed at the end of the article.

5.8. General structure

A Word (.doc) template is available on the journal's website, which authors may download to prepare their manuscripts.

As a general rule, articles will be organized as follows:

Title: The title should be concise and explicit, clearly reflect the content of the paper and be provided in Spanish and English. The use of abbreviations and trade names should be avoided.

Authors and affiliation: The full name and surname of all authors will be given, along with their academic degree and the name of the centre or company where they conduct their activity, including the city and country.

Abstract: Bilingual (Spanish and English) 50- to 150-word abstracts are required for all papers.

Keywords: Five keywords will be provided in Spanish and English to facilitate article searches and classification in databases.

Text: The text will be structured into numbered sections and sub-sections or items. It should normally contain a brief introduction, the body of the article and conclusions or final comments, as well as acknowledgements, as appropriate.

Appendices: In scientific articles containing a substantial number of mathematical expressions, an appendix summarizing the notation used is recommended.

References: The references cited in the text will be listed at the end of the paper, furnishing all the information needed to locate the source. Wherever possible, the following international criteria should be followed:

a) *Journal articles:*

Authors' surnames and initials; title of the article; journal name; volume and issue number; date of publication; first and last pages.

b) *Books:*

Authors' surnames and initials; title; edition; publisher; year of publication.

Only the title, authors and authors' affiliation will be required for papers other than articles.

6. REVIEW OF ORIGINAL MANUSCRIPTS FOR PUBLICATION

All articles meeting the above requirements will be reviewed by at least two independent referees, in keeping with the quality criteria governing scientific periodicals.

Manuscripts submitted for publication in *Hormigón y Acero* will be accepted or rejected by the Editorial Board on the grounds of the referees' evaluation. Acceptance may, in any event, be subject to the introduction of any changes that the Board deems necessary for the manuscript to be publishable in *Hormigón y Acero*.

7. ASSIGNMENT OF RIGHTS

After a paper is approved by the journal's Editorial Board, the ACHE Secretariat will send the authors a "Publication Agreement" whereby they assign the

copyright to the Association as publisher of *Hormigón y Acero*. This agreement must be signed by each and every one of the authors and returned to ACHE.

8. LAYOUT, PROOFS AND PUBLICATION

After acceptance of the final version of the manuscript and its format, ACHE will send it to the printer's for layout and preparation of the respective proofs.

Proofs will be sent to authors as a .pdf file for final approval or corrections, as appropriate.

Authors must return the proofs with their corrections in no more than 10 days; otherwise publication will be postponed to a subsequent issue of the journal. Corrections that entail a material alteration of the text or its structure will not be admitted.

After the possible errors in the proofs are corrected, the paper will be published in the journal.

9. REPRINTS

ACHE will send ten reprints of articles and the respective .pdf file to the corresponding authors, at no extra cost.

Article authors may order a larger number of reprints (not under 50) when returning the final version of their papers. They will be billed for the cost of these additional reprints.

When companies directly related to a featured article (design engineers, builders, technical consultants, subcontractors, suppliers and the like) publish advertisements in the issue of the journal in which it appears, they may order special reprints (minimum order, 50) of the featured article. In this case, the front cover will be the cover of the respective issue of the journal and the back cover will carry the advertisement published by the company ordering the reprints. The cost of these special reprints will be established yearly by the journal.

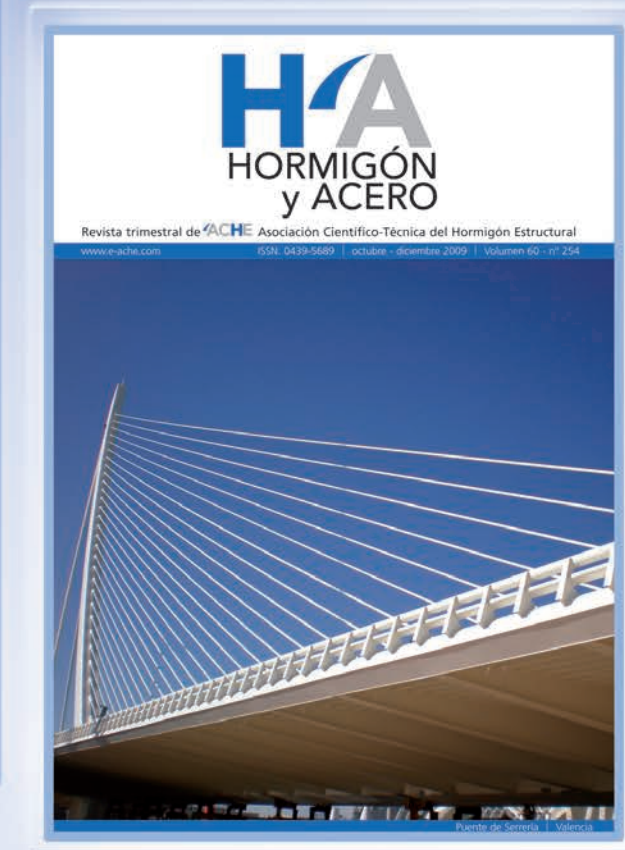
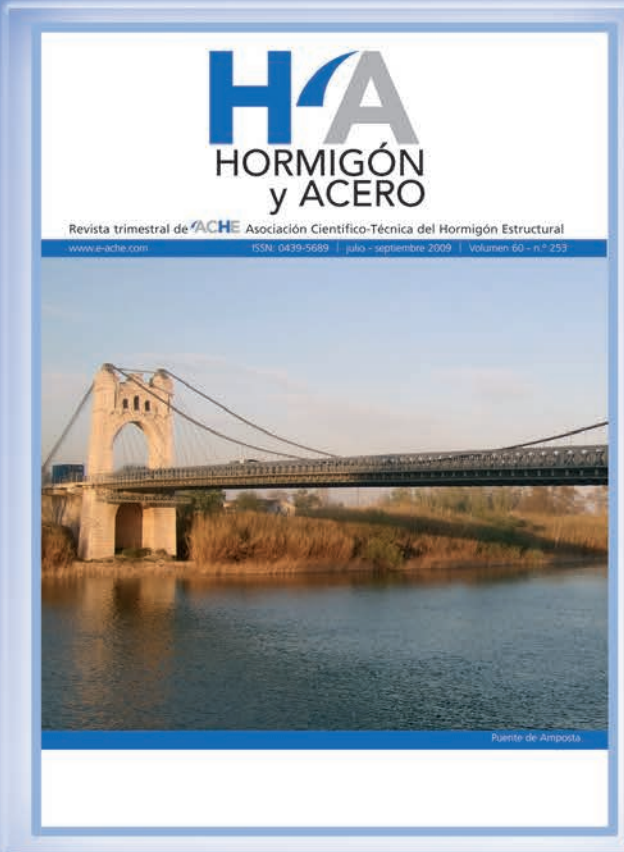
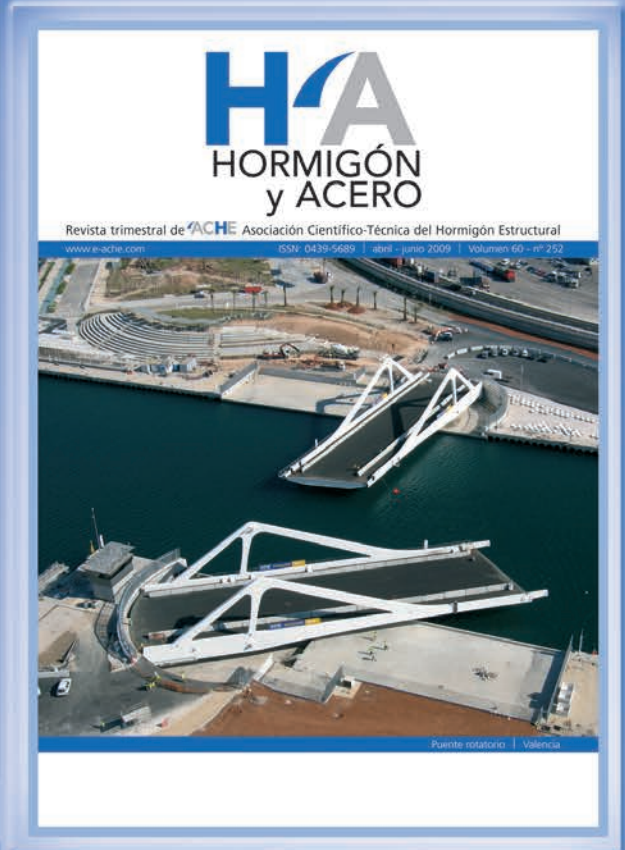
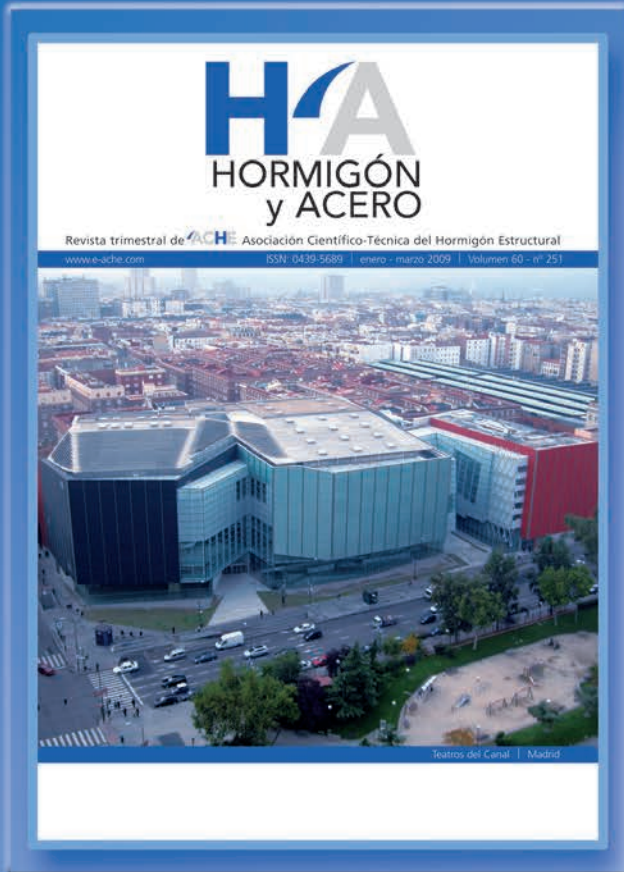
Boletín de inscripción en **ACHE**

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 trimestral. Los Estatutos de ACHE contemplan los siguientes tipos de miembro:

- 1. Miembro Patrocinador.** Es la máxima categoría establecida para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar tres representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros patrocinadores aparece en todas las publicaciones que edita ACHE. El voto del miembro patrocinador se computa con peso 5. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 2. Miembro Protector.** Es la categoría intermedia para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. La relación de miembros protectores aparece en las publicaciones de ACHE que decida el Consejo. El voto del miembro protector se computa con peso 3. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 3. Miembro colectivo.** Es la menor categoría para personas jurídicas. Tiene derecho a nombrar dos representantes, cada uno de los cuales tendrá los mismos derechos que el miembro personal excepto el de voto. El voto del miembro colectivo se computa con peso 2. Además tiene derecho a recibir gratuitamente un juego más de las monografías y de la revista.
- 4. Miembro personal.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas mayores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro personal se computa con peso 1.
- 5. Miembro Menor de 30 años.** Es la categoría que corresponde a las personas físicas menores de 30 años. Tiene derecho a recibir gratuitamente la revista y aquellas publicaciones no periódicas que decida el Consejo. El voto del miembro menor de 30 años se computa con peso 1.
- 6. Miembro Estudiante.** Es la categoría que corresponde a los estudiantes de 1º y 2º ciclo universitario y que además tengan una edad igual o menor de 30 años. Tiene los mismos derechos que el miembro personal, incluido el de voto.



HA SUMARIO

C O N T E N I D O

REALIZACIONES Y PROYECTOS

- 7 | **Puente arco de la Vicaría**
La Vicaría arch bridge
Santiago Pérez-Fadón, José Emilio Herrero Benítez
Luis Martín-Tereso López
- 43 | **Las vigas Vierendeel curvas para la construcción de grandes cubiertas**
Curved Vierendeel trusses for large roofs
Félix Escrig, José Sánchez y Víctor Compán

INVESTIGACIÓN Y ESTUDIOS

- 55 | **Análisis lineal de la interacción losa-pilares en edificios sin juntas bajo deformaciones impuestas instantáneas y en el tiempo**
Linear analysis of slab-column interaction in jointless buildings subjected to instantaneous imposed strains
Jorge Aparicio García
- 73 | **Influencia de la estructura porosa en la durabilidad de hormigones autocompactantes con propiedades mecánicas similares**
Effect of pore structure on the durability of self-compacting concretes of similar strength
E. B. Bermejo Núñez, J.C. Gálvez Ruiz,
A. Moragues Terrades y M. Fernández Cánovas

SUMMARIES

- 85 | **La Vicaría arch bridge**
Santiago Pérez-Fadón, José Emilio Herrero Benítez
Luis Martín-Tereso López
- 86 | **Curved Vierendeel trusses for large roofs**
Félix Escrig, José Sánchez y Víctor Compán
- 87 | **Linear analysis of slab-column interaction in jointless buildings subjected to instantaneous imposed strains**
Jorge Aparicio García
- 88 | **Effect of pore structure on the durability of self-compacting concretes of similar strength**
E. B. Bermejo Núñez, J.C. Gálvez Ruiz,
A. Moragues Terrades y M. Fernández Cánovas

RINCÓN DE ACHE

- 89 | **El profesor José Calavera elegido "Fellow" de la "American Association of Civil Engineers" (ASCE)**
Juan José Arenas, galardonado con el premio Gustave Magnel por el puente del Tercer Milenio
- 90 | **Situación del monográfico dedicado a las obras relacionadas con la alta velocidad ferroviaria**